



HAL
open science

Comportement non linéaire des bâtiments nucléaires, constitués de voiles à faible élancement, sous chargement alterné

Said Assadi

► To cite this version:

Said Assadi. Comportement non linéaire des bâtiments nucléaires, constitués de voiles à faible élancement, sous chargement alterné. Sciences de l'ingénieur [physics]. École des Ponts ParisTech, 1985. Français. NNT: . tel-04611936

HAL Id: tel-04611936

<https://enpc.hal.science/tel-04611936v1>

Submitted on 14 Jun 2024

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.

T H E S E

PRESENTEE A
L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES
POUR L'OBTENTION DU TITRE DE DOCTEUR-INGENIEUR
(Génie Civil : Mécanique et Structures)

PAR

SAID ASSADI

Ingénieur ENPC

COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES BATIMENTS NUCLEAIRES
, CONSTITUES DE VOILES A FAIBLE ELANCEMENT,
SOUS CHARGEMENT ALTERNE

VOLUME I

soutenu le 29 avril 1985 devant la Commission d'examen :

MM. R. LACROIX	Président
B. FOURE	Rapporteur
C. COLADANT	
JL. COSTAZ	
B. HALPHEN	Examineurs
Y. MALIER	

45832

NS 12765(3) t.1
NS 12765(3) X
t.1

T H E S E

PRESENTEE A
L'ECOLE NATIONALE DES PONTS ET CHAUSSEES
POUR L'OBTENTION DU TITRE DE DOCTEUR-INGENIEUR
(Génie Civil : Mécanique et Structures)

PAR

SAID ASSADI

Ingénieur ENPC

COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES BATIMENTS NUCLEAIRES
, CONSTITUES DE VOILES A FAIBLE ELANCEMENT,
SOUS CHARGEMENT ALTERNE

VOLUME I



soutenu le 29 avril 1985 devant la Commission d'examen :

MM. R. LACROIX	Président
B. FOURE	Rapporteur
C. COLADANT	
JL. COSTAZ	
B. HALPHEN	Examineurs
Y. MALIER	

09



REMERCIEMENTS

Je suis reconnaissant à Monsieur R. LACROIX, Professeur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, de m'avoir fait l'honneur de présider le Jury de ma thèse.

Je remercie vivement Monsieur Y. MALIER, Professeur à l'E.N.S.E.T. et le chef de la Division Matériaux et Structures pour ouvrages d'art du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, et Monsieur B. HALPHEN, Professeur, et responsable de la recherche à l'E.N.P.C., d'avoir bien voulu accepter de faire partie du Jury.

Je tiens à remercier particulièrement Monsieur B. FOURE, Chef de l'Unité "Essais et Etudes des Structures" au C.E.B.T.P., et Monsieur C. COLADANT, Ingénieur à la Division Génie Civil du Service d'Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires (S.E.P.T.E.N.) d'E.D.F., pour leurs nombreux conseils tout au long de ce travail.

Mes recherches ayant été effectuées au Service d'Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires d'Electricité de France, je tiens à remercier sincèrement Monsieur J.L. COSTAZ, Chef de la Division Génie Civil de ce service, pour sa compréhension à mon égard et pour toutes les facilités d'ordre matériel qu'il n'a pas hésité à m'accorder au sein de sa Division.

Mes derniers mois de recherche ayant été effectués à la Société COYNE et BELLIER, je tiens ainsi à remercier la Direction et plus particulièrement Monsieur J. PICAUT, Chef du Service "Géodynamique et Structures", pour la confiance qu'ils m'ont témoignée, et Monsieur J. CHATAIGNER, Ingénieur de ce service, pour ses conseils facilitant l'achèvement de ce travail.

Je ne voudrais surtout pas oublier de remercier l'ensemble du personnel du S.E.P.T.E.N. et de COYNE et BELLIER, dont le concours m'a facilité la préparation de ce document.

AVANT-PROPOS

Cette étude, ayant pour but l'obtention du diplôme de Docteur Ingénieur à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, a été proposée et financée par la Division Génie Civil du Service d'Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires (S.E.P.T.E.N.) d'Electricité de France.

Elle comprend une partie théorique et une partie expérimentale, cette dernière ayant été réalisée au Service d'Etude des Structures du Centre Expérimental de Recherches et d'Etudes du Bâtiment et des Travaux Publics (C.E.B.T.P.) dans le cadre du contrat n° 83108 (C.E.T.B.P.), signé entre ces deux services.

Ce rapport est présenté en deux volumes, le second étant constitué par les Annexes 1 à 10.

RESUME

INTRODUCTION

En plus des forces horizontales, les voiles porteurs d'un bâtiment nucléaire peuvent être soumis à des efforts verticaux de traction ou de compression, sur leur section horizontale ; ce sont en réalité les forces de gravité (compression) ou les composantes verticales des sollicitations sismiques (traction).

L'examen des cas réels (chapitre I) montre que ces voiles, étant en général deux fois plus armés que ceux utilisés dans des bâtiments ordinaires, ont un élancement qui n'est que très rarement supérieur à 1. Ils sont alors considérés comme des voiles bas dans lesquels le rôle au cisaillement devient aussi important ou plus important que celui de la flexion. Par conséquent, contrairement à ceux présentant un grand élancement, les armatures horizontales perdent leur efficacité dans la résistance d'ensemble au cisaillement, au bénéfice des armatures verticales réparties ; elles assurent cependant, dans certains cas, la résistance locale au cisaillement. La résistance à la flexion étant assurée par l'ensemble des armatures réparties et concentrées (logées aux bords verticaux) ; en conséquence, les dimensionnements des armatures de flexion et d'effort tranchant sont interdépendants.

Devant les lacunes de la bibliographie, notre étude expérimentale (chapitre II) a pour but l'étude de la résistance, la ductilité, l'amortissement et la rigidité, sous l'action de forces horizontales alternées (répétées) accompagnées ou non d'une force normale de traction (ou compression), des voiles plans du type de ceux rencontrés dans ces bâtiments. Il faut noter que, après un examen assez complet de la littérature, l'effet d'un effort normal de traction ne semble jamais étudié sur le comportement de tels voiles.

ETUDE EXPERIMENTALE

Sept essais ont été effectués (KV 15 à KV 21), sur des corps d'épreuve de 1,50 m de longueur, 0,75 m de hauteur et 0,10 m d'épaisseur, dont quatre avec une contrainte normale de traction (-0,5 MPa ou -1,5 MPa), deux avec une contrainte normale de compression (+ 0,5 MPa) et un sans effort normal. Hormis les pourcentages d'armatures verticales et horizontales qui prennent deux valeurs différentes (0,392 % et 0,680 %) dans chaque groupe d'essais, les autres paramètres (l'élanement = 0,5 ; la qualité du béton Q_2 ($f_{cj} = 30$ MPa),...) sont toujours identiques.

Les principaux résultats sont les suivants :

- Contrairement à des voiles peu comprimés (0,5 MPa) ou peu tendus (- 0,5 MPa ; 0 MPa) dans lesquels la fissuration, après l'application de la force horizontale, commence par des fissures de "cisaillement" (dans l'âme), suivie simultanément par des fissures de "flexion" (aux bords), les voiles très tendus (-1,5 MPa) montrent une fissuration qui est matérialisée par des fissures presque horizontales obtenues sous l'action de l'effort normal seul (-1,5 MPa) ;
- Dans le cas des voiles peu comprimés et peu tendus, les fissures, lorsque le pourcentage d'armatures est fourni par une seule nappe d'acier, sont proches des diagonales des mailles d'armature. Par contre, dans le cas où le pourcentage est assuré par deux nappes d'aciers, l'espacement diminue et est voisin du grand côté d'une maille. Pour les voiles très tendus, il semblerait que, quel que soit le nombre des nappes d'aciers, l'espacement moyen des fissures soit toujours de l'ordre de grandeur du grand côté de la maille.
- Le pourcentage d'armatures n'a pas d'incidence sur l'angle moyen des fissures avec l'horizontale, tandis que plus l'effort normal de traction est grand, plus celles-ci sont proches de l'horizontale ;

- la rupture est causée par l'ouverture importante d'une des fissures critiques diagonales et le début de désorganisation du béton dans les quatre zones où ces fissures atteignent les encastremets. Elle entraîne de plus, le début du glissement le long de l'encastrement inférieur (dans les zones où le béton est désorganisé) dans des voiles faiblement comprimés ou tendus, et l'ouverture importante de certaines fissures horizontales formées aux encastremets ou dans la hauteur sous l'action de la charge verticale seule, dans des voiles très tendus ;
- au-delà de la charge maximale, le comportement se traduit généralement par l'ouverture plus importante des fissures diagonales et la rupture plus franche (éclatement,...) du béton aux quatre coins du voile. L'ouverture importante de ces fissures entraîne dans les voiles moins armés (0,392 %) uniquement, la rupture successive des fils horizontaux ;
- le déplacement horizontal (de la bordure supérieure par rapport à la bordure inférieure) au début du chargement (pente à l'origine) est de l'ordre de 1,30 et 2,55 fois le déplacement calculé, dans la pratique en poutre élémentaire, pour les voiles faiblement comprimés ou tendus et les voiles très tendus respectivement. Par contre, le premier est de l'ordre de 1,50 fois le deuxième, juste au moment de la fissuration ;
- sous la charge maximale :
 - * les armatures concentrées fonctionnent en tirant : traction sur toute la hauteur, et se plastifient largement ($\epsilon_a > 10 \times 10^{-3}$) ;
 - * les armatures réparties placées aux bords des voiles sont moins allongées que celles du centre. Au centre, les armatures verticales sont plus plastifiées que les armatures horizontales (inclinaison inférieure à 45° , des fissures sur l'horizontale) dans les voiles peu armés ($w_v = w_h = 0,392 \%$), et moins plastifiées, dans les voiles plus armés ($w_v = 0,680 \%$; $w_h = 0,630 \%$). L'allongement des armatures est plus important lorsque l'effort normal de traction est plus grand ;
 - * la rupture locale du béton, essentiellement aux quatre coins des voiles, est atteinte ;

- Malgré une légère augmentation en fonction du pourcentage d'armatures, la rigidité initiale reste presque constante pour les voiles peu comprimés ou peu tendus ($\sigma_n = \pm 0,5$ MPa). Elle diminue de 50 % pour les voiles très tendus (-1,5 MPa) comprenant, dès le début de l'application de l'effort horizontal, des fissures horizontales dues à l'action de l'effort normal seul ;
- la rigidité décroît très rapidement dès le début de la fissuration et atteint une valeur de l'ordre de 10 % de la rigidité tangente initiale pour la charge maximale. Cette décroissance est encore plus rapide quand l'effort normal de traction est plus important. Cette évolution de la rigidité, dès le début de la fissuration et jusqu'à la rupture, remet en question la rigidité tangente initiale prise habituellement dans le calcul non linéaire des structures ;
- l'amortissement, calculé d'après l'aire des cycles d'hystéresis, varie peu avant la première fissuration, puis prend des valeurs assez fortes à l'apparition des premières fissures et reprend des valeurs peu dispersées (~ 6 %) avant la charge maximale. L'amortissement moyen, entre la fissuration et la charge maximale, est pratiquement toujours supérieur ou presque égal à 7 % (valeur admise habituellement pour le béton armé fissuré). Cependant, il décroît lorsque le pourcentage d'armatures croît. Cette décroissance est moins importante dans le cas des voiles peu comprimés ou peu tendus ($\pm 0,5$ MPa) et très importante dans le cas des voiles très tendus (-1,5 MPa) ;
- la ductilité croît quand, pour un pourcentage d'armature donné, l'effort normal de traction augmente (l'allongement des armatures est favorisé par ce dernier). Elle diminue, par contre, lorsque, pour un effort normal donné, le pourcentage d'armatures augmente (l'épuisement du béton est atteint avant, ou quasi-simultanément, la plastification des armatures) ;
- les courbes enveloppes des voiles ont, pour un pourcentage d'armatures donné, la même allure (pente) après la fissuration jusqu'à la rupture (pas d'incidence de l'effort normal). Ces courbes peuvent être approchées par une succession de segments droits ou par une courbe (parabole) ;

- la charge maximale croît et le déplacement correspondant diminue quand le pourcentage d'armatures verticales et/ou la contrainte normale de compression augmente (nt) : par conséquent les voiles deviennent moins ductiles ;
- la résistance ultime, d'après les résultats de calcul des charges maximales des voiles par des expressions semi-théoriques fondées sur le critère de rupture de COULOMB, n'est vraisemblablement mobilisée selon une section horizontale que dans le cas des voiles tendus. Dans le cas des voiles comprimés elle est obtenue sur un plan de fissuration diagonale. Ces constatations sont conformes aux observations faites lors des essais ;
- les courbes des cycles d'hystéresis peuvent, d'après leurs caractéristiques communes, être approchées par deux polynômes du 5^o degré en déplacement (parties supérieure et inférieure) dont l'ensemble a une symétrie par rapport à l'origine des axes "efforts" et "déplacements".

APPLICATION : PROGRAMME DE CALCUL

- Nous avons réalisé (chapitre III) le programme de calcul CADBANU (CALcul Dynamique des BATiments NUcléaires) pour étudier la réponse des bâtiments nucléaires, constitués de voiles à faible élancement, sous l'action d'une excitation dynamique appliquée à leur base. Ce programme, dans lequel certains paramètres sont définis à partir des résultats expérimentaux précédents, donne le déplacement horizontal et la rotation (autour de l'axe horizontal perpendiculaire au déplacement) au niveau de chaque plancher.

Le bâtiment est modélisé par un empilage de corps solides, ayant chacun deux degrés de liberté (déplacement et rotation) au niveau des planchers.

Le comportement non-linéaire de chaque voile, modélisé par des ressorts et des amortisseurs, est décomposé en cinq parties : enveloppes des efforts maximaux et stabilisés, parties inférieure et supérieure du cycle d'hystéresis, et courbe auxiliaire à l'intérieur de ce cycle. La liaison du bâtiment avec le sol de fondation est aussi assurée par un système de ressorts et d'amortisseurs introduisant les termes du couplage entre les deux mouvements (déplacement et rotation).

Les méthodes de calcul choisies, pour la résolution du système d'équations différentielles d'ordre un ($\dot{\underline{X}} = \underline{A} \cdot \underline{X} + \underline{B}$; $\underline{X} = \underline{Z}$), sont la méthode de RUNGE-KUTTA puis les méthodes explicite-implicite à pas liés.

Le bon fonctionnement de la première version de ce programme qui consiste à calculer, à partir des valeurs de déplacement horizontal relatif, des valeurs de la charge horizontale et la raideur en translation des voiles, a été vérifié et les résultats graphiques ont été représentés. Cependant, malgré un bon fonctionnement de l'ensemble du programme dans le cas où celui-ci parcourt toutes les étapes du modèle inélastique d'origine mais sous comportement linéaire, une étude supplémentaire, sur le choix du pas de temps et les valeurs des paramètres de précisions, a été jugé nécessaire pour affiner les résultats obtenus. Cette étude étant en cours, la vérification et le développement du programme, pour des cas généraux, feront l'objet d'un travail ultérieur.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS

AVANT-PROPOS

RESUME

CHAPITRE I - INTRODUCTIONS GENERALES

1 - QU'EST-CE QUE C'EST QU'UN VOILE ?.....	2
2 - DIFFERENTS TYPES DE VOILES.....	2
2.1. Définitions.....	2
2.2. Comportements à la rupture.....	3
2.2.1. Les voiles à grand élancement.....	4
2.2.1.1. Fonctionnement des différents éléments constitutifs.....	4
2.2.1.2. Modes de rupture.....	4
2.2.2. Les voiles à faible élancement.....	7
2.2.2.1. Fonctionnement des différents éléments constitutifs.....	7
2.2.2.2. Modes de rupture.....	8
3 - DEFINITION D'UN VOILE PRINCIPAL DE BATIMENT NUCLEAIRE.....	10
3.1. Particularités géométriques et mécaniques.....	10
3.2. Méthode de construction.....	11
3.3. Comportement sous l'effet d'un chargement alterné.....	12
3.3.1. Structures "détériorables".....	12
(définition, modèle physique, courbe "charges- déplacements")	
3.3.2. Applications : Courbe "charges-déplacements" d'un voile isolé.....	14
4 - CONCLUSION.....	14
REFERENCES.....	16

CHAPITRE II ETUDE EXPERIMENTALE

ETUDES EXPERIMENTALES ANTERIEURES.....	29
ETUDE ACTUELLE.....	31
1 - INTRODUCTION.....	31
2 - DESCRIPTION DES ESSAIS.....	31
2.1. Programme des essais.....	31
2.2. Corps d'épreuve.....	32
2.2.1. Dispositions générales.....	33
2.2.2. Ferrailage du voile.....	33
2.2.3. Bétonnage et conservation.....	33
2.3. Caractéristiques des matériaux.....	34
2.3.1. Acier.....	34
2.3.2. Béton.....	34
2.4. Dispositif expérimental.....	35
2.5. Mesures.....	36
2.6. Procédure des essais.....	37
3 - PRESENTATION DES PRINCIPAUX RESULTATS.....	38
3.1. Fissuration.....	38
3.1.1. Charges de fissuration.....	39
3.1.2. Inclinaison et espacement des fissures.....	40
3.2. Rupture.....	42
3.3. Etat ultime.....	43
3.4. Courbes "charges-déplacements".....	44

4 - ETUDE DETAILLEE DES RESULTATS.....	45
4.1. Déplacement dans le domaine élastique (avant fissuration)....	45
4.2. Calcul de la charge de fissuration (V_f).....	46
4.3. Déformations (armatures-béton) sous la charge maximale.....	49
4.3.1. Allongements des armatures.....	49
4.3.1.1. Armatures concentrées (tirants).....	50
4.3.1.2. Armatures réparties verticales et horizontales.....	51
4.3.2. Raccourcissement du béton.....	52
4.4. Interprétation des relations force-déplacement.....	53
4.4.1. Enveloppe des cycles de chargement alterné.....	53
4.4.1.1. Généralités.....	53
4.4.1.2. Modèles mathématiques.....	53
a - segments droits.....	54
b - représentation non-linéaire.....	55
4.4.2. Rigidité (R).....	56
4.4.3. Amortissement (ξ).....	57
4.4.4. Facteur de ductilité (μ).....	59
4.5. Calcul de la charge de plastification des armatures (V_p).....	59
4.6. Calcul de la charge maximale (rupture ; V_u).....	61
4.6.1. Expressions (semi) théoriques.....	61
4.6.2. Expressions purement empiriques.....	67
4.7. Calcul du déplacement maximal (d_u).....	71
4.8. Cycles d'hystéresis.....	72
4.8.1. Signification physique.....	72
4.8.2. Modèle mathématique.....	73
5 - CONCLUSION.....	74
REFERENCES.....	78

CHAPITRE III ANALYSE DYNAMIQUE DES BATIMENTS NUCLEAIRES,
CONSTITUES DE VOILES BAS, SOUS SOLLICITATIONS SISMIQUES

1 - INTRODUCTION.....	181
2 - MODELISATION DE LA STRUCTURE.....	181
3 - EQUATIONS D'EQUILIBRE.....	182
3.1. Conventions de signes.....	182
3.2. Entre masse i et masse j.....	182
3.3. Entre masse i et sol de fondation.....	183
4 - RESOLUTION DES EQUATIONS D'EQUILIBRE.....	185
4.1. Mise au point matricielle des équations.....	185
4.2. Méthode de calcul.....	189
4.2.1. Critères de convergence.....	192
5 - MODELISATION DU COMPORTEMENT.....	194
5.1. Décomposition du comportement en différentes parties.....	194
5.2. Interventions des différentes parties dans le calcul (K_t)....	195
6 - DESCRIPTION DU PROGRAMME DE CALCUL (CDBANU).....	197
6.1. Introduction.....	197
6.2. Programme principal et sous-programmes.....	197
6.3. Données.....	201
6.4. Sorties.....	202
7 - ETUDE DE BON FONCTIONNEMENT DU PROGRAMME ; EXEMPLES NUMERIQUES....	202
7.1. Méthodes de vérification.....	202
7.2. Hypothèses.....	203
7.3. Exemples de vérification.....	204
7.3.1. Vérification de la première version de CDBANU.....	204
7.3.2. Vérification de la version finale (en cours).....	204
8 - CONCLUSION.....	205
REFERENCES.....	206
<u>CHAPITRE IV CONCLUSIONS GENERALES.....</u>	<u>216</u>

TABLE DES MATIERES

VOLUME 2

- ANNEXE 1 - Calcul du voile avant fissuration (élasticité linéaire)
- ANNEXE 2 - Calcul de la charge maximale (V_u)
- ANNEXE 3 - Calcul de la charge de plastification des armatures (V_p)
- ANNEXE 4 - Enregistrements graphiques des courbes "force-déplacement"
- ANNEXE 5 - Sommets des cycles de chargement expérimentaux (représentation à deux échelles différentes du déplacement)
- ANNEXE 6 - Evolution du raccourcissement du béton (ε_b) dans les directions diagonales du voile
- ANNEXE 7 - Courbes approchées (segments droits ; représentation non linéaire) de la courbe enveloppe.
- ANNEXE 8 - Evolution de la rigidité (R/R_0) en fonction de la distorsion (d/H)
- ANNEXE 9 - Calcul de l'aire des cycles d'hystérésis ; calcul des amortissements (ξ)
- ANNEXE 10 - Contrainte du cisaillement maximale τ_u en fonction de $\sqrt{f_{cj}}$ et $(w_v \cdot f_{ev} + \sigma_n)$; représentation graphique dans les différents cas

CHAPITRE I

INTRODUCTIONS GENERALES

1 - QU'EST-CE QUE C'EST QU'UN VOILE ?

Est considéré comme voile, un élément vertical, plan en béton armé, d'un bâtiment ordinaire ou nucléaire (bâtiment électrique par exemple) qui ajoute à son rôle porteur vis-à-vis des charges verticales (forces de gravité, composante verticale d'une force sismique,...), la fonction d'équilibre des forces horizontales (la composante horizontale d'une force sismique,...) agissant sur le bâtiment et lui sont généralement transmises par les planchers (figure 1). La raideur d'un tel voile peut être accrue s'il est solidaire d'autres voiles verticaux qui lui sont perpendiculaires (raidisseurs).

L'élanement (rapport de la hauteur sur la longueur), les pourcentages des armatures verticales et horizontales (figure 1), la présence des raidisseurs, l'intensité des charges verticales, la résistance à la compression du béton, sont les principaux paramètres étudiés dans ce type de voiles.

2 - DIFFERENTS TYPES DE VOILES

2.1. Définitions

Selon la majorité des auteurs et des expérimentateurs français et étrangers [2] [8] [9], les différents voiles plans en béton armé se distinguent par le paramètre de l'élanement :

Les Voiles Hauts (Elancés) : l'élanement γ est supérieur à 1,5 et par conséquent le comportement général est gouverné par la flexion (comportement en poutre). La résistance à la flexion et au cisaillement est essentiellement assurée par les armatures verticales concentrées dans les raidisseurs (extrémités), et les armatures horizontales réparties sur la hauteur. Dans ce cas, les dimensionnements des armatures de flexion et de cisaillement se font indépendamment.

Les armatures verticales réparties sur la longueur du voile sont inefficaces vis-à-vis de la résistance au cisaillement.

Les voiles intermédiaires : l'élancement y est compris entre 0,5 et 1,5 et la prépondérance de la flexion sur l'effort tranchant (ou vice-versa), dans le comportement général, dépend des paramètres cités au § 1. Les armatures réparties verticales et horizontales sont efficaces et participent toutes à la résistance d'ensemble au cisaillement.

Les Voiles Bas (courts) : l'élancement y est inférieur à 0,5 et le comportement général est gouverné par l'effort tranchant. Dans ces voiles, contrairement à ceux présentant un grand élancement, les armatures horizontales perdent leur efficacité dans la résistance d'ensemble au cisaillement, au bénéfice des armatures verticales réparties ; elles assurent cependant dans certains cas, la résistance locale au cisaillement. La résistance à la flexion étant assurée par l'ensemble des armatures réparties et concentrées ; en conséquence, les dimensionnements des armatures de flexion et d'effort tranchant sont interdépendants.

Dans les chapitres suivants, pour faciliter notre étude, nous distinguons deux principaux types de voiles :

- . Les Voiles Hauts (élancés) : dans lesquels le comportement général est gouverné par la flexion ;
- . Les Voiles Bas (à élancement modéré ou faible) : dans lesquels le rôle de l'effort tranchant dans le comportement général, devient en général plus important que celui de la flexion. (Cette catégorie comprend les deux derniers types de voiles cités précédemment).

2.2. Comportement à la rupture

Le comportement global, les modes de rupture et la contribution de différents éléments constitutifs (armatures verticales et horizontales, béton) à la résistance maximale pour chaque catégorie de voiles sont résumés ci-dessous :

2.2.1. Les voiles à grand élanement

2.2.1.1. Fonctionnement des différents éléments constructifs

Les voiles élancés se comportent comme des poutres (consoles) encastées au niveau de la fondation et par conséquent, comme dans tous les problèmes concernant les poutres, le comportement global est gouverné essentiellement par la flexion. Les fissures apparaissant dans ces voiles, créent un système de diaognes de "flexion-cisaillement" ; elles se forment horizontalement aux bords par la flexion, et se développent ensuite obliquement dans l'âme en raison de l'effort tranchant. Comme le montre la figure 2, la "fissure diagonale critique" se situe dans la partie basse du voile et se développe davantage au voisinage de la flexion maximale. En général, c'est au niveau de cette fissure que le voile se rompt.

L'examen de la figure 2 montre que l'effort horizontal extérieur, uniformément réparti le long de la bordure supérieure, est équilibré par les armatures horizontales traversant la(les) fissure(s) critique(s), tandis que le basculement (rotation) des morceaux de béton isolés par les fissures diagonales, et l'ouverture de ces dernières, est empêché et contrôlé par les armatures verticales principales conçues pour la flexion. Le fait que chaque fissure critique (idéalisée) soit stabilisée par les armatures concentrées, met en évidence, hormis une faible contribution au contrôle de l'ouverture des fissures, l'inefficacité des armatures verticales réparties vis-à-vis de l'équilibre du voile. Par contre, lorsqu'un voile comporte une reprise du bétonnage et que l'effort horizontal appliqué est équilibré en partie par la force de frottement sur ce plan, celles-ci deviennent localement actives dans le sens, qu'avec un espacement réduit, elles empêchent la séparation (ou glissement) de deux parties de voile dans ce plan.

2.2.1.2. Modes de rupture [2] [8] [9]

Les principaux modes de rupture rencontrés dans ce genre de voiles sont décrits ci-dessous :

Mode H1 - Rupture en flexion par plastification en traction des armatures verticales (figure 6-a). C'est le mode de rupture "normal" lorsque le cisaillement reste modéré vis-à-vis de la flexion, et que l'effort normal de compression est faible. L'écrasement du béton dans la zone comprimée est la conséquence de la plastification des armatures tendues verticales.

En se référant à la figure (8-a), les caractéristiques fondamentales d'une courbe typique de chargement cyclique peuvent se résumer ainsi (exemple d'un voile raidi) :

- a - la ductilité est considérable et peut-être augmentée en disposant des armatures transversales plus denses dans les raidisseurs (la courbe d'enveloppe des cycles en pointillé sur la figure 8-a) ;
- b - la chute de la charge horizontale appliquée après son maximum est progressive ;
- c - la courbe typique du chargement alterné montre de grandes capacités d'absorption d'énergie qui subsistent même au-delà de la charge maximale.

Mode H2 - Rupture en flexion par écrasement du béton. C'est le cas des voiles assez fortement sollicités et armés en flexion, ayant une section rectangulaire ou en I, soumise, de plus, à un effort normal de compression important (figure 6-b).

La ductilité est fortement réduite par rapport au mode H 1, surtout lorsque la section est rectangulaire (absence de raidisseurs) et que par conséquent, l'amélioration du comportement de la zone comprimée est plus difficile.

Mode H3 - Rupture en flexion des armatures tendues verticales. Ce mode est spécifiquement celui des voiles faiblement armés en flexion (faible pourcentage d'armatures concentrées), surtout, lorsque celles-ci sont réparties le long de la section horizontale (figure 6-c).

La chute de la résistance après son maximum est brutale, et la capacité d'absorption d'énergie est pratiquement nulle. Ainsi, lorsqu'il n'y a pas de rupture des armatures verticales, mais seulement plastification, on a recours au mode H 1 dans lequel le maximum de ductilité est obtenu lorsque les armatures verticales sont concentrées aux bords.

Mode H4 - Rupture en flexion-cisaillement par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales de cisaillement. C'est le mode qui se substitue au mode H 1, surtout lorsque les armatures transversales sont insuffisantes et que l'on peut obtenir leur rupture (figure 6-d).

Mode H5 - Rupture par cisaillement du béton de l'âme est le mode qui caractérise plutôt les voiles à section en I fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés (figure 6-e).

La ductilité est réduite (par rapport au mode H 1) mais encore notable, car les armatures concentrées de flexion sont aussi plastifiées. L'effort résistant horizontal décroît assez rapidement après son maximum et la capacité d'absorption d'énergie d'un cycle typique de chargement alterné, avant que ne soit le maximum de chargement est encore notable. Toutefois la forme des cycles d'hystéresis commence à montrer un "pincement" caractéristique des ruptures par cisaillement (§ 2.2.2.).

Il a été noté au cours des essais qu'un effort normal modéré de compression augmente la résistance, diminue un peu la ductilité et entraîne une décroissance plus rapide de la charge après son maximum (courbe enveloppe des cycles, en pointillé, sur la figure 8-b).

2.2.2. Les voiles à faible élancement

2.2.2.1. Fonctionnement des différents éléments constructifs

Contrairement aux voiles élancés (§ 2.2.1.), le comportement de voiles courts assimilé à celui des consolides courtes [10], est gouverné par l'effort tranchant et par conséquent des fissures diagonales de "cisaillement" apparaissent initialement dans l'âme. Dans ces voiles, comme les fissures critiques ne rencontrent pas (avant l'obtention du maximum de charge) les armatures verticales concentrées aux extrémités (cas contraire de celui des voiles hauts), les armatures réparties verticales contribuent, simultanément avec les horizontales, à l'équilibre des différentes bielles de béton.

Les figures 4 et 5 (compléments à la figure 3) montrent, sur un voile idéalisé (pourcentages d'armatures horizontales et verticales égaux, les fissures critiques inclinées de 45° sur horizontal,...), le transfert des efforts entre les différentes bielles de béton, et les principales forces nécessaires pour les équilibrer. On peut faire, sur ces figures, les remarques suivantes :

Dans l'équilibre de l'élément I (figures 4-d, 5-d), les armatures horizontales servent à transférer l'effort horizontal V_1 à l'élément III, à travers des fissures diagonales qui limitent l'élément II. En revanche les armatures verticales, sont à l'origine des forces de compression dans les bielles de béton et empêchent leur rotation. Les armatures verticales de flexion concentrées aux bords reprennent l'ensemble de ces forces de compression.

Dans l'équilibre de l'élément II (figures 4-c, 5-c), le transfert de l'effort horizontal V_2 à la base du voile est réalisé uniquement par les bielles de béton et ceci sans participation des armatures horizontales. Ce transfert nécessite alors un pourcentage d'armatures verticales identique à celui de l'élément I pour faire apparaître d'une part une force de compression diagonale dans les bielles du béton, et résister d'autre part à leur rotation.

Dans l'équilibre de l'élément III, deux cas se présentent :

- Les armatures verticales de flexion se concentrent au bord du voile. Dans ce cas comme les figures 4-b et 5-b le montrent, les armatures horizontales sont soumises à la force V_1 provenant de l'élément I et la traction dans les armatures concentrées de flexion entraîne, par les forces de compressions diagonales qu'elle crée, une distribution de l'effort horizontal V_1 le long de la section de base.
- Les armatures verticales de flexion sont réparties le long de la section de base. Cette disposition des armatures de flexion entraîne la génération d'une force supplémentaire V_1 dans les armatures verticales, soit $2 V_1$ au total. Dans ce cas, l'équilibre de l'élément (figure 4-a et 5-a) montre que les forces de compressions diagonales, ainsi que l'effort horizontal V_1 , ne sont plus distribués le long de la section de base et qu'alors le point d'application de la résultante des forces se trouve en partie basse et au voisinage de la fissure critique. Cela entraîne alors une rupture locale par compression du béton, ou le flambement des armatures verticales.

On peut en résumé constater que dans les voiles bas et à condition que les armatures verticales de flexion soient concentrées aux bords, on n'a pas de rupture prématurée due à l'effort tranchant. En effet à la charge maximale, les armatures réparties verticales contrôlent l'ouverture des fissures et commencent à se plastifier. Ceci entraîne d'ailleurs, lors d'un chargement alterné, une dissipation d'énergie bien distribuée dans tout le voile.

2.2.2.2. Modes de rupture [2] [8] [9]

Les modes de rupture les plus probables sont :

Mode B1 - Rupture par glissement (ou "cisaillement-glissement") à l'encastrement (figure 7-a). Ce mode, qui pourrait être accompagné d'une destruction locale du béton le long de l'encastrement, s'obtient dans l'un des deux cas suivants :

- Insuffisance des armatures réparties verticales, surtout lorsqu'il y a une reprise de bétonnage à l'encastrement ;
- Plastification progressive des armatures verticales sous l'effet de la flexion, du cisaillement et/ou d'un effort normal de traction.

D'après la courbe caractéristique de l'enveloppe des cycles de chargement alterné (ainsi qu'un de ces cycles), représentée sur la figure 8-c, on note que la ductilité est encore réduite par rapport à celle des voiles hauts, et que, contrairement à ce que l'on pense, la chute de la charge après son maximum, n'est pas très rapide. La forme "pincée" à l'origine du cycle d'hystéresis est une caractéristique pour ce genre de voiles.

Mode B2 - Rupture par effort tranchant avec plastification (éventuellement rupture) des armatures verticales et horizontales le long de "fissures critiques" diagonales (figure 7-b). Ce mode est plutôt réservé aux voiles très bas d'un élancement inférieur ou égal à 0,5.

La ductilité est encore plus faible que celle du mode B1, mais la chute de la charge n'est toujours pas brutale après le maximum. La forme des cycles d'hystéresis traduit une faible capacité d'absorption d'énergie.

Mode B3 - Rupture par effort tranchant dans le béton de l'âme (figure 7-c). Ce mode généralement observé dans les voiles fortement armés (et avec les raidisseurs aux bords), provoque la destruction du béton comprimé à la base de bielles qui transmettent les efforts de compression. On associe à ce mode une certaine ductilité provenant de la plastification des armatures lors de la rupture du béton.

3 - DEFINITION D'UN VOILE CONSTITUTIF D'UN BATIMENT NUCLEAIRE

3.1. Particularités géométriques et mécaniques

L'examen de certains cas réels (plus particulièrement celui du site Flamanville - figure 9-a) nous a révélé les bornes supérieure et inférieure de principaux paramètres rencontrés dans ce genre de voiles :

- l'élanement (rapport hauteur sur longueur du voile) dans les différents cas présentés sur la figure 9-b, est limité par :

- | | | |
|---------------------|---|---|
| 0,05 - 0,10 (0,17)* | - | Pour un voile existant entre deux étages successifs et s'étendant sur toute la longueur du bâtiment ; |
| 0,17 - 0,45 (0,90)* | - | Pour un voile situé entre deux étages et deux raidisseurs (voiles qui lui sont perpendiculaires) successifs ; |
| 0,45 - 1,00 | - | Pour un voile ayant comme hauteur et longueur celles du bâtiment lui-même ; |
| 0,35 - 1,35 (1,6)* | - | Pour un voile se situant entre deux raidisseurs successifs sur toute la hauteur du bâtiment. |

En général, on s'aperçoit que l'élanement n'est que très rarement supérieur à 1 (et toujours inférieur à 1,5) et qu'en conséquence, on a affaire à des voiles bas dans lesquels le rôle au cisaillement devient aussi important ou plus important que celui de la flexion.

* Cette valeur est atteinte très rarement.

- Les pourcentages d'armatures verticales et horizontales (w_v , w_h) qui caractérisent le rapport de la section totale (sur les deux faces) des armatures réparties le long de la section à celle du béton, sont compris entre :

0,45 % - 0,70 % pour les armatures verticales aussi bien qu'horizontales.

Ces valeurs font apparaître que les voiles constitutifs des bâtiments nucléaires sont en général deux fois plus armés que ceux utilisés dans les bâtiments ordinaires

- Les pourcentages d'ouverture (rapport de l'aire totale des ouvertures à celle du voile lui-même) sont compris entre :

1,5 % - 3,5 % (6,0 %) * pour les voiles extérieurs
 15,0 % - 25,0 % (30,0 %) * pour les voiles intérieurs

On notera que la valeur moyenne de ce pourcentage est pour les voiles intérieurs dix (10) fois supérieure à celle rencontrée pour les voiles extérieurs. Ce qui est d'ailleurs réellement logique (existence de portes et de fenêtres dans les voiles intérieurs).

3.2. Méthode de construction

A l'exception du ferrailage et des prédalles, pour lesquels on utilise la préfabrication, les éléments constitutifs des bâtiments nucléaires, notamment les voiles verticaux, sont coulés en place. Pour ces derniers, les différentes phases de construction sont dans l'ordre (figure 10) :

- exécution du radier de fondation ;
- pose du coffrage traditionnel pour le bétonnage du voile vertical ;
- pose du ferrailage préfabriqué du voile et bétonnage (sans reprise horizontale) ;

* Cette valeur est atteinte très rarement.

- pose des prédalles préfabriquées ;
- pose du ferrailage préfabriqué du plancher et bétonnage.

En suivant cette méthode et compte tenu de l'attention que l'on porte à la réduction du nombre de sections de reprise de bétonnage, celles-ci peuvent cependant subsister au niveau du raccordement "voile-fondation" et "voile-plancher" ; elles sont toutefois inexistantes dans la hauteur du voile.

3.3. Comportement sous l'effet d'un chargement alterné

3.3.1. Structures détériorables

Définition : Le comportement d'une structure vis-à-vis des efforts alternés (cycliques) est de type dit "détériorable", lorsque la rigidité ainsi que la capacité d'absorption d'énergie d'une telle structure diminuent, pour une déformation ou sous une charge constante, avec le nombre de cycles.

Modèle physique : Il est postulé [6] [7] que le comportement d'une structure détériorable est obtenu à partir d'un des trois éléments suivants :

- Élément type "élastique parfait" (E) : Ce sont certains composants de la structure qui se comportent élastiquement même dans le cas de grandes déformations. La modélisation physique (un ressort) et le premier cycle de chargement d'un tel élément sont présentés sur la figure 11-a.
- Élément type "élasto-plastique" (EP) : Ces éléments se distinguent en faisant apparaître deux phénomènes différents :
 - . Macroscopiquement : Ce sont des éléments ayant un comportement élasto-plastique (idéalisé). Ainsi, par exemple, les joints boulonnés ou rivetés dans les structures métalliques, ou les armatures dans les structures en béton ;

. Microscopiquement : le comportement plastique non détériorable d'une pièce métallique qui, par exemple, peut être représenté de façon satisfaisante par une série d'éléments élasto-plastiques idéalisés.

Comme la figure 11-b le montre, la modélisation physique d'un tel élément est fournie par un ressort, en série avec un élément à comportement au frottement sec.

- Elément type détériorable (D) : selon la direction de chargement unidirectionnel (de traction ou de compression), le comportement d'éléments détériorables évolue d'une manière non-réversible. Cette modification peut être la conséquence d'une altération ou de modifications internes des matériaux. La famille fondamentale de ce type d'éléments est caractérisée par des comportements plastiques parfaits du béton correspondent à l'écrasement et à la fissuration de celui-ci, sous l'effet d'une charge unidirectionnelle de compression et de traction (deux directions de chargement opposées) respectivement.

La modélisation physique, ainsi que le premier cycle de chargement de cet élément sont représentés sur la figure 11-c.

Courbe "charges-déplacements" : Dans le cas d'un chargement unidirectionnel, la courbe non-linéaire "charges-déplacements" d'une structure détériorable, constituée d'éléments élastiques, élasto-plastiques et détériorables, assemblés en parallèle et représentés sur la figure 12-a, peut être rapprochée (jusqu'à son maximum) par trois droites de pentes différentes dont les points de raccordements ont les significations physiques suivantes :

Apparition de la fissuration dans l'élément détériorable (dépassement de la limite f_{td}) et mise en jeu des éléments élasto-plastiques ; la plastification de ces derniers ; et ainsi que l'écrasement de l'élément détériorable (dépassement de la limite f_{cd}) s'accompagnent d'un allongement considérable des éléments élasto-plastiques qui sont associés aux points de changement de pente (F, P, U) (voir figure 12-b).

3.3.2. Application : (courbe "charges-déplacements" d'un voile isolé

En négligeant l'effet d'éléments élastiques (E), et en considérant les armatures verticales (et horizontales) comme des éléments élasto-plastiques et le béton comme un élément détériorable, le comportement d'un voile bas isolé en béton armé, sous l'effet de chargements alternés, devient analogue à celui d'une structure détériorable définie dans le § 3.3.1.

Comme il a été exposé précédemment, le début de la fissuration de béton (dans l'âme * ou au bord **) et la mise en tension des armatures verticales, la plastification de ces dernières (réparties * ou concentrées **) et enfin l'écrasement du béton (dans l'âme * ou au bord **) correspondent aux points de changement de pente (F, P, U) de la courbe "charges-déplacements" d'un voile considéré comme détériorable (voir figure 12-b).

On remarquera que dans un voile bas, les armatures verticales (ou transversales) se rompent avant, ou dans certains cas simultanément, le béton mais jamais après. Cette propriété nous permettra, comme nous le verrons plus loin, de faire des hypothèses appropriées pour calculer la charge horizontale caractérisant le point P.

4 - CONCLUSION

L'examen de la littérature et de certains cas réels nous a révélé les particularités géométriques et mécaniques des voiles constitutifs des bâtiments nucléaires. Elles sont pour l'essentiel :

- l'élanement (rapport hauteur sur longueur du voile) n'étant que très rarement supérieur à 1, ces voiles sont considérés comme des voiles bas dans lesquels le rôle au cisaillement devient aussi important ou plus important que celui de la flexion ;

* due à l'effort tranchant

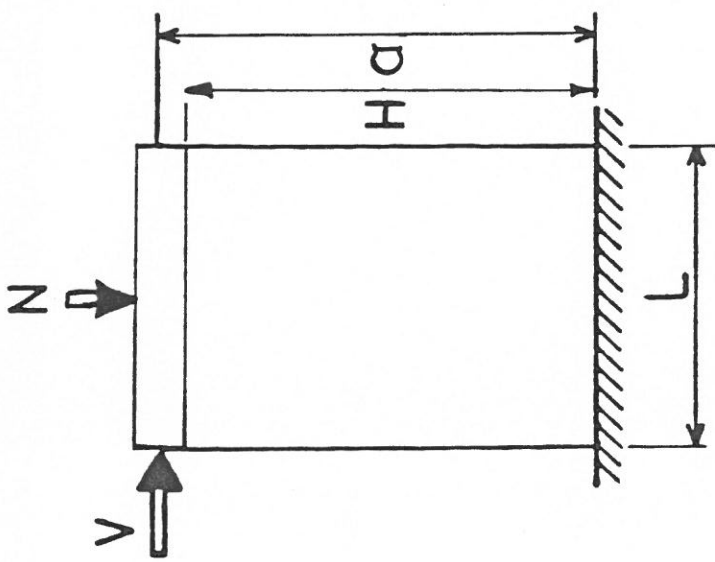
** due à la flexion

- Dans ces voiles, contrairement à ceux présentant un grand élancement, les armatures horizontales perdent leur efficacité dans la résistance d'ensemble au cisaillement, au bénéfice des armatures verticales réparties ; elles assurent cependant, dans certains cas, la résistance locale au cisaillement. La résistance à la flexion étant assurée par l'ensemble des armatures réparties et concentrées (logées aux bords) ; en conséquence, les dimensions des armatures de flexion et d'effort tranchant sont interdépendants ;
- Ces voiles sont en général deux fois plus armés que ceux utilisés dans les bâtiments ordinaires : les pourcentages d'armatures verticales et horizontales sont compris entre 0,45 % et 0,70 % ;
- Le pourcentage d'ouvertures est compris entre 1,5 % et 3,5 % pour les voiles extérieurs et entre 15 % et 25 % pour les voiles intérieurs ;
- suivant la méthode de construction de ces voiles (coulés en place), et compte tenu de l'attention que l'on porte à la réduction du nombre de sections de reprise de bétonnage, celles-ci peuvent cependant subsister au niveau du raccordement "voile-fondation" et "voile-plancher" ; elles sont toutefois inexistantes dans la hauteur du voile ;
- parmi tous les modes de rupture possibles la rupture par glissement à l'encastrement (mode B1), la rupture par effort tranchant avec plastification des armatures verticales et horizontales le long de "fissures critiques" diagonales (mode B2), et la rupture par effort tranchant dans le béton de l'âme (mode B3) sont les plus attendus. A ces modes de rupture correspond une ductilité qui est généralement réduite par rapport à celle des voiles élancés.
- Analogue à une structure détériorable, la courbe enveloppe "efforts-déplacements" de ces voiles montre trois cassures qui correspondent à l'apparition de la fissuration dans le béton, la plastification des armatures réparties (verticales), et la destruction du béton (rupture) respectivement.

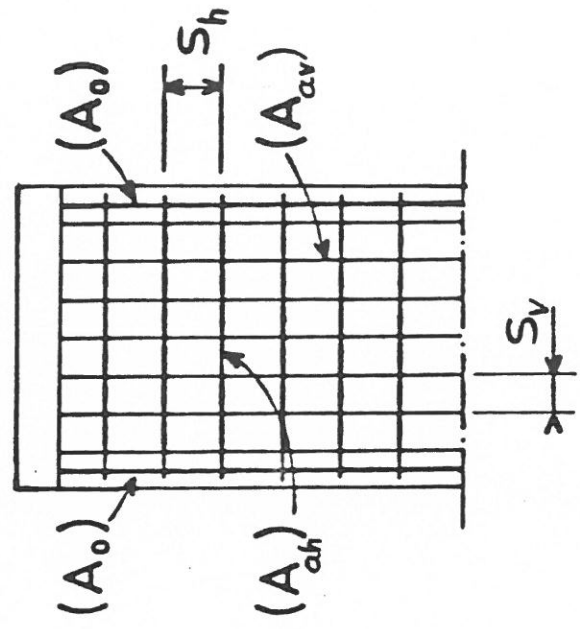
REFERENCES

- 1 - M. YAMADA, H. KAWAMURA : "Résonance capacity criterion for evaluation of the aseismic capacity of reinforced concrete structures". Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, ACI Publication SP-53, August 1977, pp. 81-108.
- 2 - I.C. ARMSTRONG : "Design of shear walls for seismic resistance", Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering vol. 10, n° 1, March 1977, pp. 17-36.
- 3 - T. PAULAY : "Earthquake - resisting shear walls - New Zealand design trends", ACI Journal, technical paper, Title n° 77-18, May-June 1980, pp. 144-152.
- 4 - T. PAULAY, M.J.N. PRIESTLEY, A.J. SYNGE : "Ductility in earthquake resisting squat shearwalls", ACI Journal, technical paper, Title n° 79-26, July-August 1982, pp. 257-269.
- 5 - M. YAMADA et H. KAWAMURA : "Resonance - fatigue - characteristics for evaluation of the ultimate aseismic capacity of structures", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 3, pp. 1835-1840.
- 6 - W.D. IWAN : "A model for the dynamic analysis of deteriorating structures", proceedings 5th WCEE, Rome, June 1973, pp. 1782-1791.
- 7 - W.D. IWAN : "The response of simple stiffness degrading structures" proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 2, pp. 1094-1099.
- 8 - R. PARK, T. PAULAY : "Reinforced Concrete Structures", John Wiley & Sons publication, 1975, chapitre 12, "shear walls of multistory buildings", pp. 610-662.

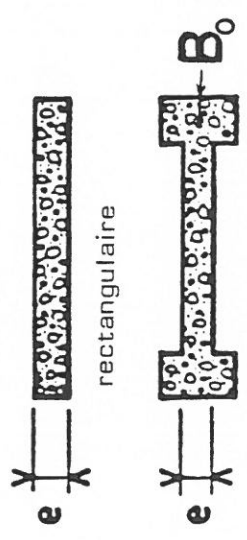
- 9 - B. FOURE : "Génie Parasismique", chapitre VII : prise en compte de l'action sismique sur les structures, cas particulier des voiles plans en béton armé, 1984, CEBTP, 78470 Saint-Rémy-lès-Chevreuse.
- 10 - J.R. ROBINSON : "Eléments constructifs spéciaux du béton armé", édition Eyrolles, Paris 1975, chapitre 3 "Consoles courtes", pp. 111-162.



Ferrailage



Section :

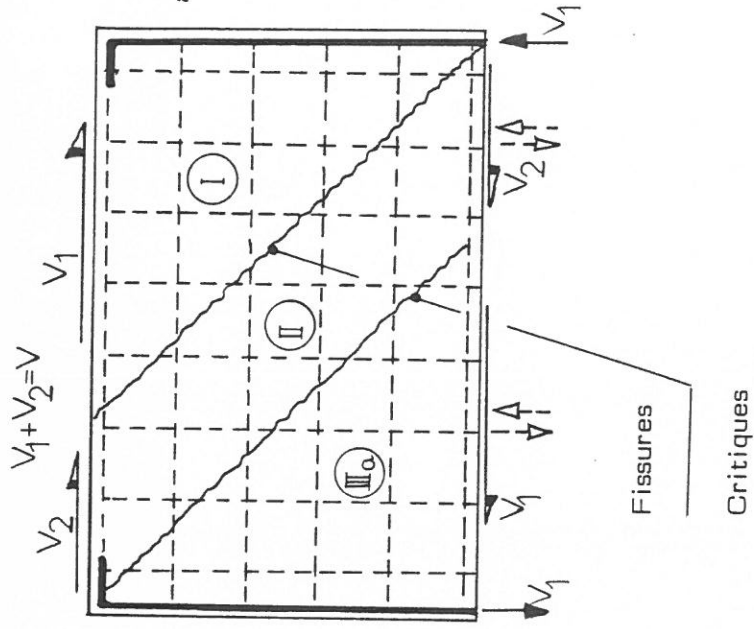


avec raidisseurs

Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	A_0	$\bar{\omega}_0 = A_0 / B_0$
Verticales réparties	A_{av}	$\bar{\omega}_v = A_{av} / es_v$
Horizontales réparties	A_{ah}	$\bar{\omega}_h = A_{ah} / es_h$

FIGURE 1 : DEFINITION D'UN VOILE PLAN

a) Armatures de flexion concentrées aux bords



b) Armatures de flexion réparties le long de la section horizontale

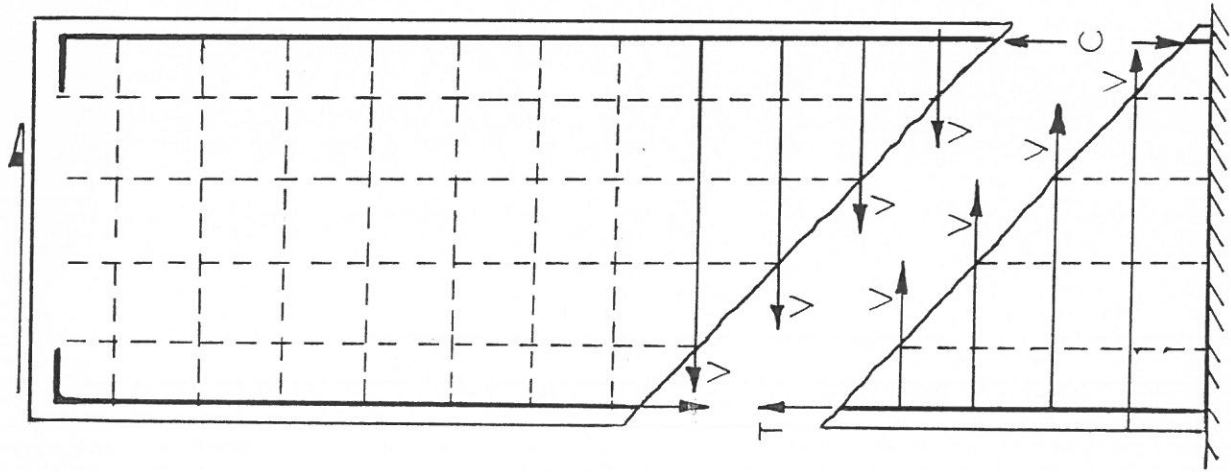
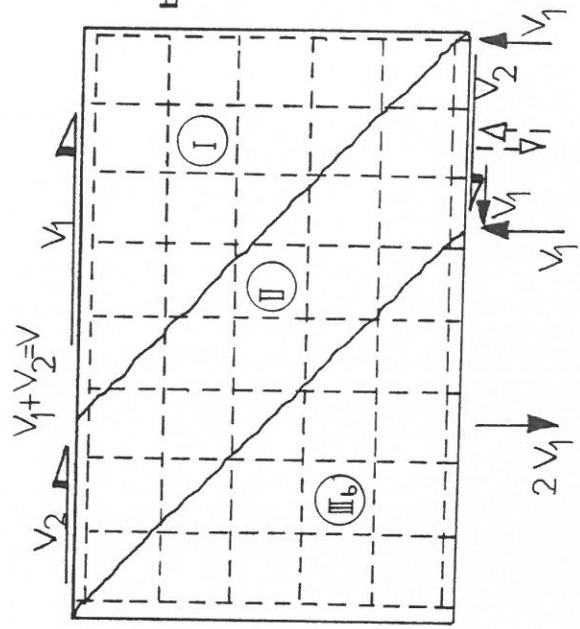


FIGURE 2 : EQUILIBRE D'UN VOILE HAUT

FIGURE 3 : EQUILIBRE D'UN VOILE BAS

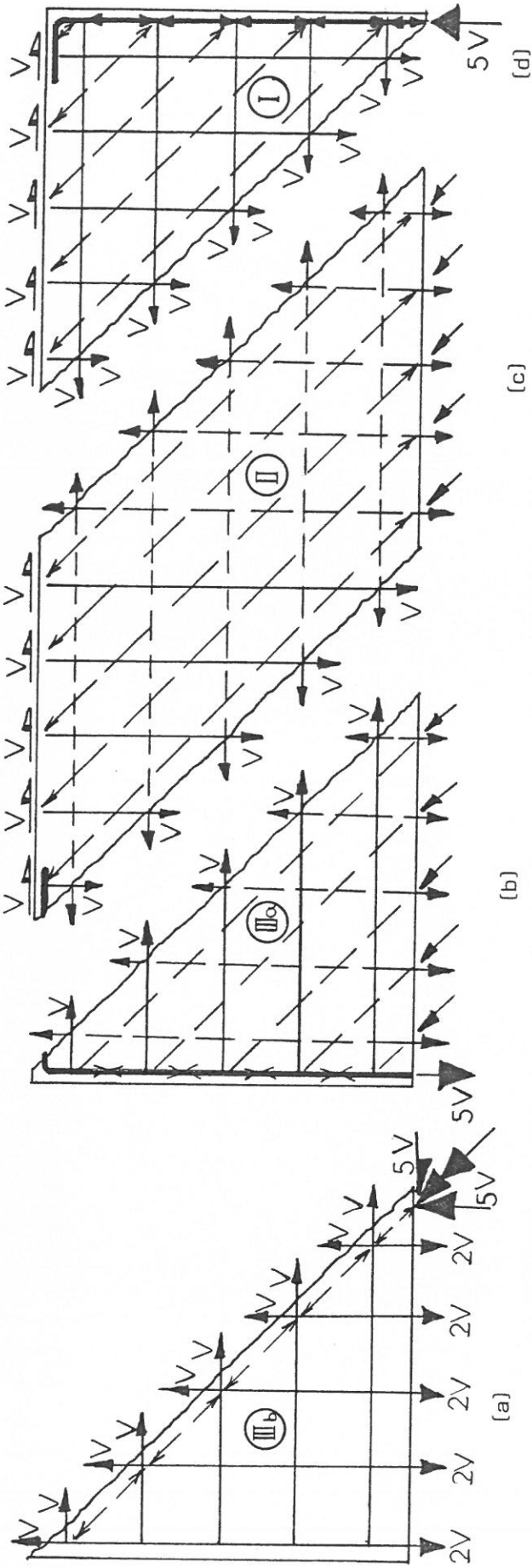


FIGURE 4 - TRANSFERT DES EFFORTS ENTRE LES DIFFERENTS ELEMENTS DE BETON DANS UN VOILE BAS

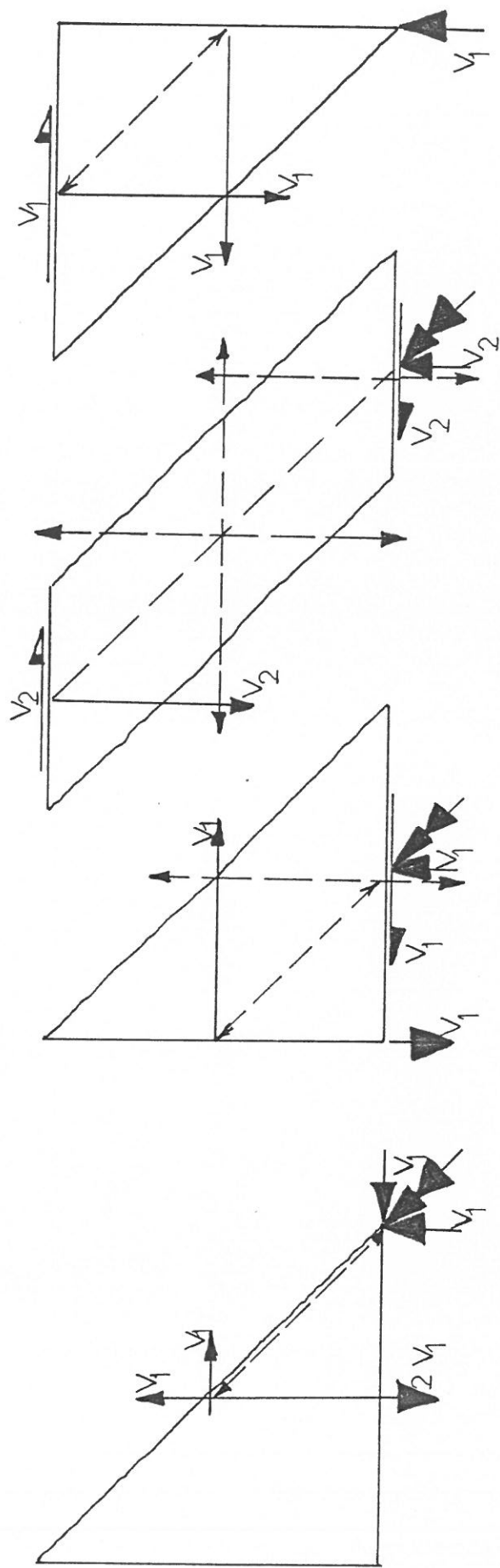


FIGURE 5 - EQUILIBRE DE DIFFERENTS ELEMENTS DE BETON DANS UN VOILE BAS

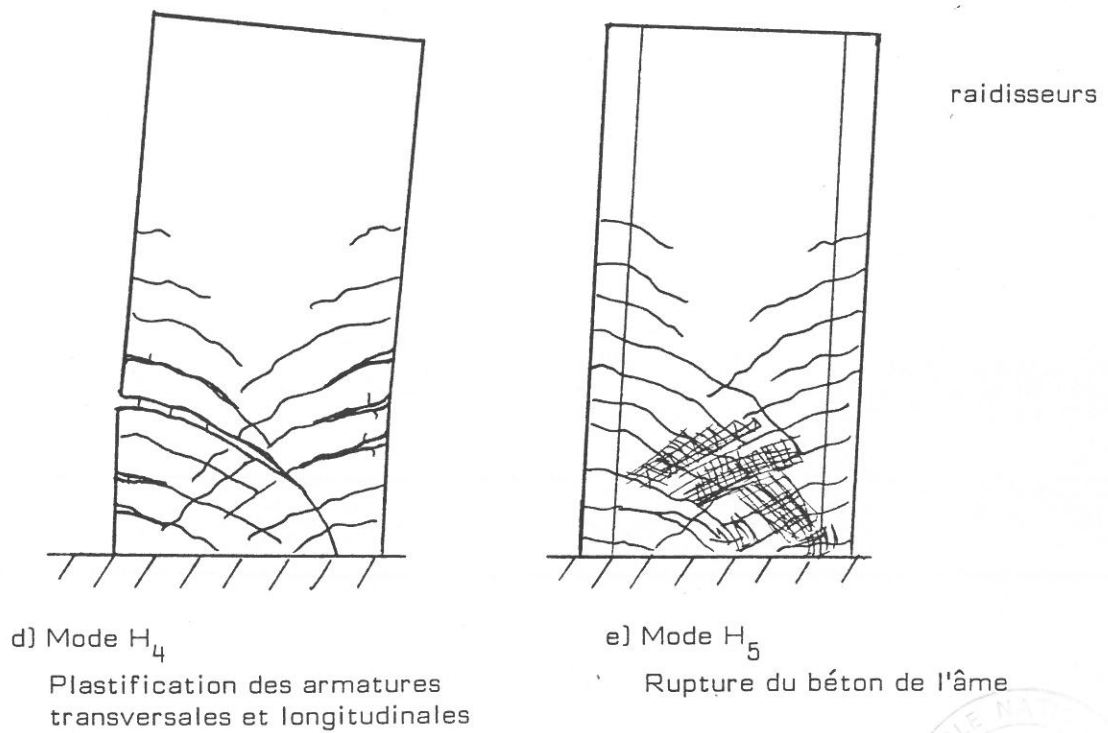
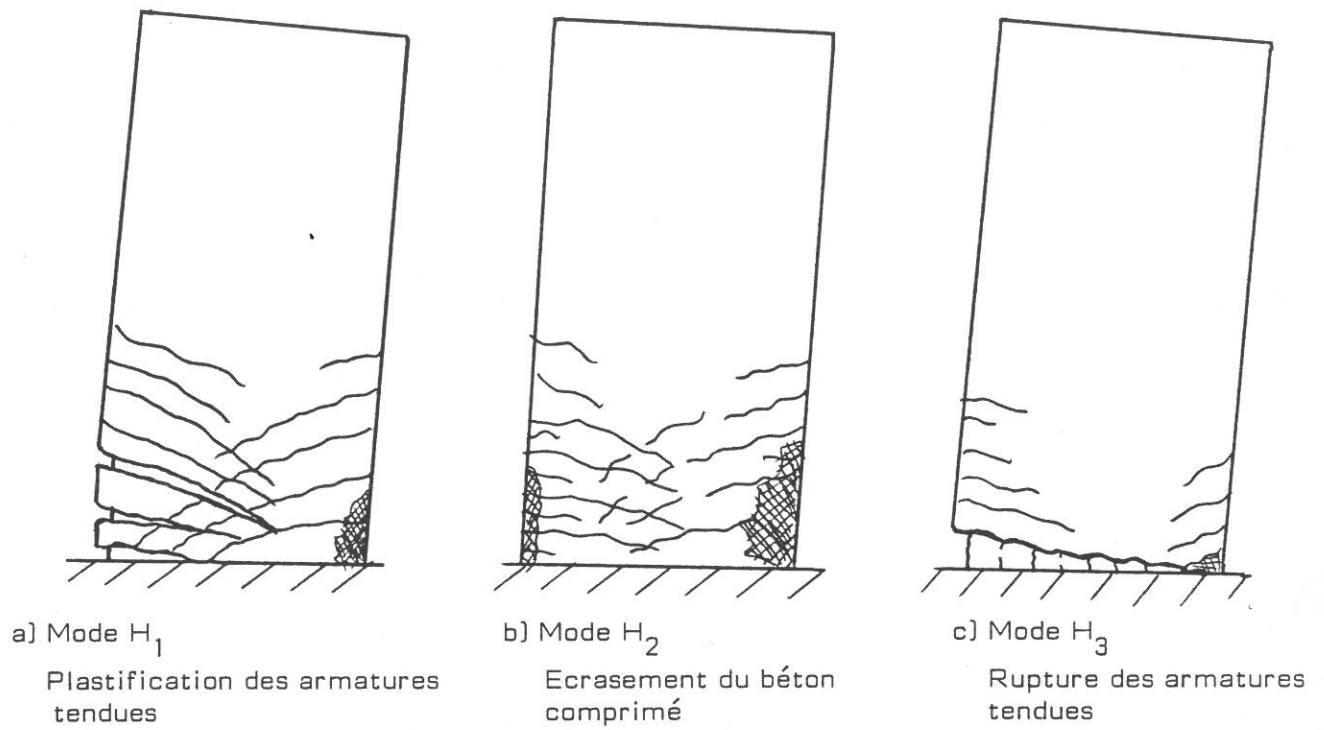
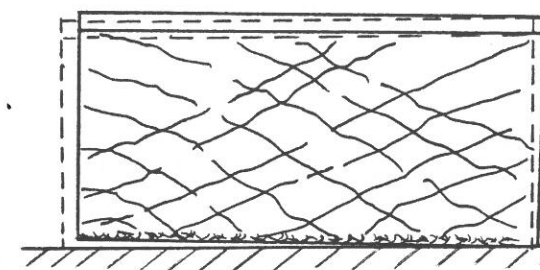
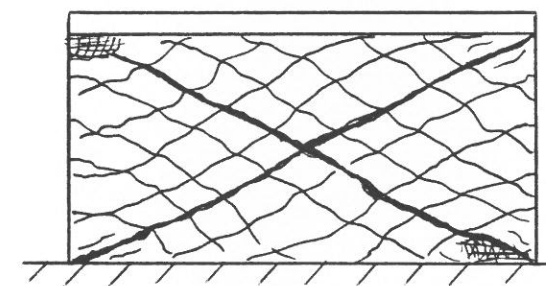


FIGURE 6 : PRINCIPAUX MODES DE RUPTURE DE VOILES HAUTS

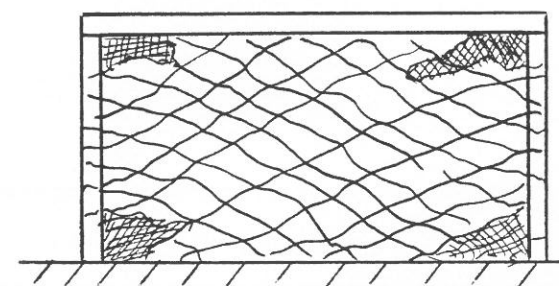




a) Mode B_1
Glissement à l'encastrement

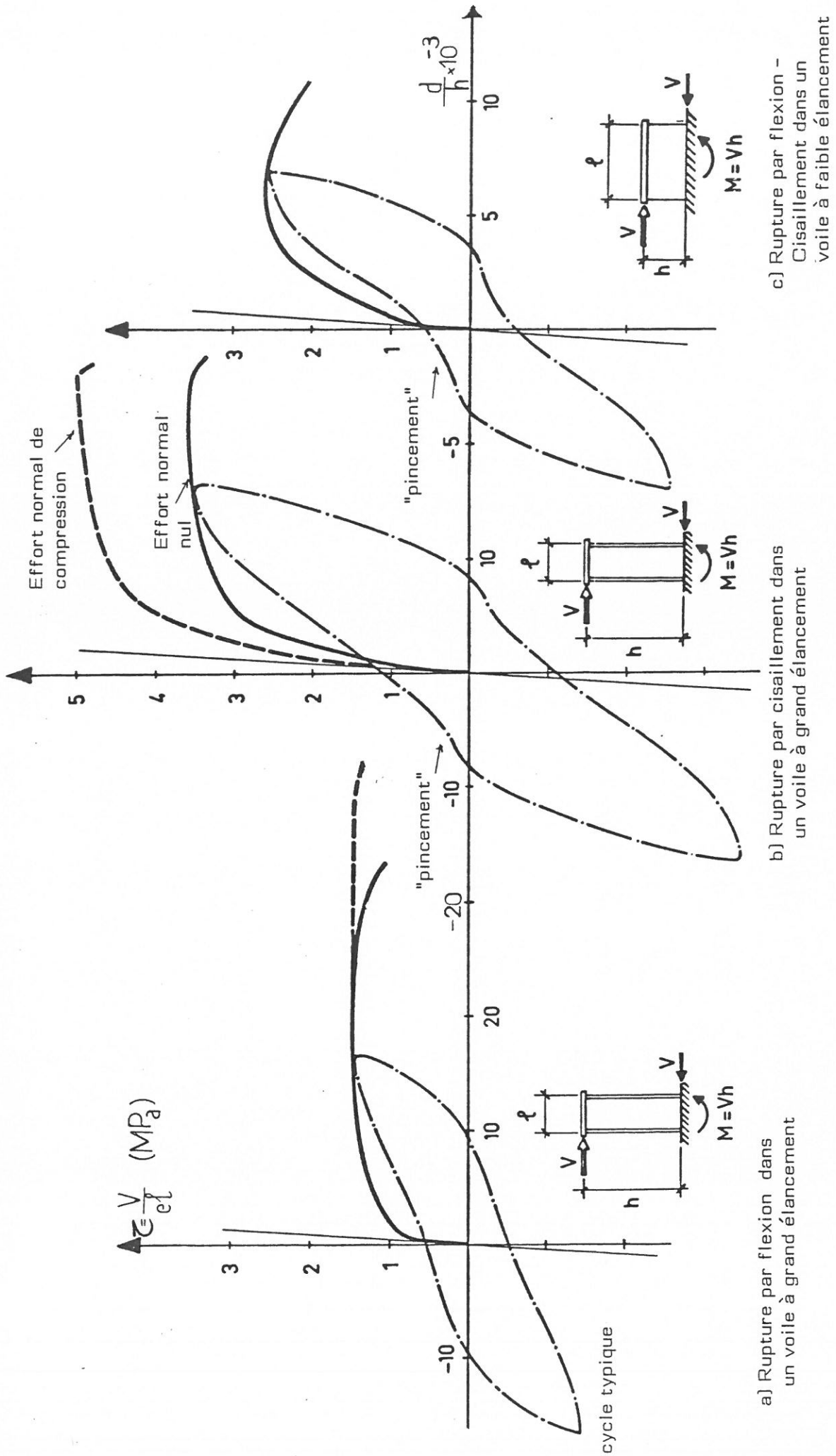


b) Mode B_2
Fissures "critiques" diagonales



c) Mode B_3
Ecrasement du béton à la base des bielles

FIGURE 7 - PRINCIPAUX MODES DE RUPTURE DE VOILES BAS

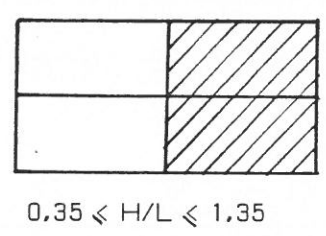
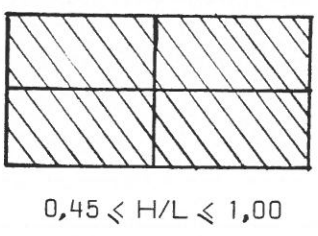
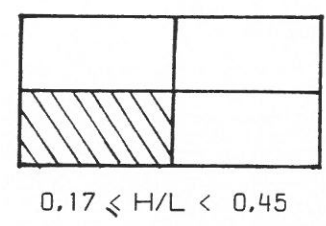
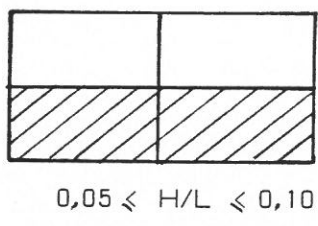
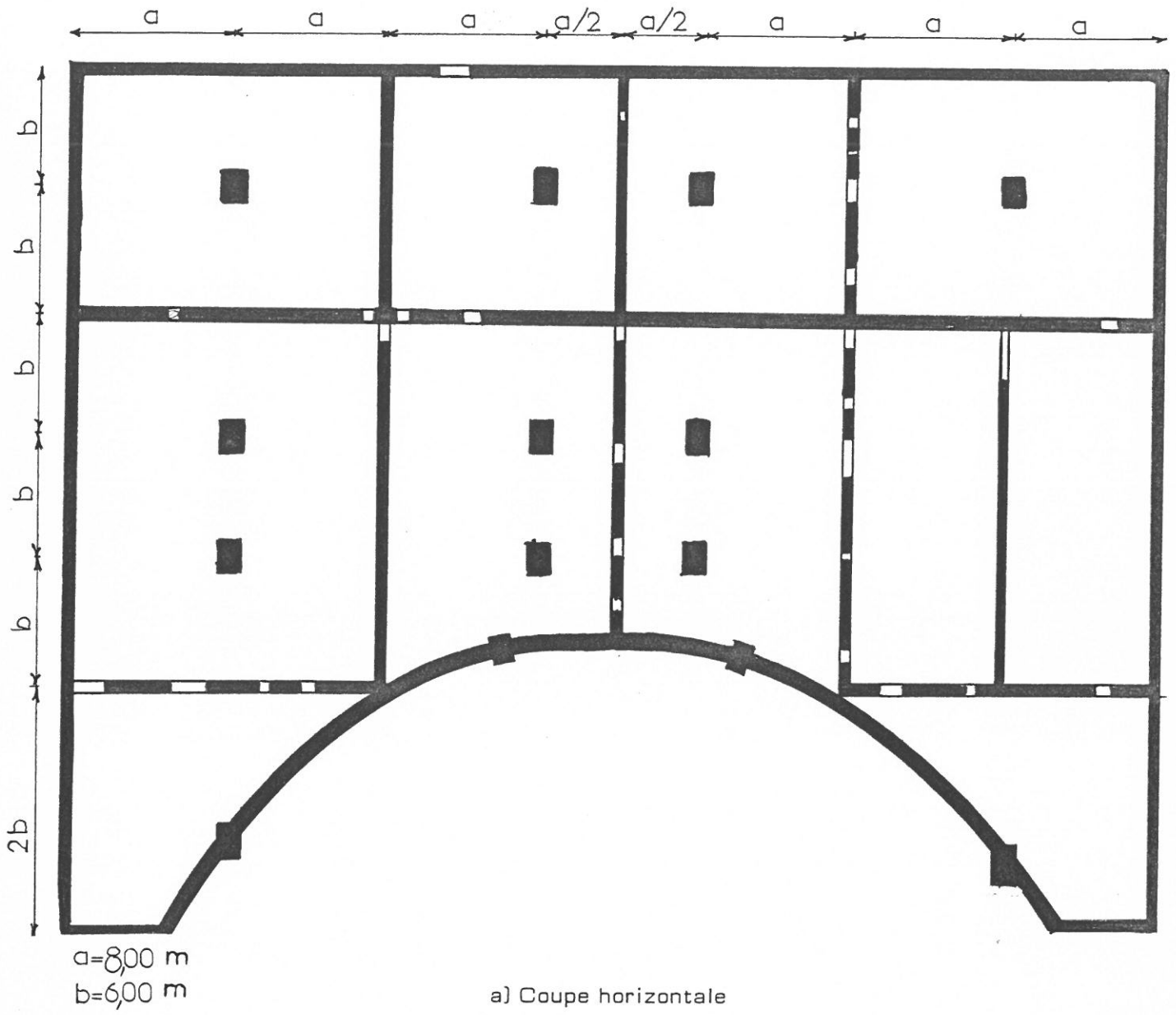


a) Rupture par flexion dans un voile à grand élargement

b) Rupture par cisaillement dans un voile à grand élargement

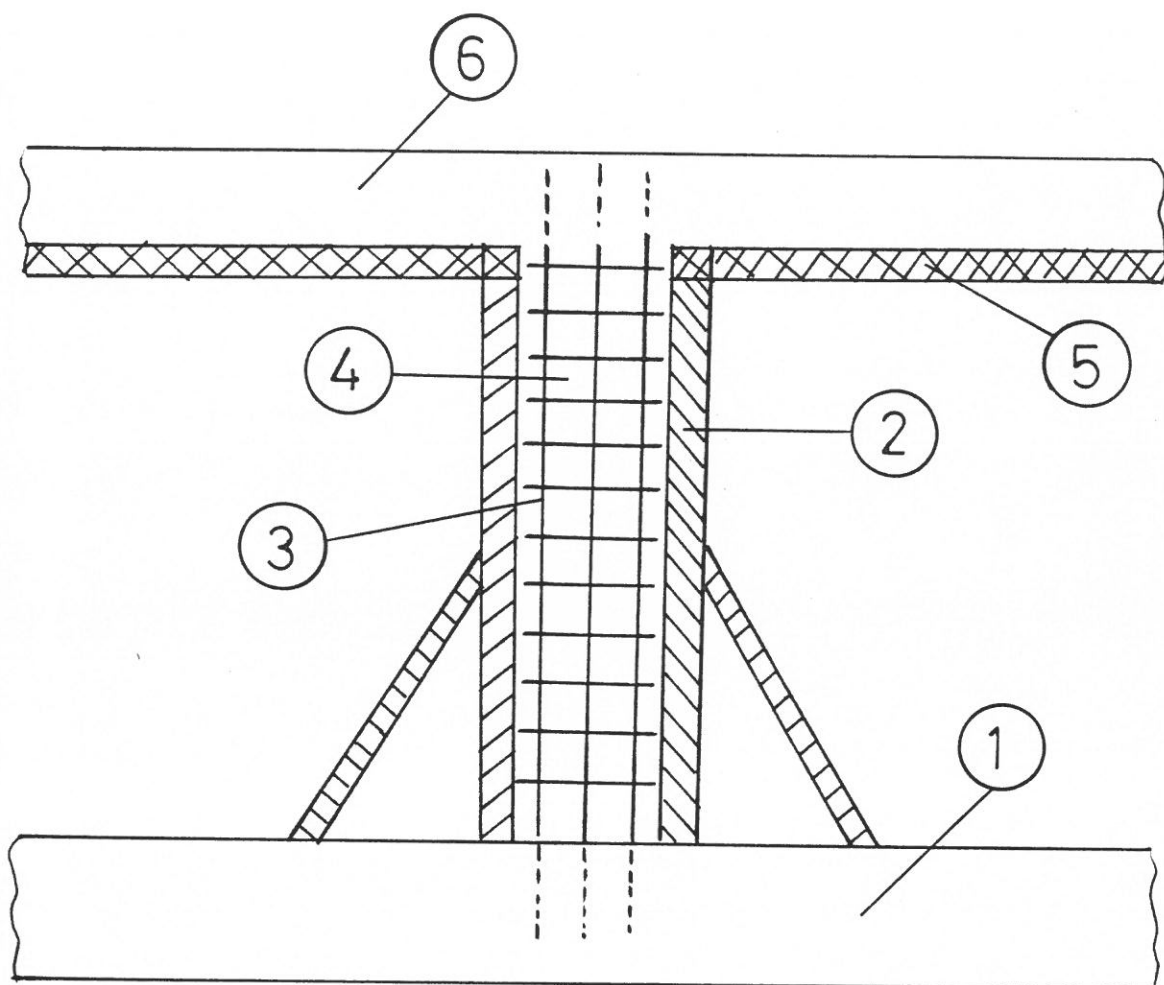
c) Rupture par flexion - Cisaillement dans un voile à faible élargement

FIGURE 8 - COURBES TYPQUES DE DIFFERENTS TYPES DE VOILES



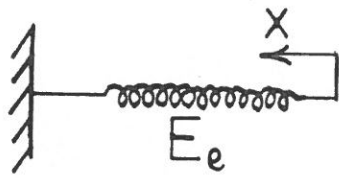
b) Elévation : Définition de l'élançement

FIGURE 9 : EXEMPLE DES VOILES DE BATIMENTS NUCLEAIRES
 (d'après le site de Flamanville)



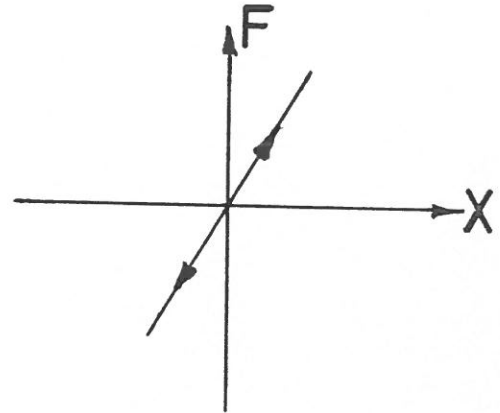
- 1 Radier de fondation
- 2 Coffrage traditionnel du voile
- 3 Ferrailage du voile
- 4 Voile
- 5 Prédalle
- 6 Plancher

FIGURE 10 : DIFFERENTES PHASES DE LA CONSTRUCTION TRADITIONNELLE DES VOILES DE BATIMENTS NUCLEAIRES

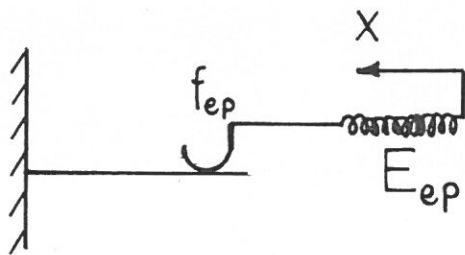


Modélisation (idéalisée)

a) Elément élastique [E]

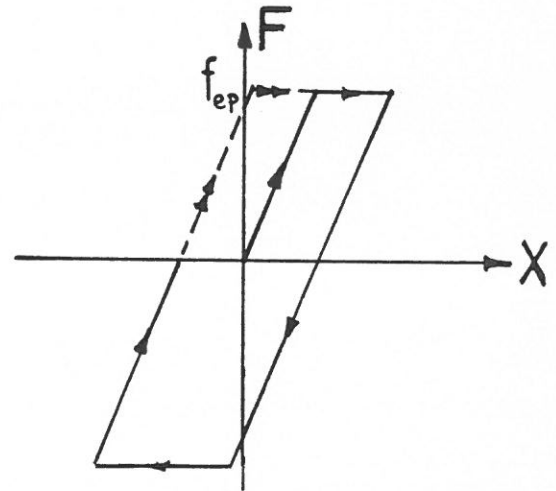


1er cycle de chargement

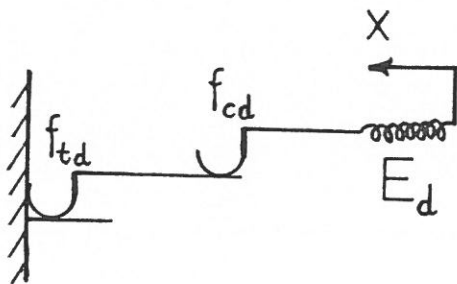


Modélisation (idéalisée)

b) Elément élasto-plastique [EP]

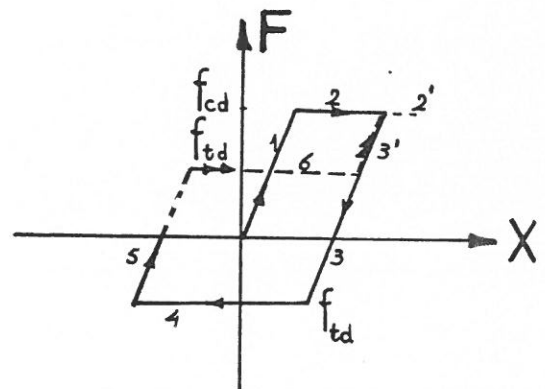


1er cycle de chargement



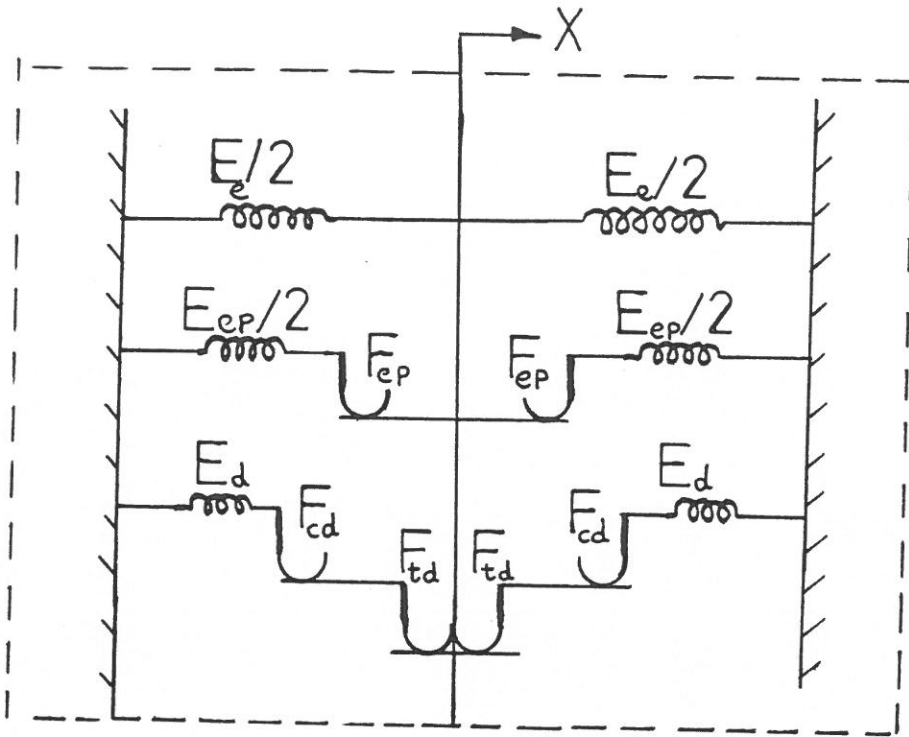
Modélisation (idéalisée)

c) Elément détériorable [D]

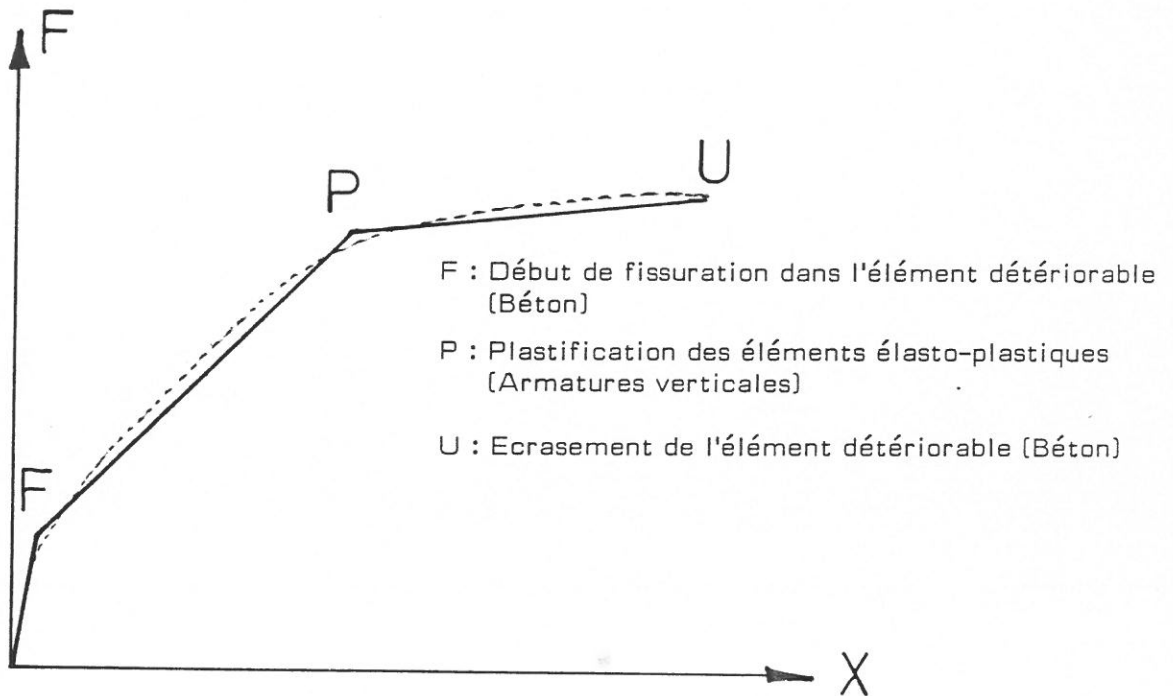


1er cycle de chargement

FIGURE 11 - ELEMENTS CONSTITUTIFS D'UNE STRUCTURE DETERIORABLE



a) Assemblage des différents éléments constitutifs



b) Courbe "charges déplacements"

FIGURE 12 - MODELISATION DU COMPORTEMENT D'UNE STRUCTURE DETERIORABLE [analogue à un voile à faible élancement]

CHAPITRE II

ETUDE EXPERIMENTALE

ETUDES EXPERIMENTALES ANTERIEURES

Les études principales antérieures faisant apparaître le rôle des principaux paramètres dans le comportement global des voiles de faible élancement, se sont brièvement résumées dans les paragraphes suivants :

- Les recherches plus anciennes (1950-1960) sont celles de BENJAMIN et WILLIAMS [1] [2] (Etats-Unis) qui ont fait 75 essais de chargement unidirectionnel ; les résultats de 66 d'entre-eux ont été donnés sous forme de courbe charge-distorsion. Il s'agissait des voiles raidis soumis à une charge horizontale au centre de poutre supérieure (assimilant le plancher) ;

Les variables principales étaient l'élancement (0,33-1,11), le pourcentage d'aciers verticaux répartis (0,25 % - 0,50 %), les dimensions et les armatures de la poutre supérieure et des raidisseurs (poteaux) et enfin présence éventuelle d'une ouverture ;

- Les études de CARDENAS, HANSON, CORLEY et HOGNESTAD [3] (Etats-Unis, 1973) portaient sur 7 voiles de section rectangulaire et d'élancement 1. Six voiles y ont été sollicités en chargement unidirectionnel et un en chargement alterné. Le pourcentage d'aciers verticaux et horizontaux, ainsi que leur répartition étaient les variables principales dans leurs études ;
- SHIGA, SHIBATA et TAKAHASHI [4] (Japon, 1973) ont fait des essais au chargement alterné sur 8 voiles d'élancement 0,54 et raidis avec ces ailes (poteaux). Les variables principales étaient les pourcentages d'aciers verticaux et horizontaux, une force normale de compression et le nombre des cycles de chargement pour une déformation ou une charge donnée ;

- BARDA, HANSON, CORLEY [5] (Etats-Unis, 1977) ont fait des essais concernant 8 voiles de section en I (avec ailes) dont six avaient subi un chargement alterné. Les pourcentages d'aciers verticaux et horizontaux, l'élanement (0,25 ; 0,5 ; 1,0) et le pourcentage d'aciers verticaux logés dans les ailes, étaient les variables essentielles ;
- PAULAY, PRIESTLEY, SYNGE [8] [9] (New-Zealand, 1980) ont fait des études sur la ductilité de 4 voiles bas (d'élanement 0,57) soumis à des chargements alternés. Les voiles avaient des sections rectangulaires ou en I, et étaient munis ou non d'aciers diagonaux ;
- HERNANDEZ [10] [11] (Mexique, 1980) a étudié l'influence de l'élanement, des pourcentages d'aciers verticaux et horizontaux, de la résistance à la compression du béton, et la présence des raidisseurs sur la résistance à la rupture des voiles (21 pièces). Les voiles avaient subi des chargements alternés au centre de la poutre supérieure ;
- KAVYRCHINE, FOURE [13] (France, 1980-1982) ont fait des essais cycliques et monotones (14 au total) sur des voiles bas d'élanement 0,5. Les sections horizontales étaient rectangulaires non raidies (sans ailes) et les pourcentages d'aciers verticaux et horizontaux restaient inférieurs à 0,3 %. Les corps d'épreuve étaient sollicités horizontalement à mi-hauteur, en conséquence, contrairement à tous les essais des autres expérimentateurs, l'élanement vis-à-vis de l'effort tranchant et de la flexion n'étaient plus identiques ;
- ENDEBROCK et DOVE [14] [15] (Etats-Unis, 1982) ont réalisé 5 essais dont 3 cycliques et 2 monotones sur des voiles (micro-béton) d'élanement 0,4 et d'un pourcentage d'armatures verticales ou horizontales de 0,56 %. Leur étude avait pour objet :
 - . la ductilité et l'amortissement, en fonction de type de chargement et de pourcentage d'armatures concentrés aux bords ;
 - . la charge et le déplacement horizontal maximaux des voiles.

ETUDES ACTUELLES

1 - INTRODUCTION

En plus de forces horizontales, les voiles porteurs d'un bâtiment nucléaire peuvent être soumis à des efforts verticaux de traction ou de compression, sur leur section horizontale ; ce sont en réalité les forces de gravité (compression) ou les composantes verticales des sollicitations sismiques (traction).

Notre étude expérimentale a pour but l'étude de la résistance et la ductilité, sous l'action de forces horizontales alternées accompagnées ou non d'une force normale de traction (ou compression), des voiles plans du type de ceux rencontrés dans ces bâtiments.

Sept essais ont été effectués (KV 15 à KV 21) dont quatre (KV 17, KV 18, KV 20, KV 21) avec une force de traction, deux (KV 15 et KV 16) avec une force de compression et un (KV 19) sans effort normal (essai de référence). Hormis les pourcentages d'armatures verticales et horizontales qui prennent deux valeurs différentes dans chaque groupe d'essais, les autres paramètres (l'élancement, la qualité du béton,...) sont toujours identiques.

2 - DESCRIPTION DES ESSAIS

2.1. Programme des essais

Le tableau 1 présente le programme complet de sept essais (KV 15 - KV 21) réalisés au cours de cette étude expérimentale. On notera que les deux paramètres essentiels sont :

- le pourcentage des armatures réparties verticales (en treillis soudés ou aciers tor) et corrélativement la quantité d'armatures concentrées ;
- la présence d'une force normale de traction ou compression.

Les pourcentages d'armatures verticales réparties (w_v) utilisés sont : 0,392 % (pour KV 15, KV 17, KV 21) et 0,680 % (pour KV 16, KV 18, KV 20). Le premier pourcentage a été obtenu au moyen de treillis soudés, le second par un quadrillage d'armatures à haute adhérence. Les pourcentages d'armatures réparties horizontales (w_h) valaient de 0,392 % et de 0,632 % respectivement.

Les voiles KV 15 - KV 16, KV 17 - KV 18 et KV 20 - KV 21 étaient soumis à une contrainte normale de + 0,5 MPa (compression), de - 0,5 MPa (traction) et de - 1,5 MPa (traction). Cette contrainte était nulle pour KV 19.

Le béton utilisé est de qualité Q2, ce qui correspond à une résistance caractéristique en compression (f_{cj}) à 28 jours de 30 MPa.

2.2. Corps d'épreuve

2.2.1. Dispositions générales

La forme et les dimensions, identiques pour tous les corps d'épreuve, sont données sur la figure 1. Ils sont constitués d'un voile non raidi, de section rectangulaire, de longueur $L = 2l = 1,50$ m, de hauteur $H = 2h = 0,75$ m et d'épaisseur $e = 0,10$ m, solidaire de deux poutres horizontales de bordure de 2,50 m de long et 0,18 m d'épaisseur fortement ferraillées (représentant les planchers en réalité), et percées de trous $\emptyset 33$, à l'espacement de 125 mm, pour la fixation sur le dispositif d'essai.

Dans les corps d'épreuve KV 17, KV 19, KV 20 et KV 21, les bordures ont été raccourcies de 0,15 m à chacune de leurs extrémités pour placer les appuis des vérins de traction.

D'une manière générale, le raccordement entre le voile et les bordures se fait par un congé plan de pente 1/4.

2.2.2. Ferrailage du voile

Pour les voiles KV 15, KV 17 et KV 21, l'armature répartie est constituée d'un treillis soudé à fils lisses, de diamètre \emptyset 5 en deux nappes, à maille carrée de 100 mm de côté (figure 2). Pour les autres, le ferrailage est constitué d'un quadrillage de barres TOR \emptyset 10 (KV 16, KV 18) ou TORSID \emptyset 10 (KV 19, KV 20) à l'espacement moyen de 108 mm horizontalement et 120 mm verticalement (figure 3).

Quelles que soient la nature et la valeur de l'effort normal, des armatures "concentrées" sont disposées le long des bords libres verticaux pour assurer indépendamment la résistance à la flexion ; elles ont été dimensionnées selon la méthode de calcul empirique proposée par les consoles courte [22], de telle sorte qu'on atteigne simultanément leur résistance ultime en flexion et en cisaillement.

Le diamètre et la disposition des armatures concentrées sont aussi précisés, dans un détail, sur les figures 2 et 3.

Les poutres inférieure et supérieure sont armées de barres longitudinales TOR \emptyset 10 (6 dans la bordure supérieure, 8 dans la bordure inférieure) et de cadres TOR \emptyset 6 espacés de 100 mm. Pour tous les corps subissant un effort de traction, les armatures verticales sont ancrées dans les bordures (par soudure sur une barre \emptyset 10 horizontale).

2.2.3. Bétonnage et conservation

Les corps d'épreuve sont coulés verticalement, sans reprise, avec un béton (qualité Q2) dont la composition est la suivante :

Repère	Qualité Q2 (kg/m ³)
Ciment CPJ 45	325
Sable 0/5 mm	745
Graviers 5/12,5 mm	1 080

La quantité d'eau et l'affaissement mesuré au Cône d'Abrams sont pour les différents voiles :

Repère	KV15	KV16	KV17	KV18	KV19	KV20	KV21
Eau (l/m ³)	215	215	215	217,5	215	215	215
Affaissement (cm)	9	7,5	6,5	6,5	7,5	7,5	6,5

Le décoffrage est effectué trois à quatre jours après le bétonnage, puis le corps d'épreuve est conservé en atmosphère humide jusqu'à l'âge de 14 jours. La conservation ultérieure et l'essai ont lieu en atmosphère non conditionnée mais sans grosses variations de température et d'humidité. Les éprouvettes de contrôle sont conservées dans les mêmes conditions.

2.3. Caractéristiques des matériaux

2.3.1. Acier

Les caractéristiques mécaniques des aciers (pour chaque corps d'épreuve), mesurées sur des échantillons au nombre de 3 pour l'acier TOR ou 6 pour le treillis soudé (trois pour les fils verticaux, trois pour les fils horizontaux) sont données dans le tableau 2.

2.3.2. Béton

Pour chaque corps d'épreuve, le béton a subi trois essais de compression simple sur des éprouvettes cylindriques normalisées (\emptyset 16 cm, h = 32 cm), trois essais de fendage sur cylindres \emptyset 16 cm, six essais de flexion sur des éprouvettes prismatiques (7 cm x 7 cm x 35 cm) ; les résultats numériques sont donnés dans le tableau 3.

Ce tableau montre que les valeurs moyenne de la résistance à la compression (f_{cj}), du module d'élasticité (E_{ij0}) et de la résistance à traction (f_{tj}) mesuré par flexion ou par fendage sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = 303 \text{ MPa} \\ f_{tj} \text{ (flexion)} = 2,6 \text{ MPa} ; \quad E_{ij0} = 3 \ 219 \text{ MPa} \\ f_{tj} \text{ (fendage)} = 3,1 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

2.4. Dispositif expérimental

Les différents éléments du dispositif expérimental sont représentés sur la figure 4 dans le cas où le corps d'épreuve a une très faible hauteur (études antérieures). D'après la figure 5 qui représente la partie centrale dans le cas de nos essais, le corps d'épreuve est lié au dispositif par des boulons HR \emptyset 27 à serrage contrôlé. La bordure inférieure est encastrée dans un bâti métallique solidaire de la plateforme d'essai. Une double console métallique (dont le poids est environ 56 kN) est liée à la bordure supérieure du voile. Sur cette console à mi-hauteur du corps d'épreuve, deux vérins hydrauliques horizontaux opposés de capacité maximale 2 000 kN exercent leurs efforts. Ces vérins sont alimentés en huile sous pression par un groupe de pompes électriques dont la commande peut être asservie soit à la mesure de l'effort, soit à la mesure du déplacement. Pour une meilleure stabilité de la console supérieure vis-à-vis des déplacements dans le plan vertical, on donne aux deux vérins une inclinaison initiale de 1 % vers le bas. Quatre bracons munis de plaques de glissement assurent la stabilité vis-à-vis des déplacements horizontaux.

On peut remarquer que le poids de la console métallique et la composante verticale de la poussée des vérins, induisent une force verticale de l'ordre de 80 kN, c'est-à-dire une contrainte normale de compression moyenne de l'ordre de 0,5 MPa, qui est prise en compte. Compte tenu de ce fait, les voiles KV 15 et KV 16 subissaient une contrainte normale de 0,5 MPa (compression) due au seul poids de la console.

En revanche, dans les essais de traction, l'effort normal est obtenu par deux vérins verticaux, symétriques par rapport au milieu du voile, munis d'articulations en tête et en pied et intercalés entre la console métallique supérieure et l'encastrement inférieur. Ils exercent chacun une force de 147 KN, de 74 KN et de 294 KN, maintenue constante pendant toute la durée des essais (KV 17, KV 18), KV 19 et (KV 20, KV 21) respectivement. Déduction faite du poids de la console, on avait donc dans les voiles une contrainte de traction valant : 0,5 MPa pour KV 17 et KV 18, 0 MPa pour KV 19 et 1,5 MPa pour KV 20 et KV 21.

2.5. Mesures

Le déplacement horizontal de l'encastrement supérieur par rapport à l'encastrement inférieur est mesuré dans l'axe vertical médian du voile, au moyen de deux capteurs électriques placés l'un du côté sud, l'autre du côté nord. (Ce dernier servait au pilotage de l'asservissement de la force au déplacement). On mesure aussi le déplacement vertical relatif entre la poutre supérieure et l'encastrement, à l'aide de deux capteurs (côté Est et côté Ouest) distants de 2,17 m (figure 6).

Les déformations locales des armatures sont mesurées à l'aide de jauges électriques à fil résistant de 3 mm de longueur active disposée comme suit : huit jauges sur les aciers des "tirants" (repère T), neuf (KV 15, 17, 21) ou dix (KV 16, 18, 19, 20) jauges sur les aciers verticaux répartis (repère V), et huit jauges sur les aciers horizontaux répartis (repère H). L'emplacement de ces jauges est indiqué sur les figures 7 et 8.

Les déformations locales du béton en surface sont mesurées par douze jauges électriques de 60 mm de longueur active (repère B, figure 9) disposées sur la face Nord, destinées à donner des informations sur la déformation des "bielles" diagonales.

Dans les essais de traction (KV 17 à KV 21), sept jauges verticales de 120 mm de longueur active, dont 5 disposées sur la face Nord et 2 sur la face Sud (voir la figure 10), mesurent les contraintes initiales dues à la traction exercée sur le corps d'épreuve.

2.6. Procédure des essais

Initialement et après l'étalonnage des appareils de mesure, on met en pression simultanément les deux vérins horizontaux agissant dans l'axe médian du voile, jusqu'à ce qu'ils exercent chacun une force de 1 000 kN environ. Ainsi le corps d'épreuve est soumis à :

- un effort tranchant nul ;
- un effort normal vertical d'environ 80 kN produisant une compression moyenne initiale d'environ 0,5 MPa. Cet effort est dû à l'inclinaison des vérins de 1 % vers le bas pour des raisons de stabilité du dispositif, plus le poids de la console métallique.

Ensuite, on fait varier la pression dans l'un des vérins (augmentation ou diminution) de façon à soumettre le corps d'épreuve à un effort tranchant V , positif ou négatif. On réalise ainsi des cycles de chargement alternés à bornes imposées en force (avant la charge maximale) ou en déplacement (après la charge maximale). Tant que la charge maximale n'est pas atteinte, on réalise deux cycles à chaque valeur choisie de la force, le premier en chargement continu pour minimiser l'effet de la durée, le second avec des étapes de mesures (cinq par cycle).

Dès que le déplacement horizontal est devenu sensible (peu après la fissuration) les phases de mesures sont réalisées à déplacement constant, la force, asservie à la mesure de ce déplacement, décroissant alors pendant la durée des mesures.

Pour les essais de traction, après la mise en pression des vérins horizontaux, on exerce une force verticale de 147 kN (15 tf), de 74 kN (7,5 tf), et de 294 kN (30 tf) respectivement pour les corps (KV 17, 18), KV 19, (KV 20, 21) au moyen de deux vérins verticaux. Cette force est maintenue constante pendant le reste de la durée de l'essai qui se déroule selon la procédure décrite ci-dessus. On obtient ainsi, compte tenu de la compression initiale, une traction moyenne d'environ 0,5 MPa, 0 MPa, et 1,5 MPa.

Dans l'essai KV 18, on a perdu le contrôle du déplacement au moment de la rupture en chargement négatif. L'endommagement du corps d'épreuve était si avancé qu'il a été impossible de réaliser des cycles post-rupture.

Le tableau 4 décrit les cycles effectués pour chacun des essais.

3 - PRESENTATION DES PRINCIPAUX RESULTATS

Les principaux résultats numériques concernant les charges de fissuration, les charges maximales et les charges de rupture des armatures, ainsi que les déplacements correspondants sont récapitulés dans le tableau 5. Ceci notera que dans tous les essais, les élançements dus à l'effort tranchant et à la flexion sont respectivement de 0,5 et de 0,25 et que dans les essais de traction, l'effort normal reste constant pendant toute la procédure de chargement.

3.1. Fissuration

Les figures 11-a à 17-a montrent l'allure des premières fissures repérées sur la face Nord des corps d'épreuve. Le numéro que porte chaque fissure indique l'ordre dans lequel elle est apparue.

D'une manière générale et après l'application de la force horizontale, hormis des fissures très peu visibles qui se forment sous des charges horizontales très faibles et qui n'ont pas influence apparente sur la relation "charges-déplacements", la fissuration proprement dite commence par des fissures "de cisaillement", inclinées de 30 à 45° sur l'horizontale et décalées par rapport au milieu du voile, vers le côté de l'application de la force horizontale. Après cela et d'une manière simultanée, les fissures "de flexion" fines et pratiquement horizontales, se forment en bas du bord libre au même côté. L'augmentation de la charge horizontale entraîne ensuite la formation de nouvelles fissures et le développement

des anciennes. Pendant et pour chaque direction de chargement, les grandes fissures de "cisaillement" diagonales s'étendent d'un encastrement à l'autre, et des fissures "de flexion-cisaillement" combinées partant du bord libre, se développent aux encastremets (ou à une fissuration horizontale existante) et le long de ceux-ci. La fissuration devient complète lorsque, en augmentant la charge, aucune fissure nouvelle et importante ne se forme.

Contrairement à ce qui vient d'être décrit et correspondants à des voiles subissant des faibles efforts normaux (KV 15 à KV 19), dans les voiles très tendus (KV 20 et KV 21), les fissures apparaissent sous l'action de l'effort normal de traction seul (294 KN). Ainsi que les figures 16-a et 17-a le montrent, cette fissuration est matérialisée par des fissures presque horizontales, proches de l'encastrement supérieur de la face Nord et aux encastremets de la face sud pour le corps d'épreuve KV 20, proches de l'encastrement inférieur de la face Nord et à l'encastrement supérieur de la face Sud pour le corps d'épreuve KV 21. Une flexion transversale due à une excentricité "parasite" de l'effort normal (par rapport au plan moyen du voile) pourrait, associée à la sollicitation de traction, être l'origine de ce type de fissuration.

3.1.1. Charges de fissuration

Théoriquement, la charge correspondant à l'apparition de la première fissure est celle qui rend égale la contrainte principale de traction du voile et celle du béton. Graphiquement, comme on l'a vu précédemment (chapitre I, figure 12-b), celle-ci se traduit par le premier changement de pente ou la première cassure de la courbe "charges-déplacements".

Les charges horizontales (moyennes des valeurs extrêmes de V, mesurées en chargement positif et négatif) correspondant à la première fissuration des corps d'épreuve, sont reportées dans le tableau 5. En gardant constants tous les autres paramètres, la charge de fissuration change sensiblement avec la nature et l'amplitude de l'effort normal. Elle augmente

(KV 15 et KV 16) ou diminue (KV 17, 18 et KV 20, 21), par rapport à l'essai KV 19 qui ne subit aucun effort normal, lors de la présence d'un effort normal de compression ou de traction, respectivement. Cette diminution est plus importante pour une traction plus grande. Ainsi, une augmentation de 37 % et des diminutions de 21 % et de 49 % ont été observées entre l'essai KV 19 et la moyenne des essais KV 15 et KV 16, la moyenne des essais KV 17 et KV 18, et la moyenne des essais KV 20 et KV 21, respectivement (pour les essais KV 20 et 21, la première fissure sous la charge horizontale a été prise en compte).

En ce qui concerne la charge pour laquelle la fissuration devient complète, elle est de l'ordre de 580 KN, 680 KN, 490 KN, 640 KN, 670 KN, 500 KN, 440 KN pour les essais KV 15 à 21 respectivement. On constate alors qu'elle augmente avec le pourcentage d'armatures et diminue avec l'effort normal de traction.

3.1.2. Inclinaison et espacement de fissures

Dans le but de trouver des relations entre :

- l'angle moyen fait par les fissures avec l'horizontale et l'effort normal ;
- l'espacement moyen (perpendiculaire aux fissures) et l'espacement des armatures ; les constatations suivantes ont été faites :
 - . contrairement aux essais comportant un faible effort normal de compression ou de traction (KV 15 à KV 19) pour lesquels les fissures possèdent une allure presque régulière, dans les essais comportant un grand effort normal de traction (KV 20 et KV 21), les fissures, hormis des horizontales qui apparaissent sous l'action de la charge verticale seule, sont incurvées et irrégulières.
 - . dans les voiles qui subissent de faibles efforts normaux de compression ou de traction ($\sigma_n = \pm 0,5$ MPa) (*) les fissures, lorsque le pourcen-

(*) Pour mieux constater les faits, les résultats des essais antérieurs (KV 3 à KV 14) effectués au C.E.B.T.P. sur des corps d'épreuve identiques mais de pourcentages d'armatures différents, sont pris en compte.

tage d'amortures est fourni par une seule nappe d'aciers, sont proches des diagonales des mailles d'armature. Sur l'ensemble des 11 essais qui comportaient une nappe d'aciers orthogonaux de côtés 100 mm et de diagonale 142 mm, l'espacement moyen, à 10 % près, est de 150 mm. Par contre, dans le cas où le pourcentage est assuré par deux nappes d'aciers, l'espacement diminue et est voisin du grand côté d'une maille. En effet, pour les essais KV 15 et KV 6 utilisant chacun deux nappes d'aciers à maille carrée de 100 mm et 200 mm, les espacements moyens sont de 105 mm et 193 mm.

Pour les voiles très tendus (KV 20 et KV 21) il semblerait que, quel que soit le nombre des nappes d'aciers, l'espacement moyen des fissures soit toujours de l'ordre de grandeur du grand côté de la maille (120 mm d'espacement moyen pour ces deux essais).

- en comparant l'angle moyen des fissures avec l'horizontale des voiles comprimés (37° avec un coefficient de variation de 3 % obtenu à partir des 11 essais ; 39° et 40° pour KV 15 et KV 16, respectivement) avec ceux des voiles tendus (36°, 37°, 39°, 32°, 33° pour KV 17, 18, 19, 20 et 21, respectivement), on constate que plus l'effort normal de traction est grand, plus les fissures sont proches de l'horizontale.

Cet angle (en degré) pour l'ensemble des voiles tendus (KV 17 à KV 21) peut s'exprimer par la relation :

$$\alpha^{\circ} = 39 + 4 (\sigma_n) \quad \left\{ \begin{array}{l} \sigma_n \leq 0 \text{ traction} \\ \sigma_n \text{ en MPa} \end{array} \right.$$

Le rapport des angles expérimentaux à ceux calculés selon cette formule vaut en moyenne 0,99 (coefficient de variation de 1,6 %).

Il faut noter que l'expression expérimentale qui est donnée par HOANG LONG HUNG pour estimer l'angle moyen des fissures avec l'horizontale dans les consoles courtes [22] (sans effort horizontal), est bien vérifié par l'essai KV 19 notamment. Cette expression donne :

$$\alpha^{\circ} = 25 + 22,5 \left(\frac{a}{l_u} \right) \pm 2,5$$

où (a/l_u) est le rapport de la distance entre le point d'application d'effort vertical et l'encastrement, et la hauteur utile de la section verticale.

Dans nos essais, pour un a/l_u moyen de 0,52, calculé selon les facies de fissures, on obtient $37^{\circ} \pm 2,5^{\circ}$.

3.2. Rupture

La rupture obtenue à la charge maximale se manifeste généralement par :

- l'ouverture importante d'une des fissures inclinées, en général dite "fissure critique" ;
- le début de désorganisation du béton dans les quatre zones où ces fissures (habituellement au nombre de deux, une par chaque direction de chargement) atteignent les encastremets.

Par rapport aux voiles faiblement comprimés ou tendus (KV 15 à KV 19) dans lesquels la rupture entraîne, de plus, le début de glissement du voile le long de l'encastrement, dans les zones où le béton est désorganisé, les voiles très tendus (KV 20 et KV 21) montrent un état de rupture apparemment différent caractérisé par l'ouverture importante de certaines fissures horizontales, qui se sont formées aux encastremets ou dans la hauteur du voile sous l'action de la charge verticale seule.

Les figures 11-b à 17-b montrent l'état de fissuration peu avant l'atteinte de la charge maximale (ou sous celle-ci) des voiles.

Contrairement aux voiles faiblement comprimés ou tendus (KV 15 à KV 19) qui présentent un mode de rupture de type B2 (chapitre I, § 2.2.2.2) c'est-à-dire rupture par effort tranchant avec plastification des armatures et la désorganisation du béton le long d'une fissure "critique" approximativement diagonale, pour les voiles très tendus (KV 20 et KV 21) on est proche des types B1 et B2 : la désorganisation du béton et éventuellement la plastification des armatures le long des fissures horizontales existantes ne sont plus négligeables.

3.3. Etat ultime

Le comportement, au-delà de la charge maximale, se traduit généralement par l'ouverture plus importante des fissures diagonales et la rupture plus franche (éclatement,...) du béton aux quatre coins du voile.

L'ouverture importante de ces fissures, correspondant à un déplacement relatif dont la composante verticale est négligeable par rapport à la composante horizontale, entraîne dans des voiles moins armés (KV 15, 17 et 21) munis de deux nappes de treillis soudé (\emptyset 5), la rupture successive des fils horizontaux. Ces ruptures sont marquées par une chute rapide de la charge sur des courbes "charges-déplacements" des voiles (annexe 4). Dans le cas des voiles plus armés (KV 16, 18, 19 et 20) par contre il n'y a pas de rupture des armatures réparties, ce qui s'explique par le rapport élevé de diamètre des aciers (\emptyset 10) et de l'épaisseur du voile (100 mm). Les armatures concentrées ne subissent aucune rupture, mais elles travaillent comme des goujons (en particulier pour les voiles moins armés) dans les zones proches des encastremements où le béton est détruit.

Les figures 11-c à 17-c montrent l'état ultime des voiles. Sur ces figures on constate que dans la majorité des cas et hormis le long des fissures critiques (qui ne sont pas rectilignes), le béton est détruit au centre des voiles sous l'effet des poussées antagonistes des bielles de béton.

Il faut aussi noter que, d'après les mêmes figures, plus l'effort normal de traction est important, moins le béton est détruit aux endroits précités, ce qui pourrait s'expliquer par l'ouverture des fissures (contacts moins nombreux).

3.4. Courbes "charge-déplacement"

Il faut se rappeler que les courbes charge-déplacement (cycles d'hystéresis) sont obtenues à partir des valeurs mesurées par le capteur "pilote" de l'asservissement, placé sur la face Nord du voile ; la mesure sur la face Sud ne diffère jamais beaucoup de la précédente. Ces courbes expérimentales pour l'ensemble des essais actuels, sont présentées dans l'annexe 4.

D'une manière générale et à l'exception de la forme irrégulière de certains cycles pour lesquels sont apparues, avant la charge maximale, des fissures importantes, ces courbes (dans des coordonnées V et d) possèdent certaines caractéristiques, à savoir :

- une symétrie par rapport à l'origine des axes V et d . Autrement dit la droite reliant les points extrêmes d'un cycle de chargement complète, passe par l'origine de ces axes ;
- deux points communs sur l'axe V (à déplacement nul, en V^+ et en V^-) ;
- une pente commune en ces points.

On verra plus loin que ces caractéristiques nous aiderons à modéliser numériquement ces cycles de chargement alternés.

Le "pincement", à l'origine des axes, des courbes de cycles de chargement est plus significatif pour les voiles très tendus ; cela confirme les modes de rupture constatés précédemment.

D'après les valeurs mesurées par les capteurs verticaux Est et Ouest, on constate que la rotation du voile dans son plan reste très faible quelle que soit la charge.

4 - ETUDE DETAILLEE DES RESULTATS

4.1. Déplacement dans le domaine élastique (avant fissuration)

Toutes les valeurs de déplacement horizontal, entre les bordures inférieure et supérieure, mesurées au cours des premiers cycles de chargement avant fissuration, sont reportées, en fonction de la charge, sur les figures 18 et 19 pour tous les essais (KV 10 à KV 12 et KV 15 à KV 21) et (KV 15 à KV 21) ; ils correspondent à un béton de qualité Q2 ($f_{cj} \approx 30$ MPa). Le déplacement horizontal considéré pour une valeur de charge donnée est la moyenne des valeurs mesurées sur les capteurs "Nord" et "Sud" (voire figure 6) ; ce sont les déplacements par rapport à la charge nulle immédiatement antérieure.

Dans la pratique, le déplacement horizontal avant fissuration est calculé selon la théorie élémentaire des poutres :

$$U = \frac{V \cdot h^3}{3E \cdot I} + \frac{V \cdot h}{G \cdot B_1}$$

"flexion" "effort tranchant"

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = \frac{E}{2(I+\nu)} \\ B_1 = \frac{5}{6} B \quad ; \quad B = 2e \cdot l \\ I = \frac{2}{3} e l^3 \end{array} \right.$$

La droite (1) représentant cette expression ($d = 2U$) a été portée sur les figures précédentes 18 et 19.

La figure 18 montre que les points expérimentaux, initialement proches de cette droite, s'en éloignent progressivement lorsque la charge croît (perte de raideur de l'élément). Compte tenu de cette remarque on constate que le déplacement horizontal au début du chargement (pente à l'origine : la droite (2) de la figure 19) est de l'ordre de 1,30 et 2,55 fois le déplacement calculé en poutre, pour les voiles faiblement comprimés ou tendus (KV 15 à 19) et les voiles très tendus (KV 20 et 21) respectivement. Par contre, le déplacement horizontal est de l'ordre de 1,50 fois le déplacement calculé en poutre, juste au moment de la fissuration (droite (3) de la figure 18). Ces constatations nous amènent, selon le cas, à redéfinir les raideurs initiale tangente et sécante dans le domaine avant fissuration.

Il faut aussi noter que la raideur initiale tangente (la pente à l'origine) est en bon accord avec le calcul d'élasticité plan des voiles associé au calcul des contraintes en poutre corrigé, présenté en annexe 1.

4.2. Calcul de la charge de fissuration

D'après les valeurs des charges expérimentales de première fissuration des essais antérieurs (KV 3 à KV 14) [13] et des essais actuels (KV 15 à KV 21), on constate que, pour un effort normal donné, elles sont peu dispersées et qu'elles diminuent notablement avec l'effort normal de traction.

Compte tenu de cette remarque et d'après la figure 20 portant les valeurs de τ_f/f_{tj} ($\tau_f = V_f/B$) en ordonnée et celles de σ_n/f_{tj} en abscisse de tous les essais (KV 3 à KV 21), on peut admettre que la relation entre la charge de fissuration V_f (KN) d'une part et la résistance à la traction du béton f_{tj} (flexion ; en MPa) et la contrainte normale σ_n (+ compression en MPa), d'autre part s'écrit :

$$V_f = 78 (f_{tj} + \sigma_n)$$

Les valeurs expérimentales (moyenne des valeurs absolues en chargement positif et négatif, pour les essais alternés) et celles calculées selon cette formule sont dans un rapport moyen de 1,007 (coefficient de variation de 8,7 %).

Pratiquement la détermination de la charge de première fissuration (V_f) peut se faire soit :

- (1) en utilisant le critère fondé sur l'égalité de la contrainte principale de traction (σ_T) et la résistance à la traction simple du béton (f_{tj}). Cette égalité n'étant pas toujours assurée, il vaut mieux la définir sous la forme :

$$\phi_1 = \sigma_T = R_1 f_{tj} ; R_1 \leq 1$$

- (2) en utilisant un critère plus fin fondé sur la condition de rupture d'un béton chargé biaxialement (σ_T et σ_C) ; on peut utiliser, par exemple, le critère de KUPFER [26] (voir § 9 de l'annexe 1) qui exige que la condition suivante soit respectée :

$$\phi_2 = (\sigma_T + 0,8 \lambda \sigma_C) = R_2 f_{tj} ; R_2 \leq 1$$

avec

σ_T et σ_C : contraintes principales de traction et de compression
($\sigma_T > 0$; $\sigma_C \leq 0$) ;

λ : rapport de la résistance à la traction simple ($f_{tj} > 0$) à la résistance à la compression simple ($f_{cj} < 0$) du béton (alors $\lambda < 0$).

λ et f_{tj} étant donnés, la valeur des coefficients réducteurs R_1 et R_2 dépendent des valeurs calculées de σ_T et σ_C (voir § 8 de l'annexe 1). Le tableau 6 donne, pour chacun des voiles, les valeurs de ces coefficients obtenus à partir des calculs en poutre "élémentaire" (solution élémen-

taire) et en poutre "corrigé" (correction portée sur la solution élémentaire, due à nos conditions aux limites) de σ_T et σ_C , à l'encastrement près du bord libre (fissuration "de flexion") et au centre (fissuration "de cisaillement"). On a utilisé pour estimer la valeur de la charge de fissuration (V_f) celle donnée par l'expression expérimentale précédente. L'examen de ces valeurs (R_1, R_2) en poutre corrigé (utilisant l'expression $V_f = 78 (f_{tj} + \sigma_n)$) montre que :

- la fissuration de flexion aurait dû se produire avant celle du cisaillement ($\phi_{flexion} > \phi_{effort\ tranchant}$). On peut expliquer ce résultat par une microfissuration précoce ;
- pour un effort normal donné, la valeur de ces coefficients ne varie pratiquement pas avec le pourcentage d'armatures utilisé.

En utilisant les expressions de σ_T et σ_C calculées avec l'hypothèse "poutre élémentaire" (méthode généralement employée dans les projets), à l'encastrement près du bord libre et au milieu de la section de base (cas général, voir le § 8 de l'annexe 1), la valeur de la charge de fissuration, assurant l'une des conditions précédentes, s'écrit :

A l'encastrement près du bord libre (fissuration "de flexion") :

Les deux conditions (f_{tj}, σ_n en MPa)

$$V_{f1} = \frac{B}{6} \cdot \frac{2.1}{h} (f_{tj}^* - \sigma_n)$$

$$f_{tj}^* = R_1 f_{tj} = R_2 f_{tj} ; (\sigma_n > 0 \text{ traction})$$

$$R_1 = R_2 = 0,78 + 0,22 \left(\frac{\sigma_n}{f_{tj}} \right) \quad (\text{coefficient de variation } 0,999)$$

Au milieu de la section de base (fissuration "de cisaillement")

1° condition ($\sigma_T = R_1 f_{tj}$)

$$V_{f2} = \frac{2}{3} B [f_{tj}^* (f_{tj}^* - \sigma_n)]^{1/2}$$

$$f_{tj}^* = R_1 f_{tj} , \quad (\sigma_n > 0 \text{ traction})$$

ou 2^o condition ($\sigma_T + 0,8 \lambda \sigma_C = R_2 f_{tj}$)

$$V_{f2} = \frac{2}{3} B \frac{[(f_{tj}^* - \sigma_n) (f_{tj}^* + 0,8\lambda \cdot \sigma_n)]^{1/2}}{(1 + 0,8\lambda)}$$

$$f_{tj}^* = R_2 f_{tj}$$

Les expressions des coefficients R_1 et R_2 (à l'encastrement), en fonction de σ_n/f_{tj} , sont issues des valeurs expérimentales du tableau 6. La valeur de la charge de fissuration sera donc :

$$V_f = \text{Min} (V_{f1}, V_{f2})$$

4.3. Déformations (armatures-béton) sous la charge maximale

4.3.1. Allongement des armatures

D'après les courbes contraintes-déformations des différents échantillons d'aciers (TOR, TORSID, TREILLIS SOUDE), les ordres de grandeur des allongements à la fin du domaine purement élastique (ε_e) et à la contrainte limite conventionnelle $f_{0,2}$ ($\varepsilon_{0,2}$) sont :

	Treillis soudé Ø 5	Acier TOR Ø 8	Acier TOR Ø 10	Acier TORSID Ø 10
ε_e	2 400.10 ⁻⁶	1 500.10 ⁻⁶	1 900.10 ⁻⁶	2 600.10 ⁻⁶
$\varepsilon_{0,2}$	5 400.10 ⁻⁶	4 000.10 ⁻⁶	4 500.10 ⁻⁶	2 800.10 ⁻⁶

La comparaison des allongements des armatures, sous la charge maximale à ceux définis dans le tableau ci-dessus, permettra d'apprécier leur degré de plastification.

4.3.1.1. Armatures concentrées (tirants)

L'allongement des tirants est mesuré à partir des 8 jauges électriques (repérées T1 à T8) placées au niveau des encastresments dans les bordures (figures 7 et 8) où les contraintes sont maximales et le passage d'une fissure est généralement très probable.

D'après le tableau 7 donnant le plus grand allongement des armatures sous la charge maximale positive et négative, et les figures 21 à 27 représentant, à titre d'exemple et en fonction du chargement positif, l'évolution des déformations des tirants aux quatre angles des voiles (T1, T3, T5 et T7) on fera les remarques suivantes :

- avant la fissuration, les armatures concentrées dans des zones symétriques par rapport au centre du voile, travaillent différemment : elles travaillent à l'Est en bas et à l'Ouest en haut, en traction et à l'Est en haut et à l'Ouest en bas en compression. Ce comportement remarqué pour les voiles peu comprimés (KV 15, 16 et 19) change avec l'effort normal de traction : plus celui-ci est important, plus les armatures sont tendues sur la hauteur (KV 17, 18, 20, 21) ;
- Sous la charge maximale (V_u), ces armatures fonctionnent en tirant : traction sur toute la hauteur, et à l'exception du voile KV 16, dans chacun des autres voiles, la majorité de celles-ci se plastifient largement ($\epsilon_a > 10\ 000 \times 10^{-6}$) ;
- Ces armatures évidemment subissent un allongement plus grand quand, pour un pourcentage d'armatures verticales et un niveau de charge donnés, l'effort normal de traction est plus grand, et sont moins allongées quand, pour un effort normal donné, le pourcentage d'armatures est plus élevé.

4.3.1.2. Armatures réparties verticales et horizontales

Le tableau 7 donne aussi les allongements maximaux des armatures réparties verticales et horizontales, aux bords (encastements) et au milieu des voiles, sous des charges maximales. On constate, en consultant le tableau donné au paragraphe 2.4.3.1., que les armatures sont plastifiées sous cette charge :

Au centre et dans le cas des voiles peu armés (KV 15, 17 et 21, profitant d'une égalité entre les deux pourcentages d'armatures), les armatures verticales sont plus plastifiées que les armatures horizontales, ce qui est sans doute dû à l'inclinaison moyenne (inférieure à 45°) des fissures sur l'horizontale. Lorsque l'effort normal de traction augmente :

- Inclinaison moyenne des fissures diminue et, par conséquent, l'allongement des armatures verticales augmente ;

Dans le cas des voiles plus armés (KV 16, 18, 19 et 20), les armatures horizontales sont plus plastifiées que les armatures verticales, ce qui s'explique peut être par l'inégalité des pourcentages d'armatures ($\omega_h = 0,630 \% < \omega_v = 0,680 \%$).

Les figures 28 à 41 montrent, pour l'ensemble des essais, l'évolution de l'allongement, sous chargement négatif, des armatures verticales et horizontales, en prenant dans chaque cas la jauge verticale et la jauge horizontale qui a donné le plus grand allongement sous la charge maximale (V_u).

D'après ces figures et le tableau précédent, les armatures réparties placées aux bords des voiles sont moins allongées que celles du centre. Dans tous les cas, les armatures verticales montrent des allongements (de mêmes ordres de grandeur que ceux des tirants) supérieurs à ceux des armatures horizontales.

4.3.2. Raccourcissement du béton

Les résultats exploitables concernant le raccourcissement du béton dans les directions diagonales des voiles où il est notablement comprimé sont présentés dans l'annexe 6. L'examen de ces résultats montre que les déformations au milieu des voiles sont plus faibles que celles apparaissant au voisinage de l'encastrement. Ceci s'explique par le fait que dans la partie centrale de ces voiles, le cisaillement et la traction importante due à l'adhérence du béton aux armatures mettent le béton dans un état de contrainte plus complexe qu'à l'encastrement. Ces constatations sont en bon accord avec les observations faites lors des ruptures : début de désorganisation du béton dans les quatre zones où les fissures diagonales "critiques" rejoignent les encastresments.

Les figures 42 à 49 montrent l'évolution des déformations maximales du béton mesurées, en fonction de la charge, par des jauges au centre et aux encastresments où l'on note le maximum de raccourcissement.

A l'encastresment et pour un effort normal donné, à partir d'une partie commune (linéaire) dans la zone des petites déformations, les courbes moyennes "charges-déformations" du béton du voile moins armé (0,392 %) et plus armé (0,680 %) s'écartent. Cet écart, sous la charge maximale, augmente lorsque l'effort normal de traction est plus grand.

Au centre, à l'exception des voiles très tendus (KV 20 et 21) qui font apparaître le même phénomène, les courbes moyennes se confondent. On constate aussi un écart dans la zone des petites déformations entre les courbes des voiles très tendus. Ce qui est lié sûrement à l'état de contrainte initiale et la position des fissures presque horizontales obtenues sous l'action de l'effort normal seul.

En portant sur les figures précédentes, la valeur moyenne du raccourcissement de rupture du béton en compression simple, de l'ordre de $1\ 900 \times 10^{-6}$, valeur obtenue à partir des éprouvettes de l'ensemble des essais, on constate que, dans tous les voiles, la rupture locale du béton (en particulier aux encastremets) est déjà atteinte sous la charge maximale. Ce phénomène étant favorisé par l'effort normal de compression, dans les voiles KV 15 et 16, et par des déformations importantes dues à la plastification des armatures dans les voiles KV 17 à 21.

4.4. Interprétations des relations force-déplacement

4.4.1. Enveloppe des cycles de chargement alternés

4.4.1.1. Généralités

Pour chacun des voiles, la "meilleure" courbe enveloppe force-déplacement (figures 50 à 56) est obtenue à partir des sommets des cycles (en chargement positif et négatif), tracés, avec échelles différentes pour les déplacements, sur les figures de l'annexe 5.

D'après la figure 57 qui rassemble ces courbes enveloppes, on constate qu'à l'exception du voile KV 19, quand le pourcentage d'armatures (ω_v) et/ou la contrainte normale de compression (σ_n) augmente(nt), les charges maximales croissent et les déplacements correspondants diminuent : par conséquent les voiles deviennent moins ductiles. En plus, il semblerait que, pour un pourcentage d'armatures donné, ces courbes ont la même allure (pente) après la fissuration jusqu'à la rupture.

4.4.1.2. Modèles mathématiques

Comme on l'a vu au chapitre 1 (§ 3.3.1.), on peut approcher les courbes enveloppes réelles des voiles (après la première fissuration) par une succession des segments droits ou par une courbe (parabole).

- a - Segments droits - Analogue à une structure détériorable (chapitre I, § 3.3.1.), cette courbe pourrait être approchée par trois droites dont les points de changements de pente définissent la première fissuration dans le béton, la plastification des armatures, et la désorganisation du béton.

Les figures de l'annexe 7 montrent l'évolution de la charge (moyenne des chargements positif et négatif du point extrême du premier cycle à chaque étape de mesure) rapportée à sa valeur maximale (V_u), en fonction du déplacement correspondant rapporté à sa valeur maximale (d_u) pour l'ensemble des essais. Les rapports de pente R_p/R_F et R_u/R_F sont reportés dans le tableau 8. La pente du premier segment (R_F) est calculée selon les conclusions du § 4.1. ($R_F = V/1.30 (2U) \times d_u/V_u$). R_p et R_u sont les pentes de deuxième et de troisième segments. Ces rapports sans tenir compte du voile KV 19, s'expriment par les relations expérimentales moyennes suivantes :

$$\frac{R_p}{R_F} = 1,01 \frac{E_b}{E_a} \cdot w_v$$

et

$$\frac{R_u}{R_F} = 0,39 \frac{E_b}{E_a} \cdot w_v$$

Dans ces relations E_a , E_b et w_v étant le module d'élasticité des aciers, le module de déformation instantané à l'origine du béton (E_{ijo}) et le pourcentage d'armatures verticales, respectivement. Les rapports de pente expérimentaux et calculés selon la première et la deuxième formule ont des moyennes de 1,00 et 1,00 avec des coefficients de variation de 2,8 % et 15,8 % (*), respectivement. On peut également constater que l'effort normal (de compression ou de traction) n'a pas d'incidence sur la valeur des rapports de ces pentes.

(*) Le fait que les points expérimentaux juste avant la rupture soient peu nombreux joue sur la détermination de la pente de la dernière droite, d'où une grande dispersion des valeurs R_u/R_F .

L'inconvénient de cette modélisation est qu'elle surestime les valeurs du déplacement et de la charge de fissuration (environ 40 % pour la charge ou le déplacement ; KV 20 et 21 exclus).

b - Représentation non linéaire - Représentée par une droite de pente R_F (V_F/d_F) avant la première fissuration, puis au-delà de ce point, par l'expression :

$$\frac{d}{d_f} = \left(\frac{V}{V_f} \right)^P \quad ; \quad \text{pour } V_f \leq V \leq V_u$$

$$\frac{d}{d_f} = \left(\frac{V}{V_f} \right) \quad ; \quad \text{pour } 0 \leq V \leq V_f$$

où : d_f , V_f : déplacement et charge correspondant à la fissuration ;

$P > 0$:- exposant, réel positif.

Les valeurs de P sont définies par les courbes enveloppes moyennes, obtenues à partir des sommets (extréma positif et négatif) des premiers cycles des étapes de mesure, représentées dans le tableau 8. Le déplacement du voile après la fissuration étant en grande partie contrôlée par l'allongement des armatures, P peut être exprimé en fonction des caractéristiques mécaniques de ces dernières (w_v , f_{ev} , σ_n) par la relation moyenne (essais KV 19 exclu) suivante :

$$P = [3,91 - 199 (w_v)] + 1,45 \frac{1}{1 + 2 \left[\frac{w_v \cdot f_{ev}}{\sigma_n} \right]}$$

Les coefficients expérimentaux et calculés selon cette formule sont dans un rapport de 1,00 (coefficient de variation de 1,08 %).

Les courbes enveloppes des voiles ainsi définies, dans les axes d/d_u et V/V_u , sont présentées sur les figures de l'annexe 7.

(Les coefficients de même ordre de grandeur sont aussi obtenus ailleurs (2,72 ; [27])).

4.4.2. Rigidité

La rigidité tangente initiale (R_0 , exp.) de chaque voile donnée par le tableau 9 est calculée comme la pente d'une droite obtenue, par la méthode des moindres carrés, en exploitant l'ensemble des valeurs des couples déplacement-charge (inférieure à 150 KN) mesurés au cours des premiers cycles de chargement avant fissuration.

Ce tableau montre que, malgré une légère augmentation en fonction du pourcentage d'armatures (pour un faible effort normal donné) la rigidité initiale reste presque constante pour les voiles peu comprimés ou peu tendus (KV 15 à 19). Elle diminue de 50 % pour les voiles très tendus (KV 20 et 21), ce qui est certainement dû à la présence dès le début de l'essai, de fissures horizontales, issues sous l'action de l'effort normal de traction.

Compte tenu de ces résultats, le calcul de la rigidité tangente initiale (R_0) des voiles, basé sur les constatations faites sur le déplacement avant fissuration (cf. § 4.1.) s'exprime par :

$$d = 1,30 (2U) = 1,30 \left[\frac{V \cdot h^3}{E_b \cdot e \cdot l^3} + \frac{12 (1+\nu) \cdot V \cdot h}{5 E_b \cdot e \cdot l} \right]$$

Soit $d = 15,3 \frac{V}{E_b}$ (mm) (kN) (MPa) ? *faux!*

et $R_0 = \frac{V}{d} = 0,05031 E_b$ (kN/mm) (MPa)

E_b étant le module de déformation instantané à l'origine du béton (E_{ij0}). Les nouvelles valeurs de la rigidité tangente initiale sont aussi reportées dans le tableau 9.

L'évolution de la rigidité (calculée selon la figure 58 pour des premiers cycles des étapes de mesure) rapportée à sa valeur initiale R_0 (calculée selon l'expression précédente), en fonction de la distorsion d/H , est présentée sur les figures 59 et 60, pour l'ensemble des essais (KV 15 à KV 21) en chargement positif et négatif, respectivement.

D'après ces figures, on constate que la rigidité décroît très rapidement dès le début de la fissuration et qu'elle atteint une valeur de l'ordre de 10 % de la rigidité tangente initiale pour la charge maximale (voir valeurs de $(R/R_0)_u$ portées au tableau 10). Cette décroissance est encore plus rapide quand l'effort normal de traction est plus important.

L'évolution de R/R_0 , pour des chargements positif et négatif, en fonction de d/H , et pour chacun des voiles, est présentée en Annexe 8.

Il faut remarquer que cette évolution de la rigidité, dès le début de la fissuration et jusqu'à la rupture, remet en question la rigidité tangente initiale prise habituellement dans le calcul non linéaire des structures.

4.4.3. Amortissement

Jouant un rôle fondamental dans l'étude de la réponse aux chargements alternés (séismes) des structures en béton armé hors du domaine élastique, le facteur d'amortissement ξ se définit conventionnellement au cours d'un cycle de chargement alterné, à $1/2\pi$ près, comme le rapport de l'énergie dissipée (égale, dans les axes d , V , à l'aire intérieure à la boucle décrite) à l'énergie "élastique" totale qui serait absorbée puis restituée par la structure élastique de rigidité $R_s = F_s/d_s$ et $R_i = F_i/d_i$ (pratiquement, un cycle n'est jamais symétrique) :

$$\xi = \frac{1}{2\pi} \frac{\text{aire intérieure à la boucle}}{[1/2 (V_s \cdot d_s) + 1/2 (V_j \cdot d_j)]}$$

La figure 58 définit les différents termes de l'expression ci-dessus. La valeur de l'aire mesurée à l'aide d'un planimètre polaire compensateur [32], ainsi que les valeurs calculées des énergies dissipée et élastique des cycles de tous les essais sont données, avec l'amortissement correspondant dans les tableaux de l'annexe 9.

Les figures 61 à 67 montrent l'évolution de l'amortissement ξ , en fonction de la charge V rapportée à la charge maximale V_u (Pour $V \leq V_u$) ou du déplacement d rapporté au déplacement maximal du (Pour $d \geq d_u$). D'une manière générale, l'amortissement varie peu avant la première fissuration puis prend des valeurs assez fortes à l'apparition des premières fissures (le fait que la force appliquée soit maintenue constante pendant les étapes de mesures, rend possible un effet parasite de fluage) et prend de nouveau des valeurs peu dispersées, avant la charge maximale.

En portant sur ces figures la valeur 7 % de l'amortissement admise habituellement pour le béton armé fissuré, on constate que la valeur de l'amortissement moyen, calculée pour l'ensemble des cycles entre le début de la fissuration et la charge maximale, est supérieure à cette valeur de référence. (les valeurs moyennes de l'amortissement font l'objet du tableau 10). Par contre, la valeur moyenne de l'amortissement calculée à partir des valeurs peu dispersées avant (ou après) la fissuration est de l'ordre de 6 %.

La figure 68 montre que l'amortissement (moyen) décroît lorsque le pourcentage d'armatures croît. Cette décroissance est moins importante dans le cas des voiles peu comprimés (KV 15, 16) ou peu tendus (KV 17, 18) et très importante dans les cas de voiles très tendus (KV 20, 21).

4.4.4. Facteur de ductilité

D'après la forme des courbes enveloppes des voiles (figures 50 à 56), on peut définir le facteur de ductilité par :

$$\mu = \frac{d_u}{d_e}$$

Le rapport du déplacement d_u correspondant à la charge maximale au déplacement "élastique" d_e qu'on aurait, sous cette même charge maximale, si le comportement restait élastique, c'est-à-dire caractérisé par pente à l'origine avant fissuration. On a vu au § 2.4.4.2 que cette pente est 0,77 fois de celle calculée selon la théorie des poutres.

Les valeurs de V_u , d_u (légèrement différentes de celles du tableau 5), d_e et μ sont reportées dans le tableau 10. L'examen des valeurs de μ montre que, pour un pourcentage d'armatures donné, la ductilité croît quand l'effort normal de traction augmente ; ce que l'on peut expliquer par l'allongement des armatures favorisé par ce dernier. Elle diminue, par contre, lorsque, pour un effort normal donné, le pourcentage d'armatures augmente. Ceci est dû à une diminution de la charge maximale provoquée par la rupture prématurée du béton (l'allongement plastique des armatures est donc le phénomène prépondérant).

4.5. Calcul de la charge de plastification des armatures

Lorsque la courbe enveloppe d'un voile est approchée par des segments de droite, la valeur de la charge de plastification des armatures, définit la position de deuxième changement de pente.

En supposant que la plastification des armatures commence quand la fissuration devient complète, cette charge peut se calculer en se fondant sur un fonctionnement en treillis simple du béton et des armatures du voile (voir annexe 3 pour les détails de calcul). La contrainte correspondante à cette charge s'écrit :

$$\tau_p = \text{tg}\theta (w_v \cdot f_{ev} + \sigma_n)$$

avec : τ_p : contrainte de cisaillement (V_p/B , B section horizontale) ;

θ : angle entre la direction des fissures et des armatures verticales ;

w_v, f_{ev} : pourcentage et limite d'élasticité des armatures verticales ;

σ_n : contrainte normale appliquée ($\sigma_n > 0$ compression).

Les charges de fissuration complète, estimées dans le § 2.3.1.1., ainsi que les charges calculées selon cette formule et le modèle de segments droits successifs (cf. figures de l'annexe 7) des voiles, sont reportées dans le tableau 11.

On constate une bonne concordance entre les différentes valeurs de V_p , sauf dans le cas de l'essai KV 21 où la charge calculée par la formule est sous-estimée par rapport aux deux autres valeurs, ce qu'on peut vraisemblablement expliquer par une surestimation de l'inclinaison des fissures très irrégulières.

On a constaté que l'allongement moyen et le plus grand allongement des armatures verticales, mesuré par des jauges d'acier sous une charge très voisine de celle estimée pour la fissuration complète, correspondent, à partir des courbes "contrainte-allongement" des échantillons d'aciers, à des contraintes égales, en moyenne, à 86 % et 98 % de la contrainte d'élasticité (f_e ou $f_{0,2}$), respectivement.

4.6. Calcul de la charge maximale (rupture)

Compte tenu du fait qu'un voile dans son état extrême (la résistance ultime mobilisée) est un système fortement hyperstatique, le calcul de la charge (ou contrainte) maximale V_u (τ_u) peut être effectué en utilisant soit :

- les expressions semi-théoriques basées sur les différentes méthodes de calcul ;
- les expressions purement empiriques, obtenues à partir des résultats de différentes séries d'essais.

4.6.1. Expressions (semi)théoriques

4.6.1.1. Calcul au cisaillement -----

Dans une pièce de béton armé, la valeur maximale du cisaillement ultime due à l'effort tranchant sera en général obtenue lors d'une rupture par glissement le long d'un plan parallèle à l'effort tranchant et coulé par des armatures.

En accord avec le schéma d'équilibre de la figure 69, et en se basant sur le critère de rupture de COULOMB, on a effectué un calcul de la contrainte de cisaillement maximale sur un plan diagonal quelconque d'un voile en béton armé (armatures d'un maillage rectangulaire), chargé par une force horizontale V et une force normale N . Les détails de ce calcul, ainsi que les hypothèses retenues, sont reportés en annexe 2. Cette contrainte est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{C}{(\sin\theta + K \cdot \cos\theta)} + \left[\frac{(K \cdot \sin\theta - \cos\theta)}{(\sin\theta + K \cdot \cos\theta)} \right] (w_{av} \cdot \sigma_{av} + \sigma_n) + \left[\frac{1}{\tan\theta} \right] (w_{ah} \cdot \sigma_{ah}) \quad (1)$$

avec : τ_u : contrainte de cisaillement maximale ;

θ : angle fait par les armatures verticales avec le plan du cisaillement ($(90^\circ + \theta)$ pour les armatures horizontales) ;

K : ($= \text{tg} \phi$) : tangente de l'angle de frottement interne dans le béton, de part et d'autre du plan de cisaillement ;

w_{av} , w_{ah} : pourcentages d'armatures verticales et horizontales sur ce plan, respectivement ;

σ_{av} , σ_{ah} : contraintes induites dans les armatures verticales et horizontales respectivement. Etant inférieure ou égale à f_e (limite d'élasticité des armatures), σ_a se calcule selon que le plan de cisaillement est considéré dans un béton monolithe ou sur une fissure ou une section de la reprise du bétonnage (voir annexe 2) :

$$\sigma_a = \frac{\text{Cos } (90 + \alpha - \theta)^\circ}{\text{Cos } (\alpha)} f_e \quad \text{béton monolithe}$$

$$\sigma_a = \frac{\text{Cos } (\theta + \phi)}{\text{Sin}(\phi)} f_e \quad \text{fissure ou reprise du bétonnage}$$

($\phi = \text{tg}^{-1} K$; α étant l'angle fait par les fissures diagonales de traction avec ce plan) (voir Annexe 2).

σ_n : contrainte due à l'effort normal de compression (+) ou de traction (-) ;

C : cohésion entre deux parties de béton.

Dans le cas particulier et courant d'un plan de cisaillement horizontal ($\theta = 90^\circ$), quelle que soit la nature de ce plan ($\sigma_{av} = f_{ev}$, $\sigma_{ah} = f_{eh}$), la formule (1) se réduit à :

$$\tau_u = C + K (w_{av} f_{ev} + \sigma_n) \quad (1-1)$$

Des formules empiriques similaires à la formule (1-1), obtenues lors de différentes séries d'essais, déterminent les valeurs de paramètres C et K pour un plan de cisaillement défini.

Une de ces formules est celle obtenue à partir des résultats d'essais de référence (chargement monotone) réalisés par MM. POMMERET [33] et ASTRUC [34] sur des corps d'épreuve monolithes de très faible élancement (0,047 ou 0,060). Sous sa forme modifiée [13] :

$$\tau_u = 0,61 f_{tj} + 1,40 (w_{av} f_{ev} + \sigma_n) \quad (1-1-a) *$$

f_{tj} (en MPa) étant la résistance à la traction du béton mesurée par flexion et f_{ev} (en MPa) la limite d'élasticité réelle (f_e des aciers doux) ou conventionnelle ($0,95 f_r$; f_r étant la contrainte de rupture des aciers écrouis) des armatures verticales.

Une autre formule est issue des résultats d'essais de cisaillement (chargement monotone) réalisés par M. MATTOCK [42] sur des corps d'épreuve ayant chacun un plan de cisaillement imposé (une fissure ou une section de reprise du bétonnage). Certains corps d'épreuve subissaient, perpendiculairement à leur plan de cisaillement, un effort normal de traction. Cette formule s'écrit (f_e , f_{ev} et σ_n en MPa) :

$$\tau_u = 0,525 \sqrt{f_{cj}} + 0,80 (w_{av} f_{ev} + \sigma_n) \quad (1-1-b)$$

f_{cj} et f_{ev} étant la résistance à la compression du béton, et la limite d'élasticité réelle (f_e des aciers doux) ou conventionnelle ($f_{0,2}$ des aciers écrouis) des armatures verticales, respectivement.

(*) La formule d'origine de (1-1-a) ne comprenait aucun terme dû à la faible contrainte normale (σ_n) que portaient les corps d'épreuve.

Les résultats des calculs des contraintes de cisaillement maximales des voiles KV 3 à KV 21, selon les formules (1-1-a) et (1-1-b) et leur comparaison à la contrainte maximale mesurée expérimentalement τ_u , exp. (moyenne des contraintes maximales calculées en chargements positif et négatif pour les essais alternés) sont reportés dans le tableau 12 ($\theta = 90^\circ$). En distinguant les voiles comprimés des voiles tendus et en examinant les rapports moyens des charges expérimentales et calculées, on constate que la résistance ultime n'est vraisemblablement mobilisée selon une section horizontale que dans le cas des voiles tendus (rapport moyen de 0,93 des voiles tendus contre 0,78 des voiles comprimés). Le calcul des voiles par la formule de MATTOCK pour une fissure inclinée à $63^\circ 4'$, montre, par contre, que dans le cas des voiles comprimés la résistance est obtenue sur un plan de fissuration diagonale. Ceci explique la contribution des armatures horizontales à la résistance ultime, si on suppose que les armatures concentrées assurent plutôt l'équilibre des moments. Ces constatations sont conformes aux observations faites lors des essais.

A partir des résultats d'essais actuels et antérieurs, les différentes expressions du type précédent ont été ajustées par la méthode des moindres carrés. Ces expressions, obtenues à partir de différentes combinaisons de trois paramètres principaux : type de chargement (Alterné ou Unidirectionnel), nature de la charge normale (Compression ou Traction) et qualité du béton utilisé (Q_1 ou Q_2) sont présentées sous la forme des graphiques en annexe 10.

Les figures 70 et 71 représentent ces expressions pour des voiles tendus d'une combinaison (A, T, Q_2) et des voiles comprimés d'une combinaison (A, C, Q_2). Elles s'écrivent (τ_u , f_{ev} , σ_n , f_{cj} en MPa) :

$$\tau_u = 0,52 \sqrt{f_{cj}} + 0,680 (w_v f_{ev} + \sigma_n) \quad \text{voiles "tendus"}$$

et

$$\tau_u = 0,28 \sqrt{f_{cj}} + 0,964 (w_v f_{ev} + \sigma_n) \quad \text{voiles "comprimés"}$$

Les moyennes des rapports des charges expérimentales et calculées selon la première et la deuxième formule sont de 1,00 et 1,00 avec des coefficients de variations de 7,3 % et 2,8 % respectivement.

Dans le cas des essais de traction, on constate que les valeurs des coefficients C et K ont une bonne concordance avec celles proposées par MATTOCK, pour le même type d'essais. Cependant, il y a une légère différence entre les valeurs de K (0,68 contre 0,80). Ce qui s'explique peut-être par des points expérimentaux peu nombreux et/ou un mode de rupture légèrement différent des essais actuels par rapport à ceux de MATTOCK. Dans le cas des essais de compression ces coefficients sont différents de ceux proposés par POMMERET [33] et ASTRUC [34], mais on note que la valeur de C ($0,28\sqrt{f_{cj}}$, MPa) est bien celle proposée par "1971 American Concrete Institute Building Code" ($3,3\sqrt{f'c}$; Psi) [45].

4.6.1.2. Calcul en flexion-cisaillement

Comme le fonctionnement d'un voile à faible élancement peut être assimilé à celui des consoles courtes, le calcul de la charge maximale peut être effectué en utilisant la formule empirique qui a été établie par ROBINSON [22] [13], d'après les résultats d'essais de HOANG. Ce calcul prend les étapes suivantes :

Ayant la hauteur utile l_u de la console (figure 72), on calcule un moment conventionnel M^* en admettant que les contraintes dans les armatures varient linéairement de 0 à la limite d'élasticité f_e sur la hauteur $7l_u/8$:

$$M^* = A_0 f_e \frac{7}{8} l_u + \sum_i A_i \frac{8\gamma_i}{7l_u} f_{ei} \gamma_i$$

avec : A_0, A_i : aires des aciers concentrées et réparties ;

γ_i : abscisse de chaque armature à partir d'un axe neutre hypothétique situé à $7l_u/8$ de l'armature la plus tendue ;

f_e, f_{ei} : limites d'élasticité des aciers concentrées et réparties (prise égale à $f_{0,2}$ pour l'acier TOR comme pour le treillis soudé)*

(*) En imposant à l'acier TOR un allongement égal à celui du treillis soudé à la limite $f_{0,2}$, on obtient une contrainte qui n'est que de très peu supérieure à sa propre limite $f_{0,2}$.

On déduit de ce moment, un effort tranchant V^* et une contrainte de cisaillement τ^* conventionnels :

$$V^* = \frac{M^*}{h} \quad ; \quad \tau^* = \frac{V^*}{e.l_u}$$

finalement, l'effort tranchant maximal peut s'exprimer (τ^* et f_{cj} en MPa) par :

$$V_u = (\lambda' - \mu' \tau^*) \sqrt{f_{cj}} V^* \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{e.l} \quad (2)$$

avec les coefficients λ' et μ' qui s'expriment empiriquement en fonction de (h/l_u) , par :

$$\lambda' = 0,3000 - 0,0880 \frac{h}{l_u}$$

$$\mu' = 0,0155 - 0,0060 \frac{h}{l_u}$$

Les rapports des charges expérimentales et calculées selon cette formule (sans tenir compte de l'effort normal) sont aussi portés au tableau 12.

D'après les rapports moyens de charges, cette formule, qui a été d'ailleurs utilisée pour le dimensionnement des voiles, évalue correctement la charge de rupture pour des voiles peu comprimés (0,5 MPa), mais la surestime pour des voiles tendus ($\sigma_n = -1,5$ MPa ; $\sigma_n = -0,5$ MPa), et ceci sans tenir compte, bien sûr, de l'effort normal existant.

L'idée de prise en compte de l'effort normal par un pourcentage supplémentaire des armatures réparties (à ajouter lorsqu'il s'agit de compression) a pour effet (tableau 12) :

- pour des voiles tendus : par rapport aux précédents, les rapports de charges sont plus proches de 1 ;
- pour des voiles peu comprimés : ces rapports montrent que le calcul surestime la charge de rupture.

En effet dans le premier cas, l'équilibre de la charge normale se réalise directement par allongement des armatures (séparation des fissures), ce qu'on observe au cours des essais. Dans le deuxième cas, la prise en compte par un pourcentage d'armatures réparties d'une charge normale de compression nécessite que l'équilibre de celle-ci soit effectivement assuré par les forces de contact des parties du béton fissuré ; ce qui n'est peut-être pas réalisé dans nos essais sur nos voiles peu comprimés.

4.6.2. Expressions empiriques

Après une comparaison assez complète des expressions empiriques données par les différents expérimentateurs [1] [5] [27] la formule obtenue par HERNANDEZ [10] à partir de résultats d'essais étudiant le comportement non linéaire des voiles rompant sous l'effet du cisaillement, donne une bonne estimation de la valeur de la charge maximale. Cette formule intègre tous les paramètres essentiels ; elle est fondée sur le critère de superposition des contributions d'éléments de base, béton et armatures, à la résistance maximale.

Elle s'exprime de la façon suivante :

$$\tau_u = \tau_b + \tau_a \quad (3)$$

$$\text{avec } \tau_a = w_v f_{ev} \quad ; \quad w_v = w_h \leq 0,7 \%$$

$$\tau_o = [0,500 - 0,094 \left(\frac{a}{L} \right)^2] \sqrt{f'c} \geq 0,157 \sqrt{f'c} \quad (\text{MPa}) \quad ; \quad \frac{a}{L} \leq 2$$

si $\sigma_n > 0$:

$$\tau_b = \tau_o \left[1 + \frac{\sigma_n}{\tau_o} \right]^{1/2}, \quad \frac{\sigma_n}{\tau_o} \leq 5$$

$$\text{Si } \sigma_n = 0 : \quad \tau_b = \tau_o$$

avec

τ_u : contrainte de cisaillement maximale (MPa) ;

τ_b : contribution du béton à la résistance maximale (MPa) ;

τ_a : contribution des armatures à la résistance maximale (MPa) ;

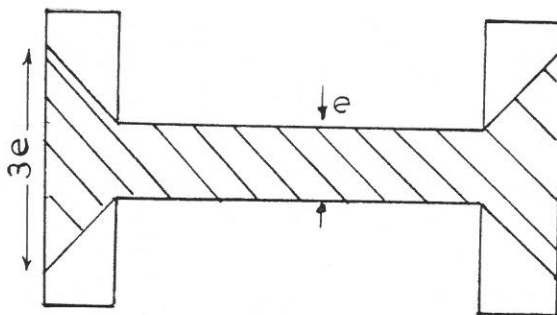
w_v : pourcentage d'armatures verticales lorsque $a/L \leq 1$, sinon les armatures horizontales sont aussi concernées [10] ;

f_{ev} : la limite d'élasticité de ces dernières (MPa) ;

$\frac{a}{L}$: rapport de la distance entre le point d'application de l'effort horizontal et l'encastrement inférieur, à la longueur totale du voile ;

σ_n : contrainte normale de compression (MPa).

Dans la définition de " $\tau = V/B$ ", l'aire de la section horizontale, B, prise en compte est :



"section raidie"



"section rectangulaire"

Il faut noter que cette formule prévoit la charge maximale des voiles bas sous un chargement alterné et qu'elle la sous-estime d'environ 15 %, dans le cas où ceux-ci subissent un chargement unidirectionnel.

Le tableau 13 donne les résultats de l'application de la formule (3) aux différents voiles bas ($a/L \leq 1$) de différents expérimentateurs [4] [5] [10]. En moyenne, un bon rapport "contrainte de cisaillement maximale réelle / contrainte de cisaillement maximale calculée" est obtenu pour les premières séries d'essais, tandis que celui-ci n'atteint qu'une valeur de 0.78 pour les essais KV 3 à KV 16. Pour expliquer cette différence dans le cas de nos essais, il faut se rappeler que la formule (3) prévoit la charge maximale des voiles supposés avoir une rupture due à l'effort tranchant. Cette charge étant calculée en reportant la contribution des armatures concentrées aux bords (tirants) sur celles des armatures réparties et du béton, à condition que ces tirants ne se plastifient pas (dépassement de la limite d'élasticité $f_{0,2}$ qui fait diminuer la rigidité et augmenter la déformation du voile). Cette condition serait remplie si le pourcentage d'armatures concentrées par rapport à celui des armatures réparties était surabondant. Ce qui est le cas dans les premières séries d'essais. Dans la dernière série, le dimensionnement des voiles par la méthode proposée pour des consoles courtes, entraîne, en absence de l'effort normal, une rupture simultanée par l'effort tranchant et le moment fléchissant. On aura donc, suivant la valeur de l'effort normal, plastification ou non des armatures concentrées : on a constaté au cours des essais (à partir des courbes "efforts-déformations", figures 21 et 22 pour les essais KV 15 et KV 16, et les figures correspondant aux essais KV 13 à KV 14 présentées en [13]) que ces aciers (tirants) subissaient des allongements considérables entraînant une contrainte égale à $f_{0,2}$ (limite d'élasticité conventionnelle des aciers).

Afin d'introduire ce fait dans la formule (3), on calculera un effort tranchant correctif qui, opposant à l'effort horizontal appliqué, équilibre une partie du moment produit par des forces constantes ($A_o \cdot f_{0,2}$) engendrées dans les tirants. On propose :

$$V_c \times h = (A_o \cdot f_{0,2}) l_c \cdot k_c$$

et

$$V_c = (A_o \cdot f_{0,2}) \frac{l_c}{h} \cdot k_c$$

avec :

- V_c : Effort tranchant correctif ;
- A_o : Aire des armatures concentrées (par extrémité) ;
- $f_{0,2}$: Limite d'élasticité de ces armatures ;
- l_c : Distance horizontale entre les centres de gravité des armatures concentrées ;
- h : Distance verticale entre le point d'application de l'effort horizontal et l'encastrement inférieur ;
- k_c : Coefficient empirique.

Les contraintes de cisaillement maximales de ces derniers voiles, calculées selon la formule (3) sont rectifiées en y introduisant ces efforts tranchant correctifs calculés avec $k_c = 2$ qui définit le rapport des élancements dus au cisaillement et à la flexion.

Avec des valeurs rectifiées de charges maximales portées dans le tableau 13, la moyenne des rapports précédents est de 0,97 avec un coefficient de variation de 0,044. Ainsi, sur l'ensemble des essais de ce tableau, une moyenne de 1,00 avec un coefficient de variation de 0,073 est obtenue.

Considérant ces résultats, la formule (3) pourrait donner une bonne estimation de la charge horizontale maximale des voiles bas ($a/L \leq 1$) subissant ou non, un effort normal de compression.

Finalement, la prévision de la charge maximale pourrait se faire :

- dans des voiles tendus, par la version (1-1-b) de la formule (1) ($\theta = 90^\circ$) ;

- dans des voiles comprimés, soit par la formule (1) ($\theta = 63^{\circ}4'$) utilisant les valeurs des coefficients C et K proposées par la version (1-1-b) soit par la formule empirique (3).

4.7. Calcul du déplacement maximal (d_u)

Théoriquement, la valeur de la charge maximale étant donnée, le déplacement correspondant peut être calculé à partir des formules mathématiques définies au § 4.4.1.1.

Cependant, la droite de la figure 72bis donne, à partir des points expérimentaux (KV 3 à KV 21) la borne inférieure du déplacement ($d_u = \gamma_u \cdot H$) en fonction de $(\tau_a + \sigma_n)$. Alors il s'exprime par la formule :

$$d_u = 0,00072 [1 + 0,9 (\tau_a + \sigma_n)] \quad ; \quad \sigma_n > 0 \text{ compression}$$

$$\tau_a = w_v f_{ev}$$

Dans cette figure les valeurs de d_u sont données à partir des courbes "charge-déplacement" des voiles. Le choix du paramètre $(\tau_a + \sigma_n)$ est fondé sur le fait que le déplacement après fissuration est contrôlé essentiellement par l'allongement des aciers verticaux (la participation du béton est négligée).



4.8. Cycles hystéresis

4.8.1. Signification physique

La courbe théorique d'un cycle de chargement alterné ayant une symétrie par rapport à l'origine des axes V et d est présentée sur la figure 74.

Pour une direction de chargement et au voisinage du déplacement nul, la courbe du cycle d'hystéresis présente un segment de faible pente qui correspond au glissement sur les lèvres des fissures déjà existantes (segment $\tilde{A}\tilde{B}$ de la partie supérieure de la courbe). La pente de ce segment dépend essentiellement de la qualité du béton utilisé, la nature (irrégularités) et l'inclinaison (par rapport à la charge appliquée) des fissures. Au-delà de ces glissements (point B), la courbe devient quasi-linéaire avec une forte pente (pente maximum) qui correspond au fonctionnement d'ensemble du béton et des armatures traversant les fissures (segment $\tilde{B}\tilde{C}$). La pente de ce segment dépend de la limite d'élasticité des armatures. A partir du point C où l'équilibre au niveau de chaque fissure est assuré et par conséquent, la charge ou le déplacement n'augmente plus, la courbe devient non linéaire. Ceci correspond physiquement au développement des anciennes et/ou la naissance des nouvelles fissures (segment $\tilde{C}\tilde{D}$). Passant le point D et pour une direction de chargement opposée on a affaire à une partie quasi-linéaire avec une pente un peu plus que celle du segment $\tilde{B}\tilde{C}$, qui correspond au relâchement du système surtout au niveau des armatures. Par raison de symétrie, lorsqu'on dépasse le point E , les mêmes phénomènes se produisent dans le cas du chargement opposé.

D'après les cycles d'hystéresis expérimentaux des voiles donnés en annexe 4, un pincement est constaté (à l'origine des axes V et d) sur des cycles d'hystéresis des voiles tendus (spécialement KV 20 et KV 21) par rapport à la forme de ceux des voiles comprimés. Ce pincement

qui se manifeste par un segment \tilde{AB} long et peu pentu; s'explique par la diminution, sous l'action de la charge normale de traction, de la composante normale de forces de contact entre les deux parties (disjointes) des fissures, ce qui facilite l'action du glissement (pour une charge tangente moins importante) au niveau de celles-ci. Dans le cas des voiles comprimés, l'augmentation, sous l'action de la charge normale de compression, de cette composante de forces de contact, rend difficile ce glissement, et cela se traduit graphiquement par un segment \tilde{AB} court et pentu (cf. figure 73).

4.8.2. Modèle mathématique

Pour des raisons pratiques, on souhaite exprimer un cycle d'hystéresis par une expression qui soit continue (sur les parties inférieure et supérieure) et symétriques par rapport à l'origine des axes x et Y.

Dans le cadre d'une série de chargement alterné portés sur des voiles bas, SHIGA [4] a proposé une formule simulant un cycle d'hystéresis stabilisé (un tel cycle s'obtient, pour un déplacement donné, après la réalisation d'un nombre fini de cycles de chargement). Normalisée par la charge et le déplacement maximums, cette formule (deux polynômes du 5^o degré en déplacement) s'écrit :

$$Y_i^s = \pm A + Bx \pm C x^2 + D x^3 \pm (A+C) x^4 + (1-B-D) x^5$$

Y_i^s et Y_i étant les parties supérieure et inférieure de la courbe. L'ensemble de ces deux polynômes a une symétrie par rapport à l'origine des axes x et Y.

Parmi les coefficients de cette formule, les coefficients A et B ont des significations physiques précises : ils représentent la charge, et la pente de la courbe au déplacement nul (figure 75). Les coefficients A et C définissent l'aire à l'intérieur d'un cycle d'hystéresis (énergie dissipée) par la relation :

$$\text{aire du cycle} = \frac{8}{15} (6.A+C)$$

Les coefficients B et D définissent la courbe moyenne des deux parties supérieure et inférieure du cycle d'hystéresis :

$$Y_m = B (x - x^5) + D (x^3 - x^5) + x^5$$

Comme on pourrait constater, l'avantage d'utilisation de cette formule réside dans le fait qu'elle se définit à partir des informations concernant le comportement d'un voile.

Les figures 76 à 78 montrent, à titre d'exemple et pour les voiles peu armés (KV 15, 17 et 21), les courbes expérimentales et approchées par cette formule. Quelles que soient la nature et la valeur de l'effort normal, une bonne concordance a été constatée entre ces courbes.

Afin de définir, pour essai KV 15 par exemple, le cycle d'hystéresis moyen approché dans des axes (V/V_u) et (d/d_u) , tous les points expérimentaux concernant les deuxièmes cycles des étapes de mesure (plus stables que les premiers) sont reportés sur la figure 79. Les valeurs des charges relatives (V/V_u) expérimentales et calculées, à partir de la courbe de ce cycle, sont dans un rapport de 0,99 pour $d/d_u < 0,2$ et de 1,04 pour $d/d_u > 0,2$ (coefficients de variation 40 % et 14 % respectivement).

5 - CONCLUSION

On a effectué sept essais de chargement alterné sur des corps d'épreuve d'élanement 0,5, sollicités par une charge horizontale à mi-hauteur et subissant ou non une charge normale de compression (0,5 MPa) ou de traction (-1,5 MPa ou -0,5 MPa). Le pourcentage d'armatures verticales ou horizontales était 0,392 % ou 0,680 %, et le béton avait une qualité Q_2 ($f_{cj} = 30$ MPa).

Des résultats de ces essais on peut tirer les quelques conclusions suivantes :

- Contrairement à des voiles peu comprimés (0,5 MPa) ou peu tendus (-0,5 MPa ; 0 MPa) dans lesquels la fissuration, après l'application de la force horizontale, commence par des fissures "de cisaillement" (dans l'âme), suivie simultanément par des fissures "de flexion" (aux bords), les voiles très tendus (-1,5 MPa) montrent une fissuration qui est matérialisée par des fissures presque horizontales obtenues sous l'action de l'effort normal seul (-1,5 MPa) ;
- Dans le cas des voiles peu comprimés et peu tendus, les fissures, lorsque le pourcentage d'armatures est fourni par une seule nappe d'aciers, sont proches des diagonales des mailles d'armature. Par contre, dans le cas où le pourcentage est assuré par deux nappes d'aciers, l'espacement diminue et est voisin du grand côté d'une maille. Pour les voiles très tendus il semblerait que, quel que soit le nombre des nappes d'aciers, l'espacement moyen des fissures soit toujours de l'ordre de grandeur du grand côté de la maille.
- Le pourcentage d'armatures n'a pas d'incidence sur l'angle moyen des fissures avec l'horizontale, tandis que plus l'effort normal de traction est grand, plus celles-ci sont proches de l'horizontale ;
- la rupture est généralisée par l'ouverture importante d'une des fissures critiques diagonales et le début de désorganisation du béton dans les quatre zones où ces fissures atteignent les encastremets. Elle entraîne de plus, le début du glissement le long de l'encastrement inférieur (dans les zones où le béton est désorganisé) dans des voiles faiblement comprimés ou tendus, et l'ouverture importante de certaines fissures horizontales formées aux encastremets ou dans la hauteur sous l'action de la charge verticale seule, dans des voiles très tendus ;
- au-delà de la charge maximale, le comportement se traduit généralement par l'ouverture plus importante des fissures diagonales et la rupture plus franche (éclatement,...) du béton aux quatre coins du voile. L'ouverture importante de ces fissures entraîne dans les voiles moins armés (0,392 %) uniquement, la rupture successive des fils horizontaux ;

- le déplacement horizontal (de la bordure supérieure par rapport à la bordure inférieure) au début du chargement (pente à l'origine) est de l'ordre de 1,30 et 2,55 fois le déplacement calculé, dans la pratique en poutre élémentaire, pour les voiles faiblement comprimés ou tendus et les voiles très tendus respectivement. Par contre, le premier est de l'ordre de 1,50 fois le deuxième, juste au moment de la fissuration ;
- sous la charge maximale :
 - * les armatures concentrées fonctionnent en tirant : traction sur toute la hauteur, et se plastifient largement ($\varepsilon_a > 10 \times 10^{-3}$) ;
 - * les armatures réparties placées aux bords des voiles sont moins allongées que celles du centre. Au centre, les armatures verticales sont plus plastifiées que les armatures horizontales (inclinaison inférieure à 45° , des fissures sur l'horizontale) dans les voiles peu armés ($w_v = w_h = 0,392\%$), et moins plastifiées, dans les voiles plus armés ($w_v = 0,680\%$; $w_h = 0,630\%$). L'allongement des armatures est plus important lorsque l'effort normal de traction est plus grand ;
 - * la rupture locale du béton, essentiellement aux quatre coins des voiles, est atteinte ;
- Malgré une légère augmentation en fonction du pourcentage d'armatures, la rigidité initiale reste presque constante pour les voiles peu comprimés ou peu tendus ($\sigma_n = \pm 0,5$ MPa). Elle diminue de 50 % pour les voiles très tendus (-1,5 MPa) comprenant, dès le début de l'application de l'effort horizontal, des fissures horizontales dues à l'action de l'effort normal seul ;
- la rigidité décroît très rapidement dès le début de la fissuration et atteint une valeur de l'ordre de 10 % de la rigidité tangente initiale pour la charge maximale. Cette décroissance est encore plus rapide quand l'effort normal de traction est plus important. Cette évolution de la rigidité, dès le début de la fissuration et jusqu'à la rupture, remet en question la rigidité tangente initiale prise habituellement dans le calcul non linéaire des structures ;

- l'amortissement, calculé d'après l'aire des cycles d'hystéresis, varie peu avant la première fissuration, puis prend des valeurs assez fortes à l'apparition des premières fissures et reprend des valeurs peu dispersées ($\approx 6\%$) avant la charge maximale. L'amortissement moyen, entre la fissuration et la charge maximale, est pratiquement toujours supérieur ou presque égal à 7% (valeur admise habituellement pour le béton armé fissuré). Cependant, il décroît lorsque le pourcentage d'armatures croît. Cette décroissance est moins importante dans le cas des voiles peu comprimés ou peu tendus ($\pm 0,5$ MPa) et très importante dans le cas des voiles très tendus ($-1,5$ MPa) ;
- la ductilité croît quand, pour un pourcentage d'armature donné, l'effort normal de traction augmente (l'allongement des armatures est favorisé par ce dernier). Elle diminue, par contre, lorsque, pour un effort normal donné, le pourcentage d'armatures augmente (l'épuisement du béton est atteint avant, ou quasi-simultanément, la plastification des armatures) ;
- les courbes enveloppes des voiles ont, pour un pourcentage d'armatures donné, la même allure (pente) après la fissuration jusqu'à la rupture (pas d'incidence de l'effort normal). Ces courbes peuvent être approchées par une succession de segments droits ou par une courbe (parabole) ;
- la charge maximale croît et le déplacement correspondant diminue quand le pourcentage d'armatures verticales et/ou la contrainte normale de compression augmente (nt) : par conséquent les voiles deviennent moins ductiles ;
- la résistance ultime, d'après les résultats de calcul des charges maximales des voiles par des expressions semi-théoriques fondées sur le critère de rupture de COULOMB, n'est vraisemblablement mobilisée selon une section horizontale que dans le cas des voiles tendus. Dans le cas des voiles comprimés elle est obtenue sur un plan de fissuration diagonale. Ces constatations sont conformes aux observations faites lors des essais ;
- les courbes des cycles d'hystéresis peuvent, d'après leurs caractéristiques communes, être approchées par deux polynômes du 5^o degré en déplacement (parties supérieure et inférieure) dont l'ensemble a une symétrie par rapport à l'origine des axes "efforts" et "déplacements".

REFERENCES

- 1 - J.R. BENJAMIN, H.A. WILLIAMS : "The behavior of one story reinforced concrete shear walls", proceedings of ASCE, Journal of the Structural Division, paper 1254, ST3, May 1957, pp. 1-49.
- 2 - J.R. BENJAMIN, H.A. WILLIAMS : "Behavior of one story reinforced concrete shear walls containing openings", ASCE, Title N° 55-39, November 1958, pp. 605-618.
- 3 - A.E. CARDENAS, J.M. HANSON, W.G. CORLEY, E. HOGNSTEAD : "Design provisions for shear walls", ACI Journal, Title n° 70-23, March 1973, pp. 221-230.
- 4 - T. SHIGA, A. SHIBATA, J. TAKAHASHI : "Experimental study on dynamic properties of reinforced concrete shear walls", proceedings 5 th WCEE, Rome, June 1973, Vol. 1, pp. 1157-1166.
- 5 - F. BARDA, J.M. HANSON, W.G. CORLEY : "Shear strength of low-rise walls with boundary elements", Reinforced Concrete Structures in Seismic Zones, ACI publication SP-63, August 1977, pp. 149-201.
- 6 - F. BARDA, J.M. HANSON, W.G. CORLEY : "An investigation of the design and repair of low rise shear walls", proceedings 5th WCEE, Rome, June 1973, Vol. 1, pp. 872-881.
- 7 - A.E. CARDENAS, H.G. RUSSELL, V.G. CORLEY : "Strenght of low rise structural walls", ACI Publication SP-63, 1980, pp. 221-241
- 8 - T. PAULAY, M.J.N. PRIESTLEY, A.J. SYNGE : "Ductility in earthquake resisting squat shear walls", ACI Journal, technical paper, Title n° 79-26, July-August 1982, pp. 257-269.

- 9 - A.J. SYNGE : "Ductility of squat shear walls", research report, Department of Civil Engineering, University of Canterbury, Christchurch New-Zealand, February 1980.
- 10 - O. HERNANDEZ BASILIO : "Diseño de muros de concreto con falla por cortante", Instituto de Ingenieria, Universidad Nacional Autonoma de Menico, Ciudad Universitaria México 20, D.F., MEXICO.
- 11 - O. HERNANDEZ B., E.M. ZERMENO : "Strength and behavior of structural walls with shear failure", proceedings 7 th WCEE, Istanbul-Turbey, September 1980, Vol. 7, pp. 121-124.
- 12 - T. PAULAY : "Earthquake - resisting shear walls - New Zealand design trends", ACI Journal, technical Paper Title n° 77-98, May-June 1980, pp. 144-152.
- 13 - M. KAVYCHINE & B.FOURE : "Etude du cisaillement alterné de voiles en béton armé", rapport final, Vols. I et II, contrat de recherche DAEI, ÚTI, CEBTP, n° 7971 277, Service d'Etude des Structures du CEBTP, 78470 Saint-Rémy-lès-Chevreuse, Juillet 1982.
- 14 - E. G. ENDEBROCK, R.C. DOVE : "Static and dynamic tests on reinforced concrete shear walls at high loads", proceedings of the international meeting on Thermal Nuclear Reactor Safety, Chicago (U.S.A.), 1982, pp. 2083-2091.
- 15 - E.G. ENDEBROCK, R.C. DOVE : "Nonlinear seismic response of small scale reinforced concrete shear wall structures" Transactions of the 6th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Paris - France, August 1981, K(a), K4/1, pp. 259-266.
- 16 - J.M. BECKER, C. LIORANTE, P. MUELLER : "The Seismic response of simple precast concrete walls", proceedings 7th WCEE, Istanbul-Turkey ; 1980, Vol. 6, pp. 447-454.

- 17 - J. GAUVAIN, A. HOFFMANN, C. JEANDIDIER, M. LIVOLANT : "Tests and calculations of the seismic behavior of concrete structures", transactions of the 5 th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Berlin, 1979, Vol. K (b), K 13/1, pp. 1-8.
- 18 - H. UMEMURA, H. AOYAMA, Y. HOSOKAWA : "Restoring force characteristics of RC Walls with openings and reinforcing methods", proceedings 7th WCEE, Istanbul, Turkey, 1980, Vol. 6, pp. 209-216.
- 19 - T. UCHIDA, N. OHMORI, T. TSUGAWA, A. ENDOH : "Structural test and analysis on the seismic behavior of the reinforced concrete reactor building", proceedings 7th WCEE, Istanbul-Turkey, 1980, Vol. 6, pp. 217-224.
- 20 - D.A. WESLEY, P.S. HASHIMOTO : "Nonlinear structural response characteristics of nuclear power plant shear wall structures", Transaction of the 6th international conference on Structural Mechanics in Reactor Technology, Paris La Défense, August 1981, Vol. K(a), K8/7, pp. 1-10.
- 21 - A.E. FIORATO, R.G. OESTERLE, W.G. CORLEY : "Behavior of earthquake resistant structural walls before and after repair", ACI Journal, Technical paper, september-october 1983, n° 5, proceedings V.80, pp. 403-413.
- 22 - J.R. ROBINSON : "Eléments constructifs spéciaux du béton armé", édition Eyrolles, Paris 1975, chapitre 3 "Consoles courtes", pp. 111-162.
- 23 - T. HAGBERG : "Design of concrete brackets (consoles) : on the application of the truss analogy", ACI Journal, Technical paper, title n° 80-1, January-February 1983, pp. 3-12.
- 24 - "Recommandations provisoires concernant les parois fléchies et les consoles courbes", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, série béton, n° 317, Mai 1974, pp. 131-140.

- 25 - A. CAPECCHI, G. CONTI, A. TAFANELLI : "The definition of the instantaneous elasticity modulus of concrete in the dynamic calculation of structures", proceedings 7th WCEE, Istanbul-Turkey, 1980, Vol. 6, pp. 541-548.
- 26 - H.B. KUPFER, K.H. GERSTLE : "Behavior of concrete under biaxial stresses", ASCE, Journal of the Engineering Mechanics Division, EM 4, August 1973, pp. 853-866.
- 27 - "A seismic design philosophy and application for nuclear power plants" Muto Institute of Structural Mechanics, Janvier 1982, Japon.
- 28 - O.R. GUERRA, L. ESTEVA : "Equivalent properties and ductility requirements in seismic dynamic analysis of nonlinear systems", proceedings 6th WCEE, New-Delhi, India, 1977, Vol. 2, pp. 2005-2012.
- 29 - A.E. FIORATO, R.G. OESTERALE, W.G. CORLEY : "Ductility of structural walls for design of earthquake resistant buildings", proceedings 6th WCEE, New-Delhi-India, 1977, Vol. 3, pp. 2797-2802.
- 30 - M. YAMADA, H. KAWAMURA, K. KATAGIHARA, H. MORITAKA : "Cyclic deformation behavior of RC shear walls", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 3, pp. 3075-3080.
- 31 - J.D. ARISTIZABAL-OCHOA : "Cracking and shear effects on structural walls", proceedings of ASCE, Journal of Structural engineering, Vol. 109, n° 5, May 1983, pp. 1267-1277.
- 32 - Mode d'emploi des planimètres polaires compensateurs OTT, Wild + Leitz France, 86, avenue du 18 juin 1940, BP 326, 92506 Rueil-Malmaison Cedex.
- 33 - M. POMMERET : "La résistance aux efforts tangents des joints verticaux entre grands panneaux préfabriqués coplanaires", Service d'Etude des Structures du CEBTP, Bulletin Interne n° 3, juin 1971.

- 34 - M. KAVYRCHINE, B. FOURE, M. ASTRUC, R FEUILLET : "Etude du comportement sous effort tangent des surfaces de reprise de bétonnage" Service d'Etude des Structures du CEBTP, rapport décembre 1978.
- 35 - S. SUGANO, I. KOREISHI : "An empirical evaluation of in elastic behavior of structural elements in reinforced concrete frames subjected to lateral forces", proceedings 5th WCEE, Rome, June 1973, Vol. 1, pp. 841-844.
- 36 - Z.P. BAZANT, P. GAMBAROVA : "Rough cracks in reinforced concrete", ASCE, Journal of the Structural Division, ST4 April 1980, pp. 819-842.
- 37 - T. PAULAY, P.J. LOEBER : "Shear transfer by aggregate interlock", shear in reinforced concrete, ACI publication SP-42, 1974, Vol. 1, pp. 1-15.
- 38 - T. PAULAY, R. PARK, M.H. PHILIPS : "Horizontal construction joints in cast-in-place reinforced concrete", shear in reinforced concrete ACI publication SP-42, 1974, Vol. 2, pp. 599-615.
- 39 - G. SOMERVILLE : "The behavior and design of reinforced concrete corbels", shear in reinforced concrete, ACI publication SP-42, 1974, Vol. 2, pp. 477-502.
- 40 - B.C. JENSEN : "Ultimate strength of joints", RILEM-CEB-CIB Symposium, mechanical and insulating properties of joints of precast reinforced concrete elements, Athènes, September 1978, Vol. 1, pp. 223-240.
- 41 - B.C. JENSEN : "Lines of discontinuity for displacements in the theory of plasticity of plain and reinforced concrete", Magazine of Concrete Research, Vol. 27, n° 92, September 1975, pp. 143-150.

- 42 - A.H. MATTOCK, L. JOHAL, H.C. CHOW : "Shear transfer in reinforced concrete with moment or tension acting across the shear plane", ACI Journal, July-August 1975, pp. 76-93.
- 43 - A.H. MATTOCK : "Shear Transfer in concrete having reinforcement A_t an angle to the shear plane", shear in reinforced concrete, ACI Publication, SP-42, 1974, Vol. 1, pp. 17-42.
- 44 - A.H. MATTOCK : "Effect of reinforcing bar size on shear transfer across a crack in concrete", Final report (SM77-2), Part 3, Department of Civil engineering, University of Washington, September 1977.
- 45 - ACI Committee 318, "Building code requirement for reinforced concrete (ACI-318-71)" American Concrete Institute, Detroit, Michigan, February 1971, (Section 11-16), 78 pp.
- 46 - M. YAMADA, H. KAWAMURA : "Resonance capacity criterion for evaluation of the Aseismic capacity of reinforced concrete structures" Reinforced concrete structures in seismic zones, ACI Publication SP-53, August 1977, pp. 81-108.
- 47 - A. VESSEREAU : "La statistique", presses universitaires de France "Que sais-je ?", n° 281.
- 48 - J. FAUCHART : "Initiation au calcul des structures, béton et acier" édition Eyrolles 1977.
- 49 - A. COIN, M. ALBIGES : "Résistance des matériaux appliquée", collection UTI-ITBTP, Eyrolles, 1982 (Tomes 1 et 2)
- 50 - Z.P. BAZANT, B.H. OH : "Deformation of cracked net-reinforced concrete walls", ASCE, journal of structural engineering, Vol. 109, N° 1, january 1983, pp. 93-108.

- 51 - T. ENDO, H. ADACHI, M. NAKANISHI : "Force-deformation hysteresis curves of RC shear walls", proceedings 7th WCEE, Istanbul-Turkey, september 1980, pp. 315-322.
- 52 - R.Y. SONI, J. KRISHNA, B. CHANDRA : "Energy approach to earthquake design", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 2, pp. 1848-1853.
- 53 - R. PARK, T. PAULAY : "Reinforced concrete structures", John Wiley & Sons publication, 1975, chapitre 12, pp. 610-662.
- 54 - H. UMEMURA, H. AOYAMA, M. ITO : "Aseismic caractéristiques of RC box and cylinder walls", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, pp. 3144-3149.
- 55 - T. ZSUTTY : "Design of shear wall systems for non elastic behavior during a major earthquake", proceedings 5th WCEE, Rome, June 1973, pp. 2001-2004.
- 56 - B.UTKU : "Stress magnifications in walls with openings", proceedings 7th WCEE, Istanbul - Turkey 1980, Vol. 4, pp. 217-224.

TABLEAU 1

PROGRAMME D'ESSAIS

Repère	Armatures réparties (1)						Armatures concentrées	Qualité(2) du béton	Type de sollicitation (3)
	Nombre nappes	Ø (mm)	Maille (mm)	w _v (%)	w _h (%)				
KV 15	2	5 (treillis soudé)	100 x 100	0,392	0,392	4 TOR	8	Q ₂	Cisaillement + Compression 7,5 t
KV 17	2	5 (treillis soudé)	100 x 100	0,392	0,392	4 TOR	8	Q ₂	Cisaillement + Traction 7,5 t
KV 21	2	5 (treillis soudé)	100 x 100	0,392	0,392	4 TOR	8	Q ₂	Cisaillement + Traction 22,5 t
KV 16	1	TOR 10	108 x 120	0,680	0,632	4 TOR	10	Q ₂	Cisaillement + Compression 7,5 t
KV 19	1	TORSID 10	108 x 120	0,680	0,632	4 TORSID 10	10	Q ₂	Cisaillement seul
KV 18	1	TOR 10	108 x 120	0,680	0,632	4 TOR	10	Q ₂	Cisaillement + Traction 7,5 t
KV 20	1	TORSID 10	108 x 120	0,680	0,632	4 TORSID 10	10	Q ₂	Cisaillement + Traction 22,5 t

(1) w_v, w_h : les pourcentages d'armatures verticales et horizontales, respectivement.

(2) Béton Q₂ : f_{cj} ≈ 30 MPa.

(3) Sollicitation de cisaillement alternée;

Le poids propre de la console métallique est déjà pris en compte dans les valeurs des efforts normaux.

TABLEAU 2
CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ARMATURES

Repère	treillis soudé					acier TOR ou TORSID (*)			
	∅ (mm)	maille (mm)	E _a (MPa)	f _{0,2} (MPa)	f _r (MPa)	∅ (mm)	E _a (MPa)	f _{0,2} (MPa)	f _r (MPa)
KV 15	5	100	180 000	665	690	8	210 000	390	485
KV 16						10	205 000	465	570
KV 17	5	100	185 000	685	745	8	210 000	390	485
KV 18						10	205 000	465	570
KV 19						10*	203 500	540*	625
KV 20						10*	203 500	540*	625
KV 21	5	100	190 000	650	675	8	205 000	460	545

(*) Limite f_e pour le TORSID

TABLEAU 3
CARACTERISTIQUES MECANQUES DU BETON

Repère	âge (jours)	f _{cj} (MPa)	E _{ijo} (MPa)	f _{tj} (MPa)	
				flexion	fendage
KV 15	29	27,1	31 800	2,5	2,9
KV 16	28	28,2	32 500	2,45	2,85
KV 17	28	29,3	32 600	2,65	3,2
KV 18	27	28,6	31 900	2,5	3,0
KV 19	34	35,6	32 700	2,9	3,4
KV 20	33	31,4	31 500	2,7	3,1
KV 21	34	32,1	31 900	2,6	3,15

TABLEAU 4

BORNES (en force ou déplacement) ET NOMBRE DES CYCLES EFFECTUES EN CHARGEMENT ALTERNE

KV 15	+ 147 - (KN) 1	+ 221 - (KN) 1	+ 294 - (KN) 2	+ 368 - (KN) 2	+ 441 - (KN) 2	+ 515 - (KN) 2	+ 589 - (KN) 2	+ 657 - (KN) 1	+ 5,5 - (mm) 1	+ 6,5 - (mm) 1	+ 7,5 - (mm) 1							
KV 16	+ 147 - (KN) 1	+ 221 - (KN) 1	+ 294 - (KN) 2	+ 392 - (KN) 2	+ 490 - (KN) 2	+ 589 - (KN) 2	+ 687 - (KN) 2	+ 726 - 785 (KN) 1	+ 4,5 - (mm) 1	+ 5,5 - (mm) 1	+ 6,5 - (mm) 1	+ 7,5 - (mm) 1	+ 8,5 - (mm) 1					
KV 17	+ 98 - (KN) 1	+ 147 - (KN) 2	+ 196 - (KN) 2	+ 245 - (KN) 2	+ 294 - (KN) 2	+ 343 - (KN) 2	+ 392 - (KN) 2	+ 441 - (KN) 2	+ 490 - (KN) 2	+ 540 - (KN) 2	+ 589 - (KN) 1	+ 5,5 - 5,3 (mm) 1	+ 6,5 - 6,2 (mm) 1	+ 6,7 - (mm) 1	+ 7,5 - (mm) 1			
KV 18	+ 98 - (KN) 1	+ 147 - (KN) 2	+ 221 - (KN) 2	+ 294 - (KN) 2	+ 368 - (KN) 2	+ 441 - (KN) 2	+ 515 - (KN) 2	+ 589 - (KN) 2	+ 662 - (KN) 2	+ 736 - (KN) 1*								
KV 19	+ 147 - (KN) 1	+ 221 - (KN) 1	+ 294 - (KN) 2	+ 368 - (KN) 2	+ 441 - (KN) 2	+ 515 - (KN) 2	+ 589 - (KN) 2	+ 662 - (KN) 2	+ 736 - (KN) 2	+ 785 - 805 (KN) 1	+ 8,0 - 6,5 (mm) 1	+ 9,5 - 7,5 (mm) 1	+ 11,0 - 9,0 (mm) 1	+ 12,5 - 10,5 (mm) 1				
KV 20	+ 98 - (KN) 1	+ 147 - (KN) 2	+ 196 - (KN) 2	+ 245 - (KN) 2	+ 294 - (KN) 2	+ 343 - (KN) 2	+ 417 - (KN) 2	+ 490 - (KN) 2	+ 564 - (KN) 2	+ 613 - (KN) 2	+ 662 - (KN) 2	+ 713 - 694 (KN) 1	+ 5,1 - 5,5 (mm) 1	+ 6,5 - (mm) 1	+ 7,5 - (mm) 1	+ 9,0 - 9,0 (mm) 1	+ 10,5 - 10,5 (mm) 1	
KV 21	+ 98 - (KN) 1	+ 147 - (KN) 2	+ 196 - (KN) 2	+ 245 - (KN) 2	+ 294 - (KN) 2	+ 343 - (KN) 2	+ 392 - (KN) 2	+ 441 - (KN) 2	+ 490 - (KN) 2	+ 525 - 530 (KN) 1	+ 7,0 - 8,0 (mm) 1	+ 7,5 - 9,0 (mm) 1	+ 9,0 - 10,5 (mm) 1	+ 10,5 - 12,0 (mm) 1				

(*) Perte de contrôle

TABLEAU 5
PRINCIPAUX RESULTATS

Repère	Charge de fissuration (KN)	Charge maximale		rupture treillis soudé	
		charge (KN)	déplacement (mm)	charge (KN)	déplacement (mm)
KV 15	+ 265 - 285	+ 653 - 660	+ 4,5 - 4,2(+)	+ 370 - 525	+ 5,2 - 5,6
KV 16	+ 275 + 265	+ 727 - 785	+ 3,4 - 3,4(+)		
KV 17	+ 135 - 170	+ 589 - 589	+ 4,2 - 4,3	+ 325 - 430	+ 4,8 - 5,4
KV 18	+ 145 - 180	>+ 736 - 736	>+ 3,3 - 4,0		
KV 19	+ 210 - 195	+ 785 - 805	+ 6,8 - 5,1		
KV 20	± 98 *	+ 713 - 694	+ 4,2 - 5,2		
KV 21	± 98 *	+ 525 - 530	+ 5,5 - 6,5	+ 285 - 395	+ 7,3 - 8,5

(*) Fissuration sous la charge verticale de traction de 294 KN.

TABLEAU 6

CALCUL DES COEFFICIENTS REDUCTEURS R1 ET R2
A L'ENCASTREMENT ET AU CENTRE DES VOILES

Repère	$\tau_f = \frac{V_f}{B}$ (MPa)	$f_{tj}^{(2)}$ (MPa)	Encastrement			Centre				
			"Poutre" corrigé		Calcul élémentaire	"Poutre" corrigé		Calcul élémentaire		
			$R_1 = \frac{\sigma T}{f_{tj}}$	$R_2 = \frac{\phi^2}{f_{tj}}$	$R_1 = \frac{\sigma T}{f_{tj}}$	$R_2 = \frac{\phi^2}{f_{tj}}$	$R_1 = \frac{\sigma T}{f_{tj}}$	$R_2 = \frac{\phi^2}{f_{tj}}$	$R_1 = \frac{\sigma T}{f_{tj}}$	$R_2 = \frac{\phi^2}{f_{tj}}$
KV15	1,560	2,50	1,108	1,108	0,736	0,736	0,790	0,852	1,042	1,103
KV16	1,534	2,45	1,115	1,115	0,735	0,735	0,793	0,851	1,047	1,106
KV17	1,118	2,65	0,752	0,747	0,822	0,822	0,569	0,608	0,734	0,774
KV18	1,040	2,50	0,742	0,737	0,824	0,824	0,558	0,592	0,732	0,769
KV19	1,508	2,90	0,925	0,923	0,780	0,780	0,677	0,837	0,780	0,831
KV20	0,624	2,70	0,418	0,409	0,902	0,902	0,371	0,387	0,722	0,734
KV21	0,572	2,60	0,398	0,389	0,907	0,907	0,359	0,374	0,727	0,737

(1) V_f = charge de la fissuration calculée par la formule $V_f = 78 \left(\frac{f_c + \sigma}{f_{tj}} \right)^n$ (KN)

(2) f_{tj} = résistance à la traction du béton, mesurée par flexion.

TABLEAU 7

ϵ_a PLUS GRAND ALLONGEMENT DES ARMATURES
(en 10^{-6}), MESURE SOUS LA CHARGE MAXIMALE

Repère	Chargement (1)	Tirants (2)	Armatures réparties			
			Milieu		Encastremets	
			Verticale	Horizontale	Verticale	Horizontale
KV 15	+	> 4 630	> 10 000	> 4 820	> 3 670	> 6 380
	-	> 4 430	> 10 000	> 2 350	> 2 235	> 2 720
KV 16	+	2 310	2 710	6 800	2 170	1 490
	-	3 330	2 650	4 280	1 930	1 290
KV 17	+	>> 6 450	> 4 350	> 2 560	> 3 920	2 240
	-	>> 5 830	> 4 050	>> 2 750	> 5 520	> 2 420
KV 18 ^(*)	+	> 4 860	> 3 430	> 5 950	2 130	1 600
	-	> 3 520	> 2 890	> 3 200	2 050	1 010
KV 19	+	> 10 000	> 3 010	> 3 150	> 10 000	2 070
	-	> 10 000	> 10 000	> 10 000	> 10 000	2 590
KV 20	+	> 10 000	5 810	> 10 000	8 570	1 910
	-	> 10 000	5 970	> 10 000	8 740	1 920
KV 21	+	> 10 000	9 360	> 10 000	6 630	1 750
	-	> 10 000	> 7 380	> 8 170	8 650	5 232

(1) Chargement positif : Est → Ouest
négatif : Ouest → Est

(2) Valeur maximale sur les 8 jauges.

(*) Perte de contrôle, mesures de l'étape précédente.

TABLEAU 8
CALCULS DES PARAMETRES DES DIFFERENTS MODELES
DE LA COURBE ENVELOPPE

REPERE	SEGMENTS DROITS (1)			REPRESENTATION NON-LINEAIRE (2)
	R_F	$\frac{R_P}{R_F}$	$\frac{R_U}{R_F}$	P
KV 15	10,594	0,0683	0,0268	3,240
KV 16	7,353	0,1112	0,0427	2,686
KV 17	11,834	0,0679	0,0305	3,020
KV 18	7,960	0,1114	0,0482	2,397
KV 19	12,312	0,0818	0,0238	2,934
KV 20	10,582	0,1087	0,0422	2,211
KV 21	18,239	0,0658	0,0184	2,503

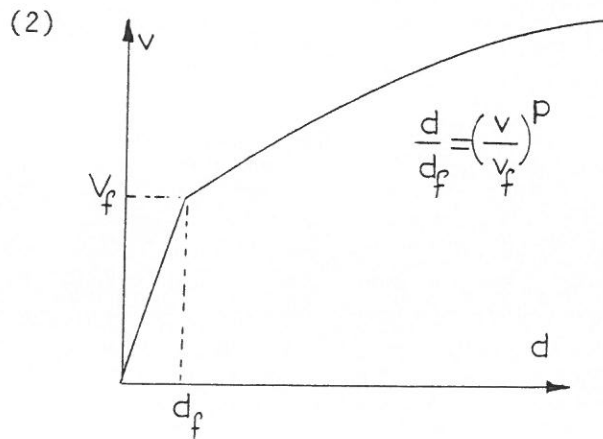
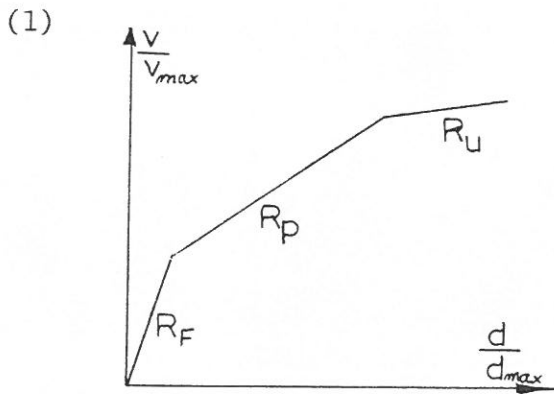


TABLEAU 9
CALCULS DE LA RIGIDITE (RAIDEUR)
INITIALE TANGENTE (Ro)

REPERE	Ro, exp (kN/mm)	Ro, cal (kN/mm) = Ro (poutre)/1,30	Ro, cal (kN/mm) = Ro (poutre)/2,55
KV 15	1 578	1 600	-
KV 16	1 627	1 635	-
KV 17	1 598	1 640	-
KV 18	1 620	1 605	-
KV 19	1 634	1 645	-
KV 20	812	1 585	808
KV 21	838	1 605	818

TABLEAU 10
RIGIDITE (R), AMORTISSEMENT (ξ) ET DUCTILITE (M)
SOUS LA CHARGE MAXIMALE

REPERE	w (%)	σ_n (1) (MPa)	$(R/R_0)_u$ (2)	ξ_{moyen} (2) (%)	V_u (3) (kN)	d_u (3) (mm)	d_e (3) (mm)	M
KV 15	0,392	0,50	0,0950	8,3	660	4,60	0,41	11,2
KV 16	0,680	0,50	0,1360	7,5	760	3,60	0,47	7,7
KV 17	0,392	- 0,50	0,0845	7,4	590	4,40	0,36	12,2
KV 18	0,680	- 0,50	0,1235	7,4	735	3,80	0,46	8,3
KV 19	0,680	\pm 0,0	0,0825	8,3	795	6,00	0,48	12,5
KV 20	0,680	- 1,50	0,0910	8,0	705	4,70	0,45	10,4
KV 21	0,392	- 1,50	0,0550	10,2	530	5,90	0,33	17,9

(1) Contrainte normale (σ_n); positive; compression ;

(2) Valeur estimée , moyenne en chargements positif et négatif; $R_0 = R_0(\text{poutre})/1,30$;

(3) D'après la courbe enveloppe

TABLEAU 11
CHARGES DE PLASTIFICATION DES ARMATURES

REPERE	Inclinaison des fissures α° (degrés)	$\theta^\circ = 90 - \alpha^\circ$ (degrés)	V_p , exp (kN) : fissuration complète	V_p (kN) : Formule	V_p (kN) : Modèle 3 droites
KV 15	39	51	580	575	576
KV 16	40	50	680	655	670
KV 17	36	54	490	451	500
KV 18	37	53	640	662	644
KV 19	39	51	670	680	684
KV 20	32	58	500	521	573
KV 21	33	57	440	241	453

TABLEAU 12

COMPARAISON DES CONTRAINTES DU CISAILLEMENT MAXIMALES
EXPERIMENTALES ET CALCULEES
(FORMULE SEMI-THEORIQUE (1))

REPÈRE	EFFORT NORMAL (σ_n)	BETON (1)	CHARGEMENT (2)	$\tau_{exp.}$ (MPa)	$\tau_{exp.}/\tau_{cal.}$					
					$\theta = 90^\circ$		$\theta = 63^\circ 4'$		CONSOLE COURTE	
					$C=0,61f_{tj}$		$C=0,52/f_{cj}$		Sans	Avec
					$k = 1,40$		$K = 0,80$		σ_n	σ_n
KV4	C O M P R E S S I O N	Q ₂	A	3,50	0,85	0,79	1,08	0,97	0,83	
KV5				3,50	0,76	0,77	1,05	0,82	0,73	
KV6				3,14	0,81	0,74	1,00	0,89	0,75	
KV7				2,00	0,85	0,60	0,81	0,90	0,68	
KV11				2,95	0,87	0,74	1,01	1,06	0,86	
KV15				4,38	0,75	0,84	1,15	0,88	0,81	
KV16				5,04	0,69	0,88	1,25	0,95	0,76	
KV 3				3,63	0,90	0,86	1,18	1,08	0,92	
KV10		U	2,91	0,80	0,73	1,00	1,05	0,85		
KV12			4,05	0,86	0,89	1,22	0,94	0,84		
KV9		Q ₁	A	2,61	0,69	0,72	1,00	0,97	0,83	
KV13				2,16	0,69	0,69	0,96	1,07	0,87	
KV14				2,94	0,71	0,77	1,08	0,93	0,83	
KV8				2,75	0,75	0,77	1,07	1,06	0,91	
MOYENNE.....					0,78	0,77	1,06	0,97	0,82	
COEF.DE VARIATION....					9,4%	10,3%	10,8%	8,5%	8,3%	
KV19	T R A C T I O N	Q ₂	A	5,30	0,77	0,87	1,18	0,69	0,69	
KV17				3,93	0,82	0,86	1,06	0,75	0,82	
KV18				4,91	0,82	1,00	1,28	0,93	0,80	
KV20				4,69	1,00	1,00	1,17	0,61	0,71	
KV21				3,52	1,17	0,92	1,00	0,62	1,09	
MOYENNE.....					0,92	0,93	1,14	0,72	0,82	
COEF.DE VARIATION....					18,2%	7,3%	9,6%	18,1%	19,5%	

(1) Béton $Q_2 = f_{cj} \simeq 30$ MPa

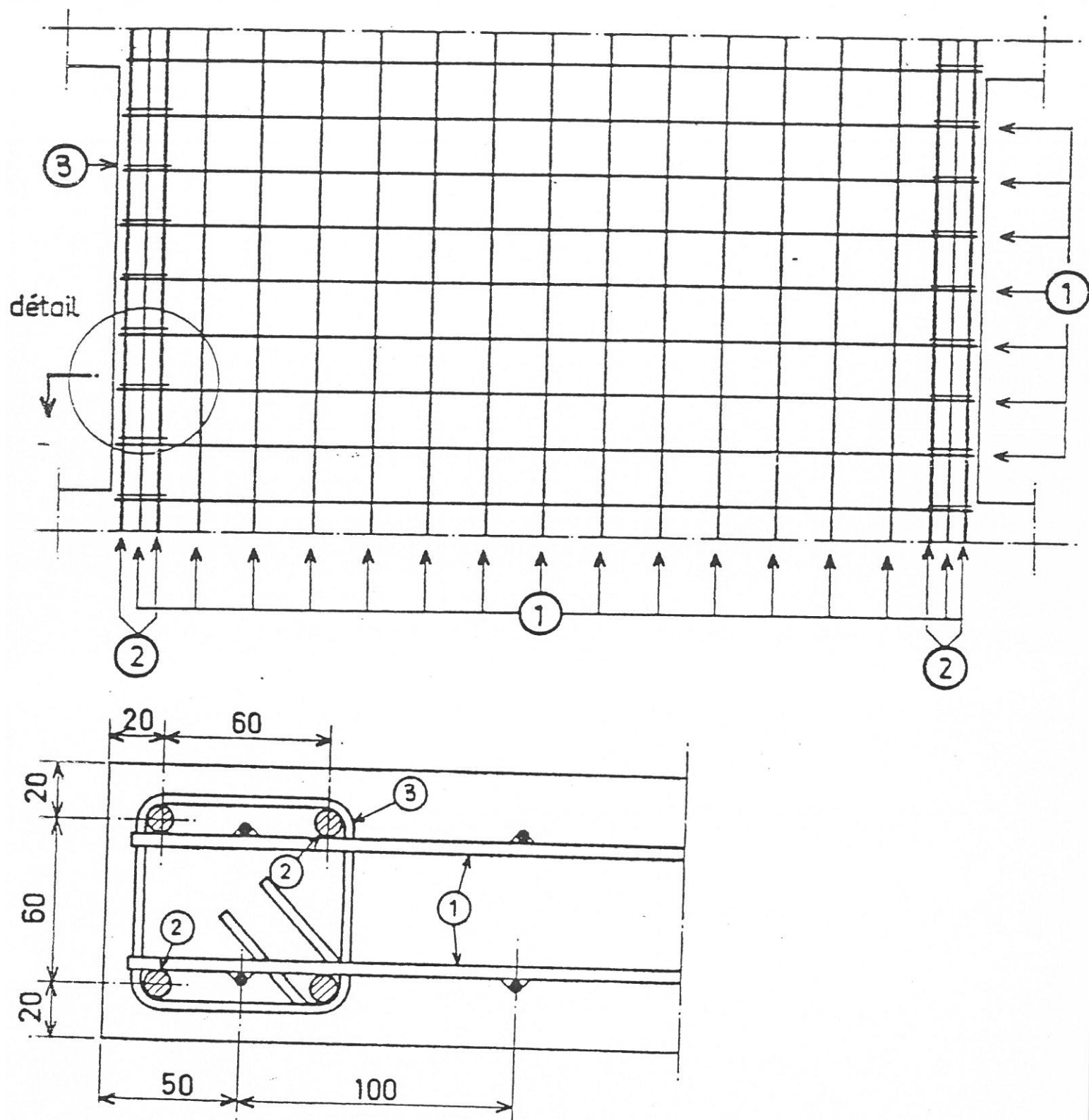
$Q_1 = f_{cj} \simeq 16$ MPa

(2) Chargement : alterné (A)
unidirectionnel (U)

TABLEAU 13

COMPARAISON DES CONTRAINTES DU CISAILLEMENT MAXIMALES
EXPERIMENTALES ET CALCULEES
(FORMULE EMPIRIQUE (3))

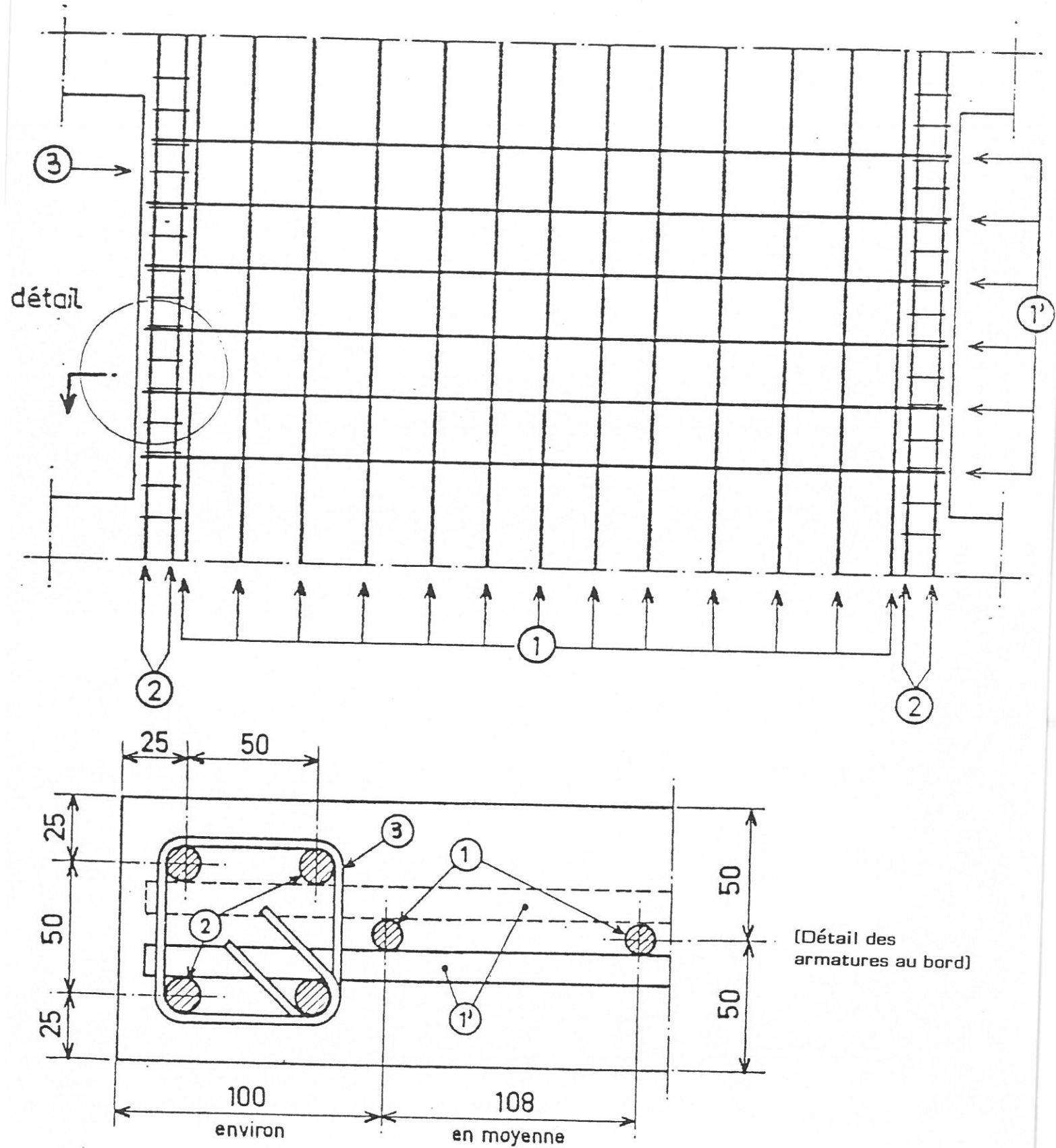
EXPERIMENTATEURS	REPERE	τ_{exp} (MPa)	τ_{cal} (MPa)	τ_{exp}/τ_{cal}	τ_{cal} rectifiée (MPa)	$\tau_{exp}/\tau_{cal.R}$
SHIGA	WB-1	2,55	2,58	0,99		
	WB-2	2,70	2,58	1,05		
	WB-3	3,03	2,58	1,17		
	WB-6	3,46	3,31	1,04		
	WB-7	4,47	4,27	1,05		
BARDA CORLEY HANSON [5] (1977)	B3-2	5,17	5,21	0,99		
	B4-3	4,75	4,81	0,99		
	B6-4	4,09	3,44	1,19		
	B7-5	5,32	5,17	1,03		
	B8-5	4,13	4,61	0,90		
HERNANDEZ [10] (1980)	9	4,52	4,83	0,94		
	10	5,40	4,76	1,13		
	11	4,36	4,57	0,96		
	12	4,31	4,37	0,99		
	18	3,45	5,33	1,02		
KAVYRCHINE FOURE [13] et NOS ESSAIS (1982-1985)	KV4	3,50	4,25	0,82	3,54	0,99
	KV5	3,60	4,61	0,78	3,66	0,98
	KV6	3,14	4,12	0,76	3,39	0,93
	KV7	2,00	2,91	0,69	2,22	0,90
	KV9	2,61	3,54	0,74	2,79	0,94
	KV11	2,95	3,73	0,79	3,06	0,96
	KV13	2,16	2,94	0,73	2,27	0,95
	KV14	2,94	3,78	0,78	2,81	1,05
	KV15	4,38	5,40	0,81	4,42	0,99
	KV16	5,04	5,93	0,85	4,98	1,01



- ① Treillis soudé : maille 100 x 100, \varnothing 5; deux nappes
- ② Barres TOR \varnothing 8.
- ③ Tréfilé \varnothing 3; espacement 100 mm.

FIGURE 2 - FERRAILLAGE DES VOILES KV 15, 17 et 21

KV 16 - 18 - 19 - 20



[Détail des armatures au bord]

- ① ①' ② Barres TOR \emptyset 10 (KV 16 et 18) ou TORSID \emptyset 10 (KV 19 et 20); espacement moyen 108 mm
- ①' Alternativement de part et d'autre de 1 : espacement 120 mm
- ③ Tréfilé \emptyset 3, espacement 60 mm

FIGURE 3 - FERRAILLAGE DES VOILES KV 16, 18, 19 et 20

ELEVATION

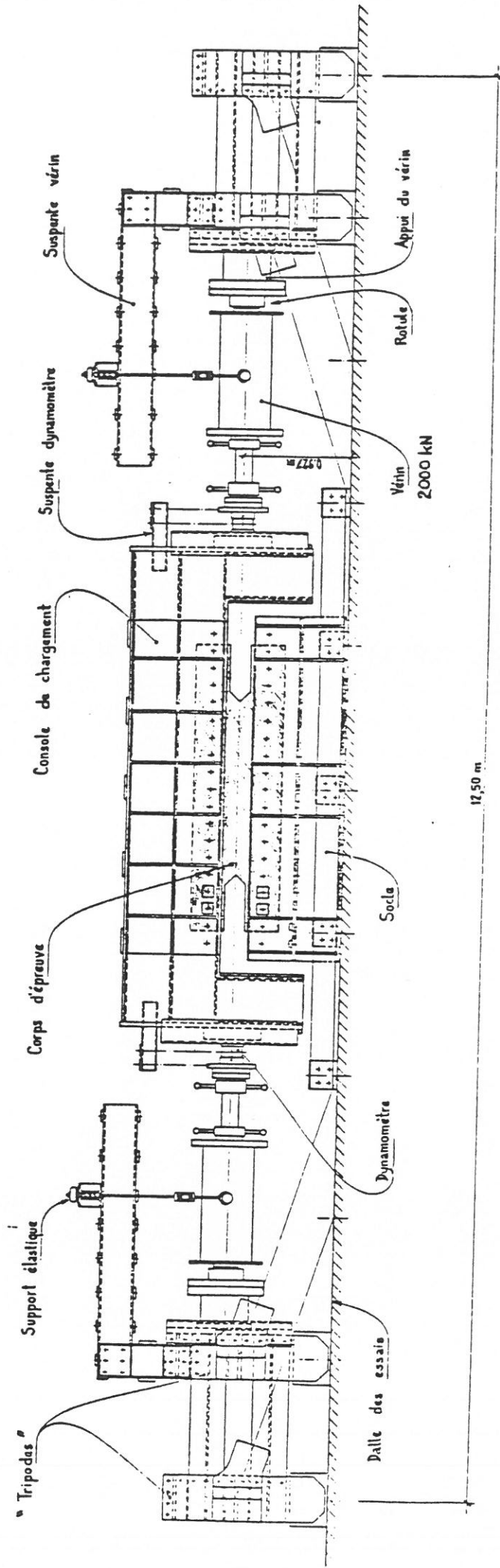
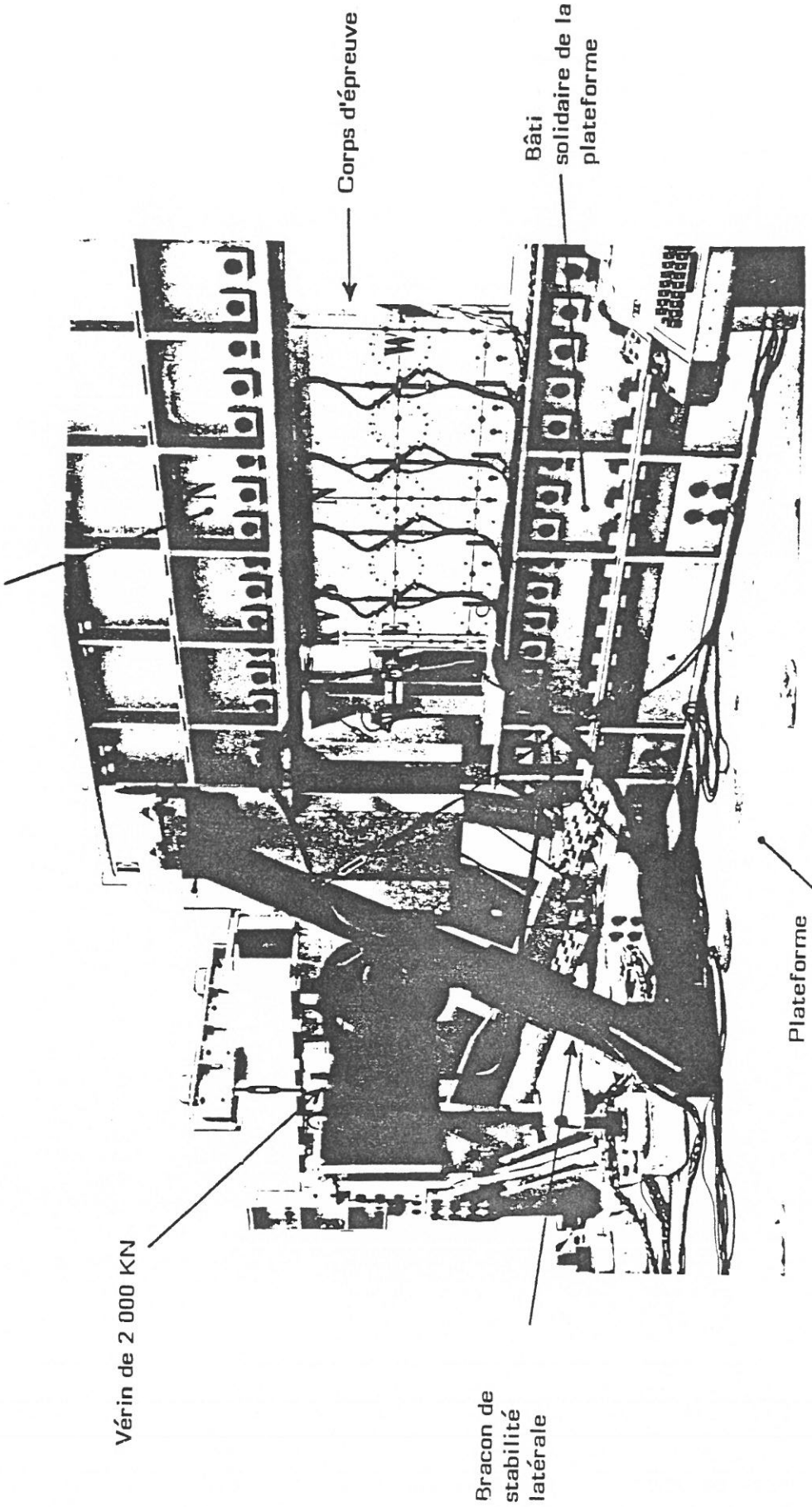


FIGURE 4 : DISPOSITIF EXPERIMENTAL

Console métallique actionnée par les vérins



Vérin de 2 000 KN

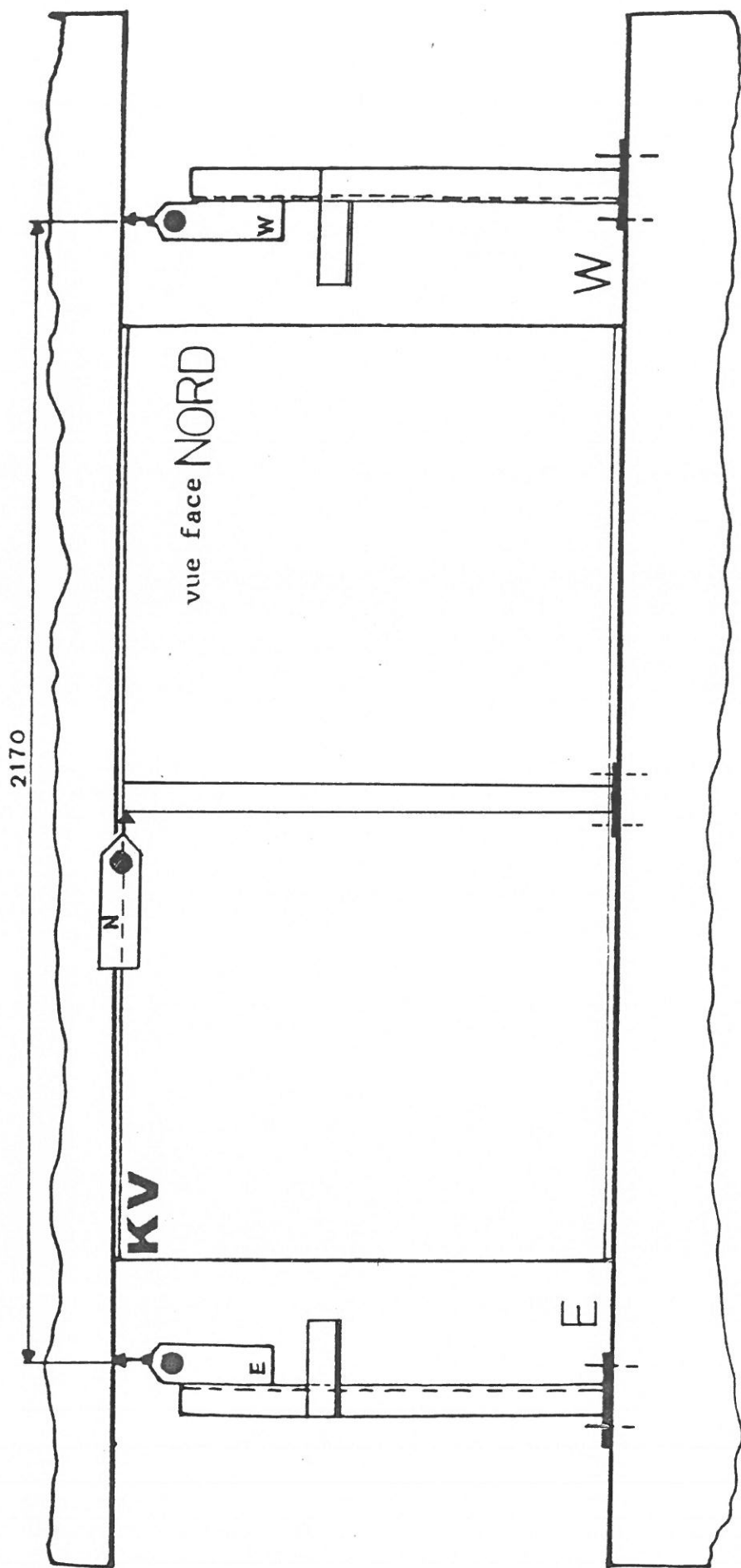
Bracon de stabilité latérale

Corps d'épreuve

Bâti solide de la plateforme

Plateforme

FIGURE 5 : PARTIE CENTRALE DU DISPOSITIF EXPERIMENTAL



Vue de dessus

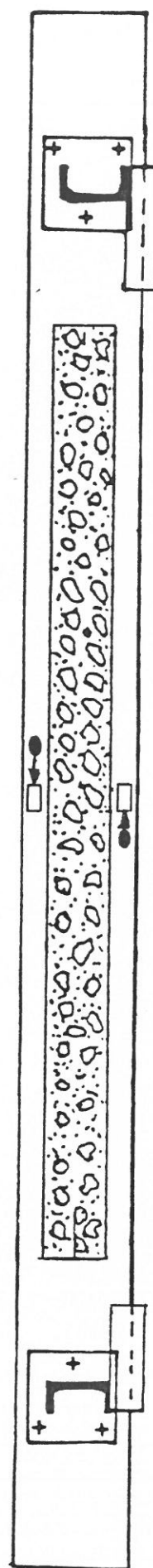


FIGURE 6 : POSITION DES CAPTEURS DE MESURE DES DEPLACEMENTS

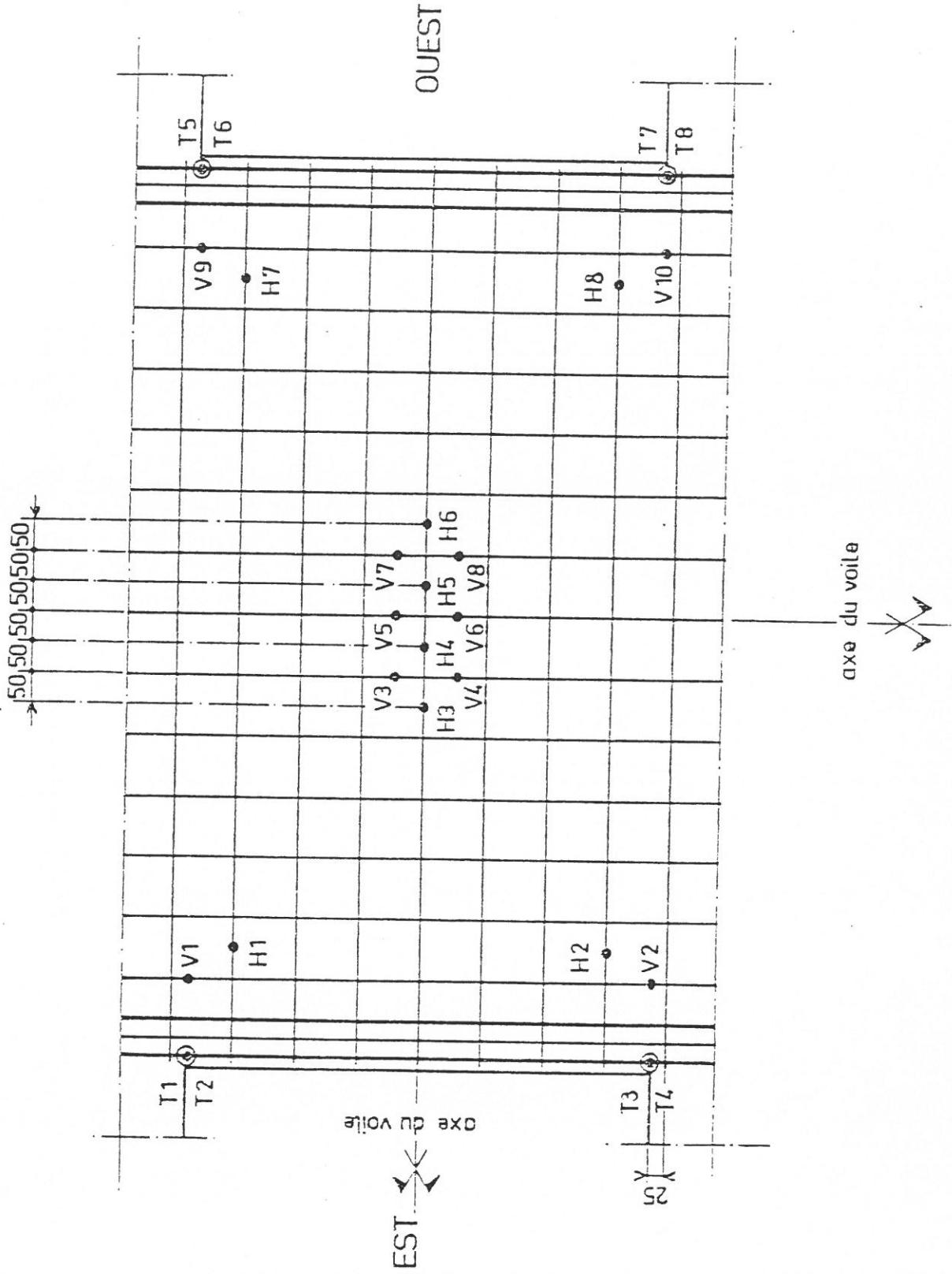


FIGURE 7: POINTS DE MESURE SUR LES ARMATURES DES VOILES KV 15.17 et 21 ($\alpha_V = 0.392\%$)

NOTA - dans l'essai KV 19, les jauges B1 - B2 - B7, B8 ont été implantées, par erreur, à 35° par rapport à l'axe vertical.

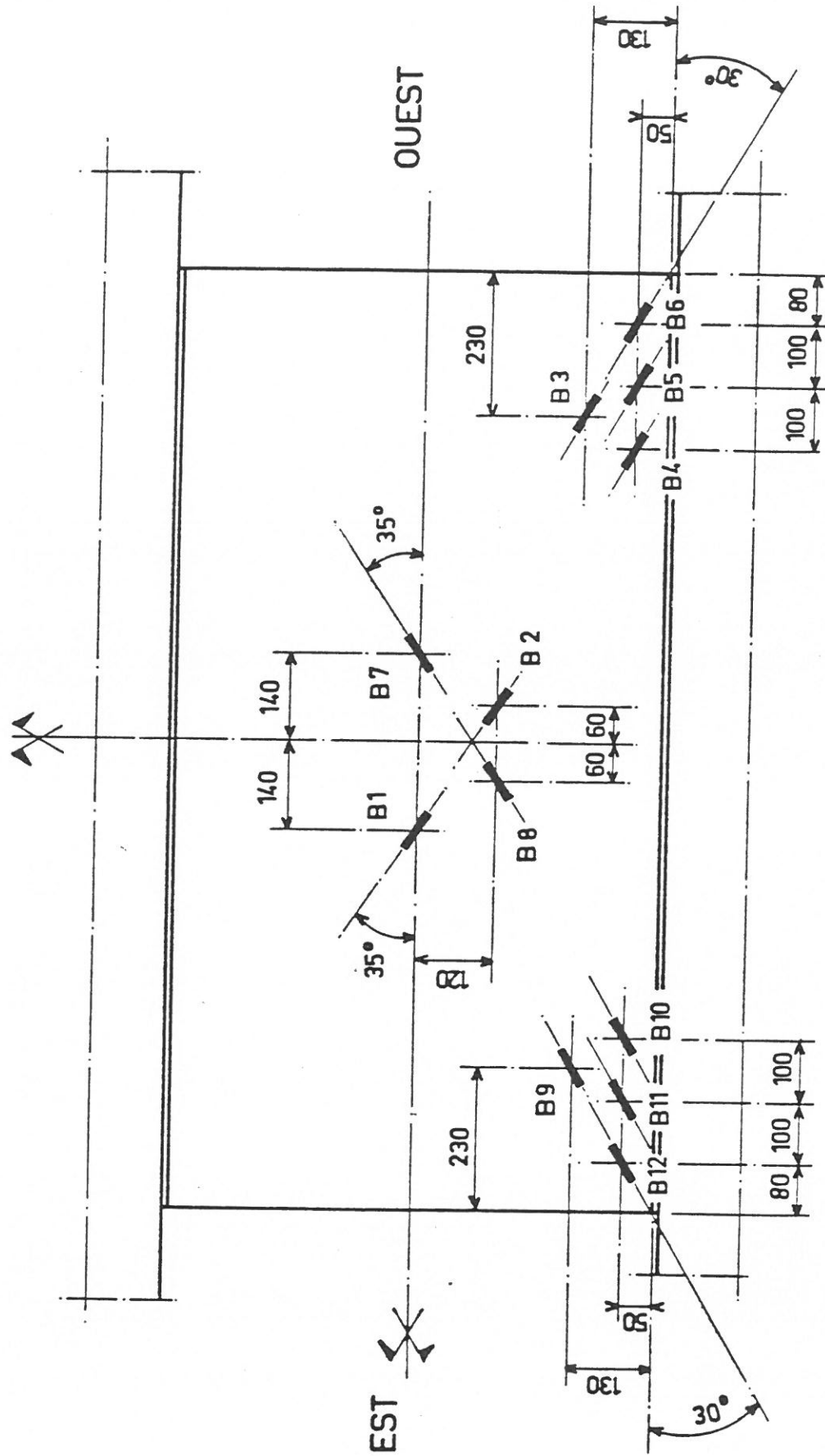
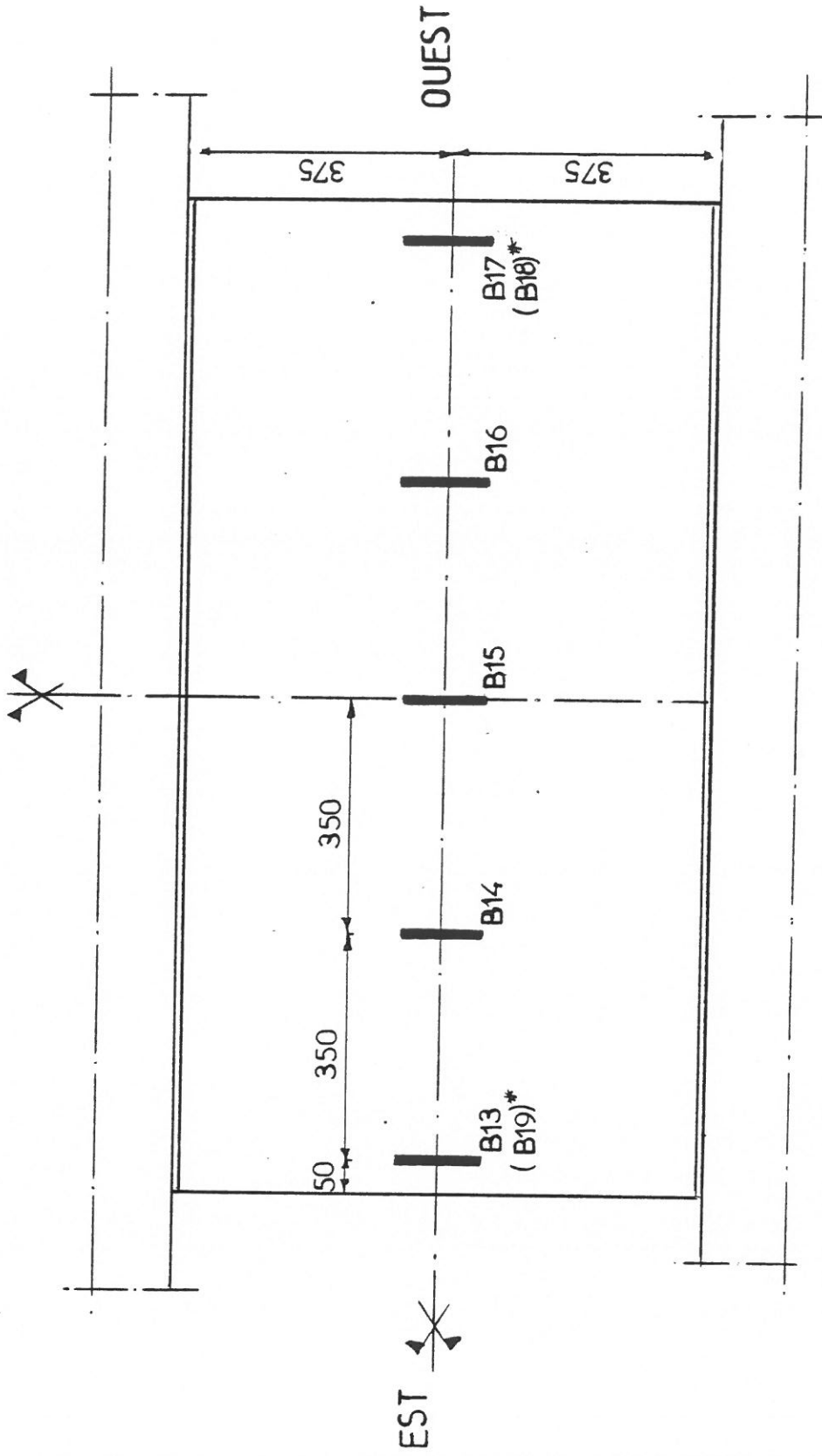
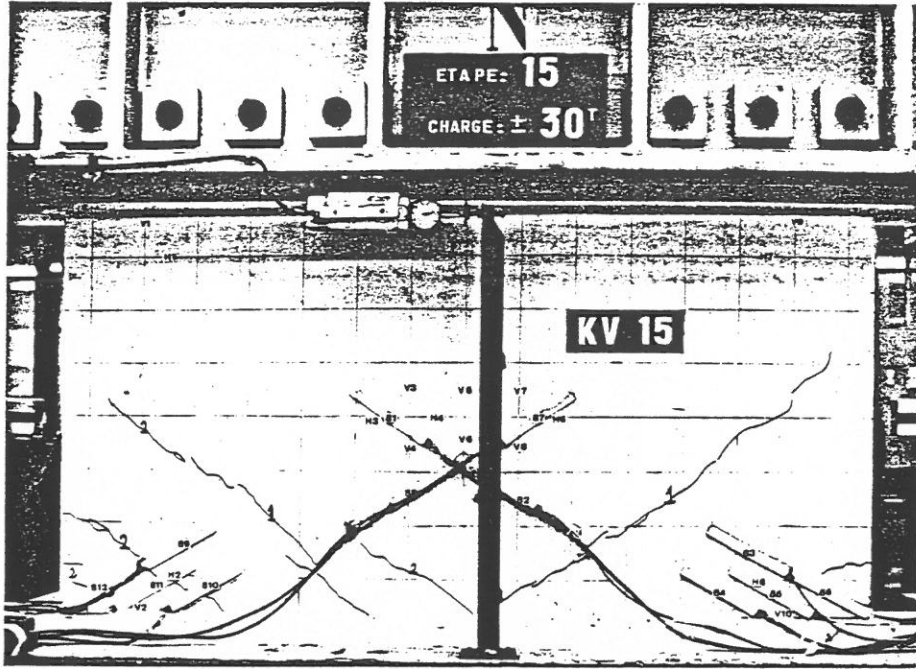


FIGURE 9 - MESURES DE DEFORMATION SUPERFICIELLE DU BETON

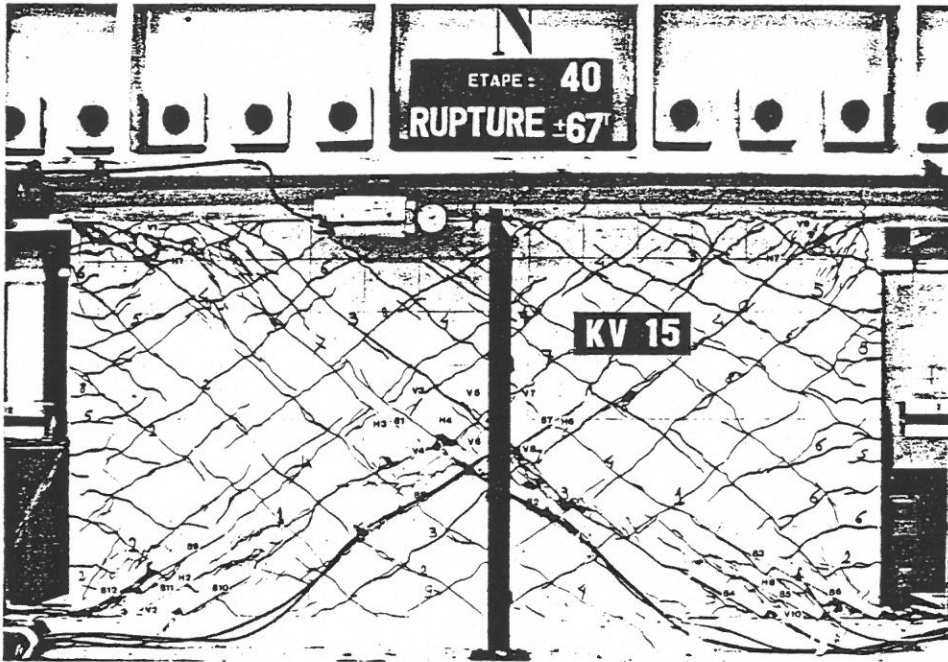


(*) sur la face sud.

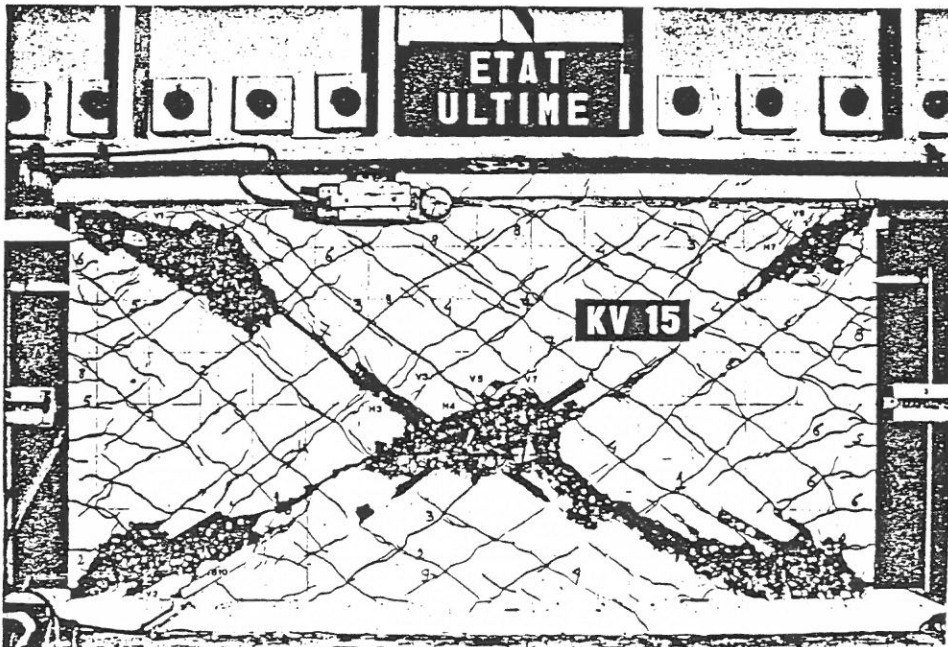
FIGURE 10 - JAUGES VERTICALES SUR LE BETON DES VOILES TENDUS (KV 17 à KV 21)



a) Fissuration

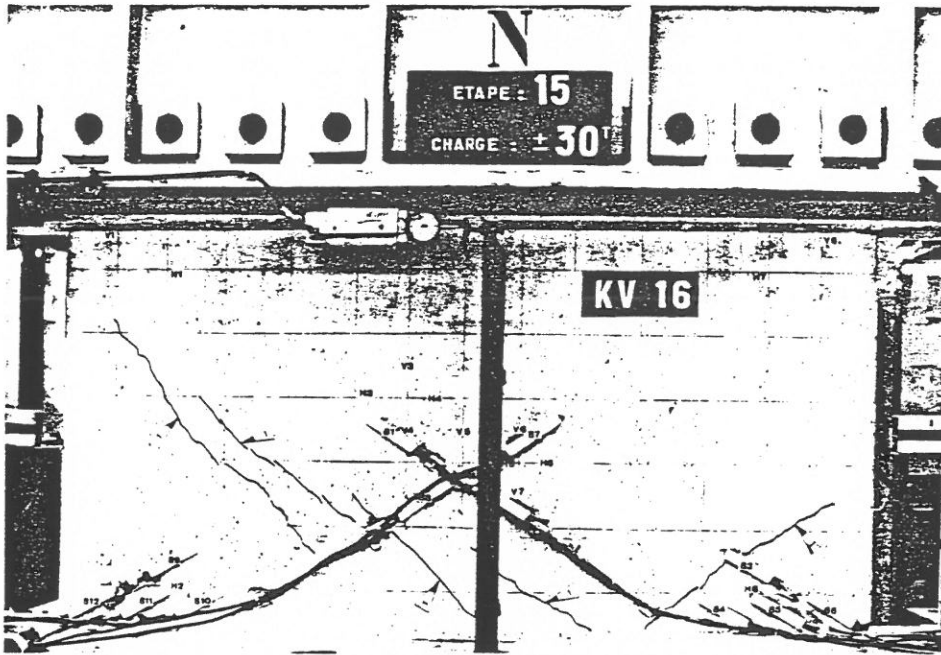


b) Rupture

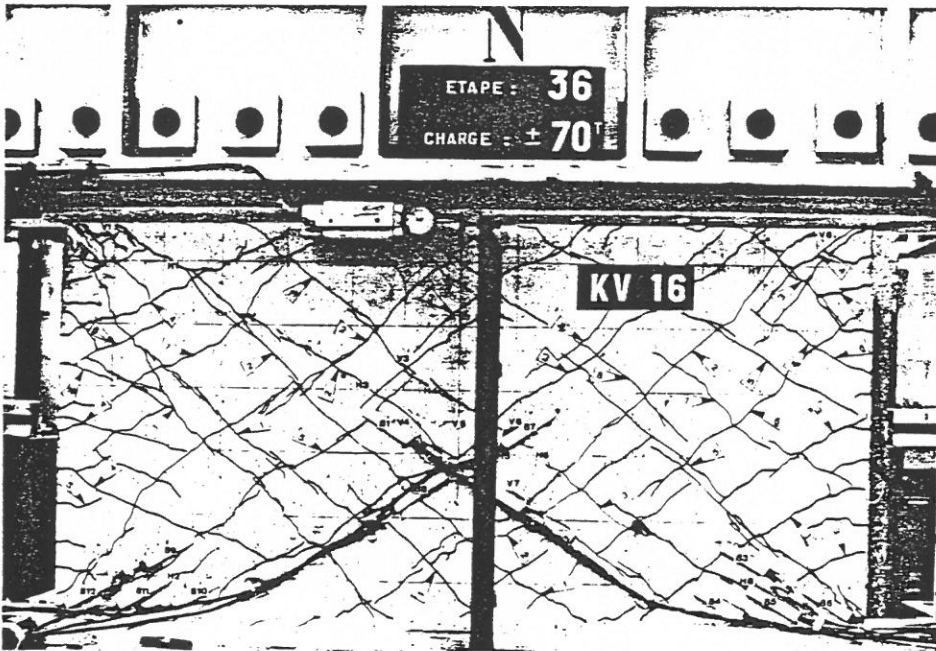


c) Etat ultime

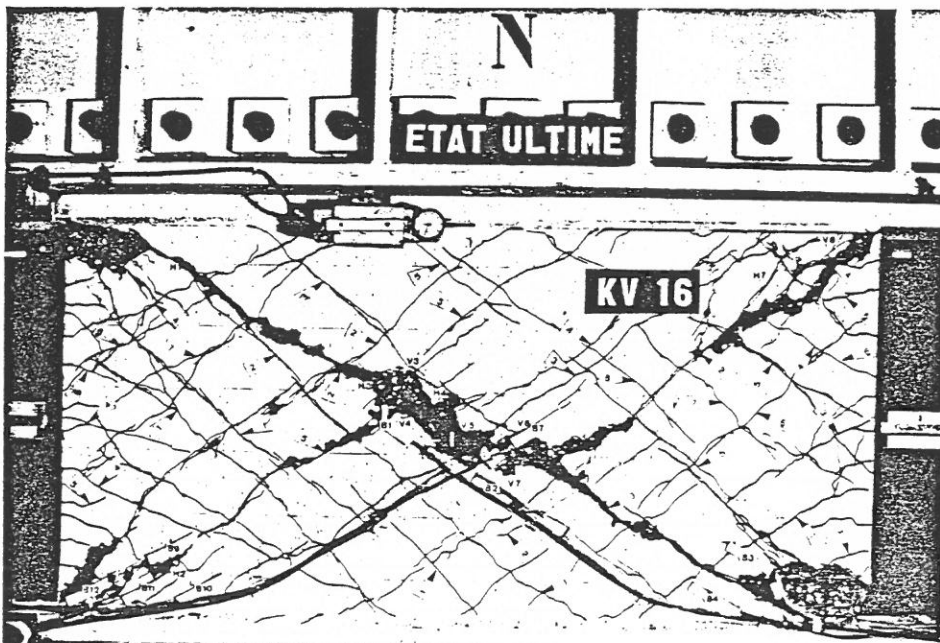
FIGURE 11 - KV 15



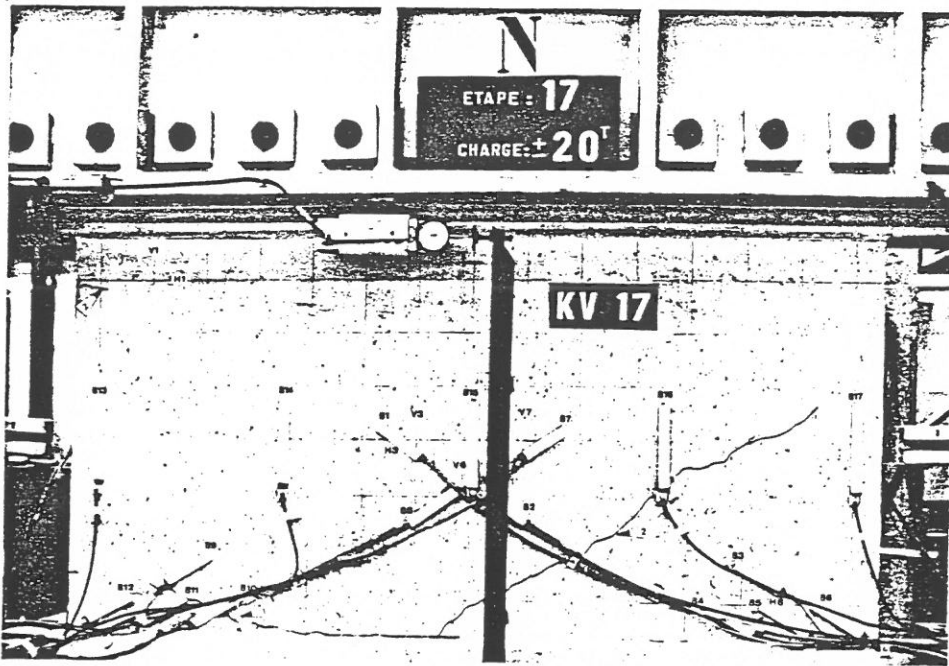
a) Fissuration



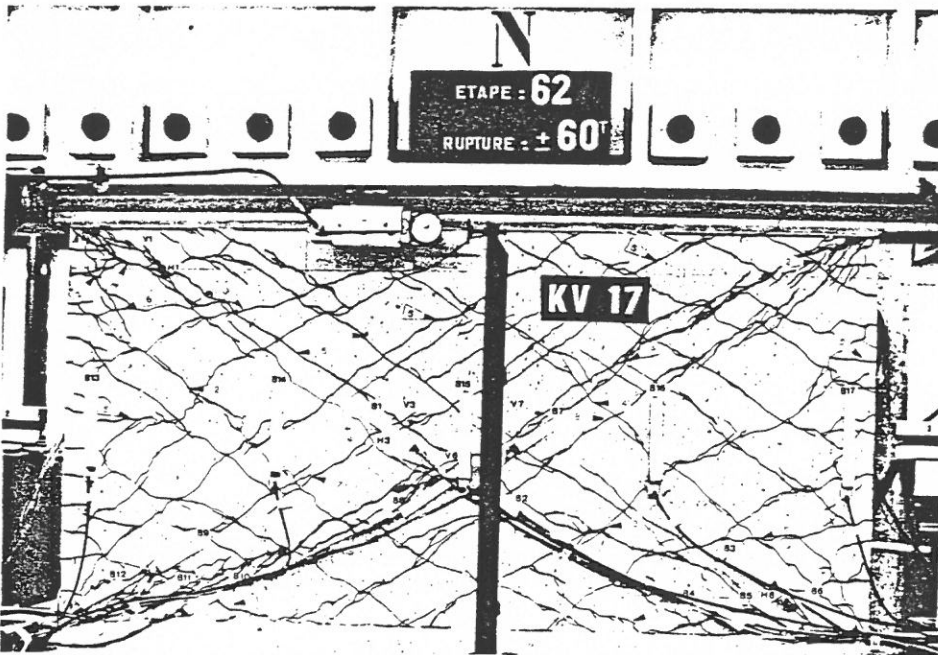
b) RUpture



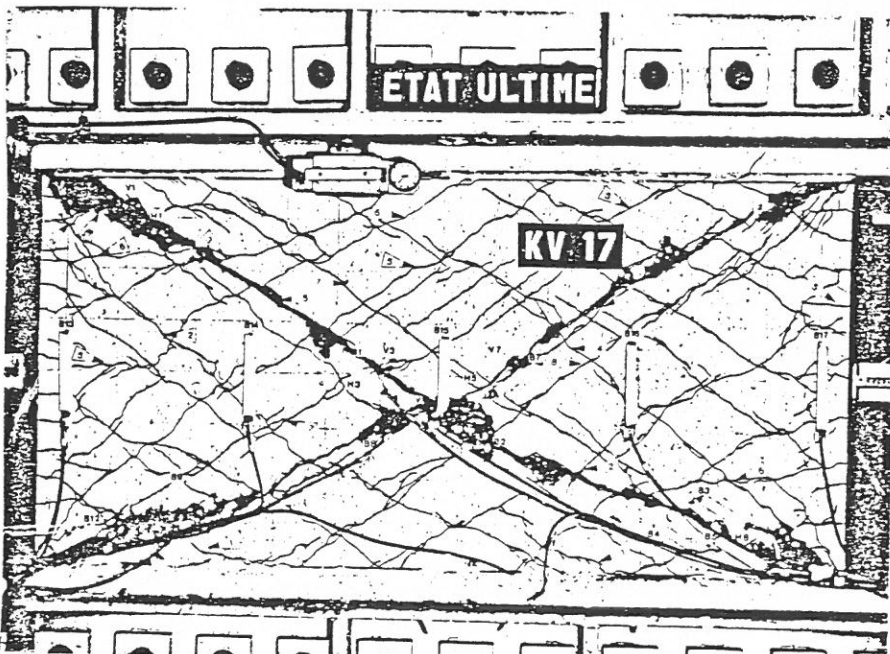
c) Etat ultime



a) Fissuration

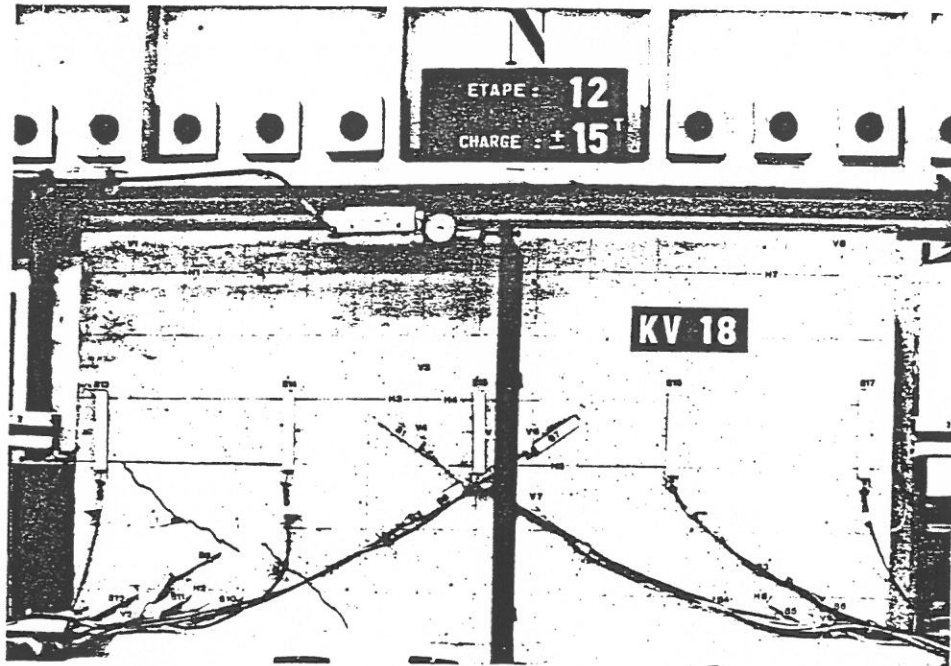


b) Rupture

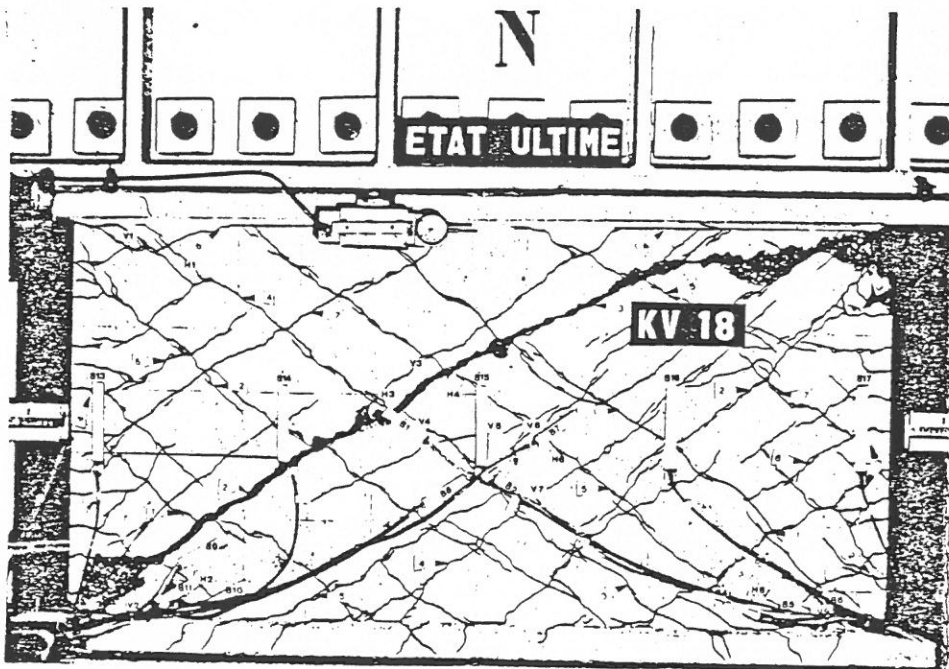


c) Etat ultime

FIGURE 13 - KV 17



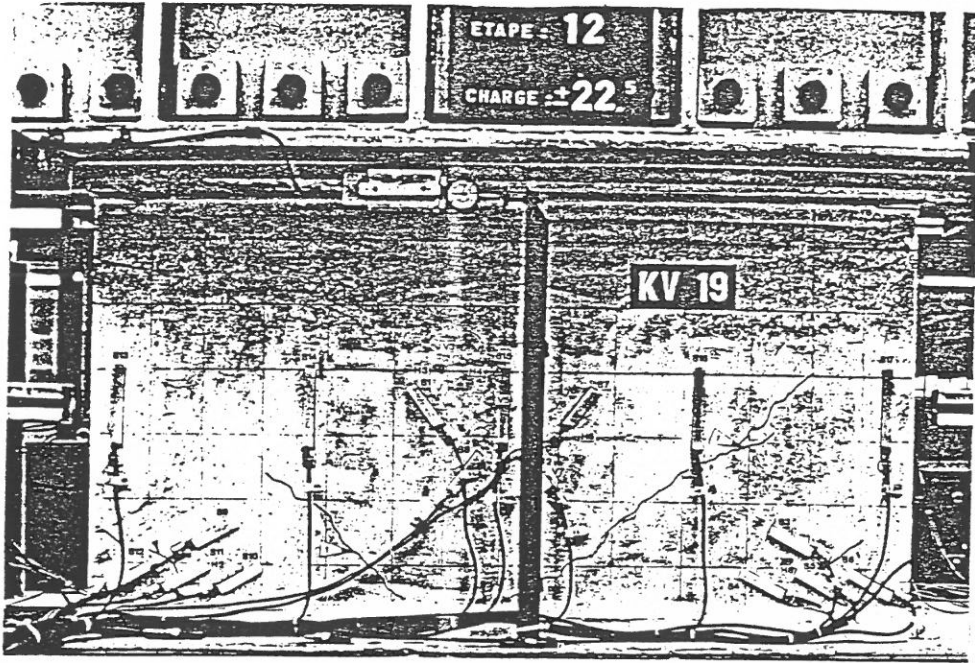
a) Fissuration



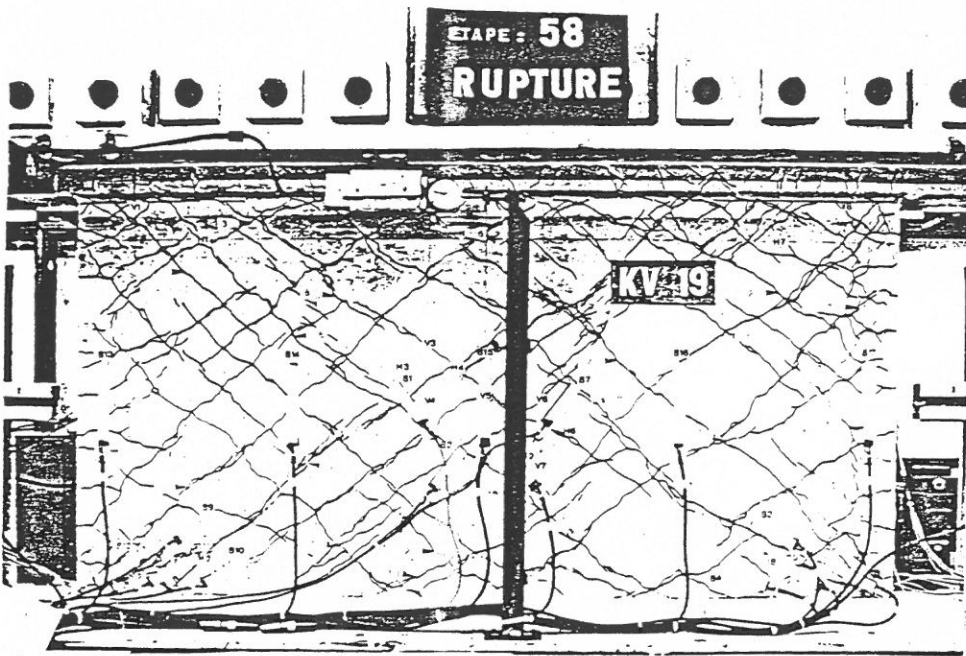
b) Rupture
(Perte de contrôle)

c) Etat ultime

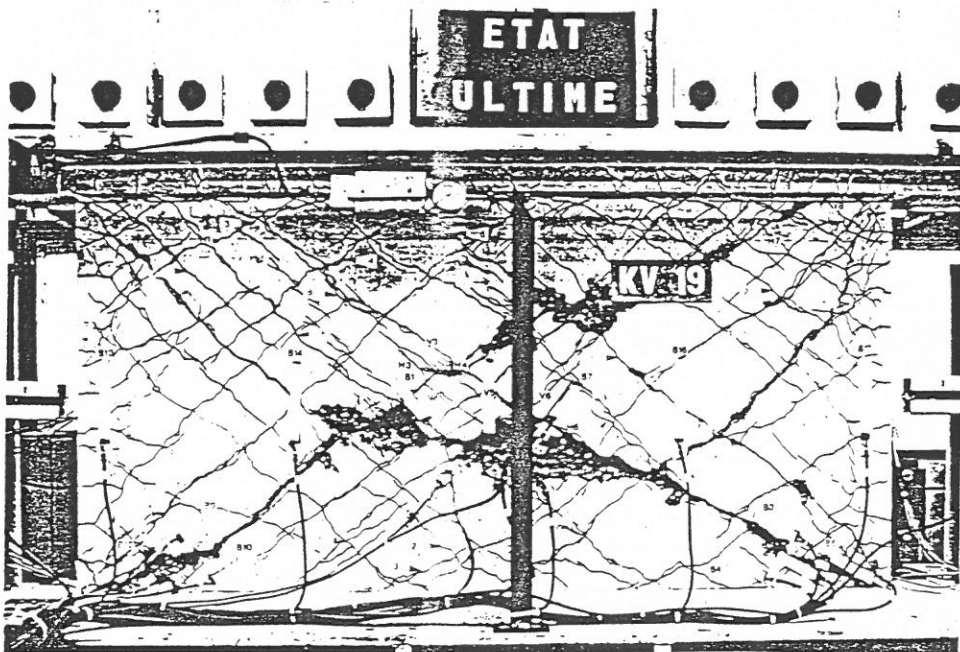
FIGURE 14 - KV 18



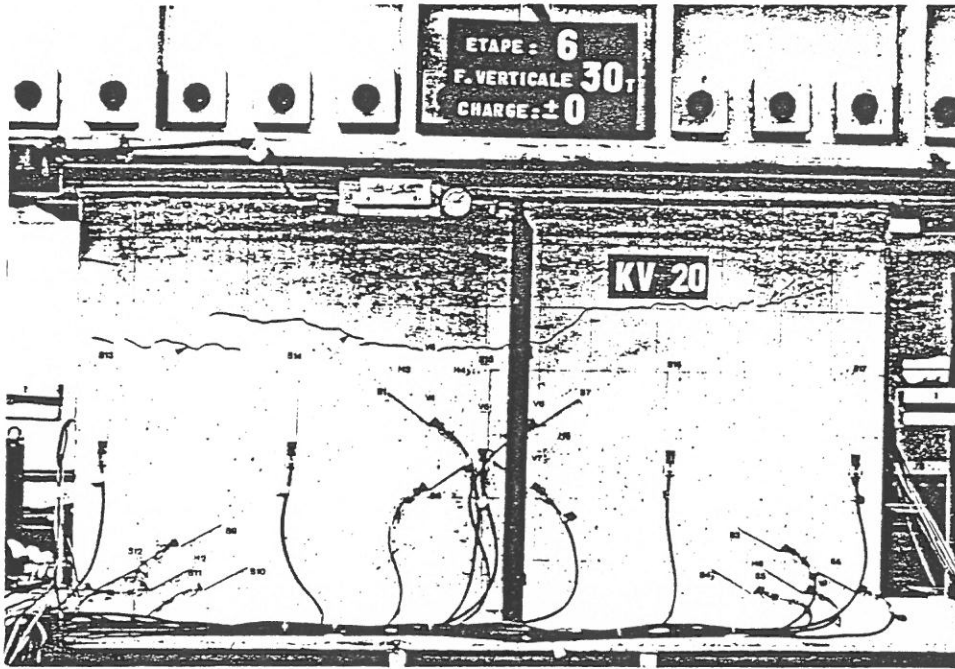
a) Fissuration



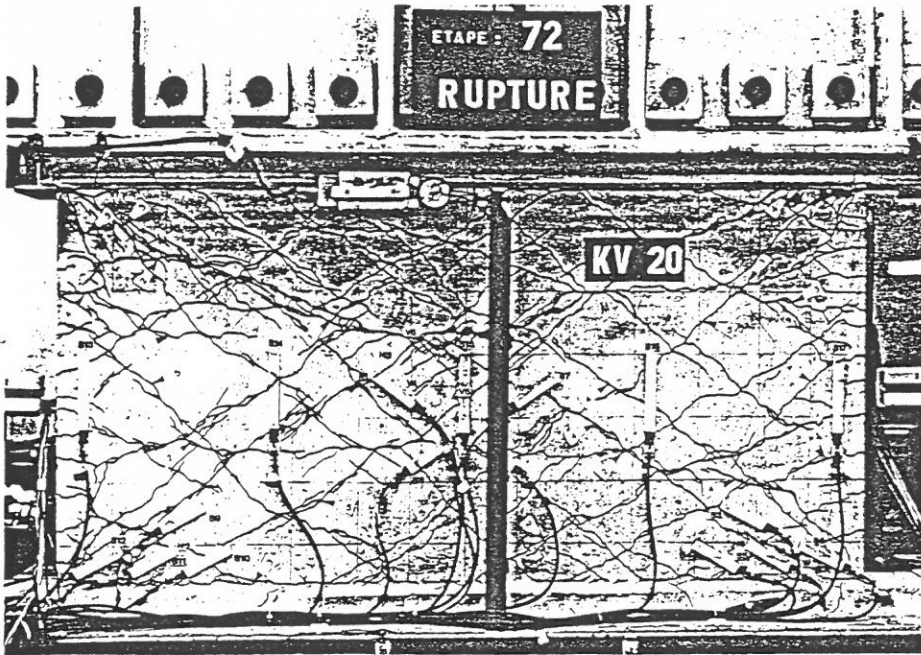
b) Rupture



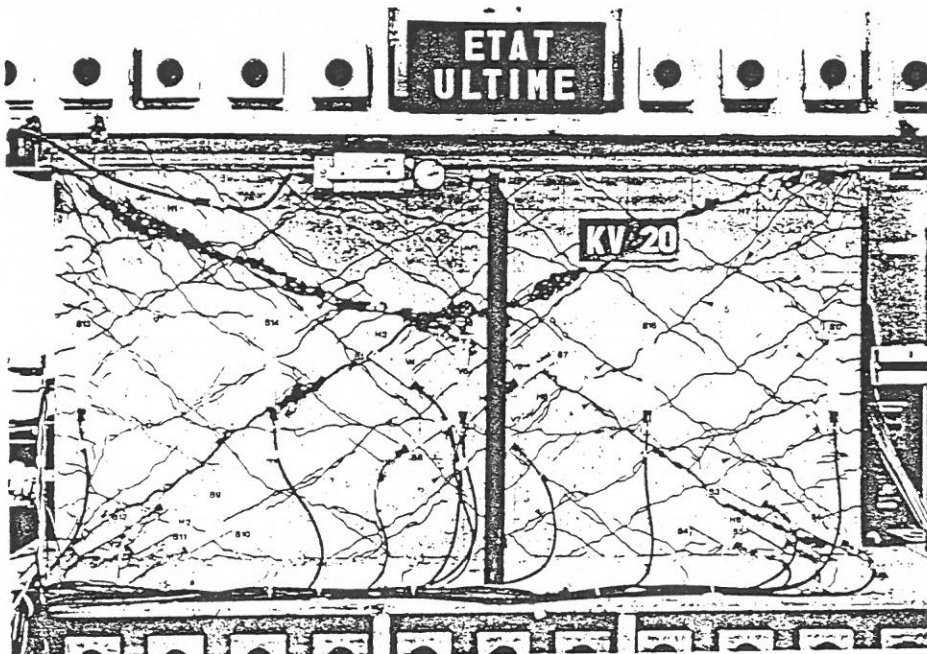
c) Etat ultime



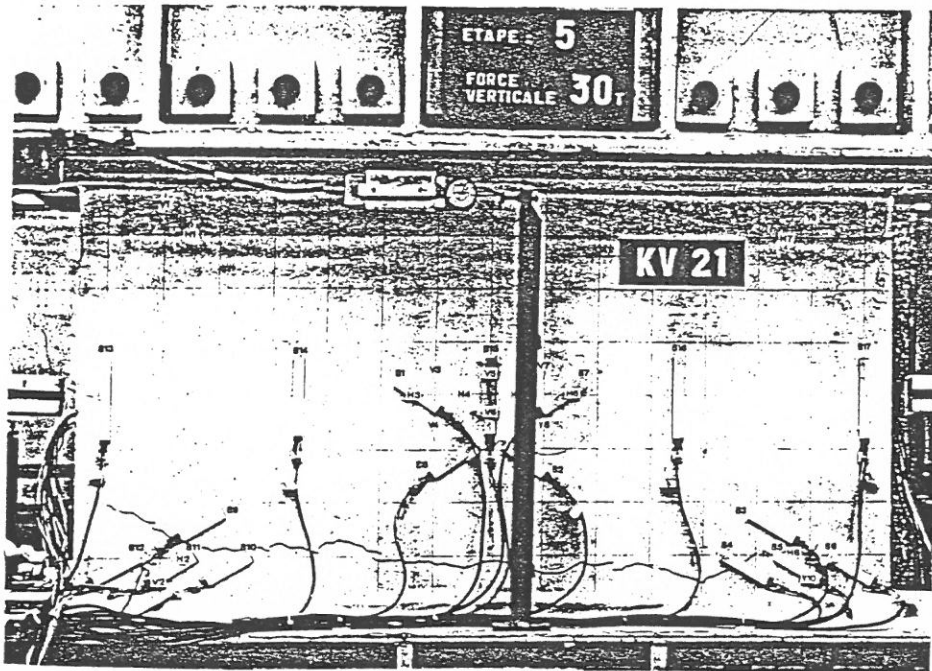
a) Fissuration (sous l'action de l'effort normal de traction seul)



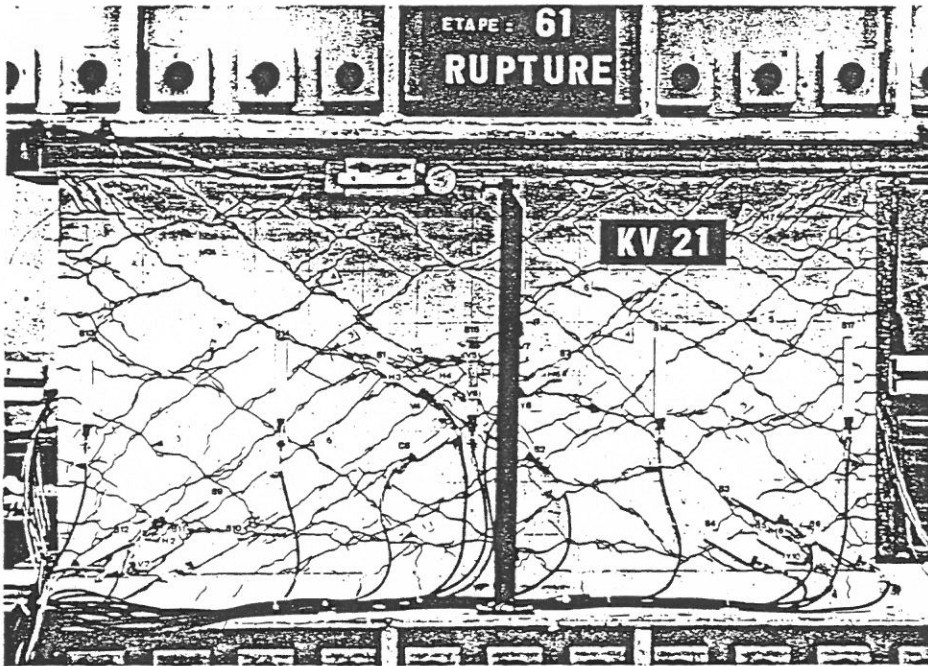
b) Rupture



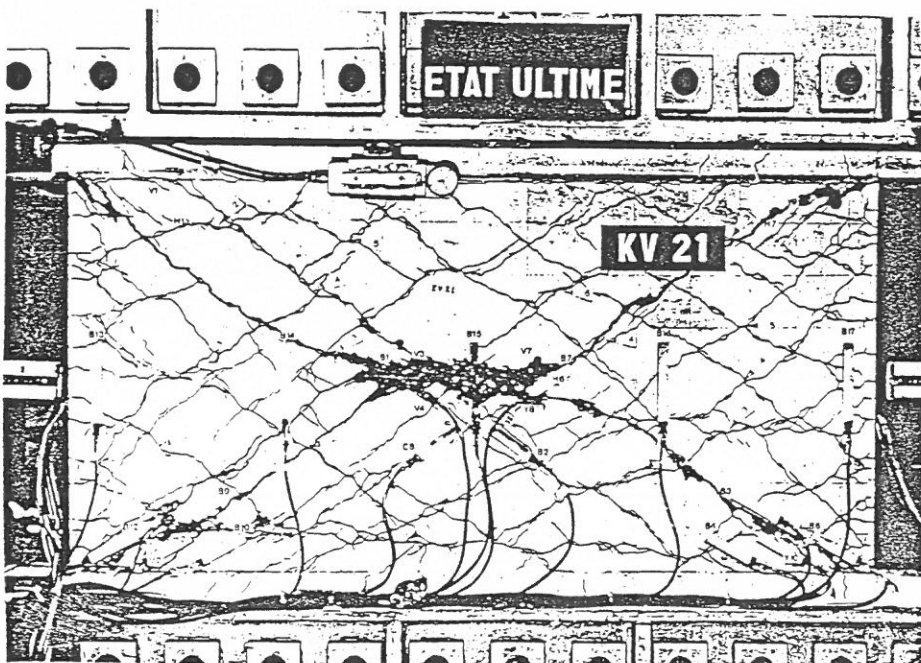
c) Etat ultime



a) Fissuration (sous l'action de l'effort normal de traction seul)



b) Rupture



c) Etat ultime

FIGURE 17 - KV 21

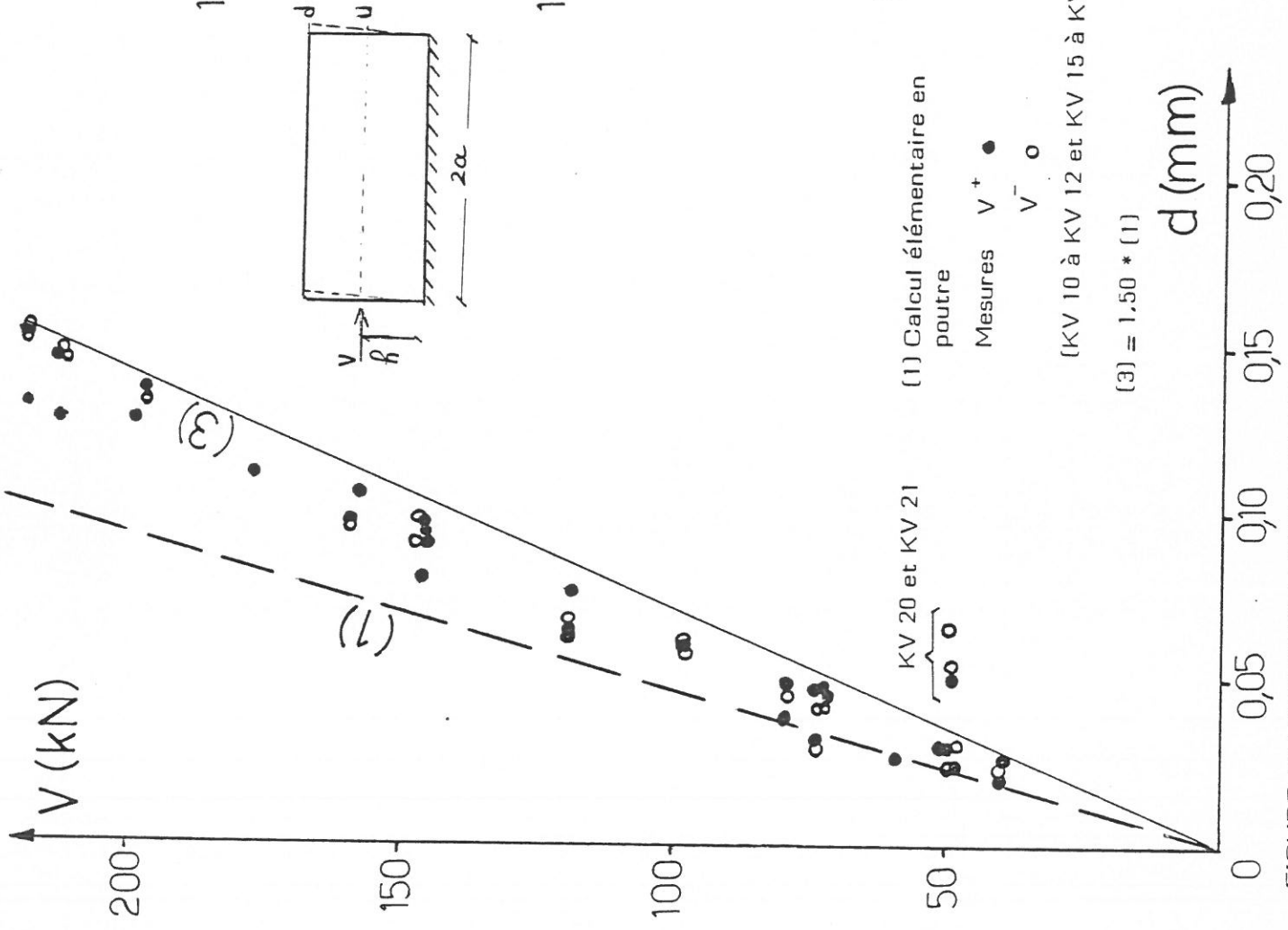


FIGURE 18 : DEFINITION DE LA RAIDEUR SECANTE AVANT FISSURATION; DROITE (3)

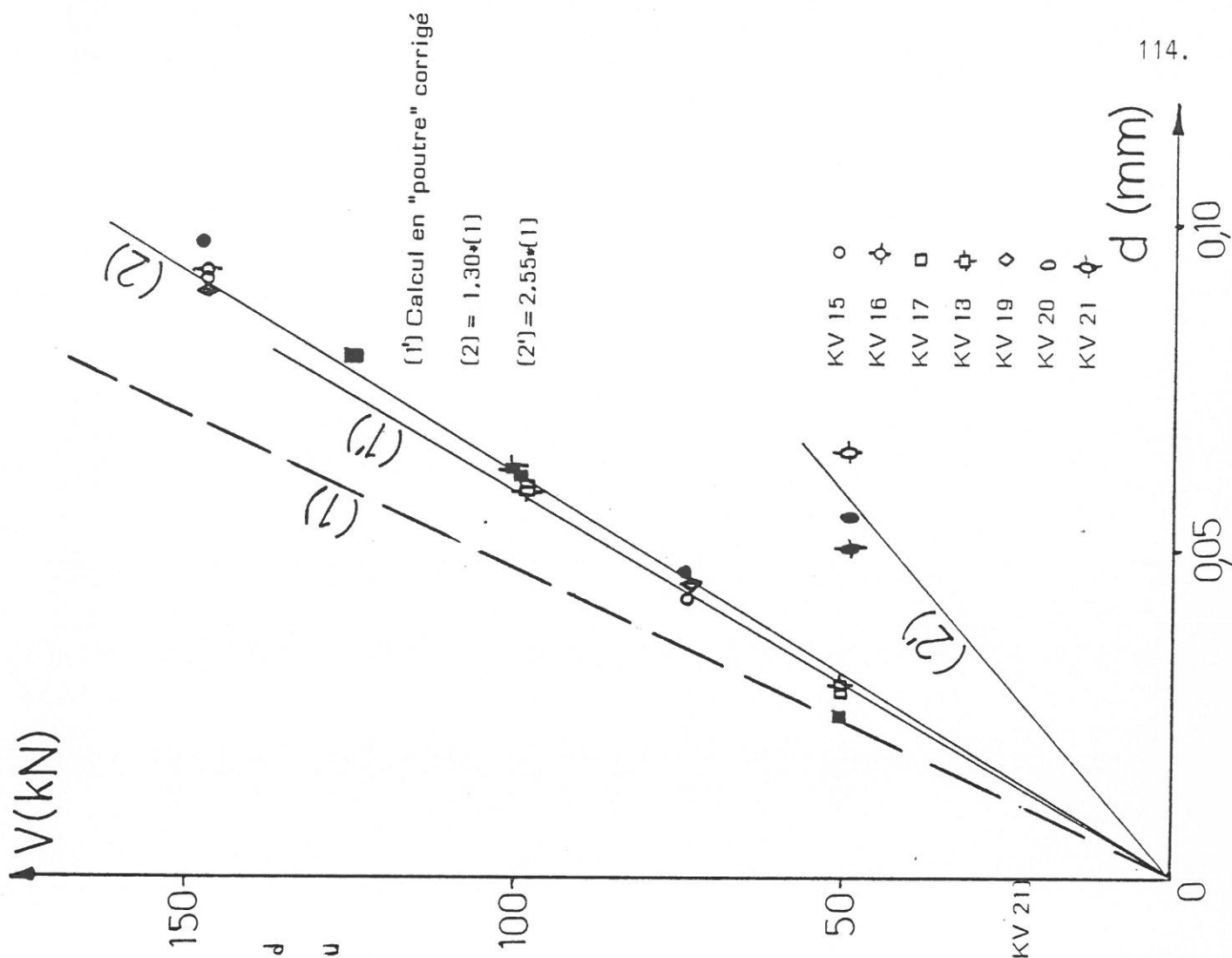


FIGURE 19 - DEFINITION DE LA RAIDEUR TANGENTE AVANT FISSURATION; DROITES (2) et (2') : (KV 15 à 21)

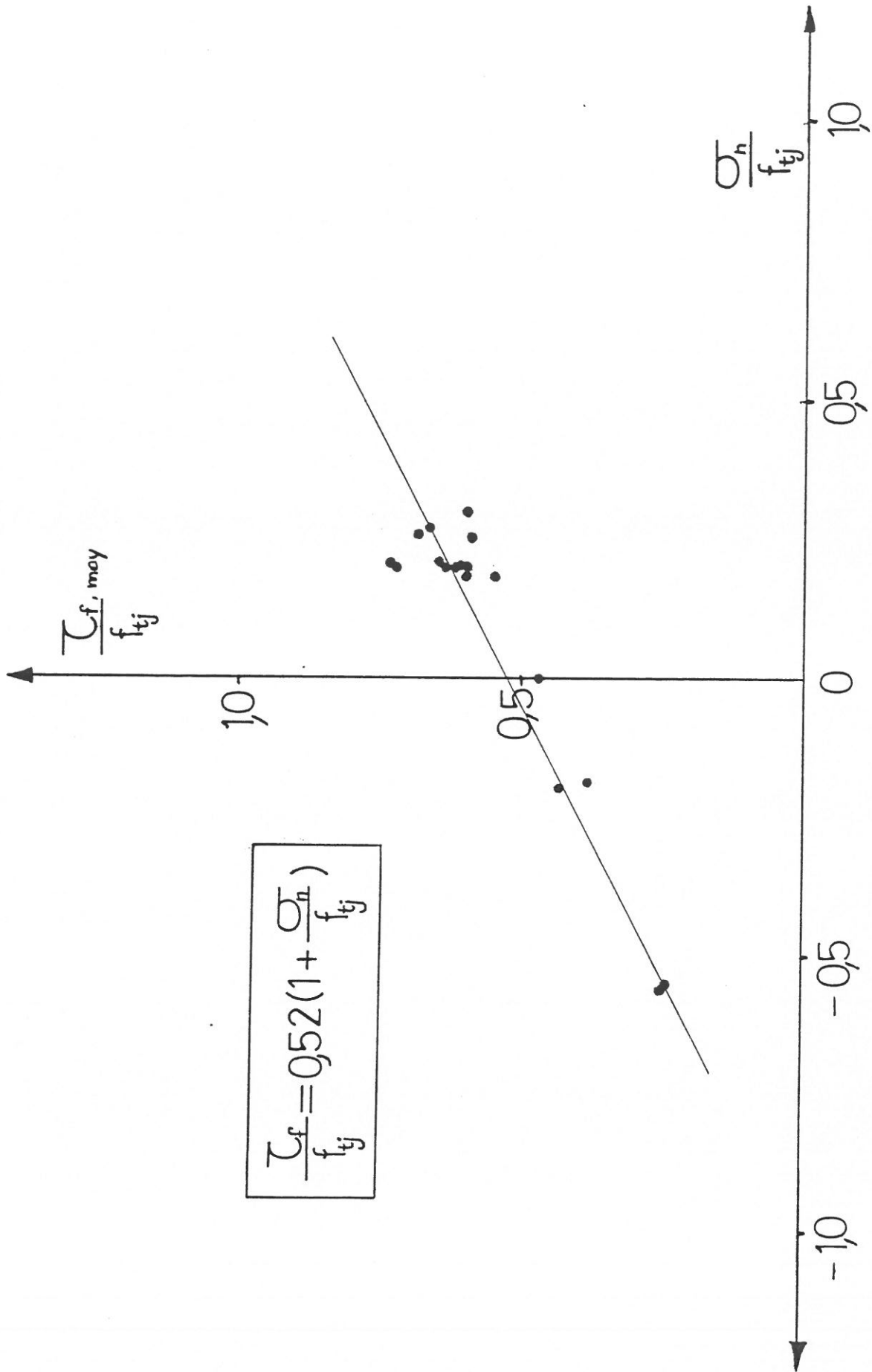


FIGURE 20 - RELATION MOYENNE, A PARTIR DES POINTS EXPERIMENTAUX KV 3 à KV 21, ENTRE LA CONTRAINTE TANGENTE DE FISSURATION (τ_f) ET LES CONTRAINTES σ_h (CONTRAENTE NORMALE) ET f_{tj} (Résistance à la traction du béton, par flexion)

FIGURES 21 A 27

EVOLUTION DES DEFORMATIONS (ALLONGEMENTS)
DES TIRANTS AUX QUATRE ANGLES DU VOILE

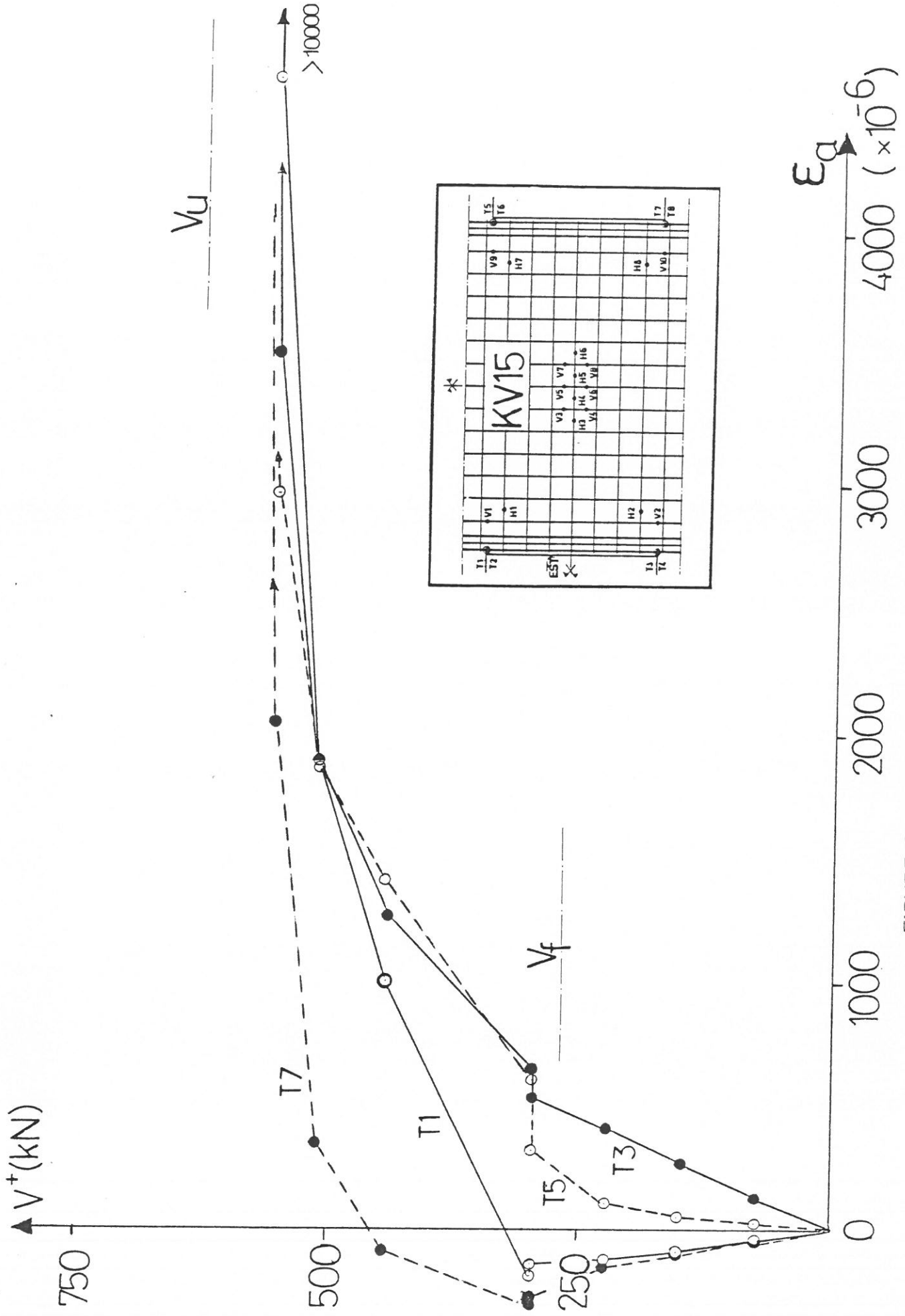


FIGURE 21 - KV 15

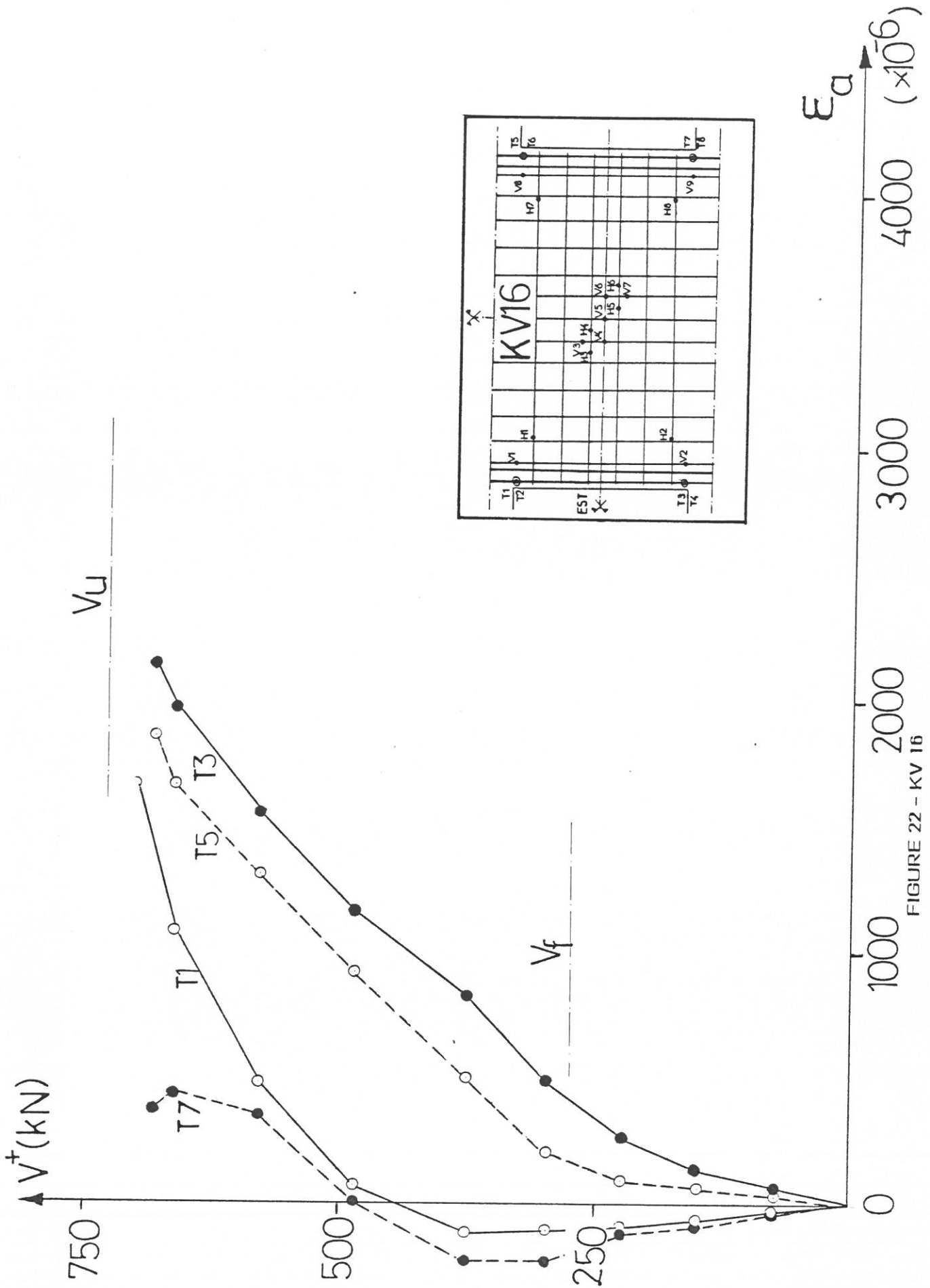


FIGURE 22 - KV 16

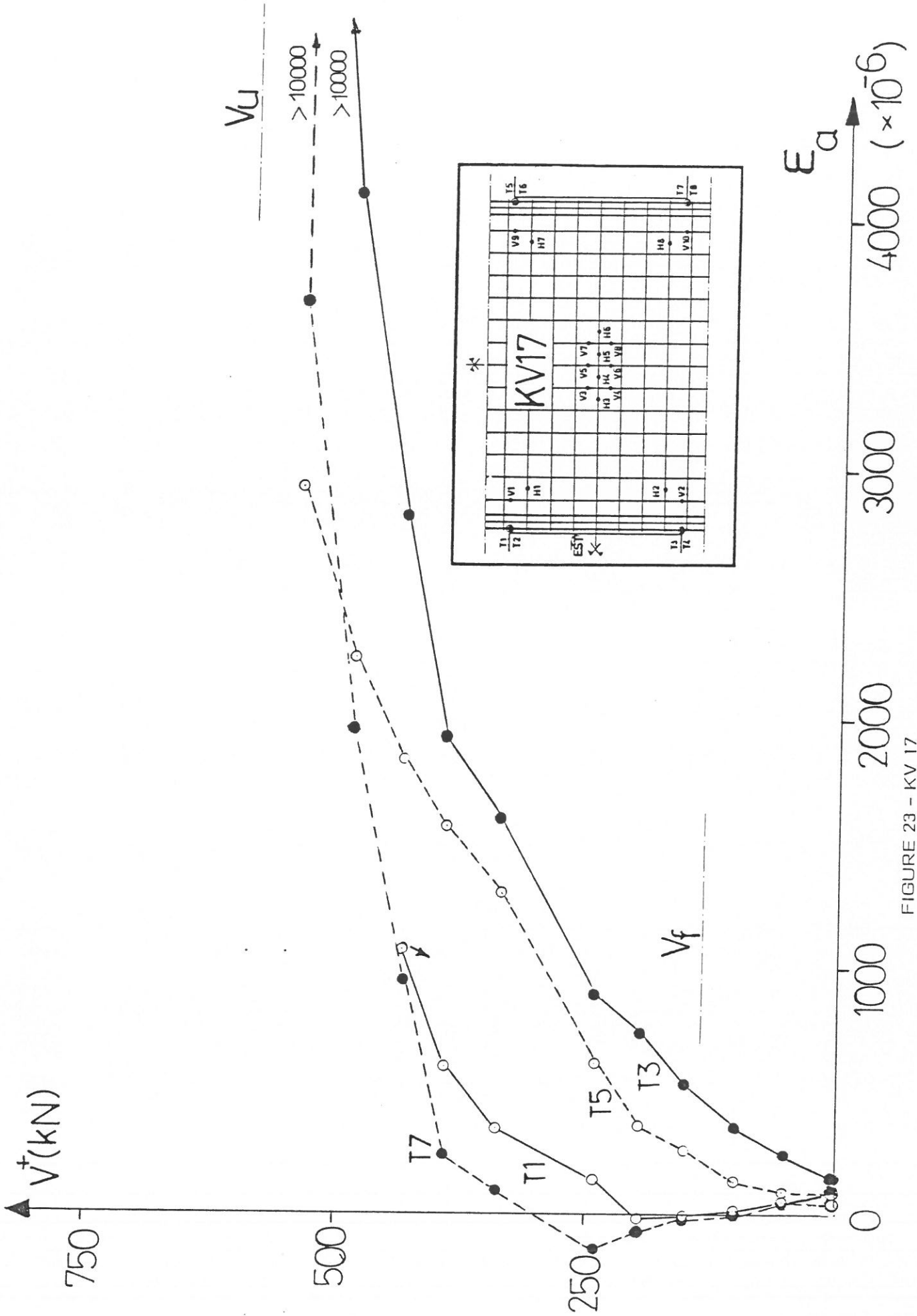


FIGURE 23 - KV 17

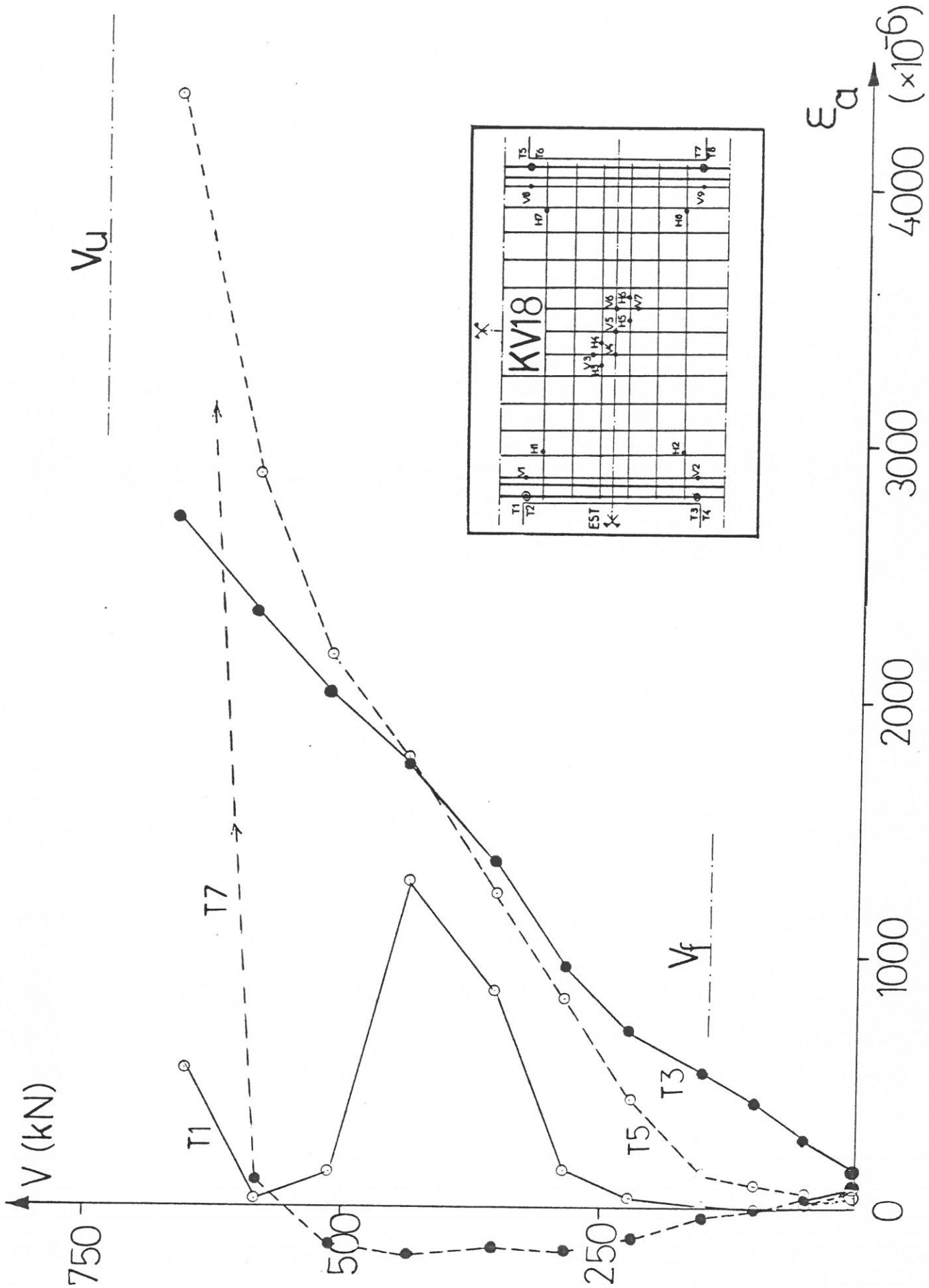


FIGURE 24 - KV 18

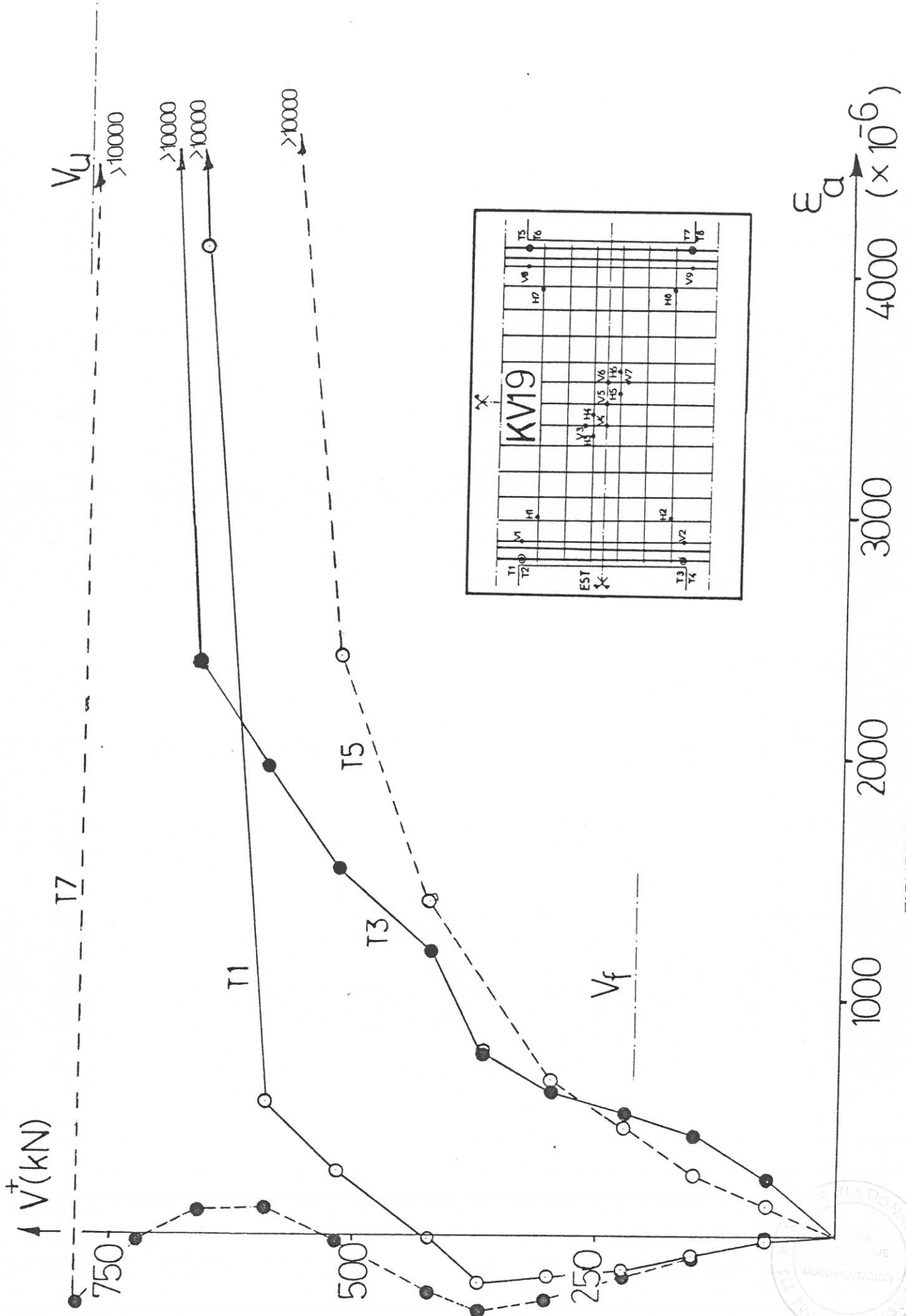


FIGURE 25 - KV 19

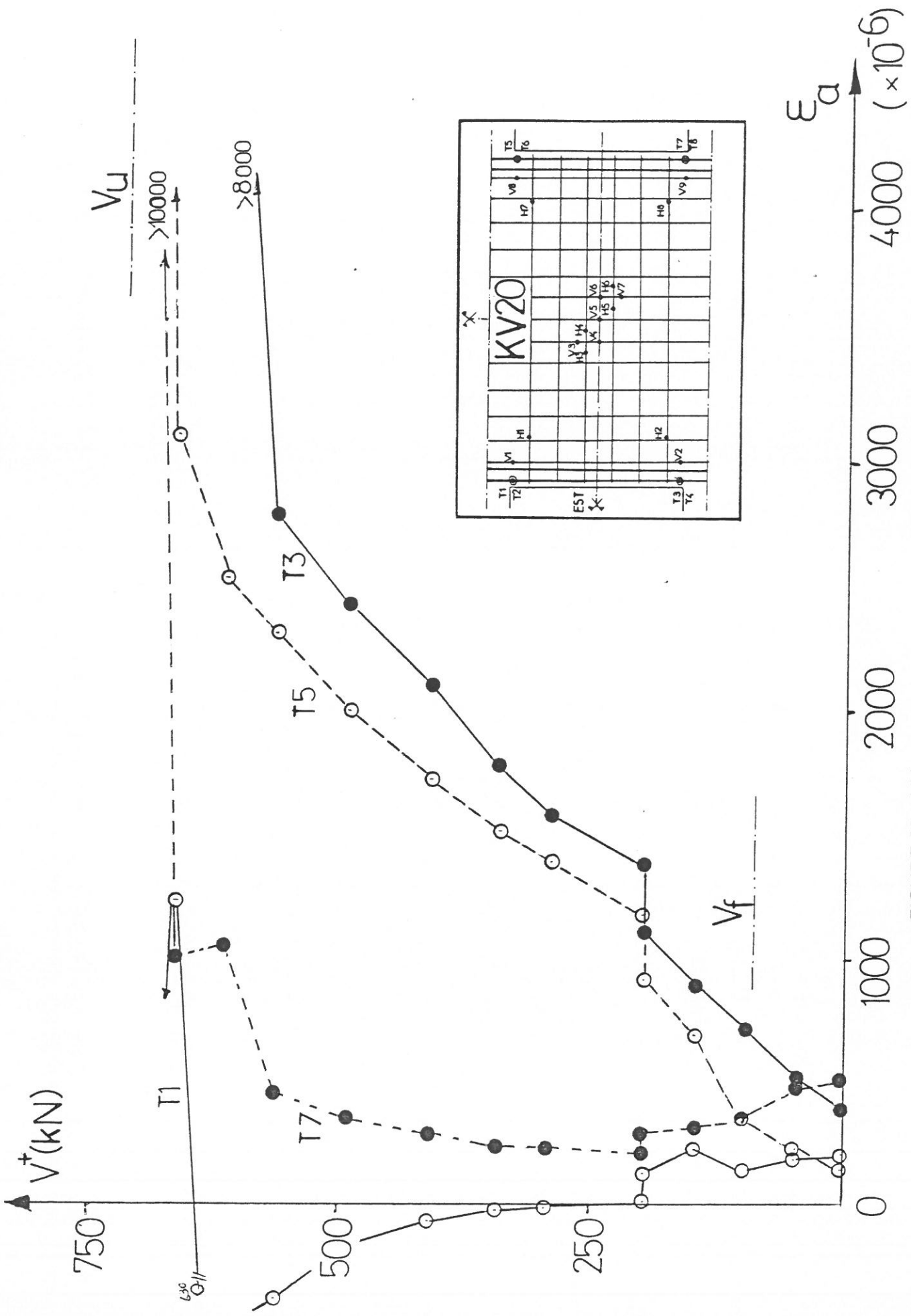


FIGURE 26 - KV 20

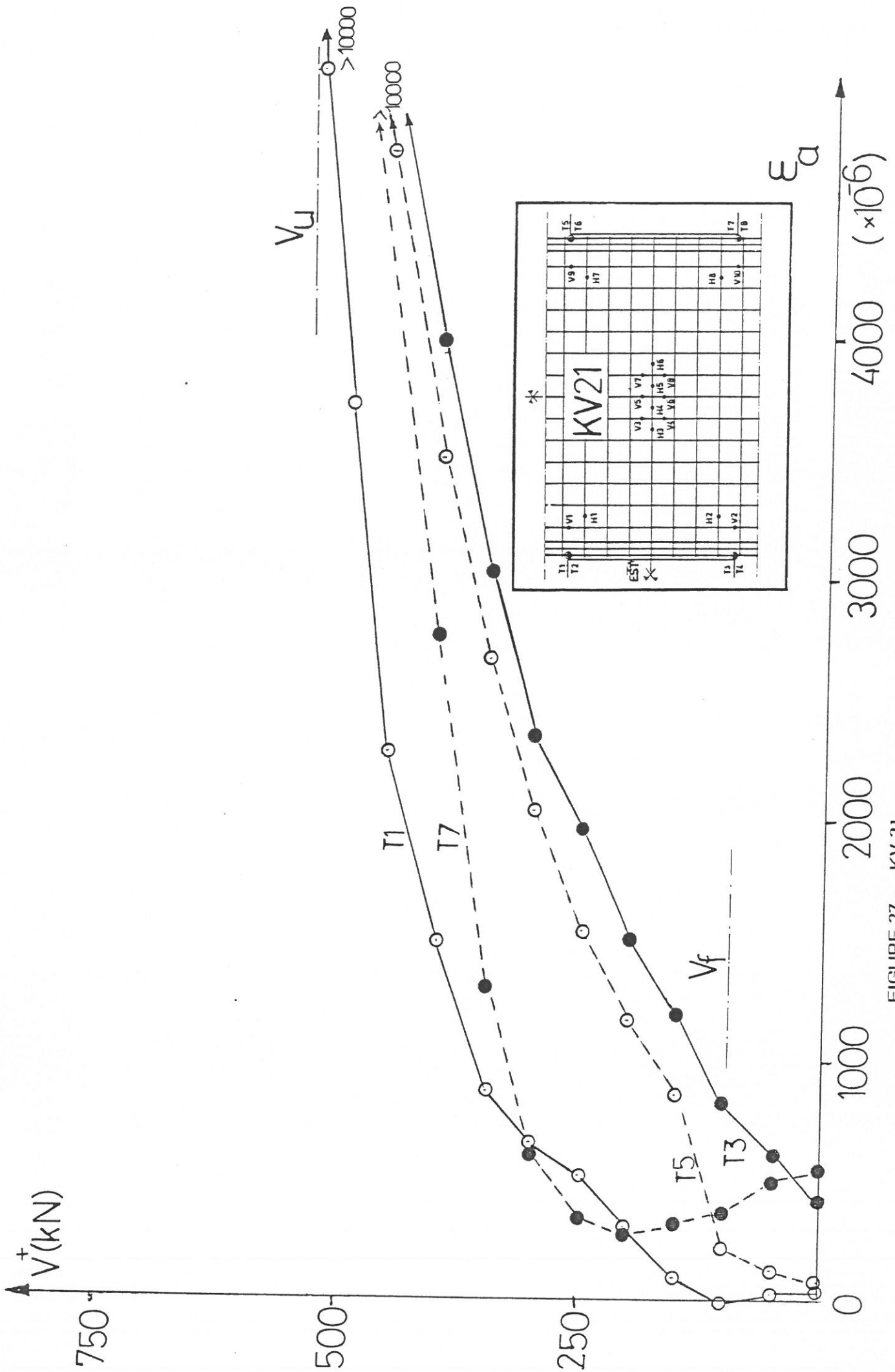


FIGURE 27 - KV 21

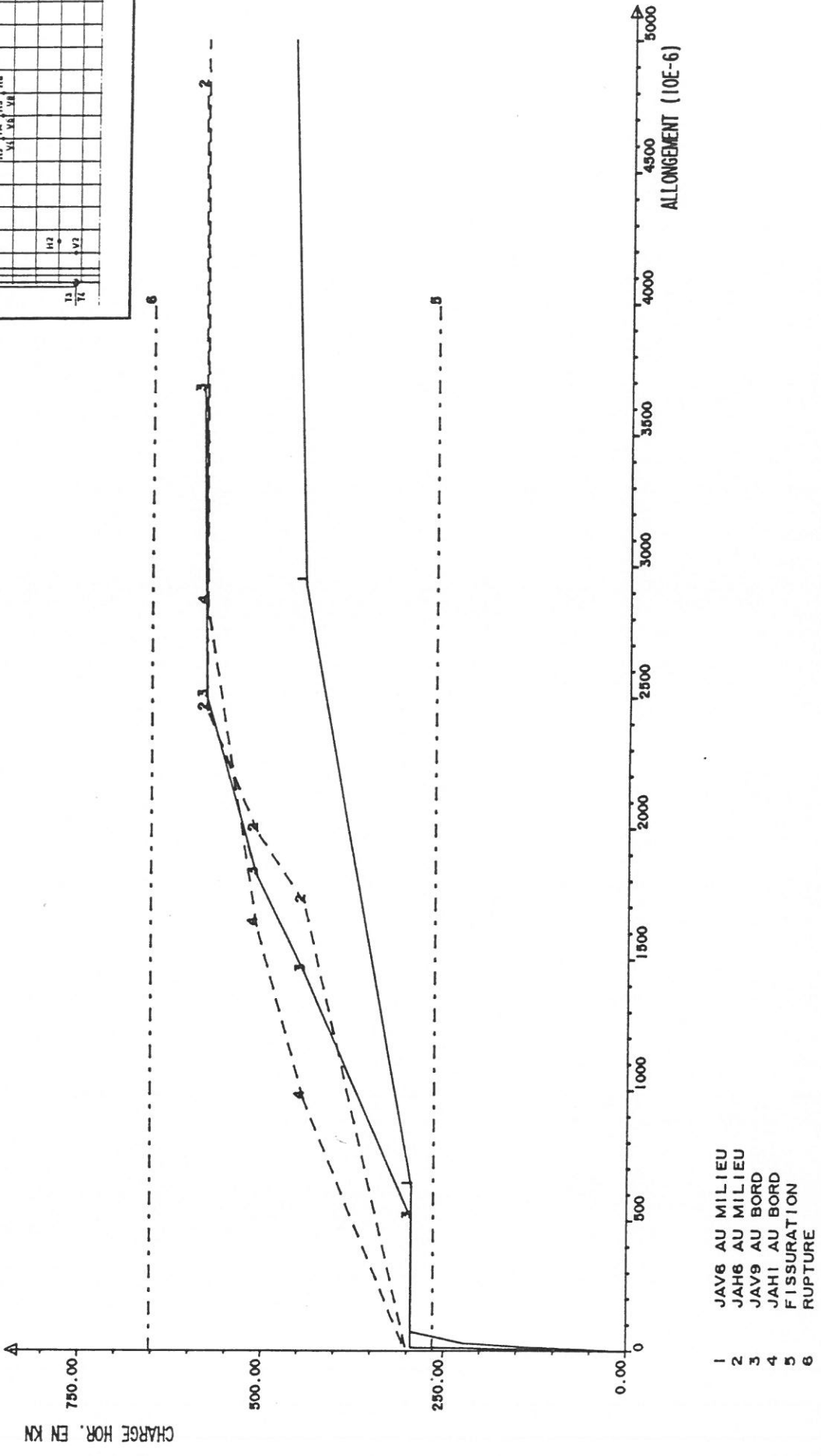
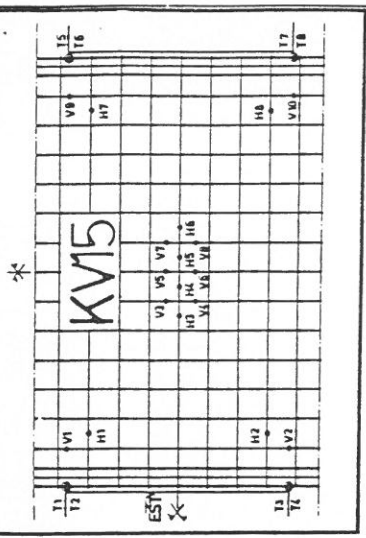
FIGURES 28 à 41

EVOLUTION DE L'ALLONGEMENT , SOUS CHARGEMENT
POSITIF ET SOUS CHARGEMENT NEGATIF, DES ARMATURES VERTICALES
ET HORIZONTALES EN PRENANT DANS CHAQUE CAS LA JAUGE VERTICALE
ET LA JAUGE HCRIZONTALE DONNANT LE PLUS GRAND ALLONGEMENT
SOUS LA CHARGE MAXIMALE

ESSAI KV15

CHARGEMENT POSITIF

JAUDES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALS



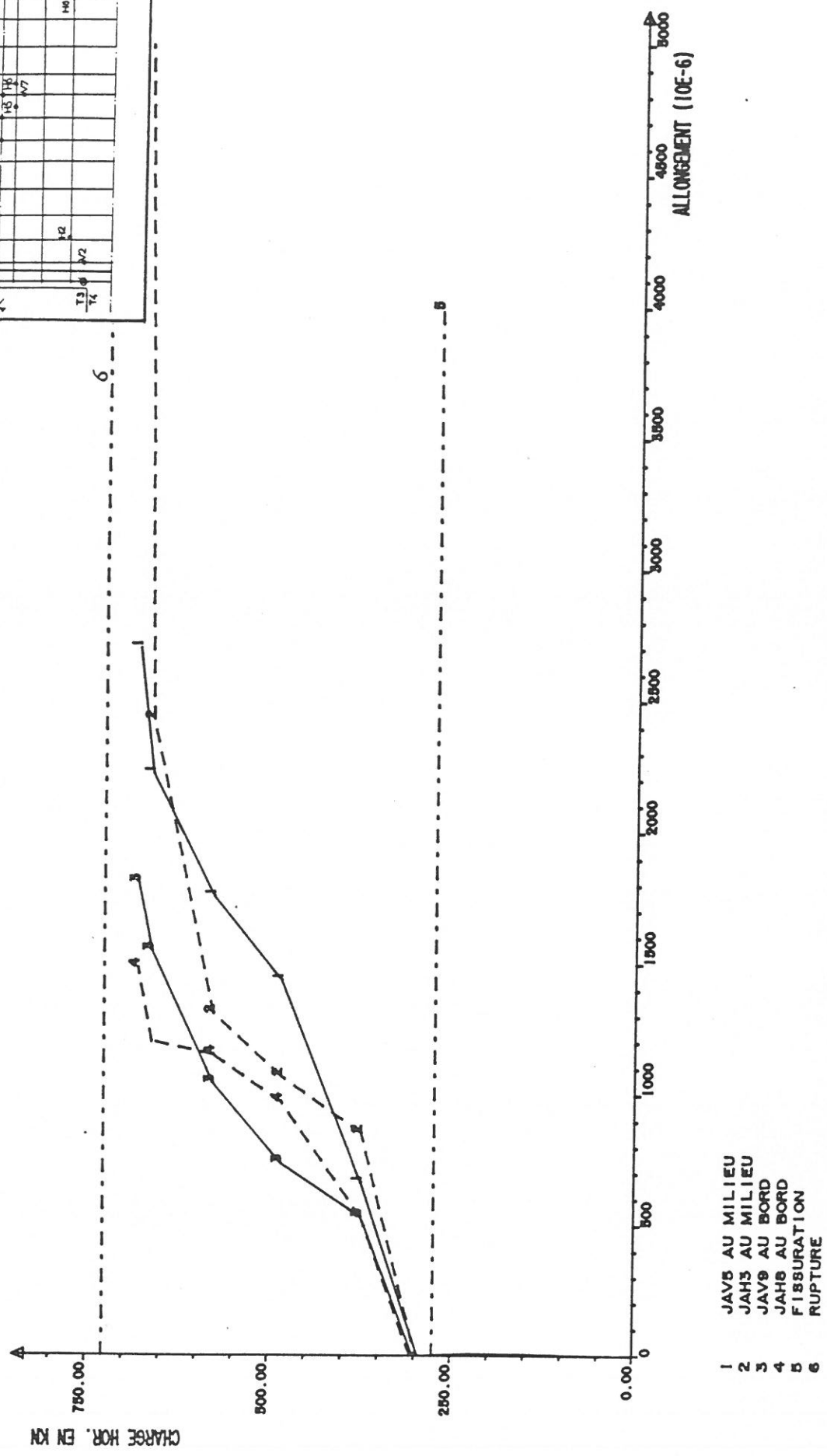
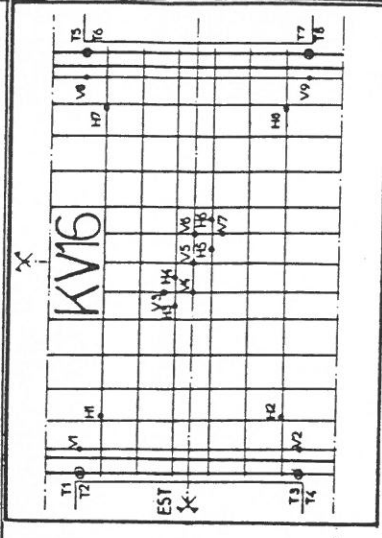
- 1 JAV6 AU MILIEU
- 2 JAH6 AU MILIEU
- 3 JAV9 AU BORD
- 4 JAH1 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 28 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV15 CHARGEMENT POSITIF

ESSAI KV16

CHARGEMENT POSITIF

JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTAUX



- 1 JAV5 AU MILIEU
- 2 JAV3 AU MILIEU
- 3 JAV9 AU BORD
- 4 JAV8 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 30 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV16 CHARGEMENT POSITIF

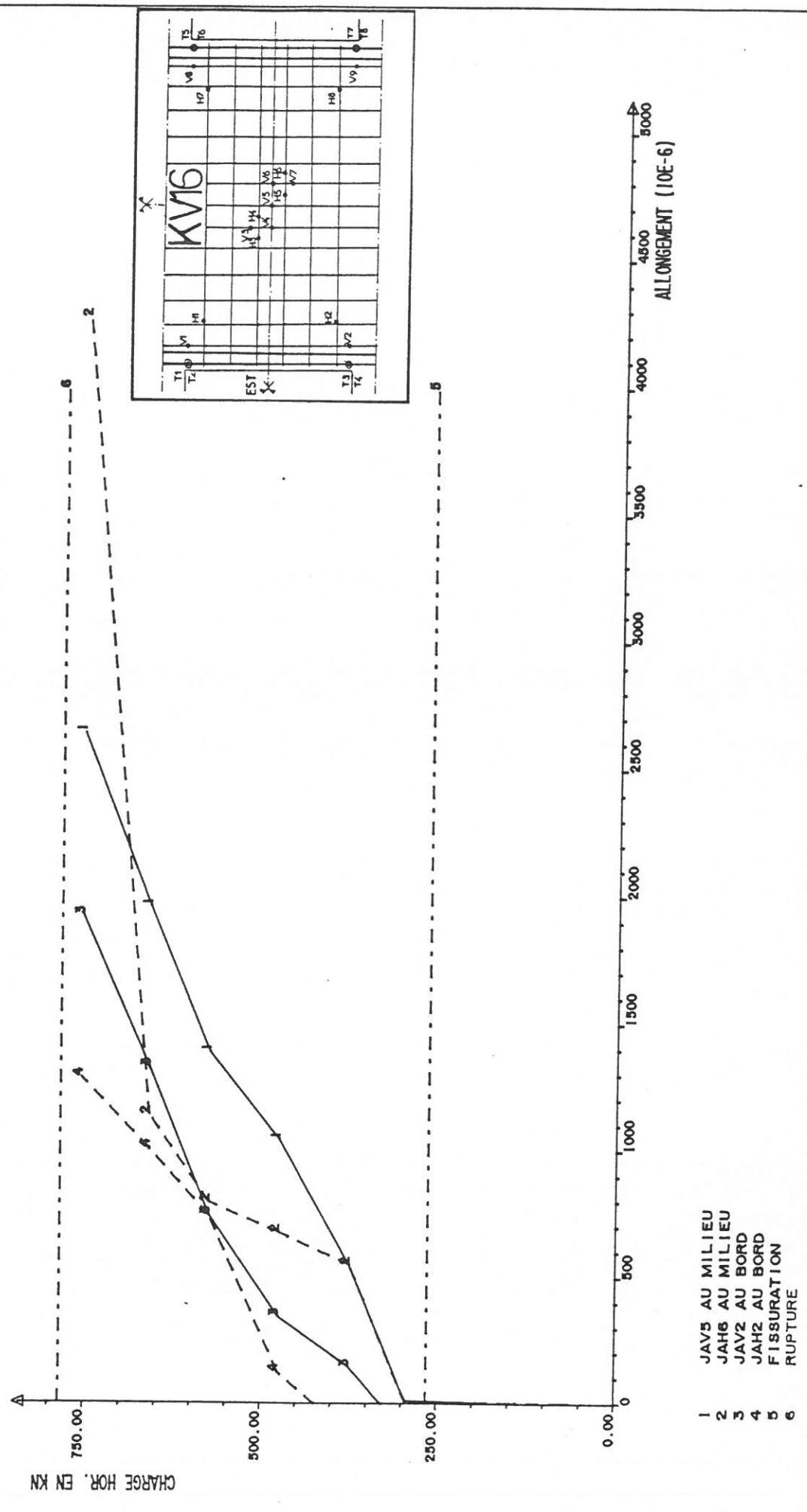
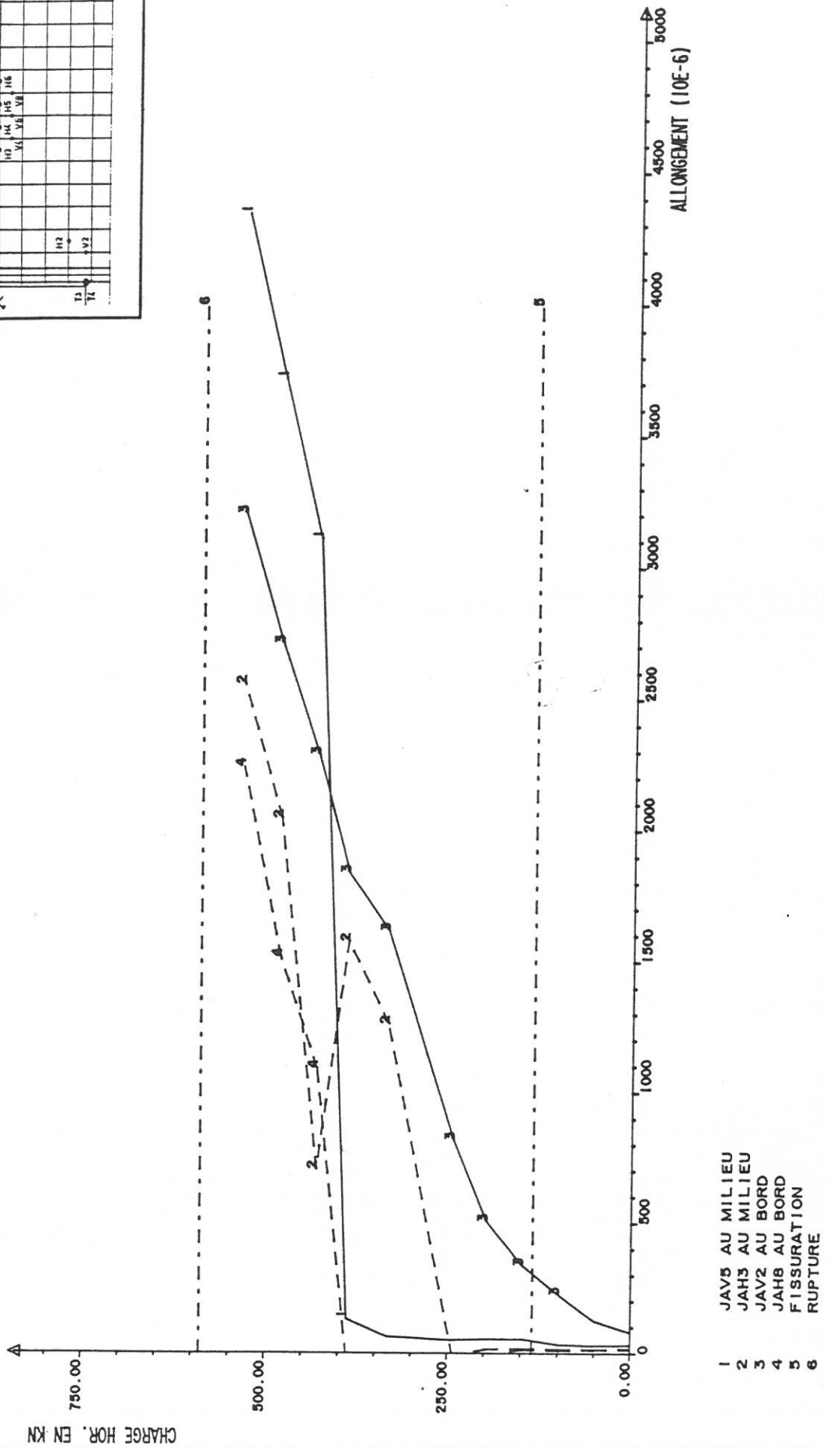
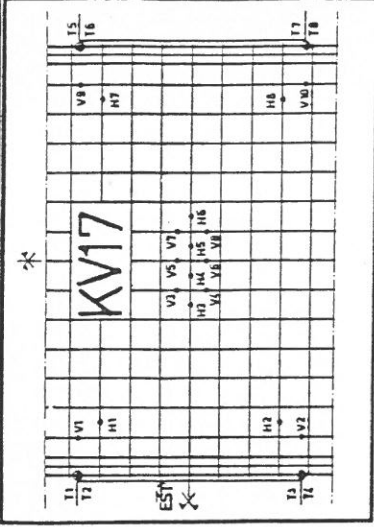


FIGURE 31 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV16 CHARGEMENT NEGATIF

ESSAI KV17

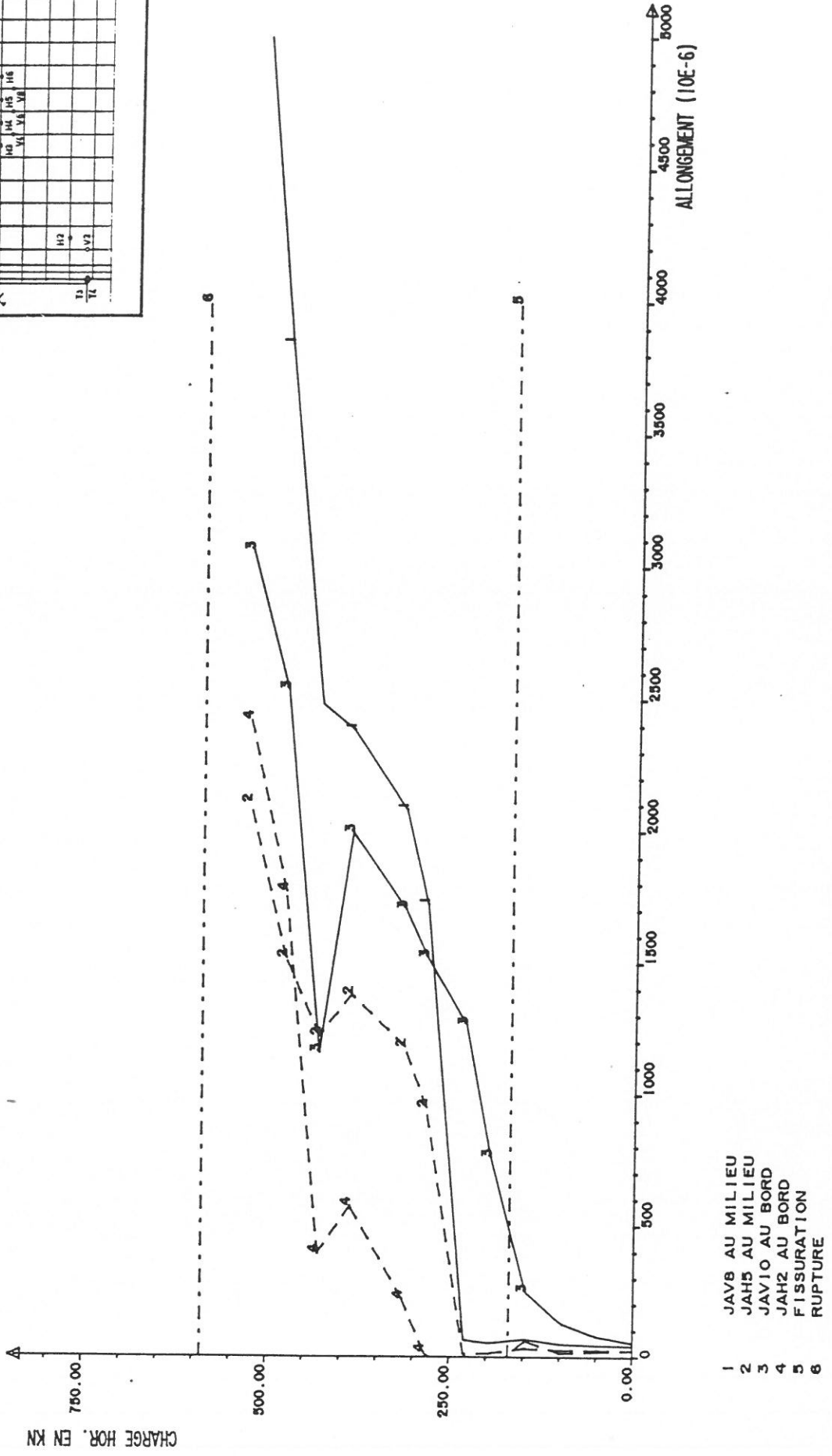
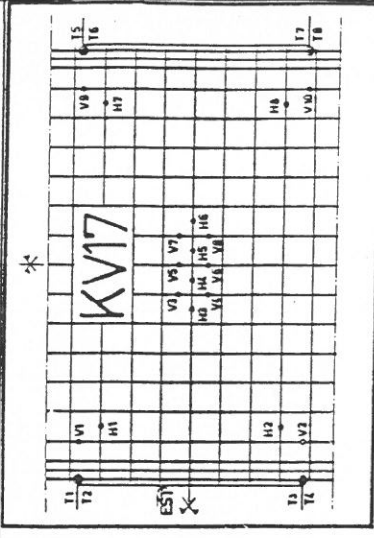
CHARGEMENT POSITIF

JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALAUX



- 1 JAV5 AU MILIEU
- 2 JAH3 AU MILIEU
- 3 JAV2 AU BORD
- 4 JAH8 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

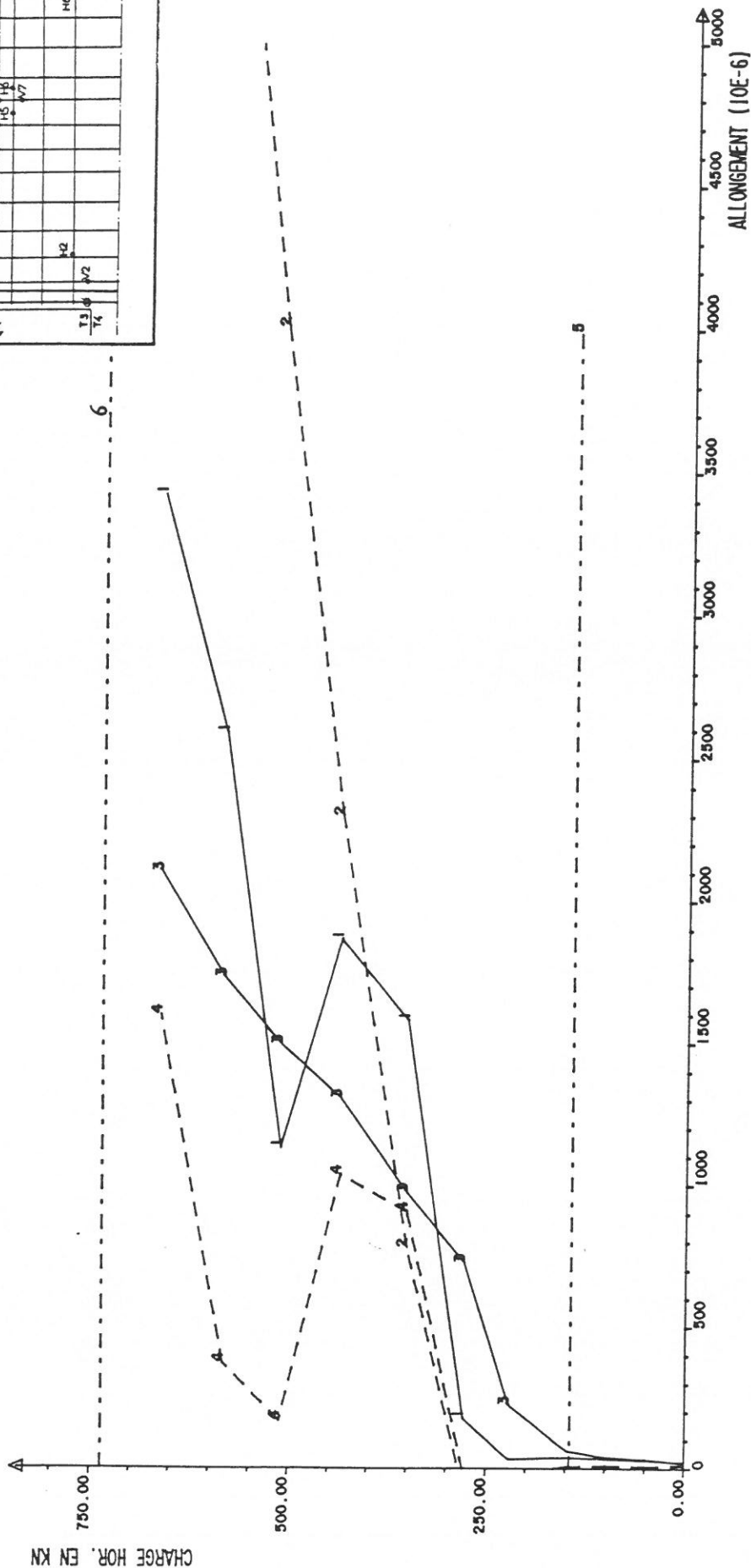
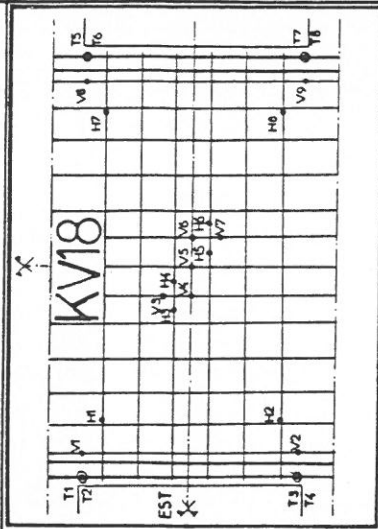
FIGURE 32 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV17 CHARGEMENT POSITIF



- 1 JAVB AU MILIEU
- 2 JAH5 AU MILIEU
- 3 JAV10 AU BORD
- 4 JAH2 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 33 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV17 CHARGEMENT NEGATIF

ESSAI KV18 CHARGEMENT POSITIF JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTAUX



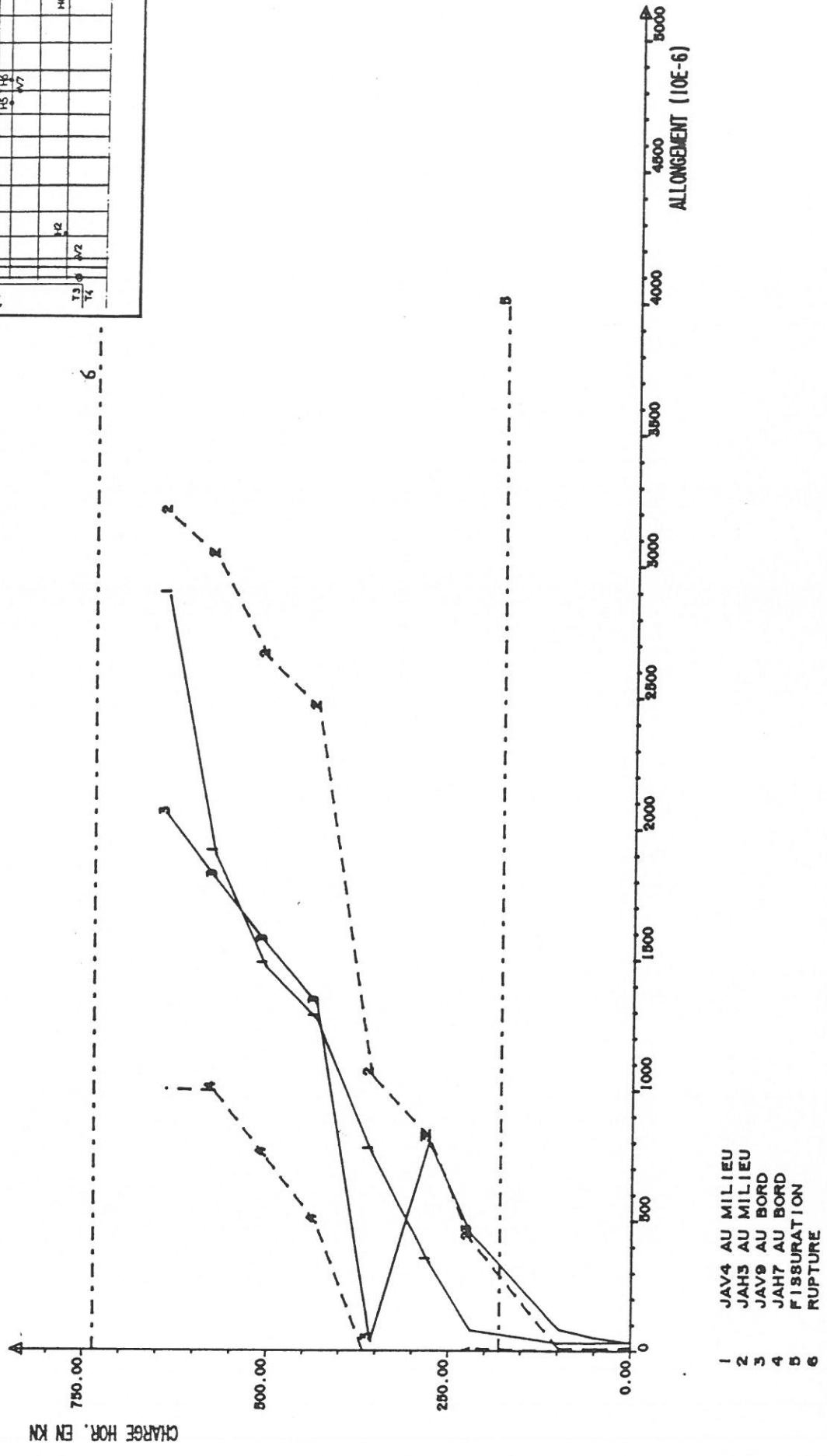
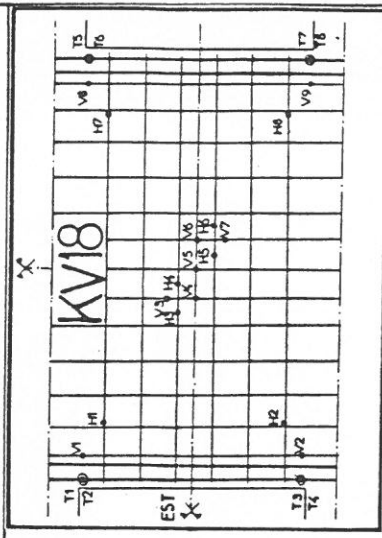
- 1 JAV4 AU MILIEU
- 2 JAH3 AU MILIEU
- 3 JAV8 AU BORD
- 4 JAH1 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 34 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR. ESSAI KV18 CHARGEMENT POSITIF

ESSAI KV18

CHARGEMENT NEGATIF

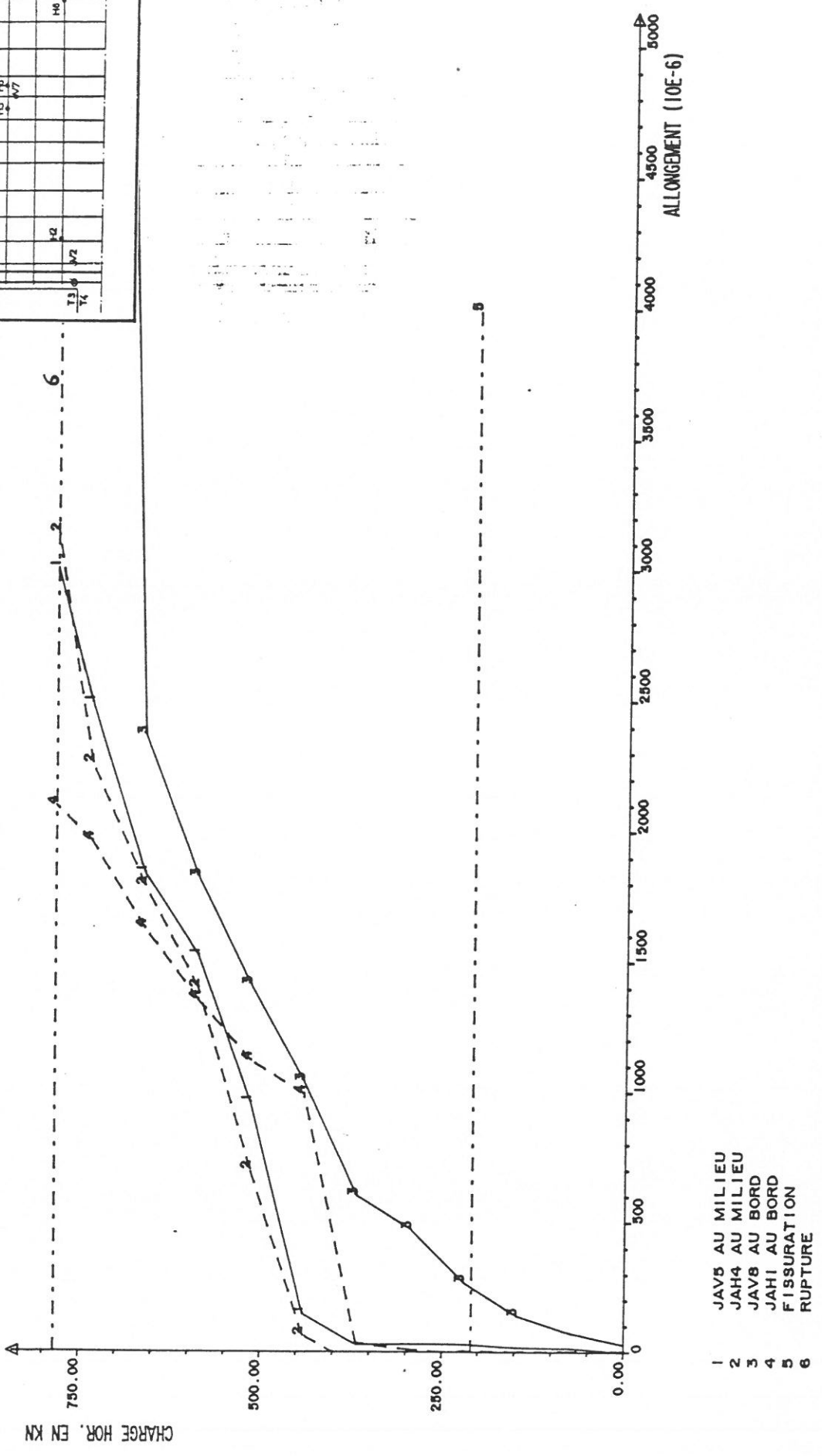
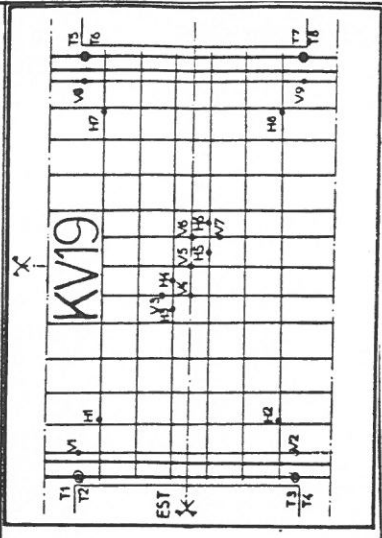
JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALAUX



- 1 JAV4 AU MILIEU
- 2 JAH5 AU MILIEU
- 3 JAV9 AU BORD
- 4 JAH7 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 35 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV18 CHARGEMENT NEGATIF

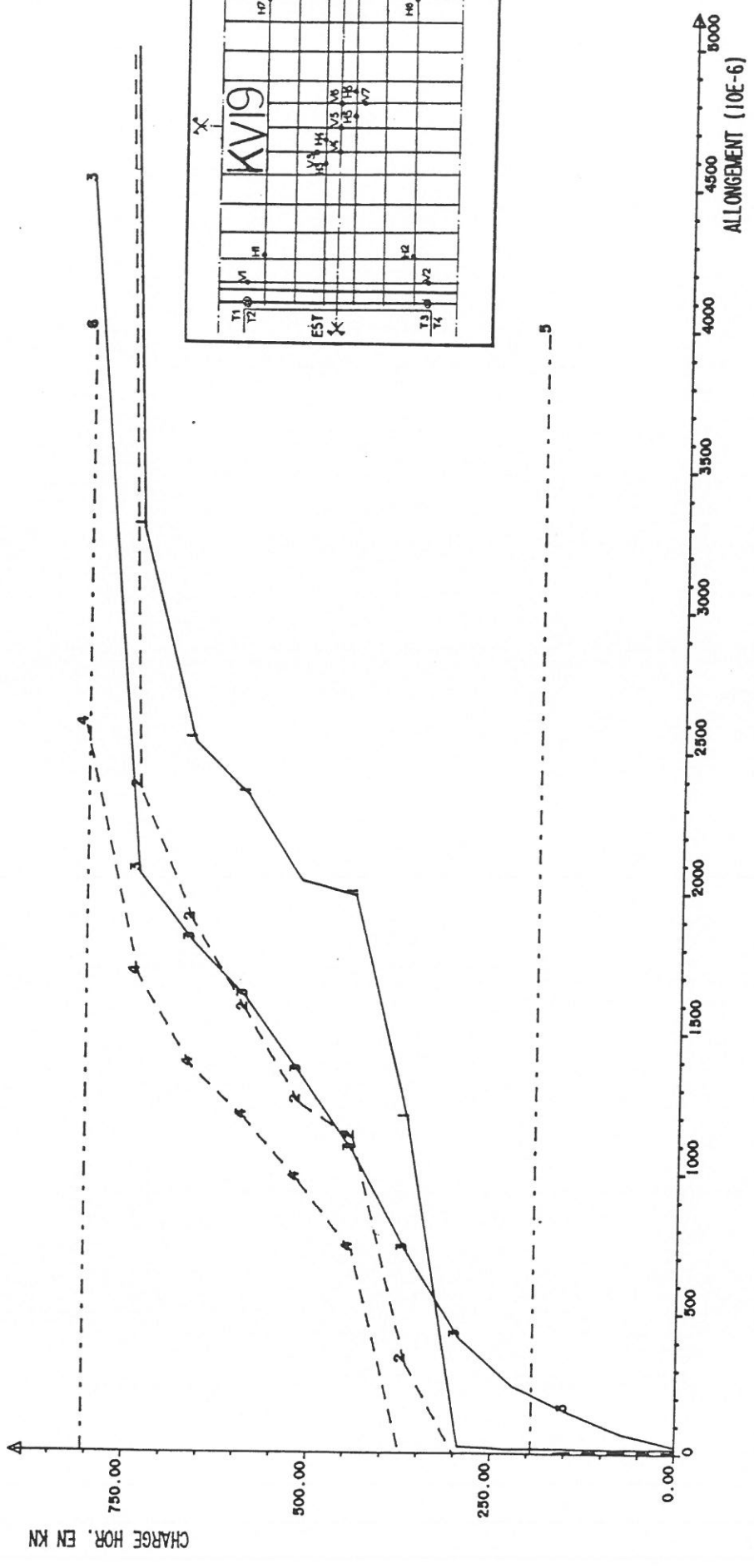
ESSAI KV19 | CHARGEMENT POSITIF | JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALAUX



- 1 JAV5 AU MILIEU
- 2 JAH4 AU MILIEU
- 3 JAV8 AU BORD
- 4 JAH1 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 36-COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
ESSAI KV19 CHARGEMENT POSITIF

ESSAI KV19 | CHARGEMENT NEGATIF | JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALAUX



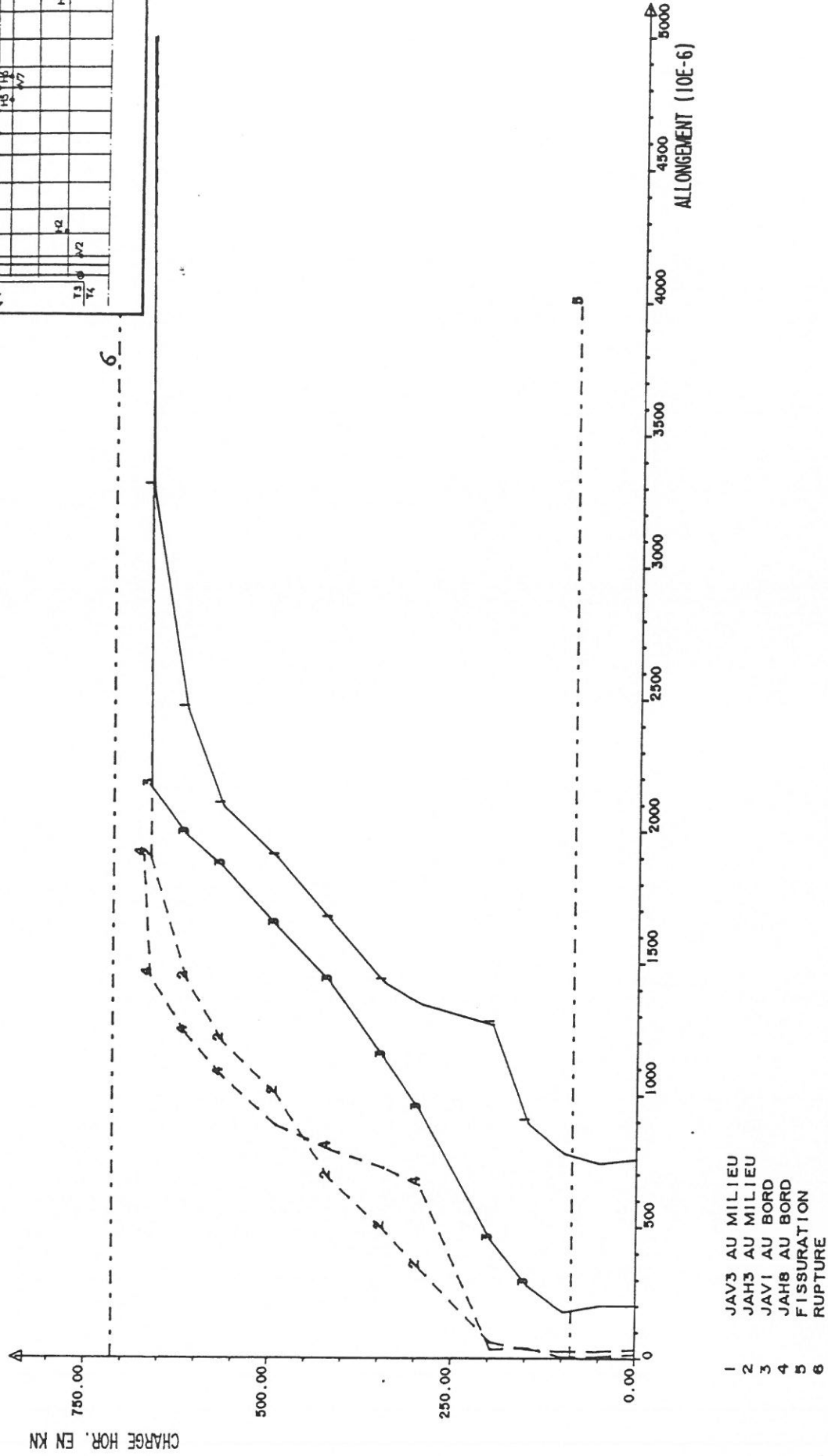
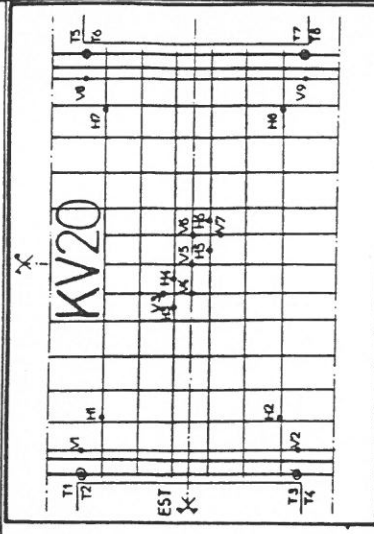
- 1 JAV5 AU MILIEU
- 2 JAH4 AU MILIEU
- 3 JAV9 AU BORD
- 4 JAH2 AU BORD
- 5 FISSURE
- 6 RUPTURE

FIGURE 37 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
ESSAI KV19 CHARGEMENT NEGATIF

ESSAI KV20

CHARGEMENT POSITIF

JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALAUX



- 1 JAV3 AU MILIEU
- 2 JAH3 AU MILIEU
- 3 JAV1 AU BORD
- 4 JAH8 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 38 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV20 CHARGEMENT POSITIF

ESSAI KV20 CHARGEMENT NEGATIF JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALAUX

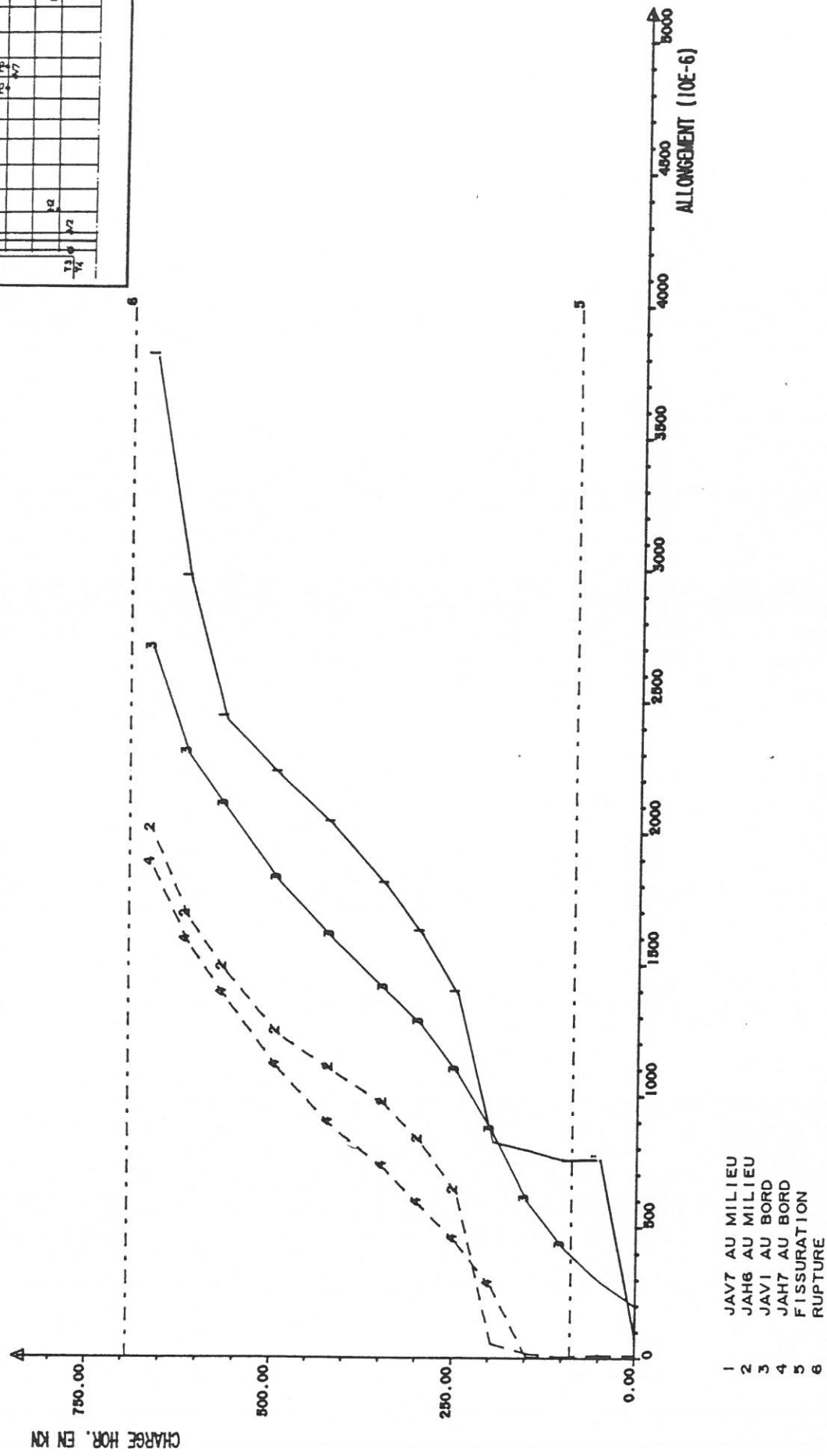
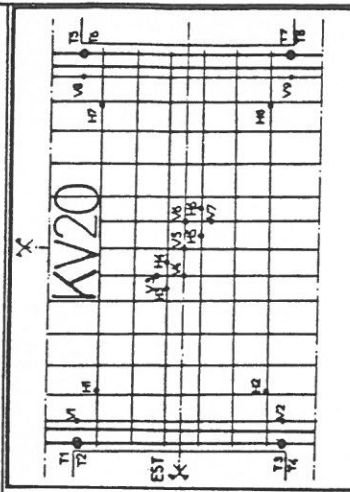
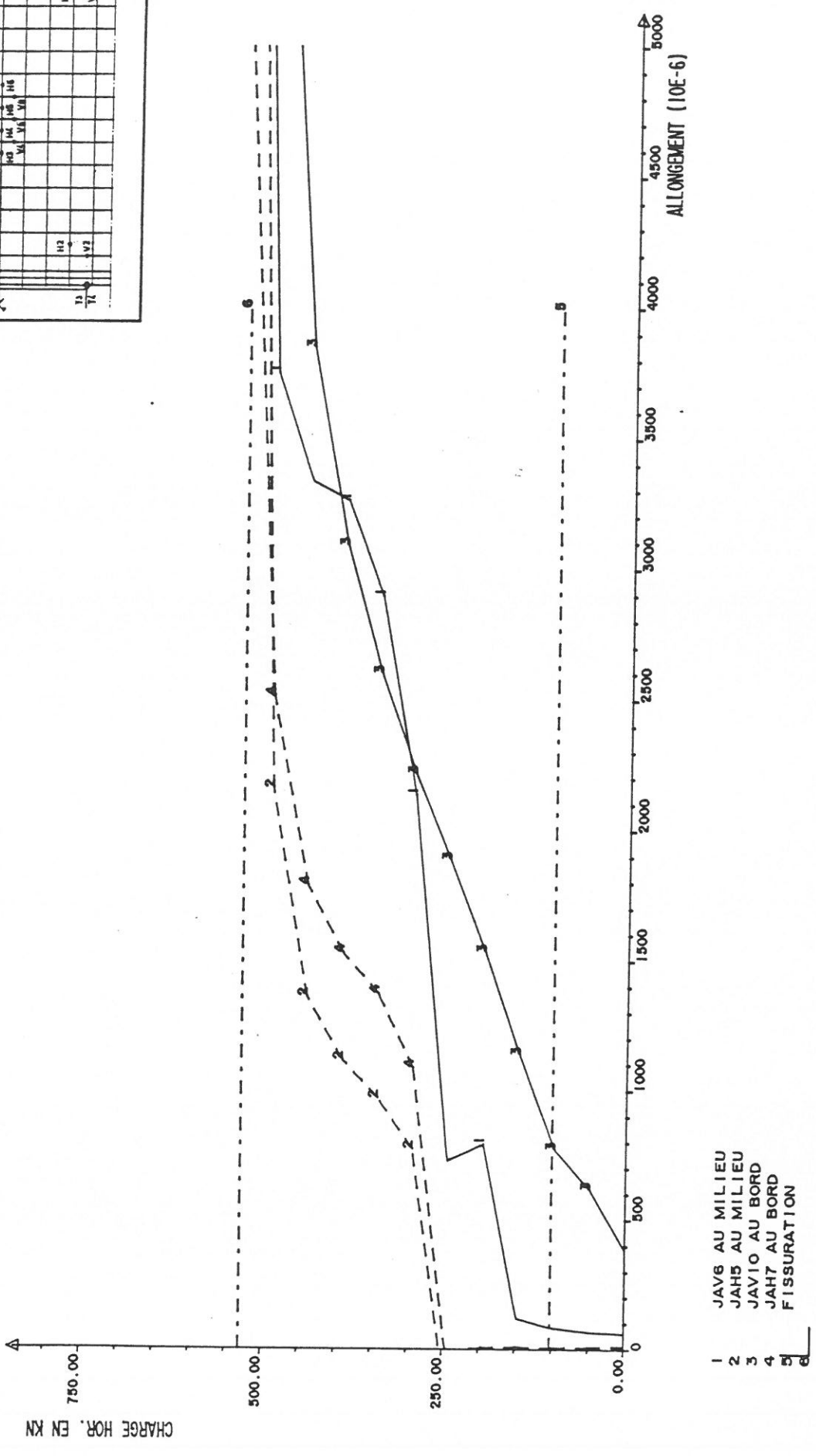
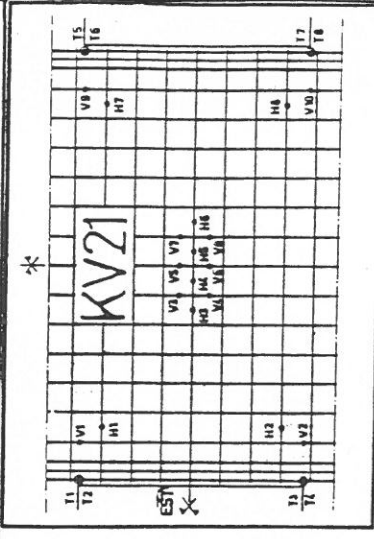


FIGURE 39 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV20 CHARGEMENT NEGATIF

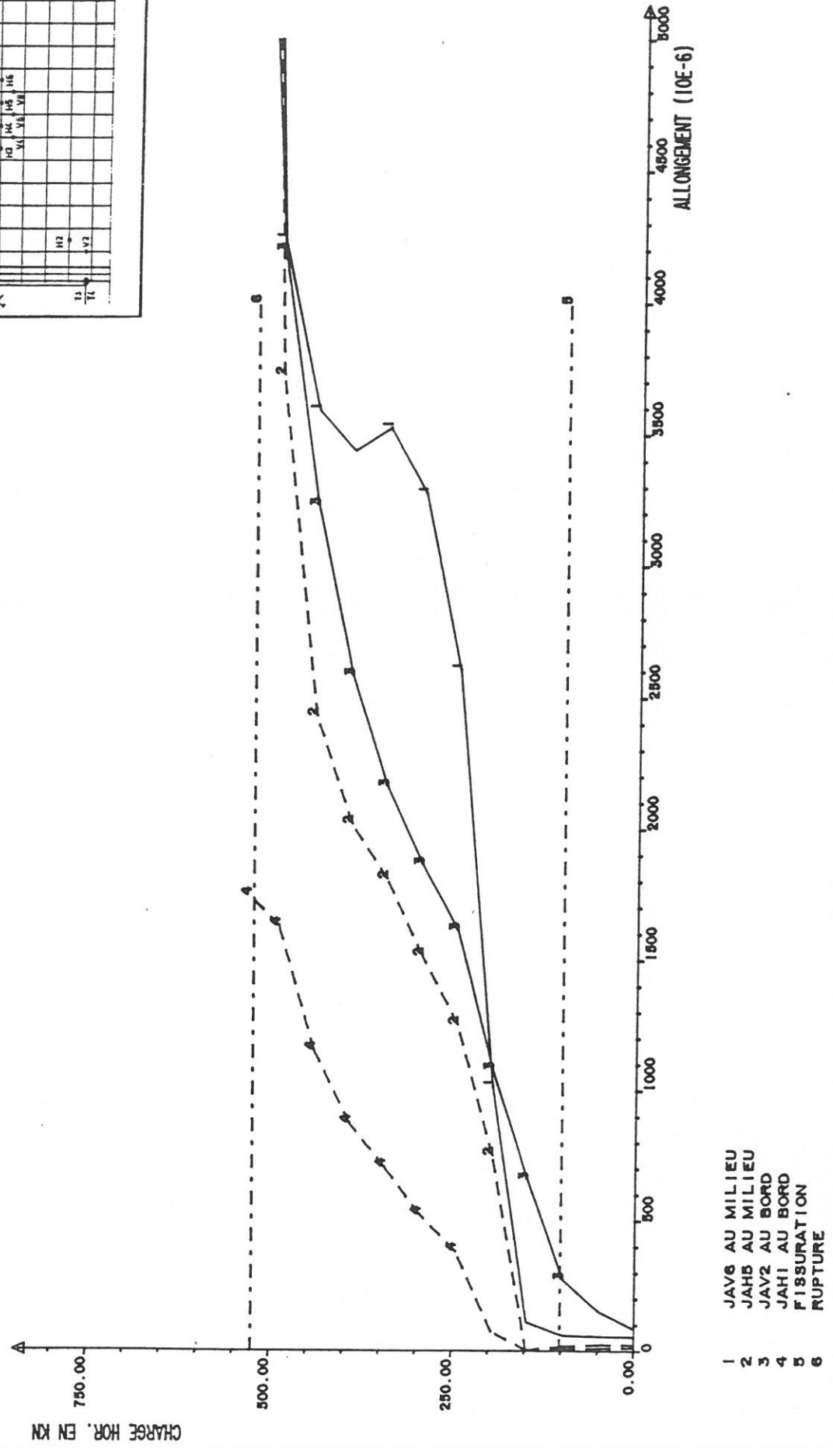
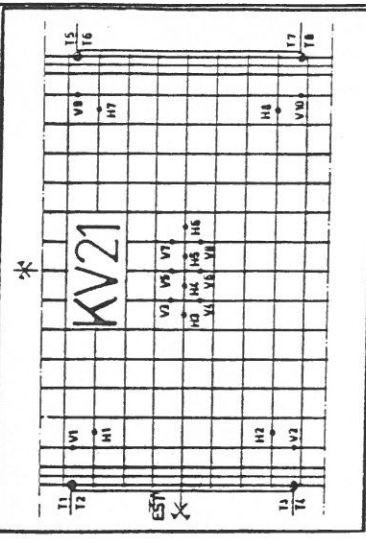
ESSAI KV21 | CHARGEMENT NEGATIF | JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTALAUX



- 1 JAV6 AU MILIEU
- 2 JAH5 AU MILIEU
- 3 JAV10 AU BORD
- 4 JAH7 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6
- 7

FIGURE 40 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
 ESSAI KV21 CHARGEMENT NEGATIF

ESSAI KV21 | CHARGEMENT POSITIF | JAUGES D'ACIERS VERTICAUX & HORIZONTAUX



- 1 JAV6 AU MILIEU
- 2 JAV5 AU MILIEU
- 3 JAV2 AU BORD
- 4 JAV1 AU BORD
- 5 FISSURATION
- 6 RUPTURE

FIGURE 41 - COURBES EFFORTS-DEFORMATIONS MAXIMALES DES ACIERS VERT. & HOR.
ESSAI KV21 CHARGEMENT POSITIF

FIGURES 42 à 49

EVOLUTION DES DEFORMATIONS MAXIMALES DU BETON
MESUREES, EN FONCTION DE LA CHARGE, PAR DES JAUGES DE
MILIEU ET D'ENCASTREMENT DONNANT LE MAXIMUM DE RACCOURCISSEMENT

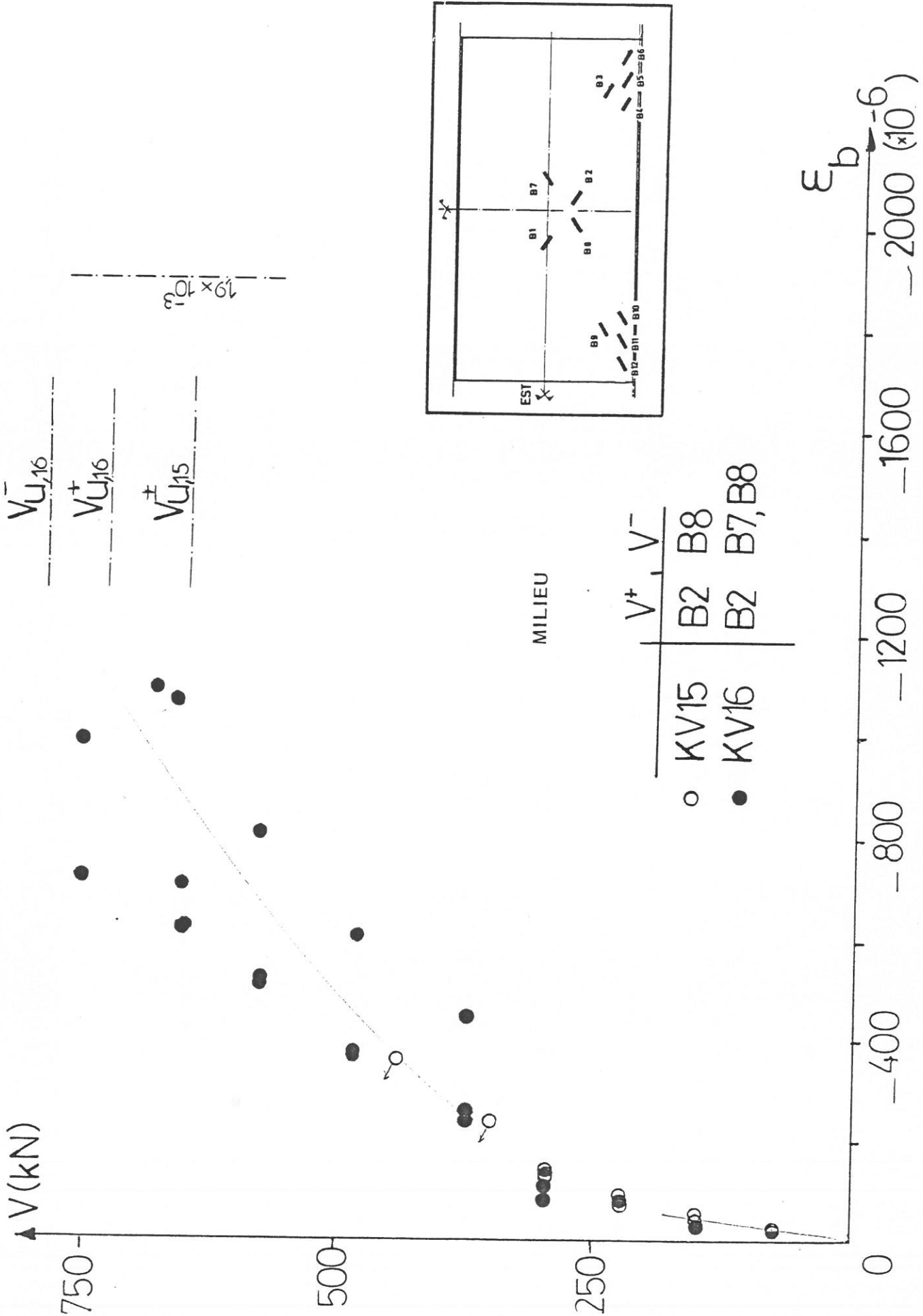


FIGURE 42 - JAUGES DE MILIEU ; KV15 ET KV16 ($\sigma_n = + 0,5$ MPa)

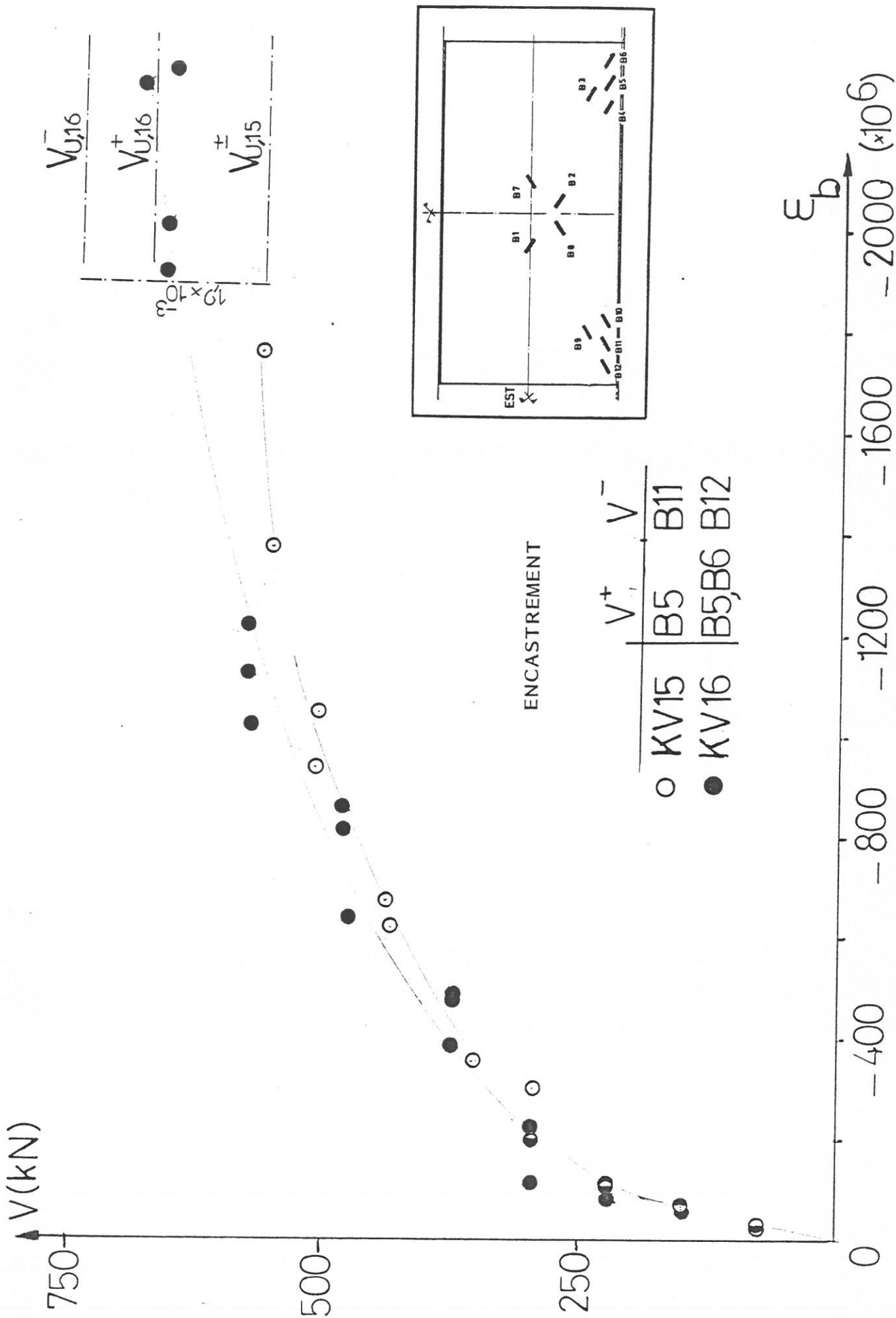


FIGURE 43 - JAUGES D'ENCASTREMENT ; KV15 ET KV16 ($\sigma_n = + 0,5$ MPa)

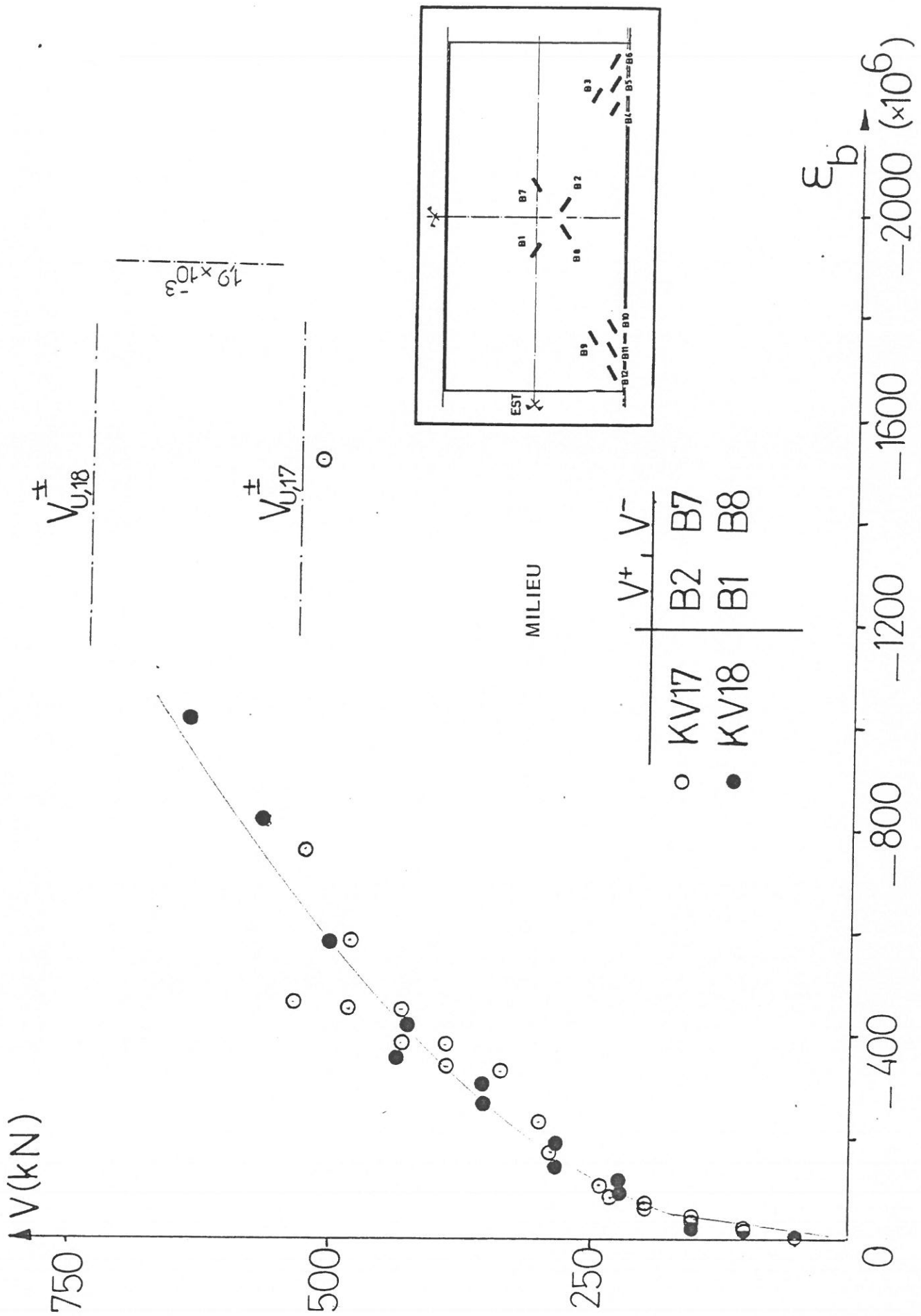


FIGURE 44 - JAUGES DE MILIEU ; KV17 et KV18 ($\sigma_n = -0,5$ MPa)

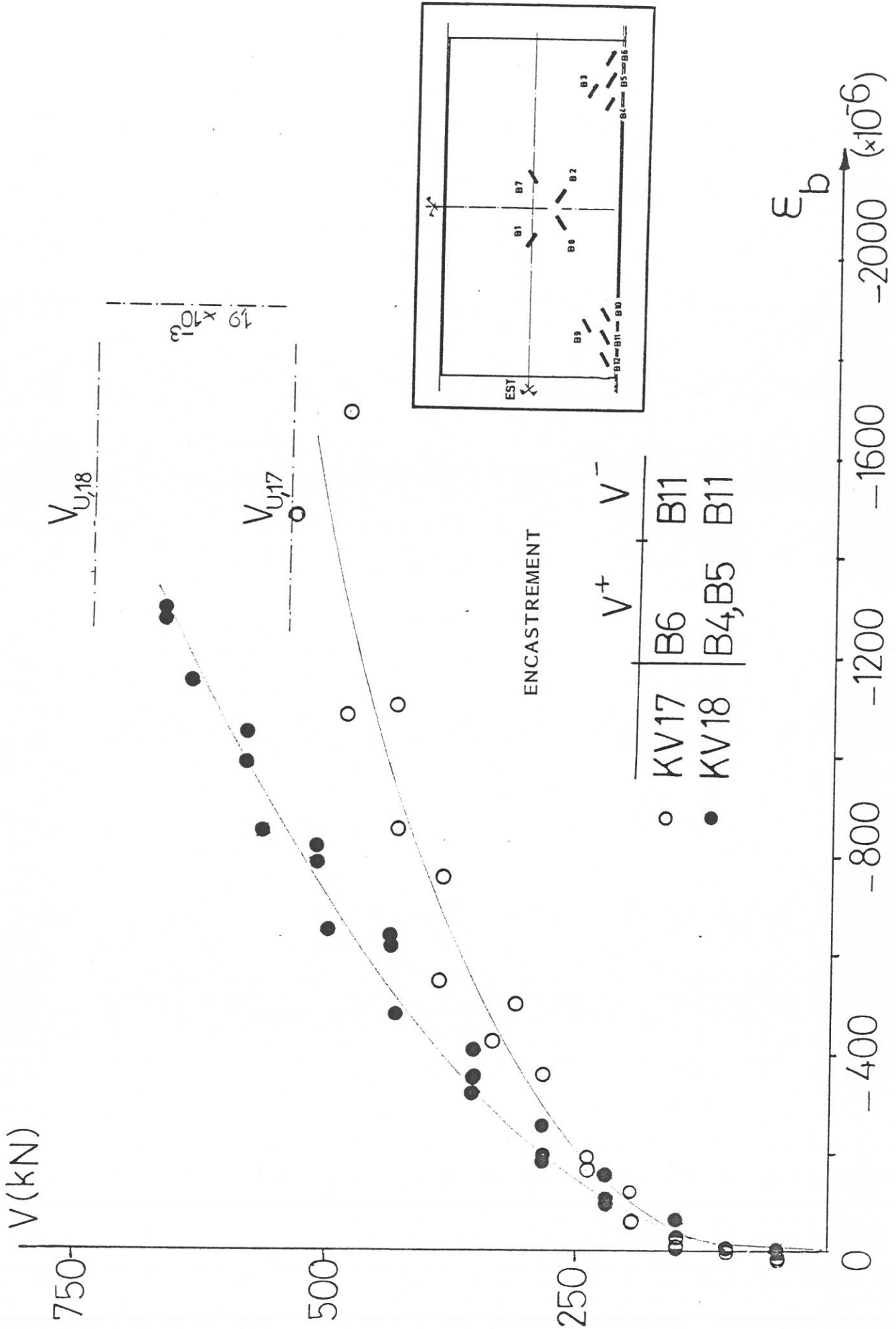


FIGURE 45 - JAUGES D'ENCASTREMENT ; KV17 et KV18 ($\sigma_n = - 0,5$ MPa)

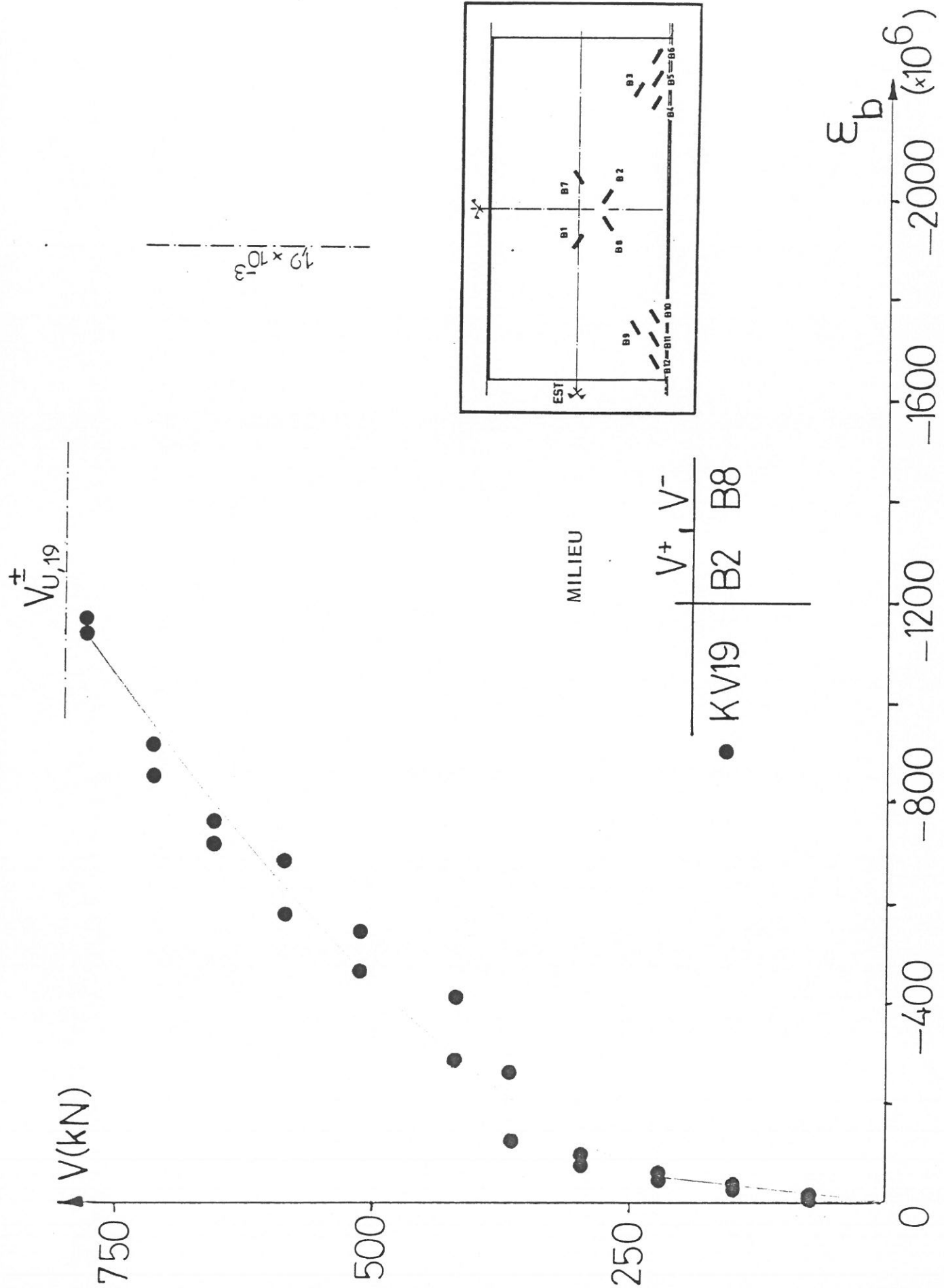


FIGURE 46 - JAUGES DE MILIEU ; KV19 ($\sigma_n = 0,0$ MPa)

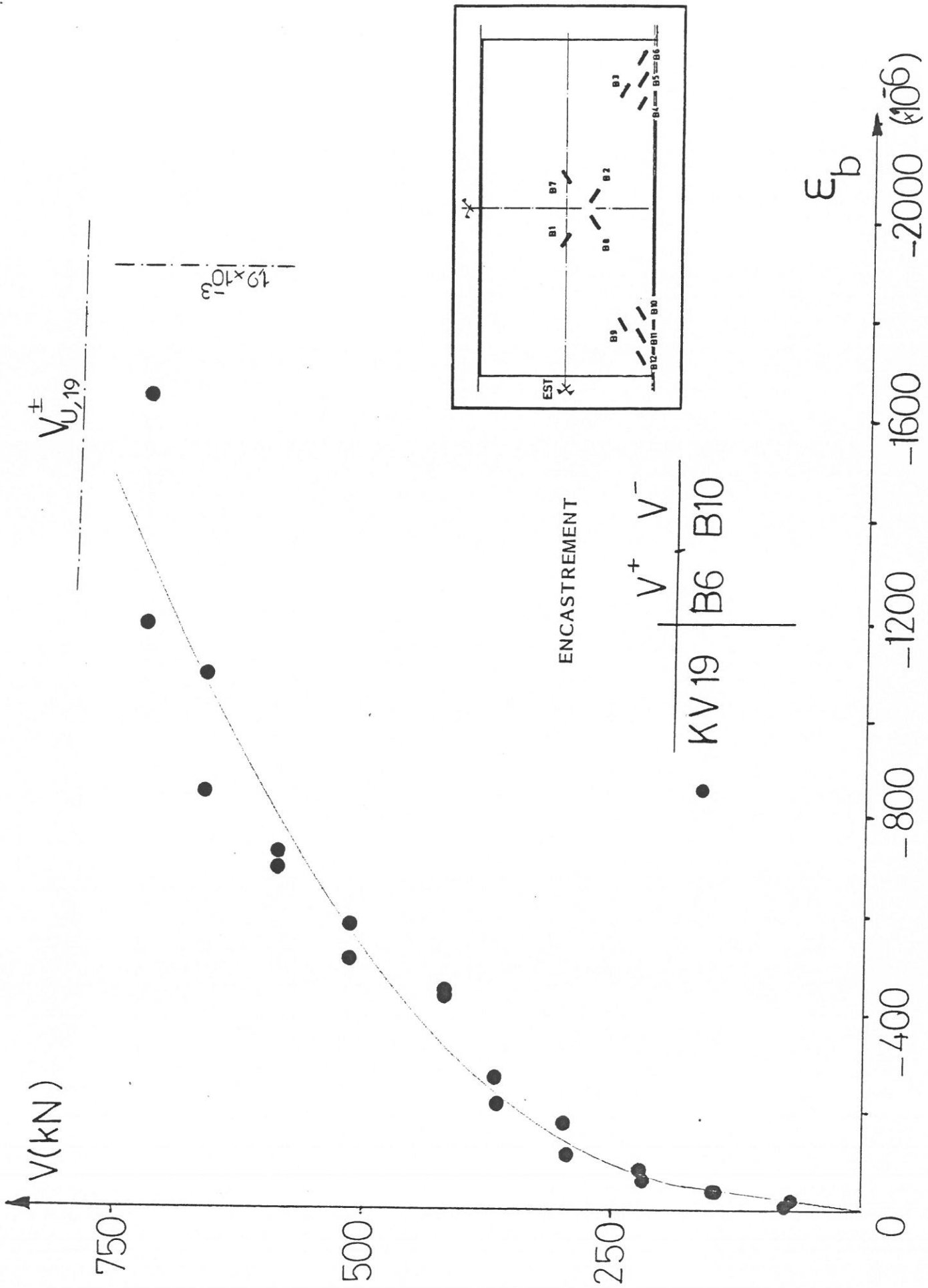


FIGURE 47 - JAUGES D'ENCASTREMENT ; KV19 ($\sigma_n = 0,0$ MPa)

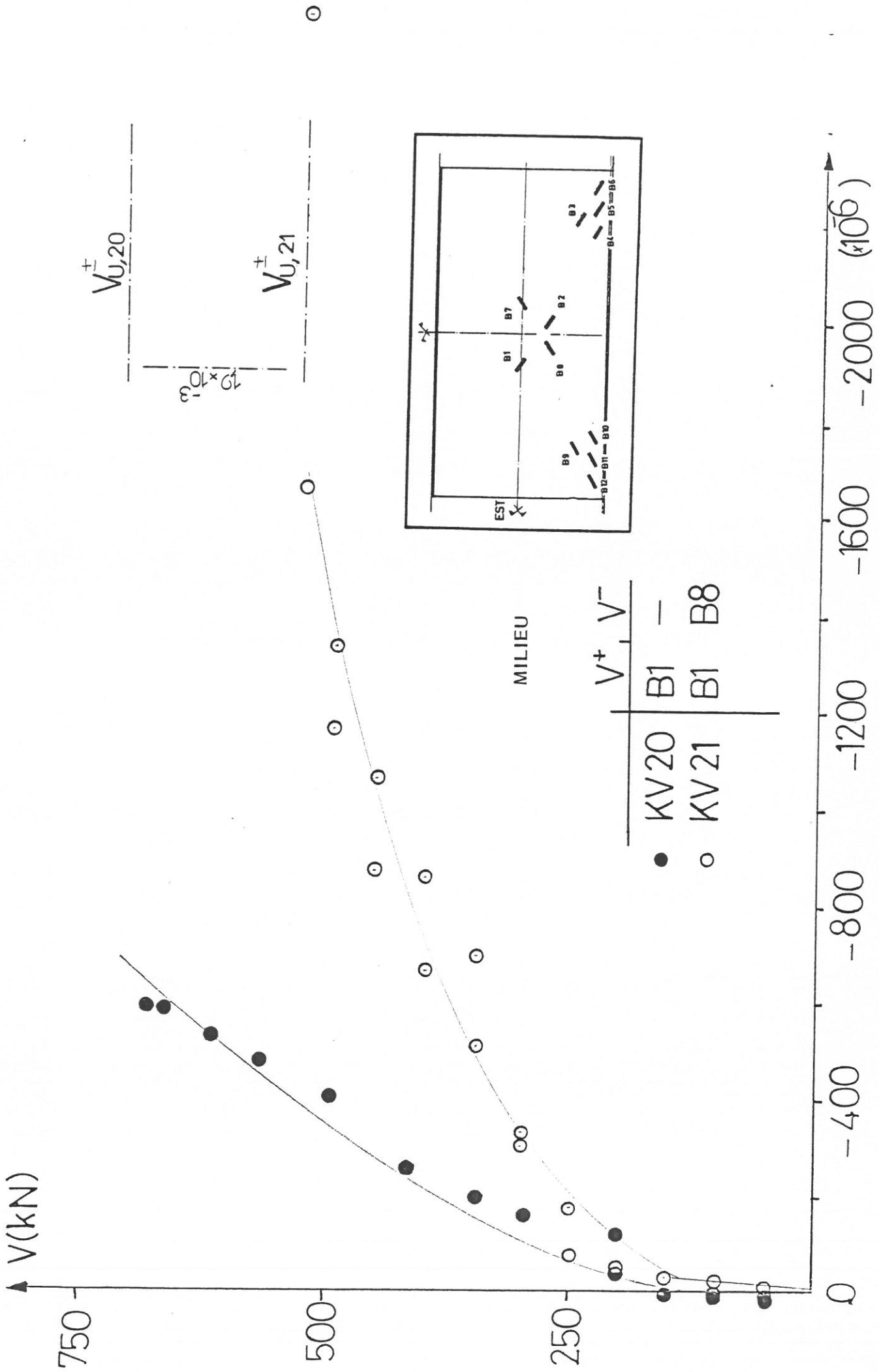


FIGURE 48 - JAUGES DE MILIEU ; KV20 KV21 ($\sigma_n = - 1,5$ MPa)

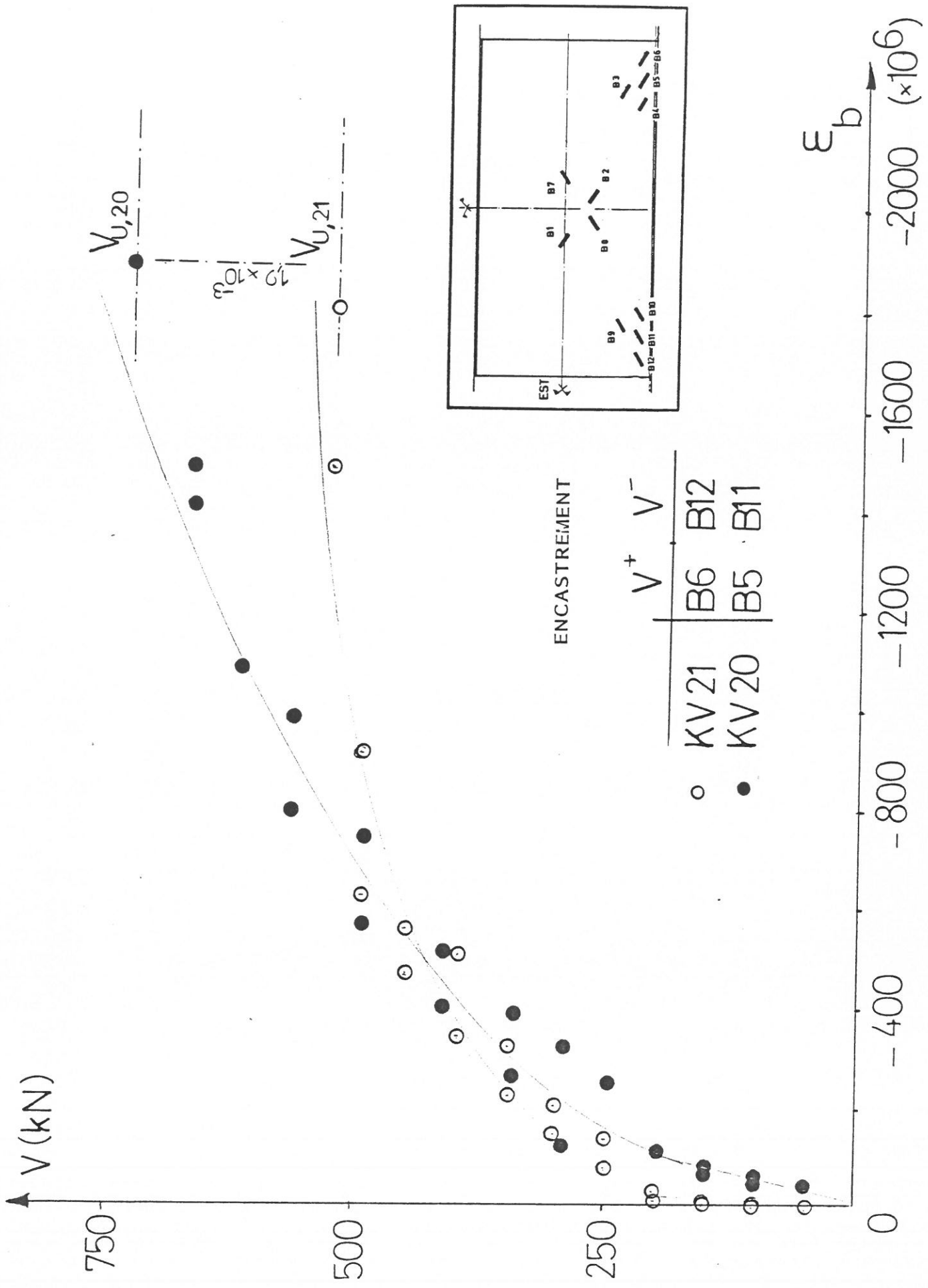
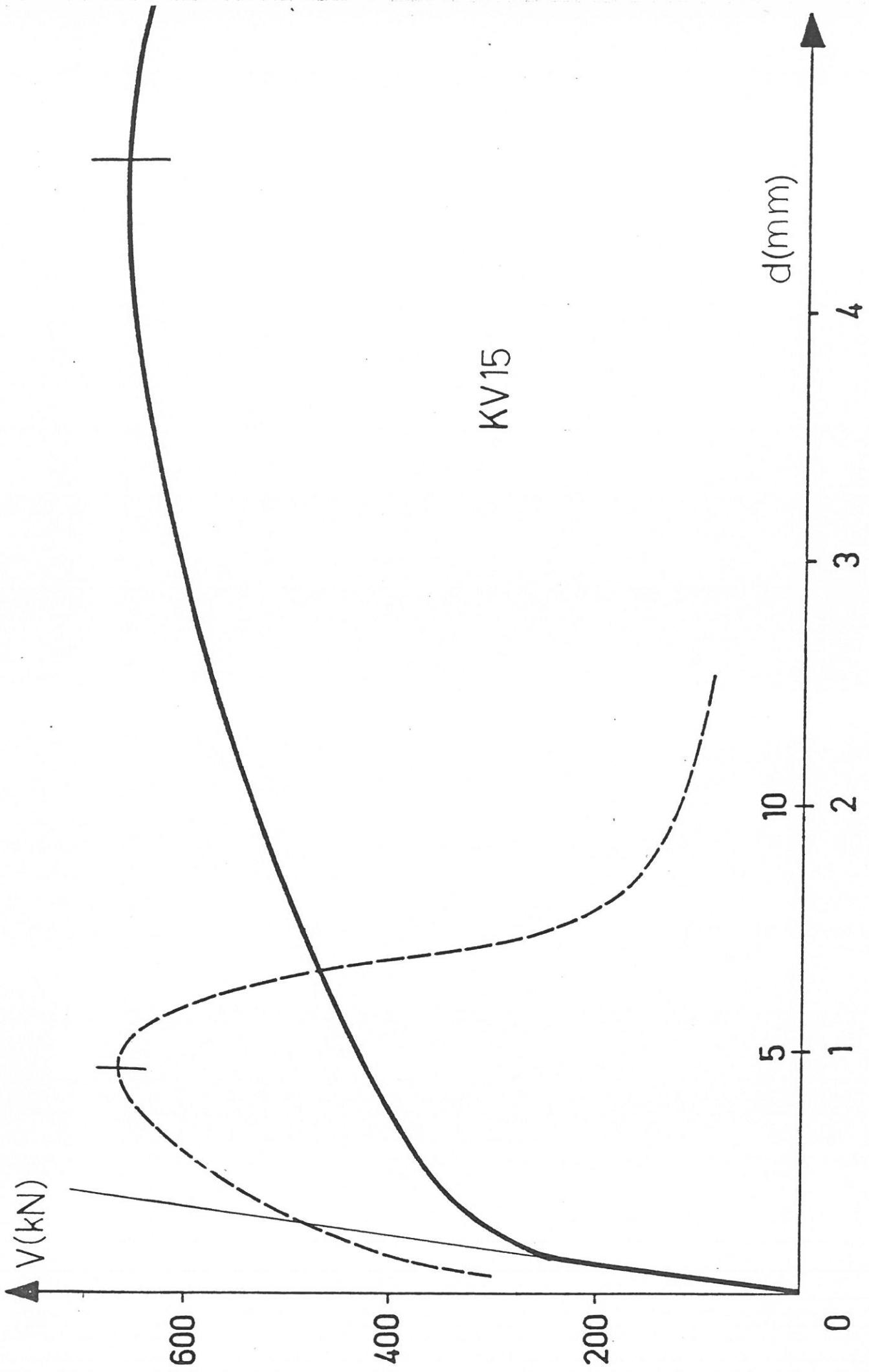


FIGURE 49 - JAUGES D'ENCASTREMENT ; KV20 et KV21 ($\sigma_n = - 1,5$ MPa)

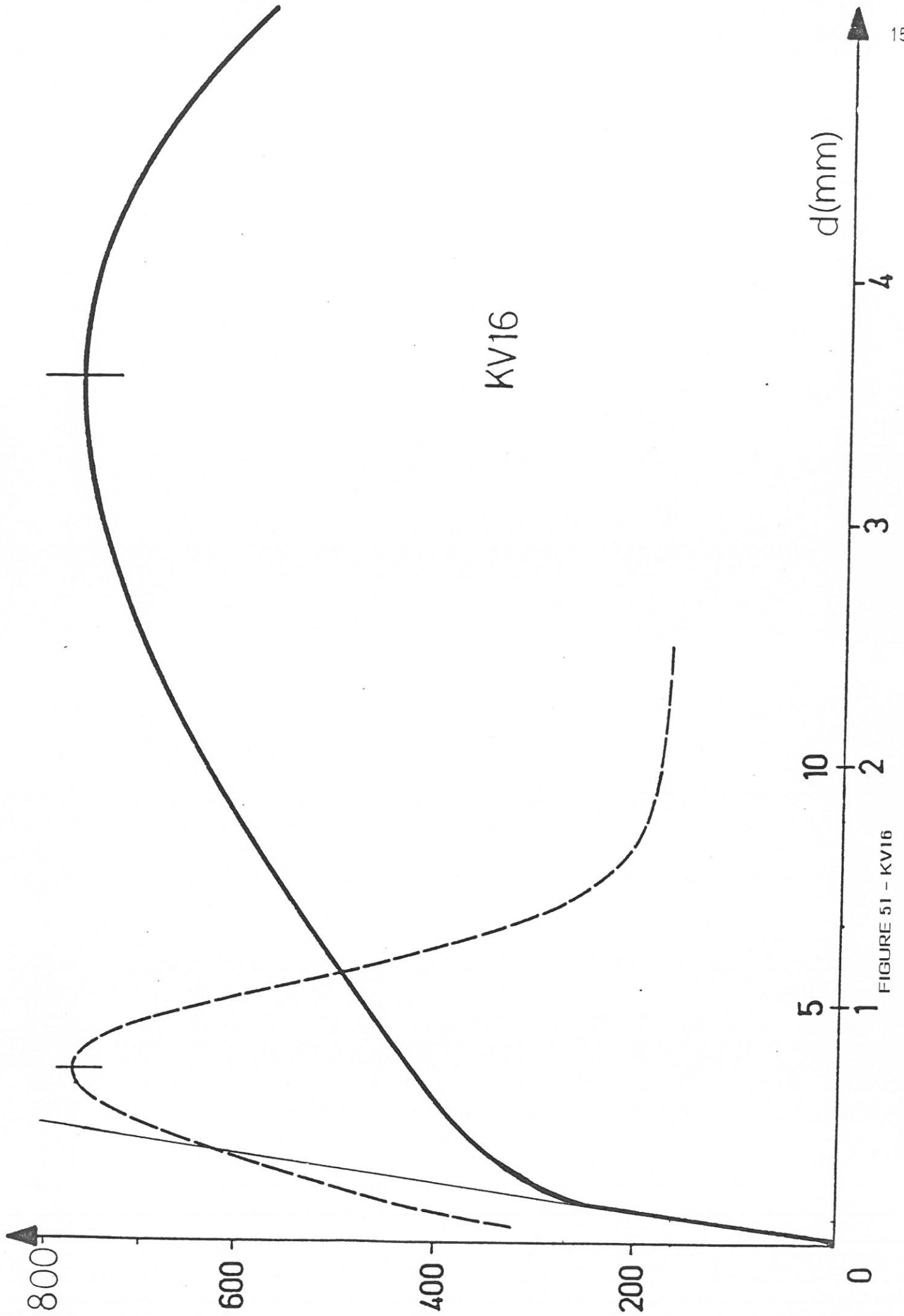
FIGURES 50 à 56

ALLURE LA PLUS PROBABLE, D'APRES LES ENREGISTREMENTS
EXPERIMENTAUX, DE LA COURBE "FORCE-DEPLACEMENT"
[KV 15 à KV 21]



KV15

FIGURE 50 - KV 15



KV16

FIGURE 51 - KV16

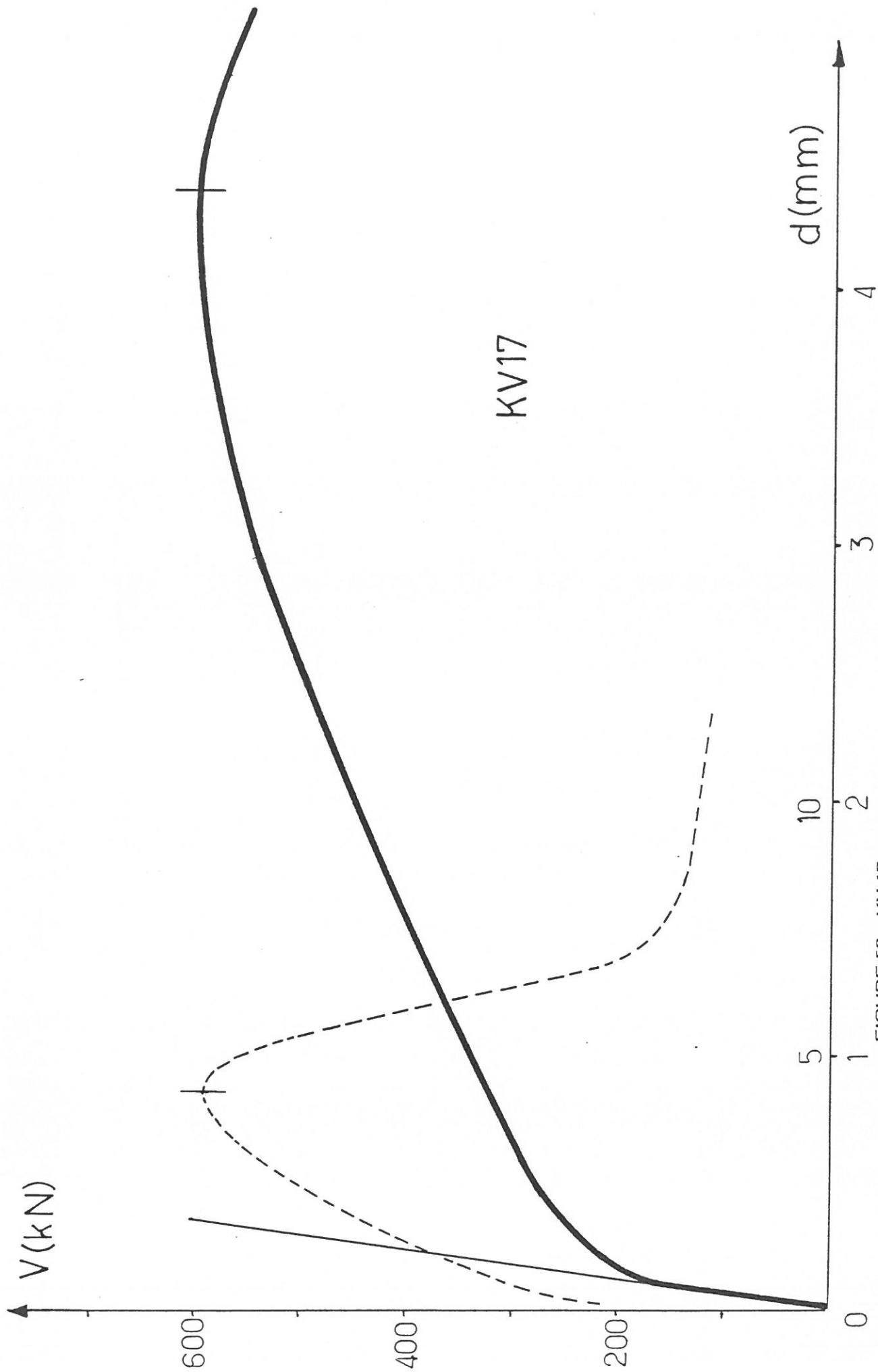
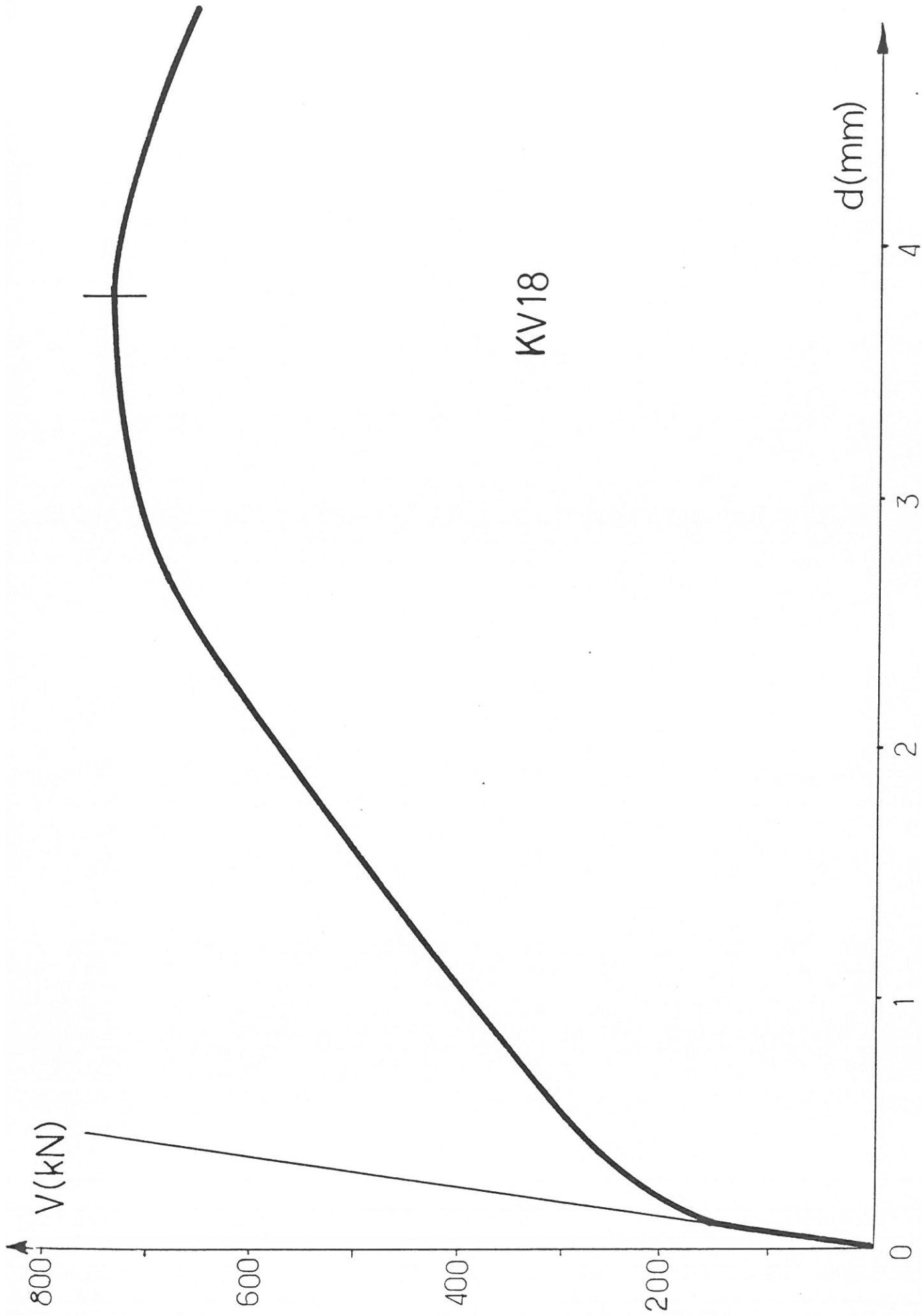


FIGURE 52 - KV 17



KV18

FIGURE 53 - KV 18

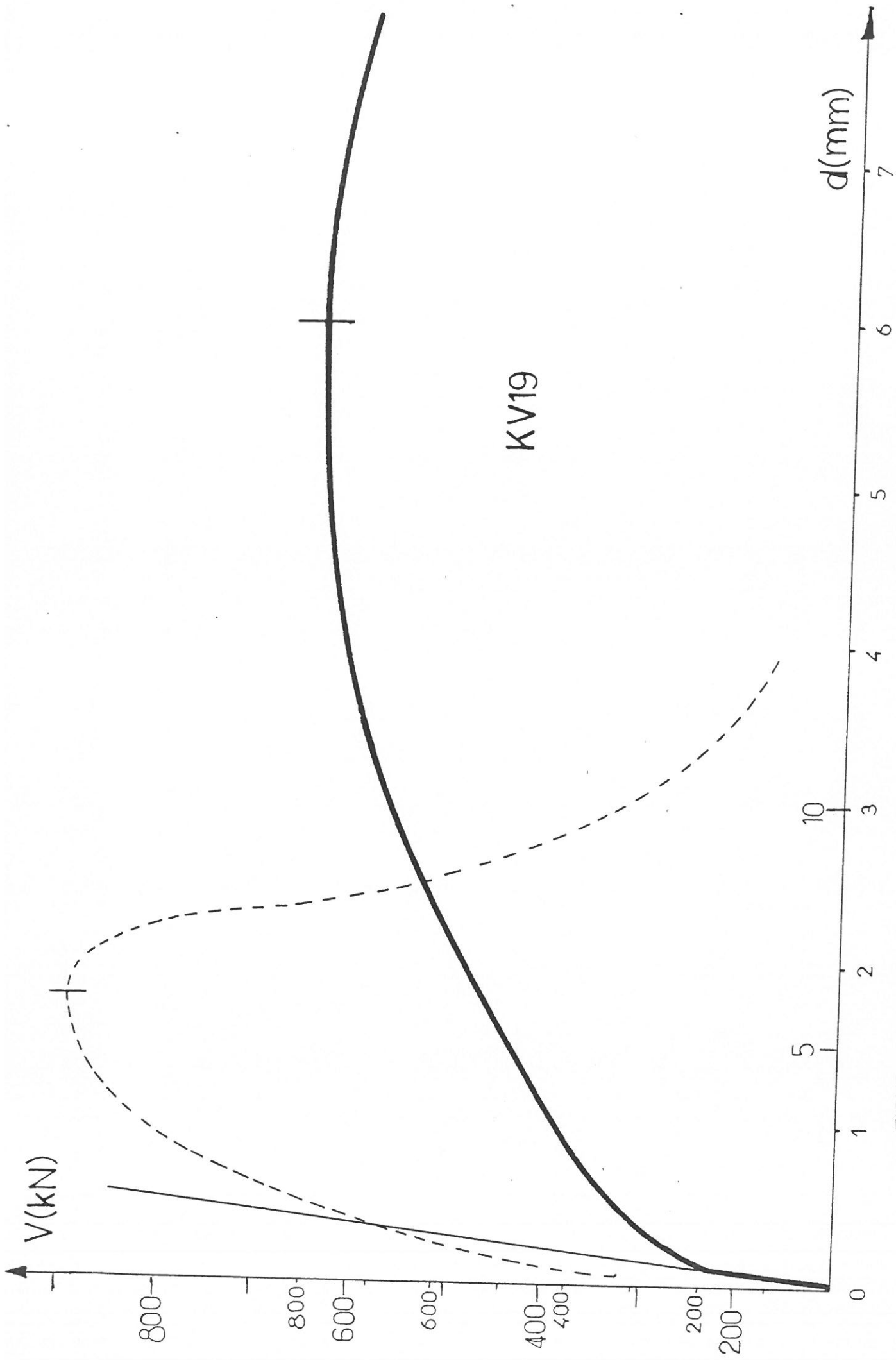
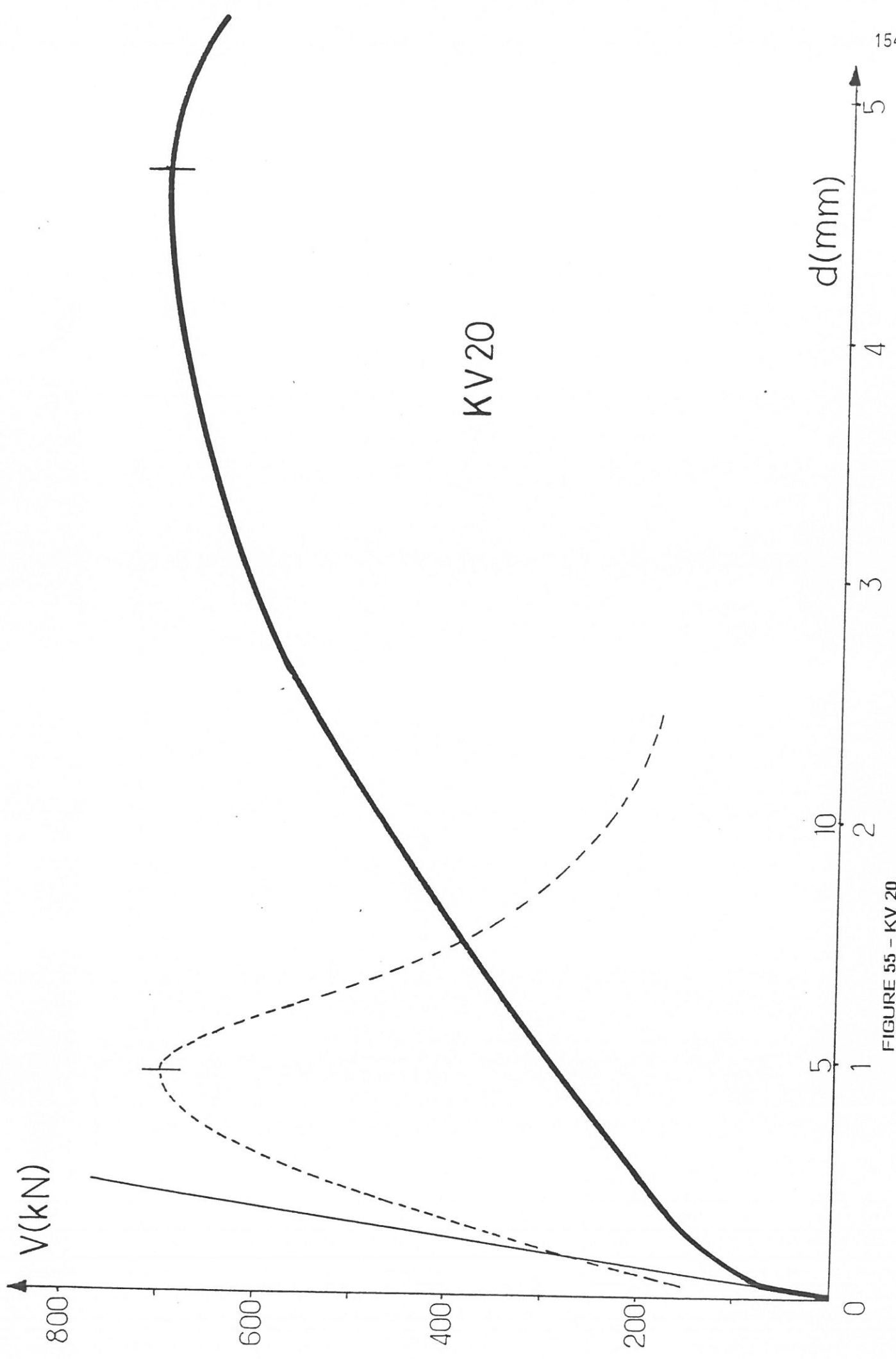


FIGURE 54 - KV 19



KV 20

FIGURE 55 - KV 20

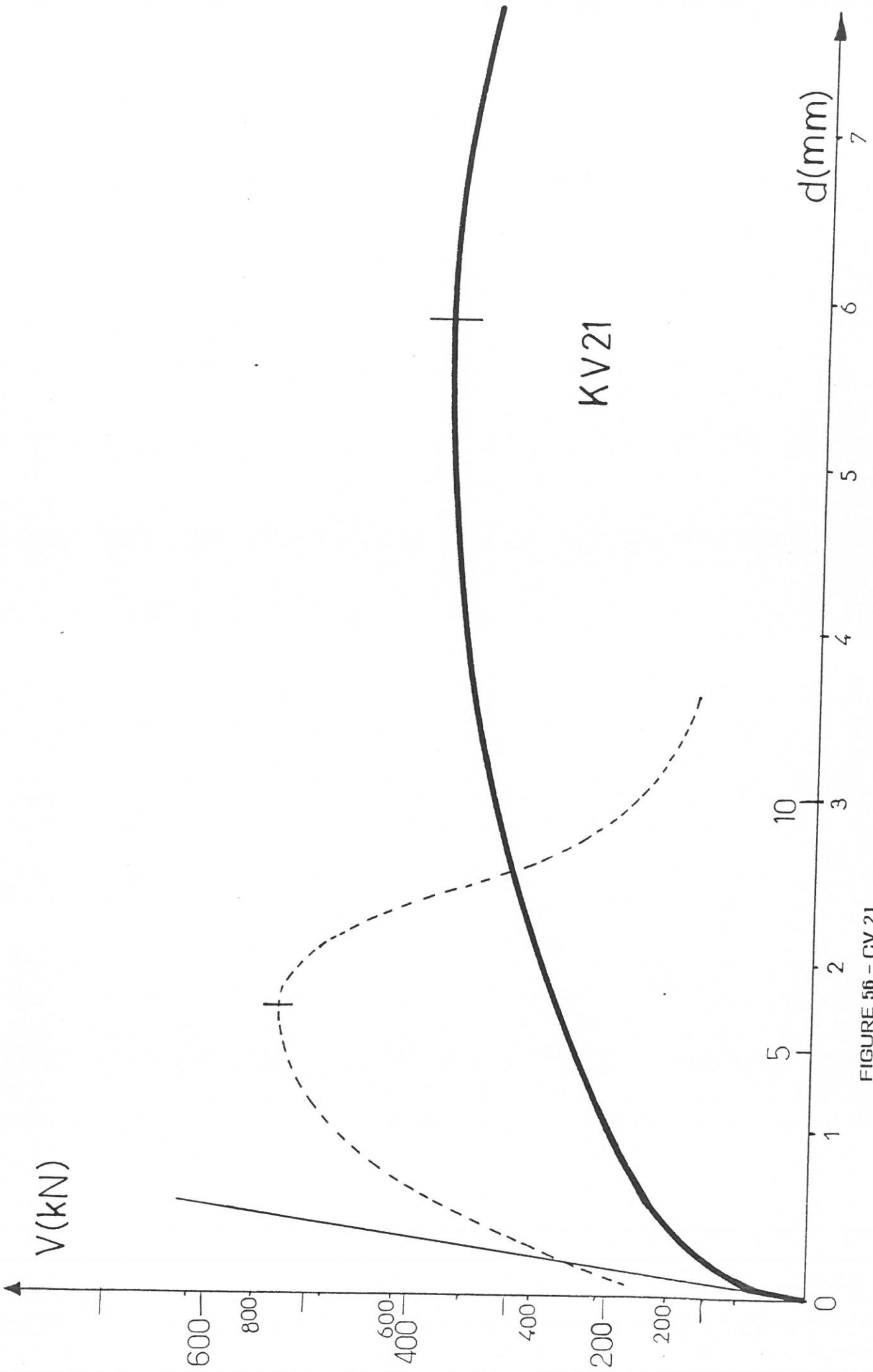


FIGURE 56 - CV 21

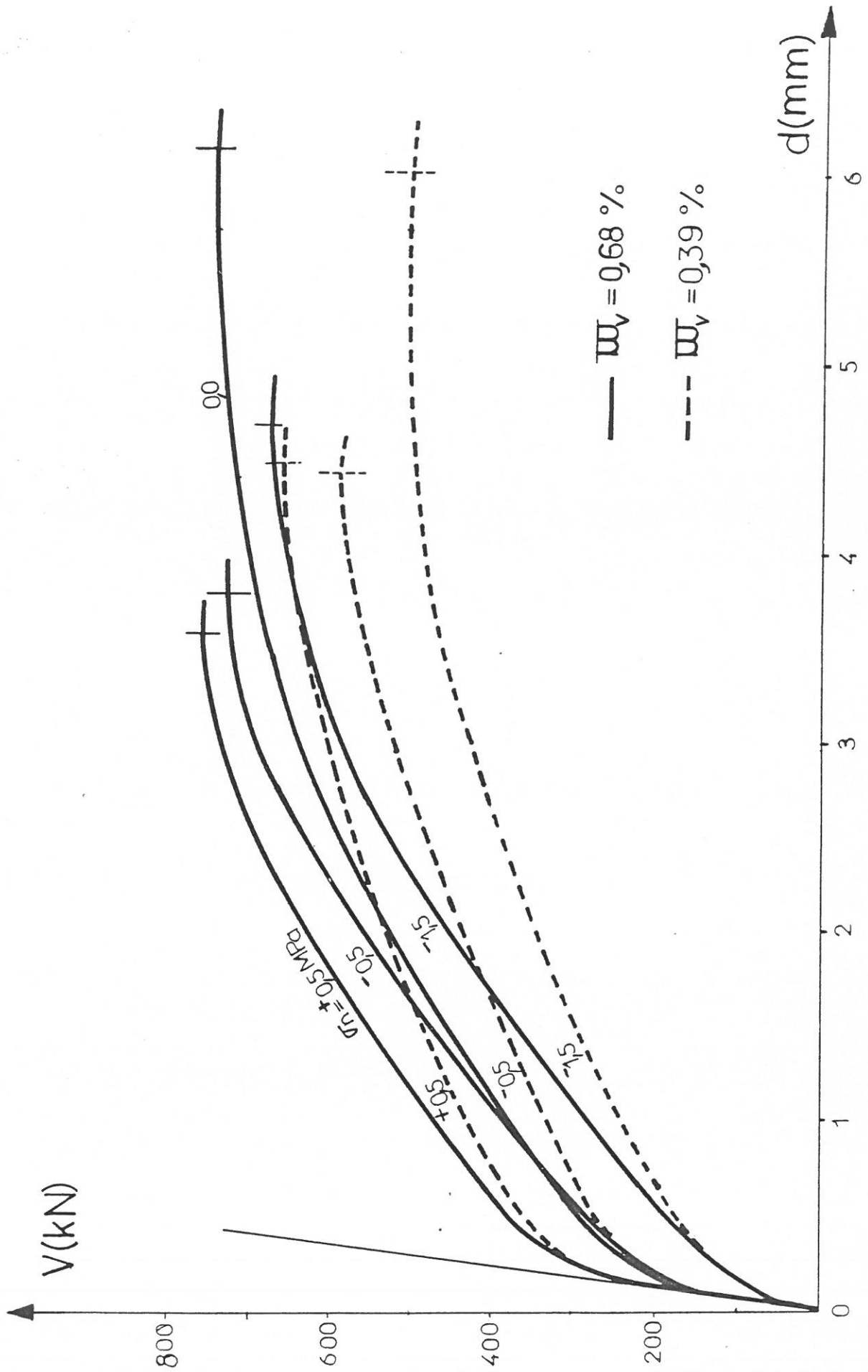


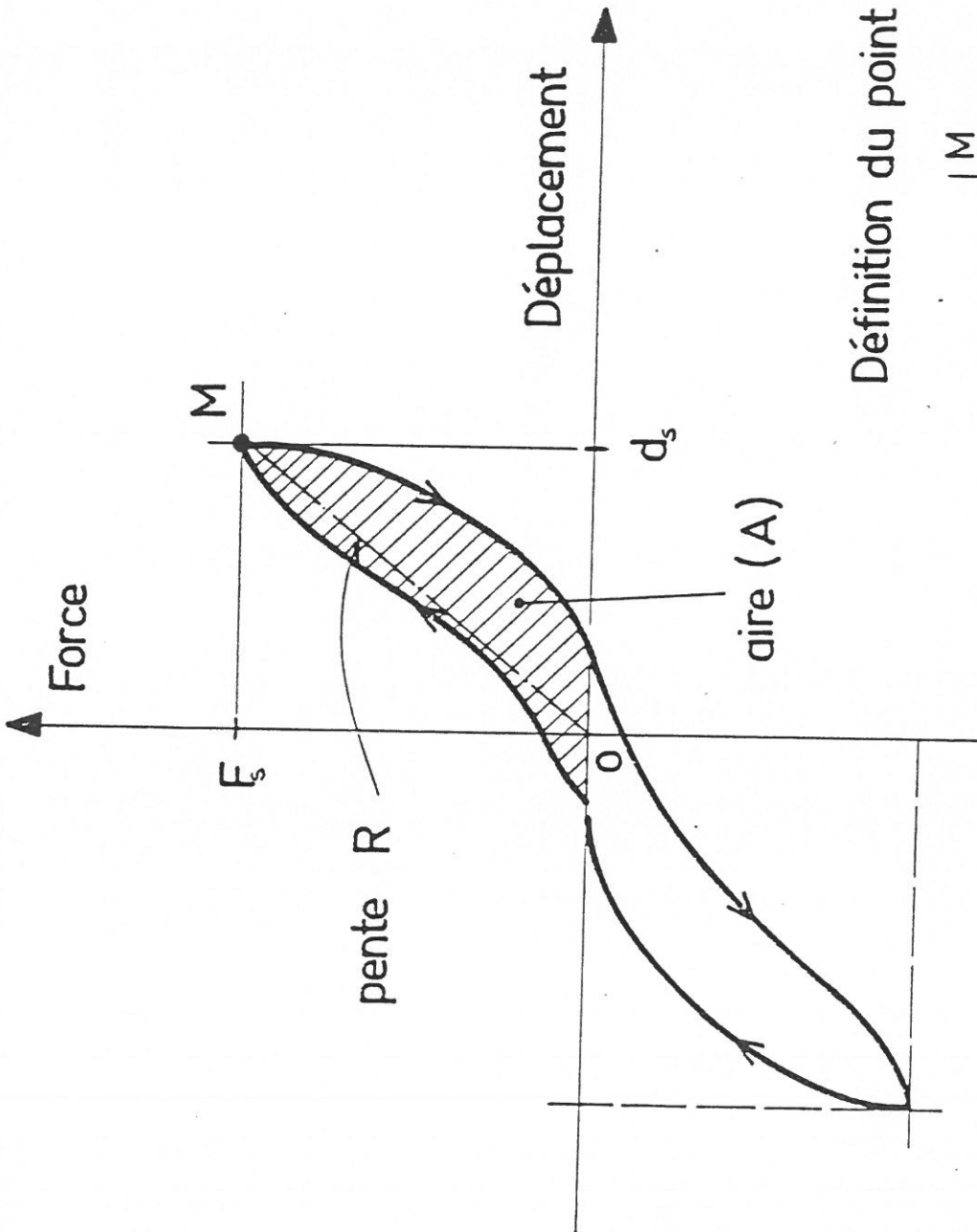
FIGURE 57 : INFLUENCE DU POURCENTAGE D'ARMATURES VERTICALES ω_y ET LA CONTRAINTE NORMALE σ_n SUR LA COURBE "FORCE-DEPLACEMENT"

Amortissement :

$$\zeta = \frac{1}{2\pi} \cdot \frac{A}{\frac{1}{2} F_s d_s}$$

$$= \frac{A}{\pi R d_s^2}$$

Rigidité : $R = \frac{F_s}{d_s}$



Définition du point M selon la forme du cycle:

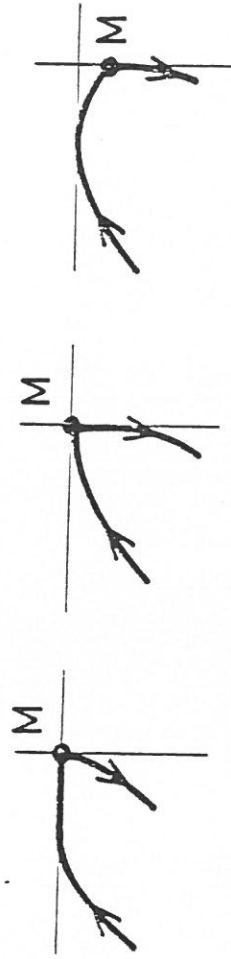


FIGURE 58 : DEFINITION CONVENTIONNELLE DE L'AMORTISSEMENT

ESSAIS KV15 A KV21 R₀ = R₀ (POUTRE) / 1.30 CHARGEMENT POSITIF

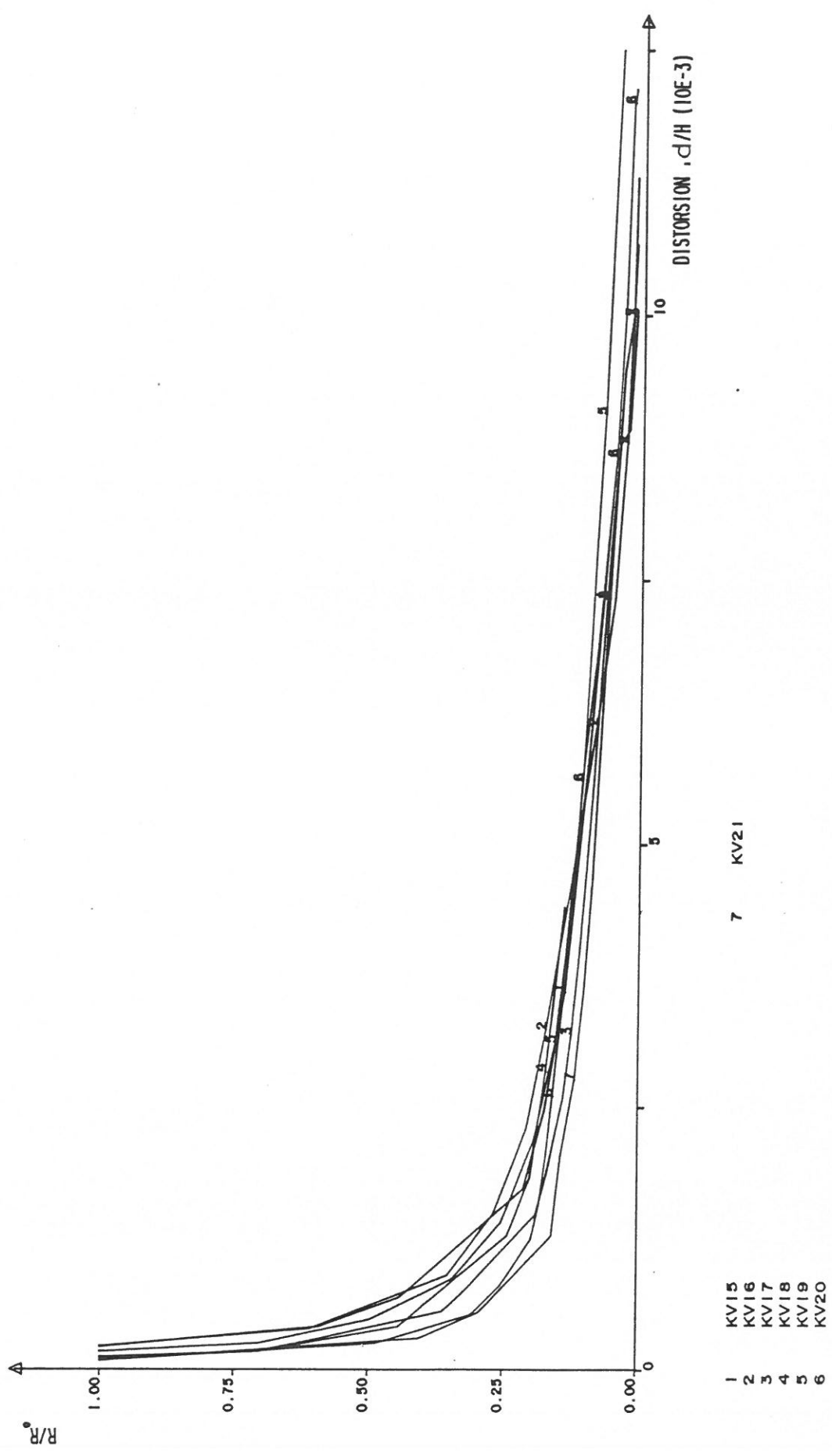


FIGURE 59 - EVOLUTION DE LA RIGIDITE (R), RAPPORTEE A SA VALEUR INITIALE (R₀), EN FONCTION DE LA DISTORSION (d/H) KV15 A KV21 CHARGEMENT POSITIF

ESSAIS KV15 A KV21

$R_0 = R_0$ (POUTRE) / 1.30

CHARGEMENT NEGATIF

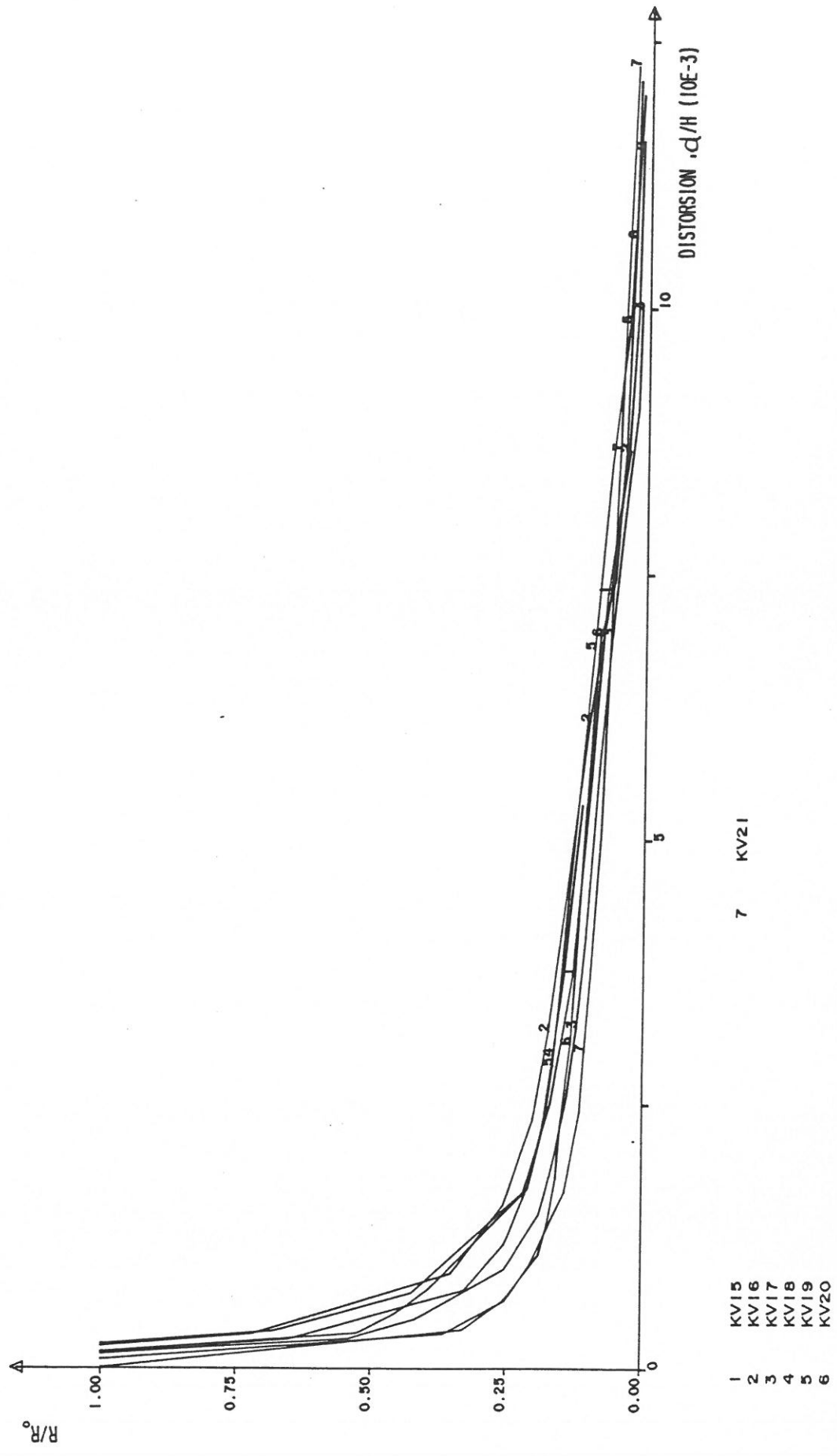


FIGURE 60 - EVOLUTION DE LA RIGIDITE (R), RAPPORTEE A SA VALEUR INITIALE (R_0), EN FONCTION DE LA DISTORSION (d/H)
 KV15 A KV21 CHARGEMENT NEGATIF

FIGURES 61 à 67

EVOLUTION DE L'AMORTISSEMENT (ξ) EN FONCTION DE LA CHARGE
(JUSQU'A LA CHARGE MAXIMALE) OU DU DEPLACEMENT (AU-DELA
DE LA CHARGE MAXIMALE)

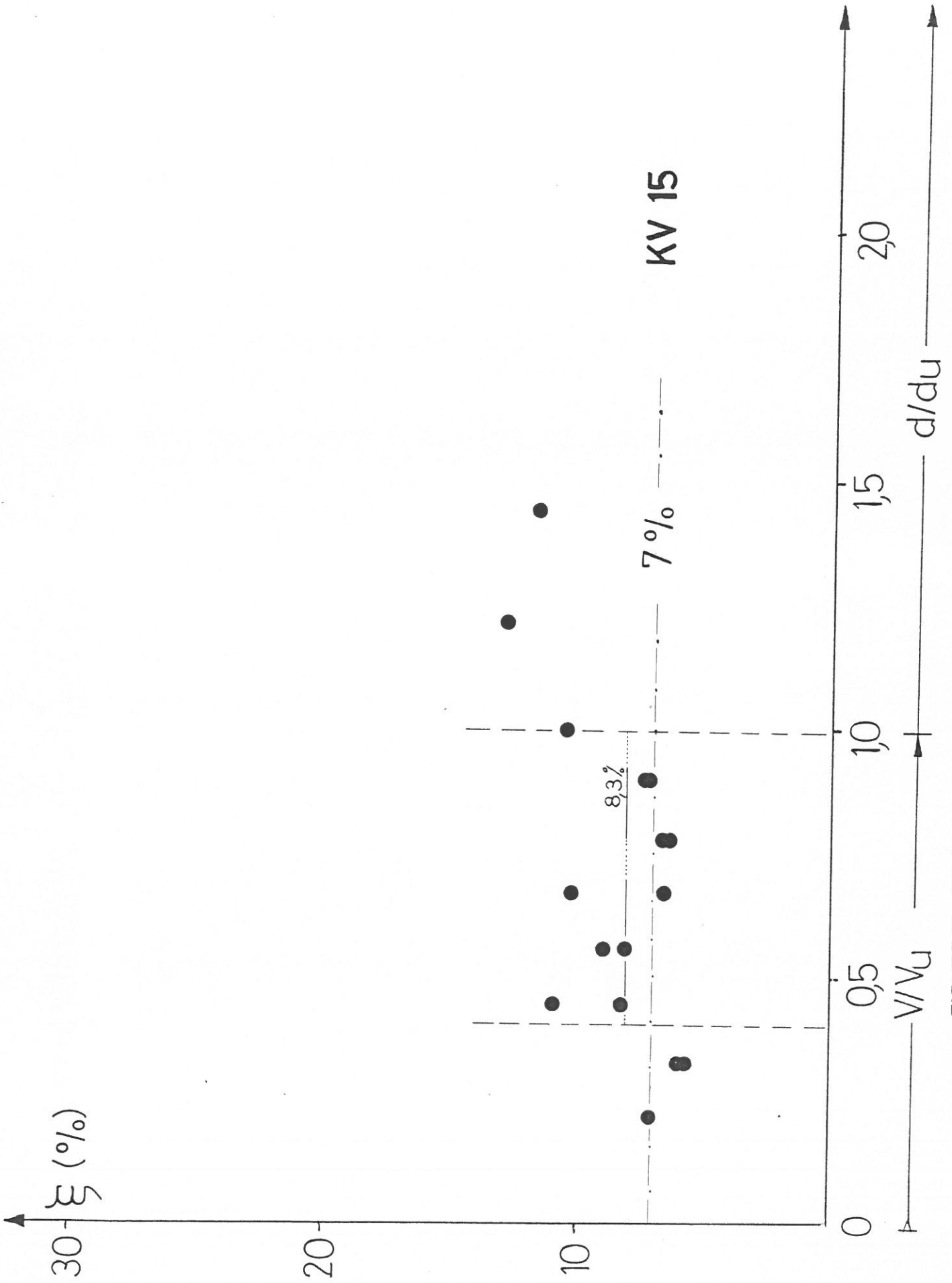


FIGURE 61 - CV 15

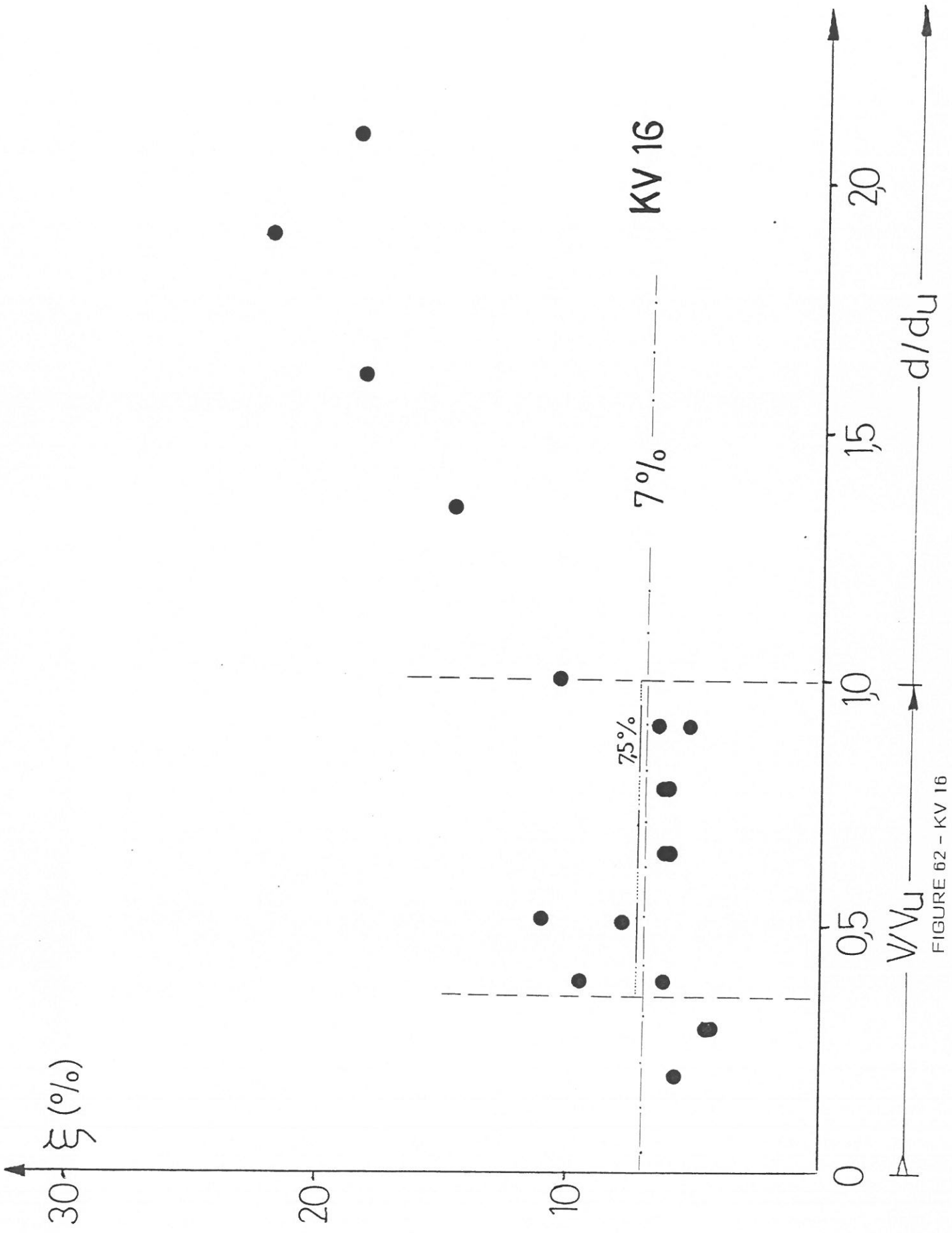


FIGURE 62 - KV 16

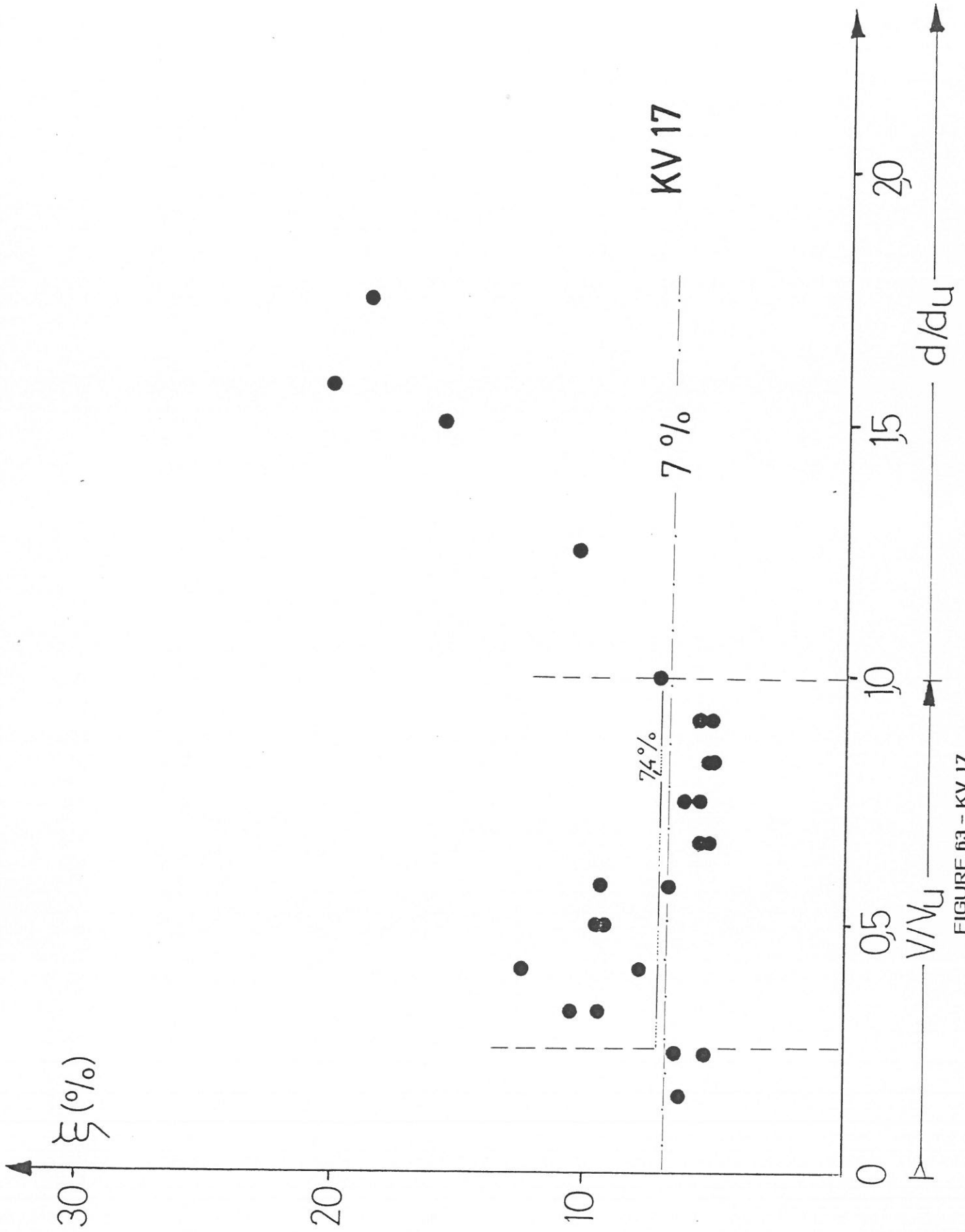


FIGURE 63 - KV 17

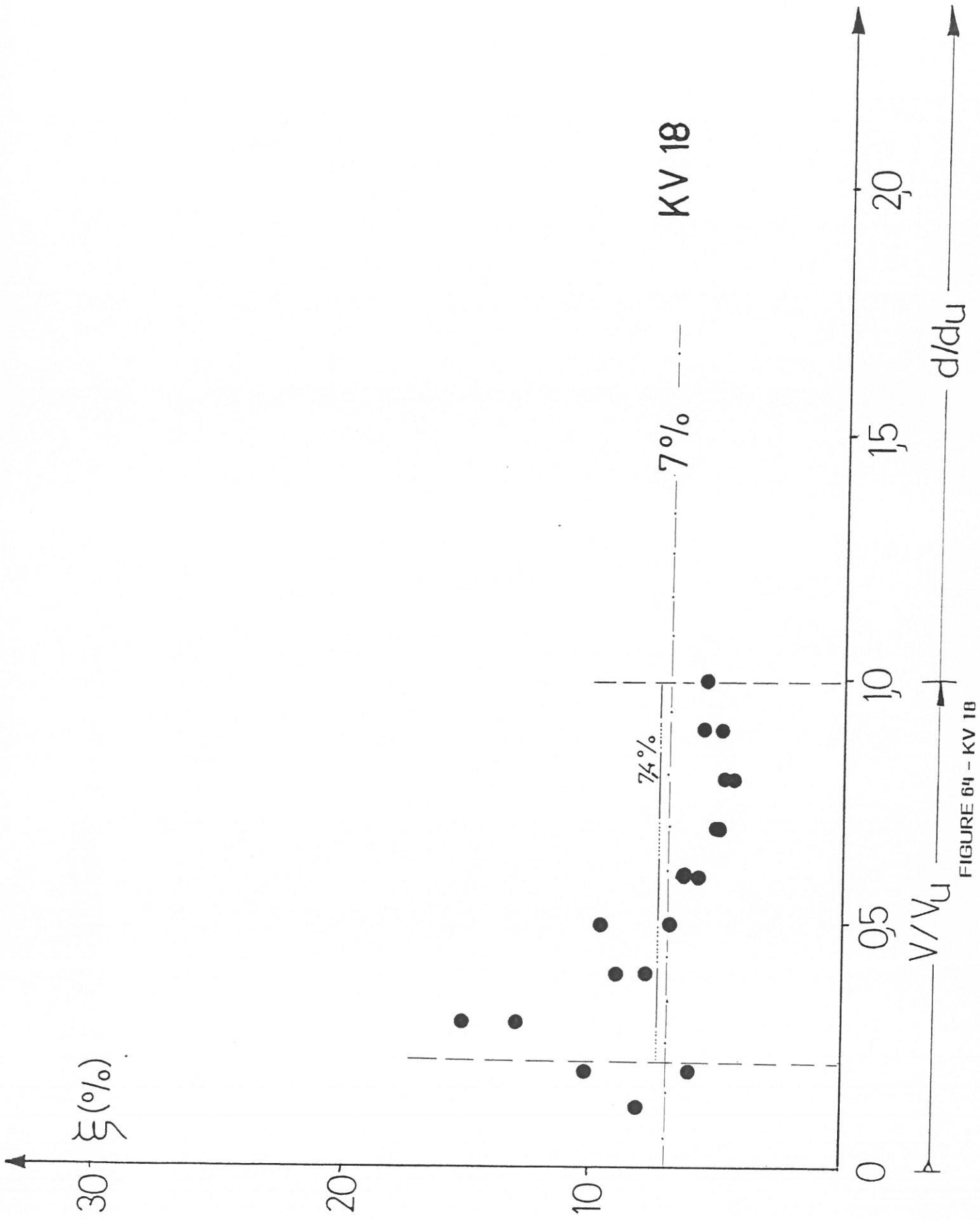


FIGURE 64 - KV 18

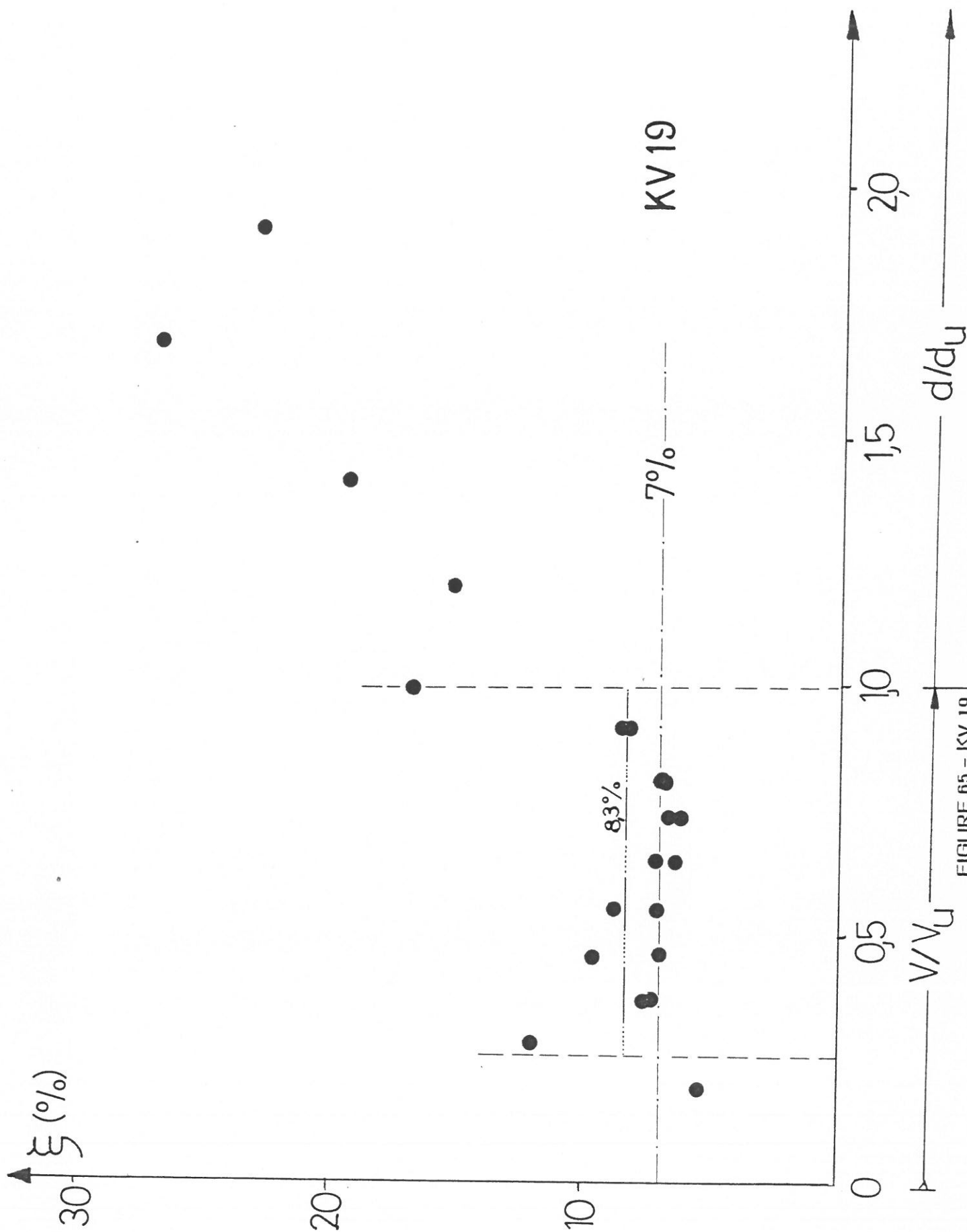


FIGURE 65 - KV 19

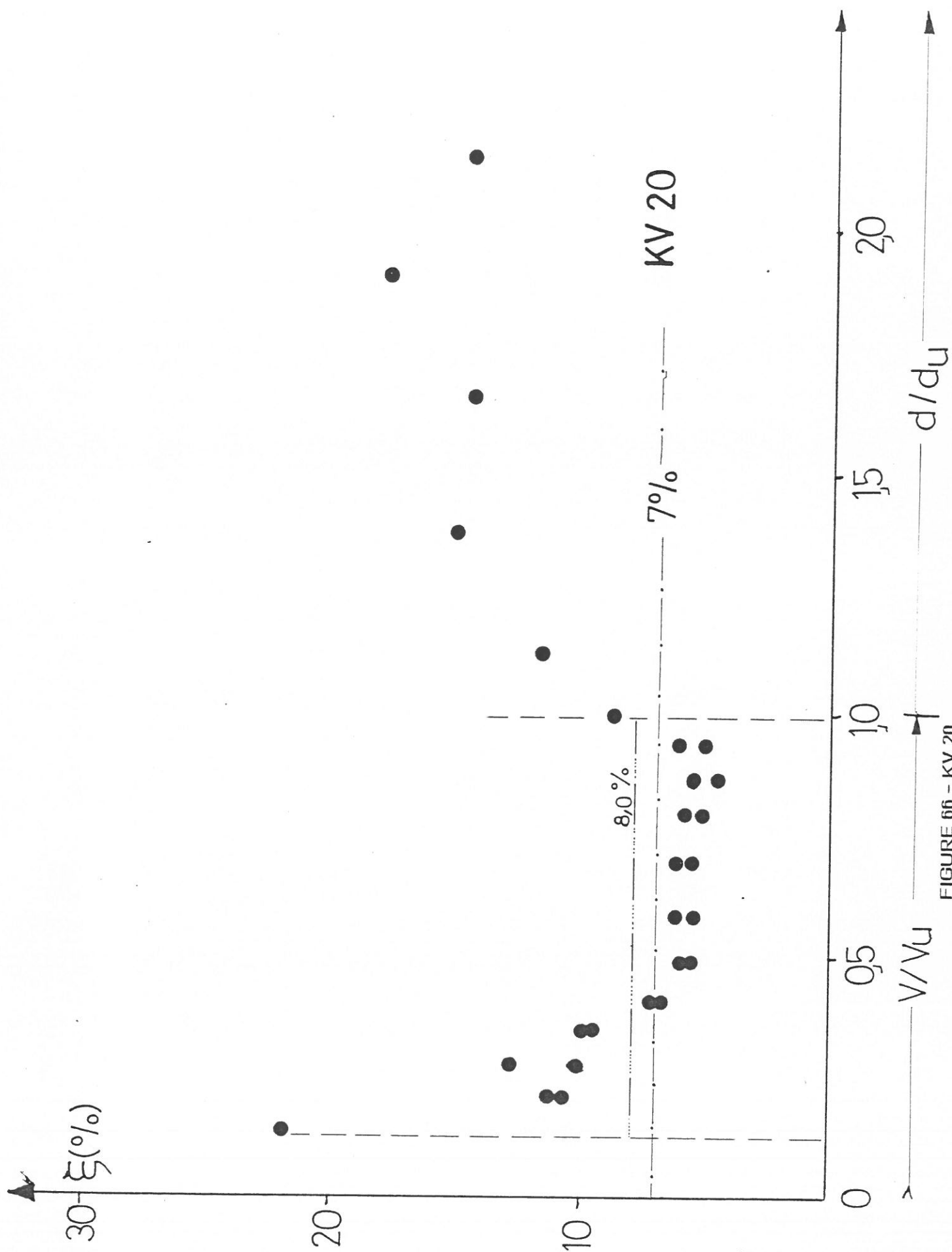


FIGURE 66 - KV 20

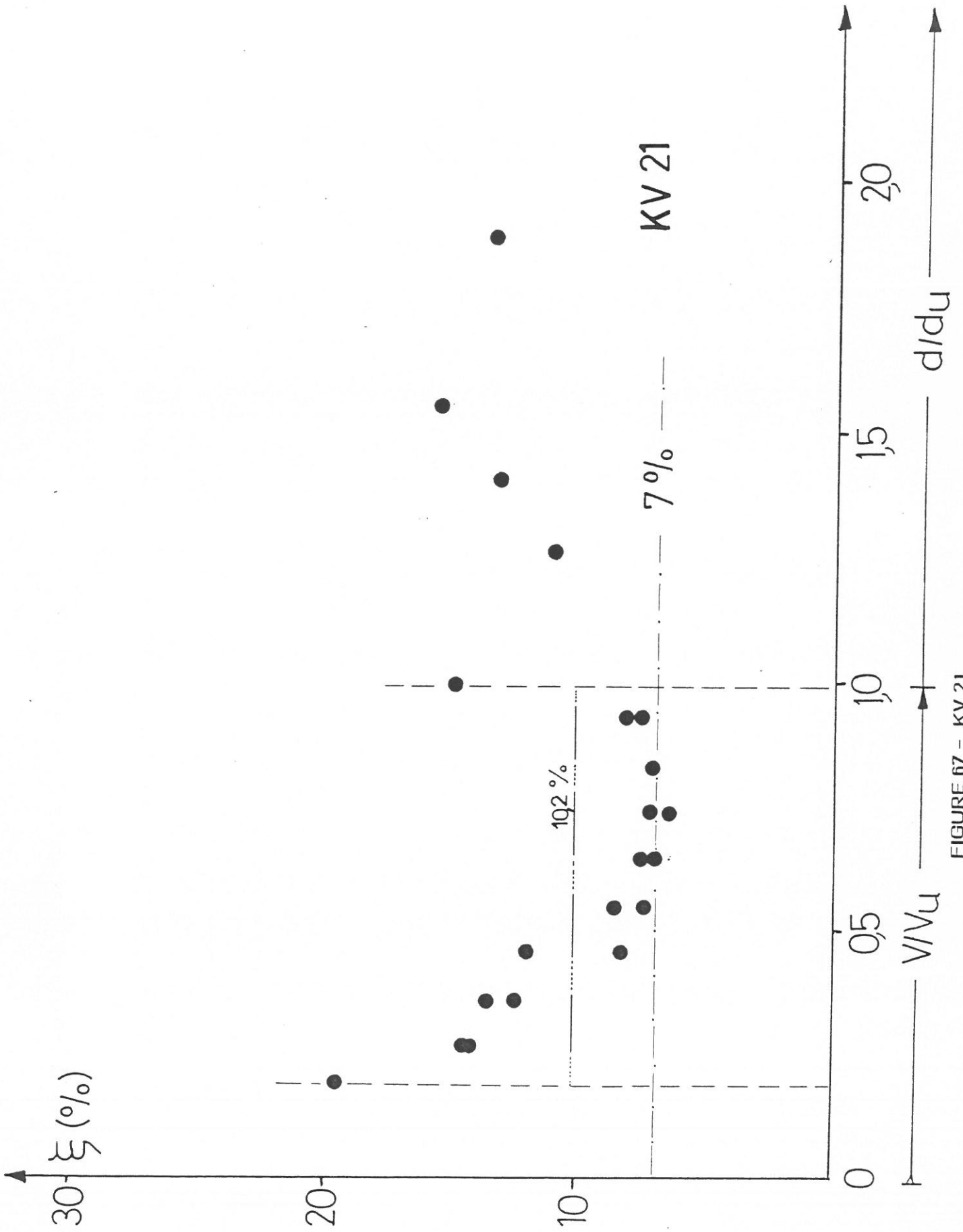


FIGURE 67 - KV 21

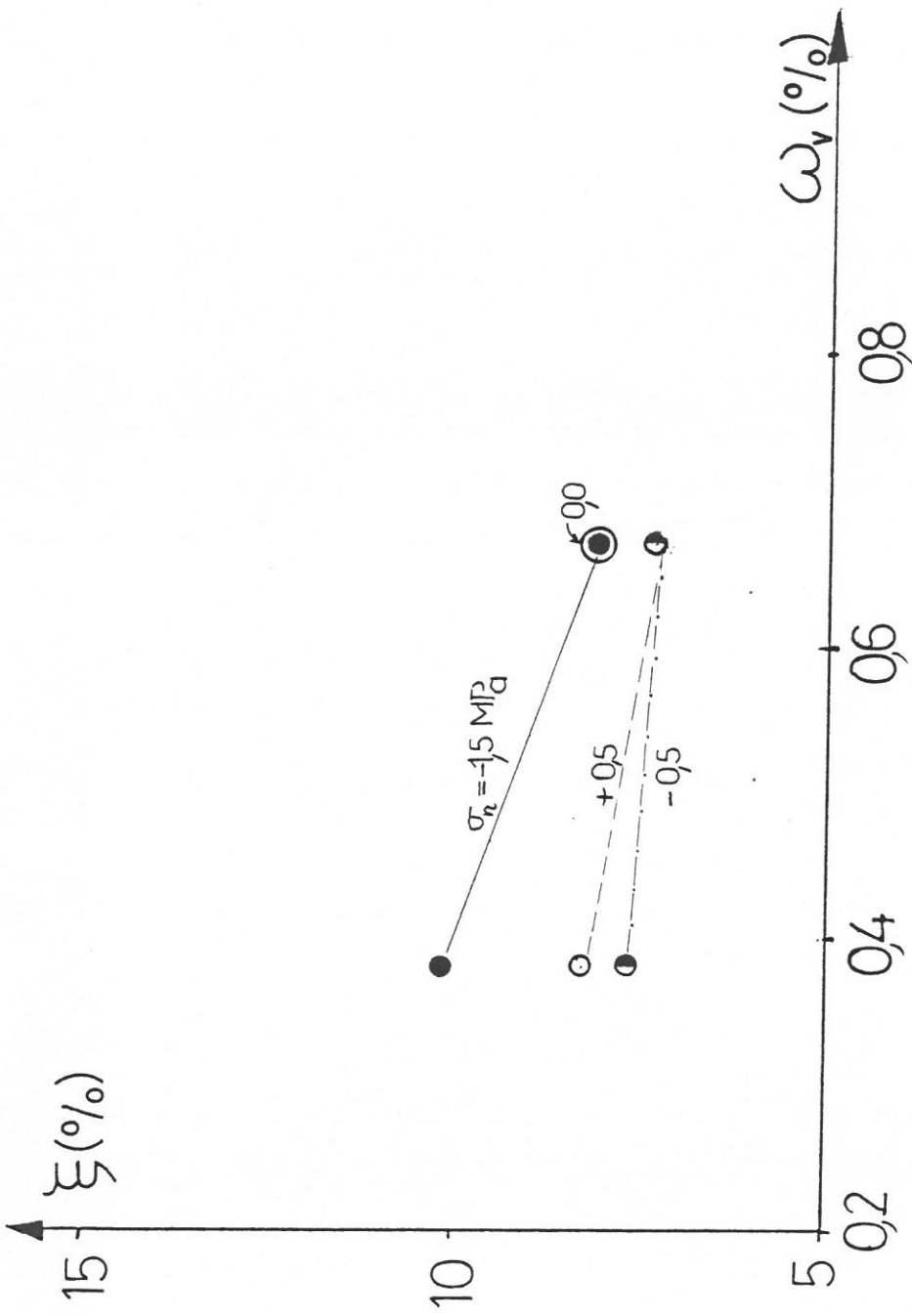


FIGURE 68 - INFLUENCES DU POURCENTAGE D'ARMATURES VERTICALES ξ_v
 ET LA CONTRAINTE NORMALE σ_n SUR LA VALEUR DE
 L'AMORTISSEMENT (β)

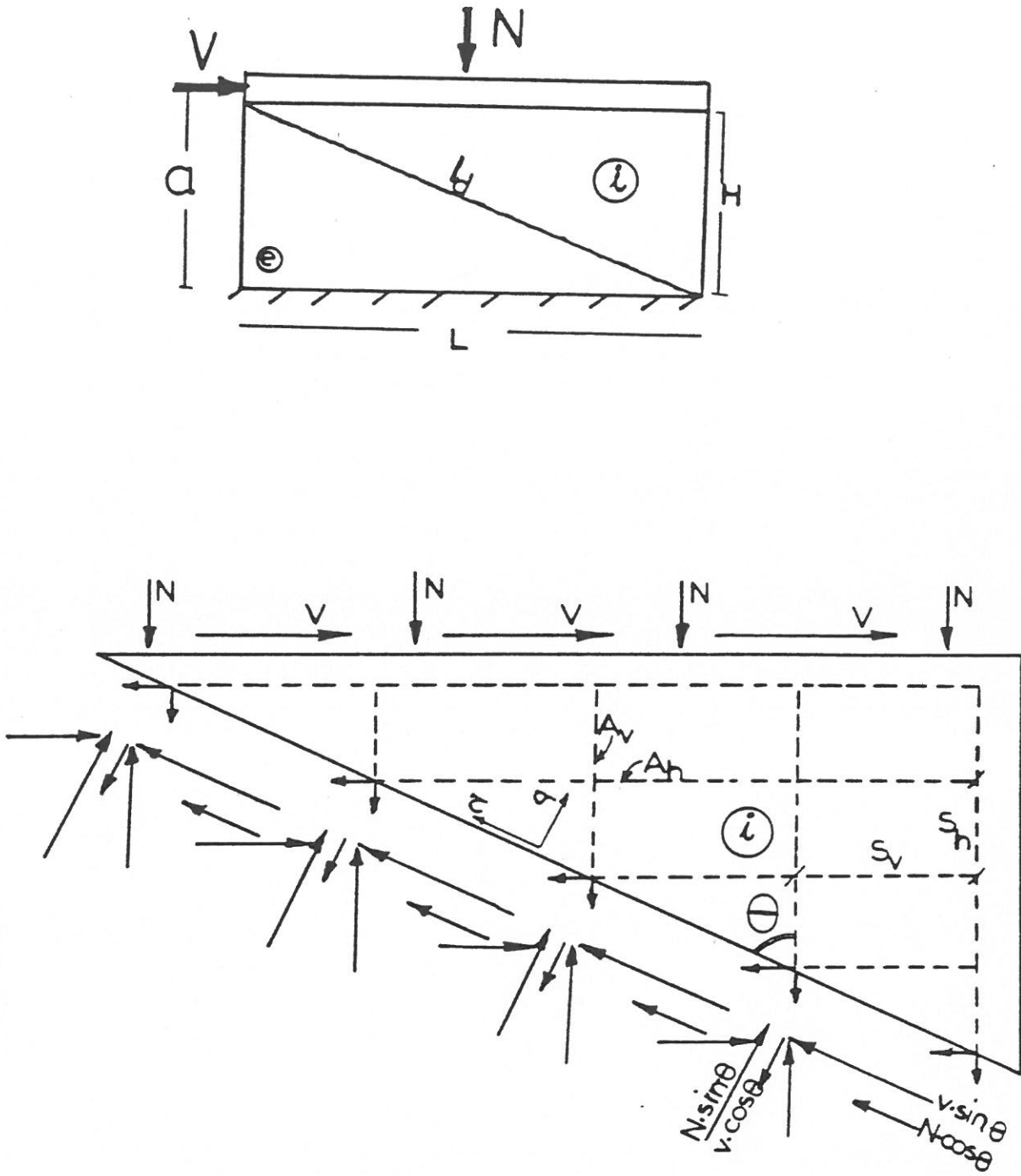


FIGURE 69 : EQUILIBRE DU VOILE SUR UN PLAN DIAGONAL

FIGURE 70 - LA CONTRAINTE DE CISAILEMENT MAXIMUM

EN FONCTION DE $\sqrt{f_{c_j}}$ & $(W_m \times F_{ev} + V_n)$
(VOILES TENDUS)

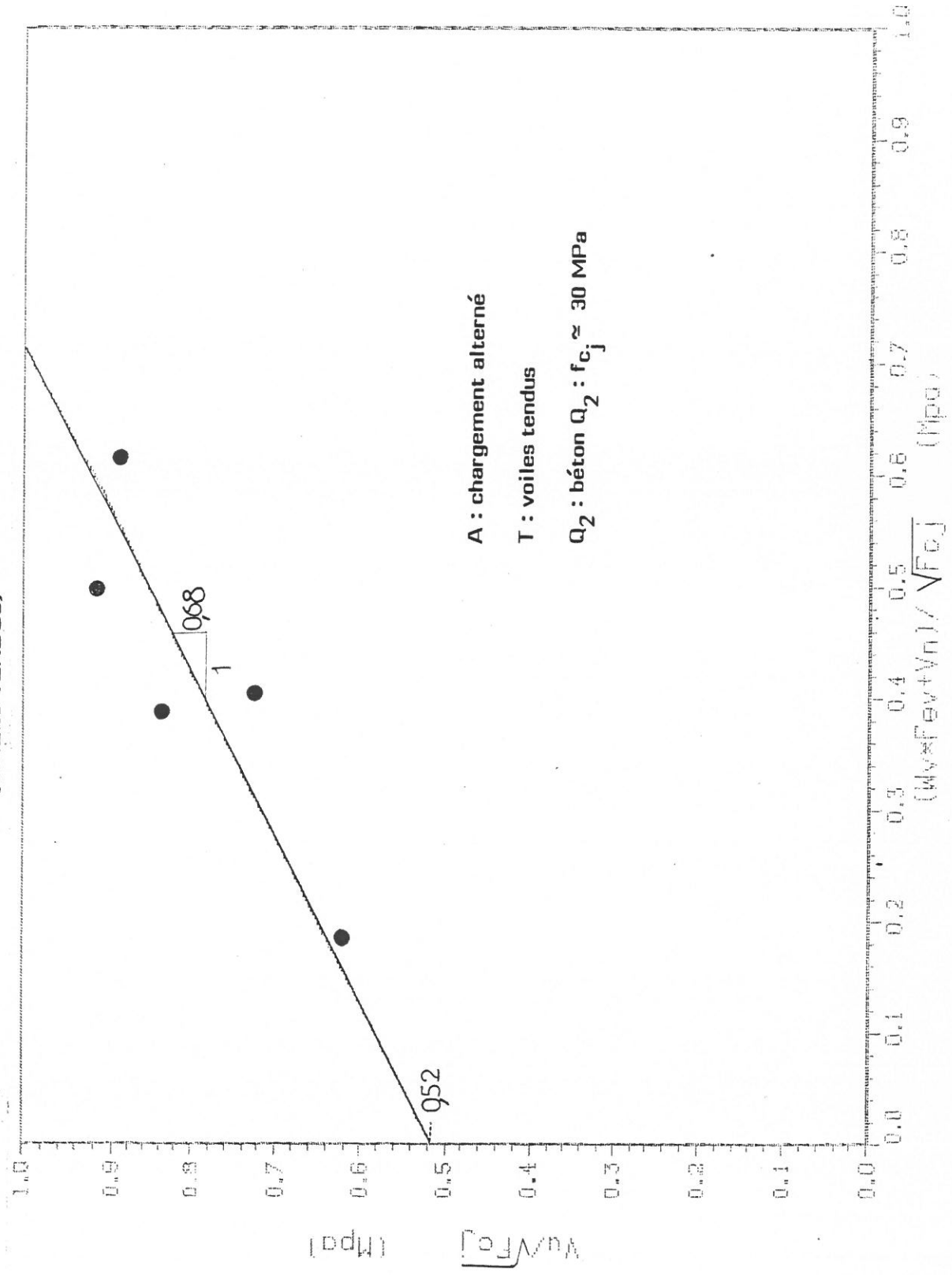
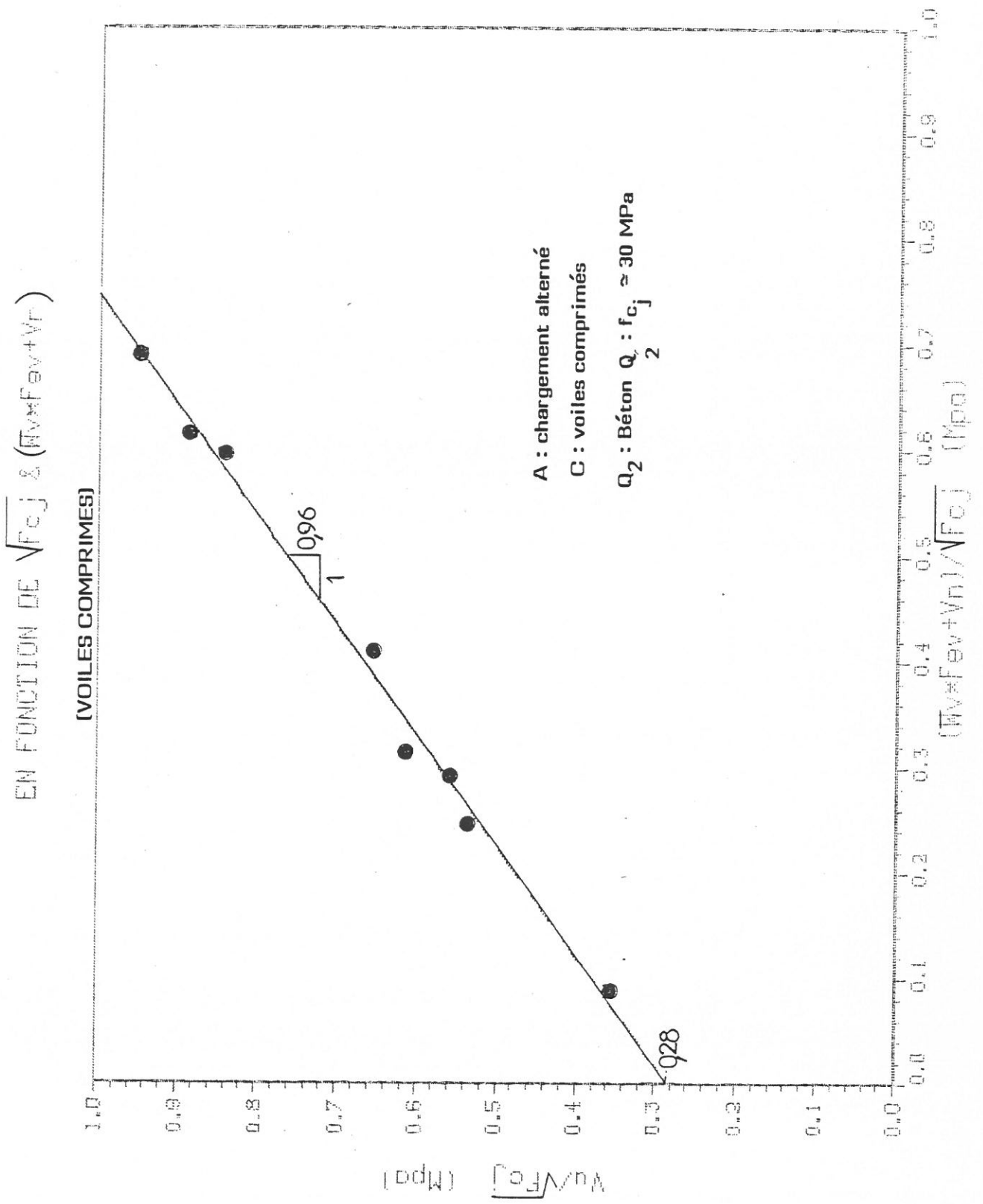
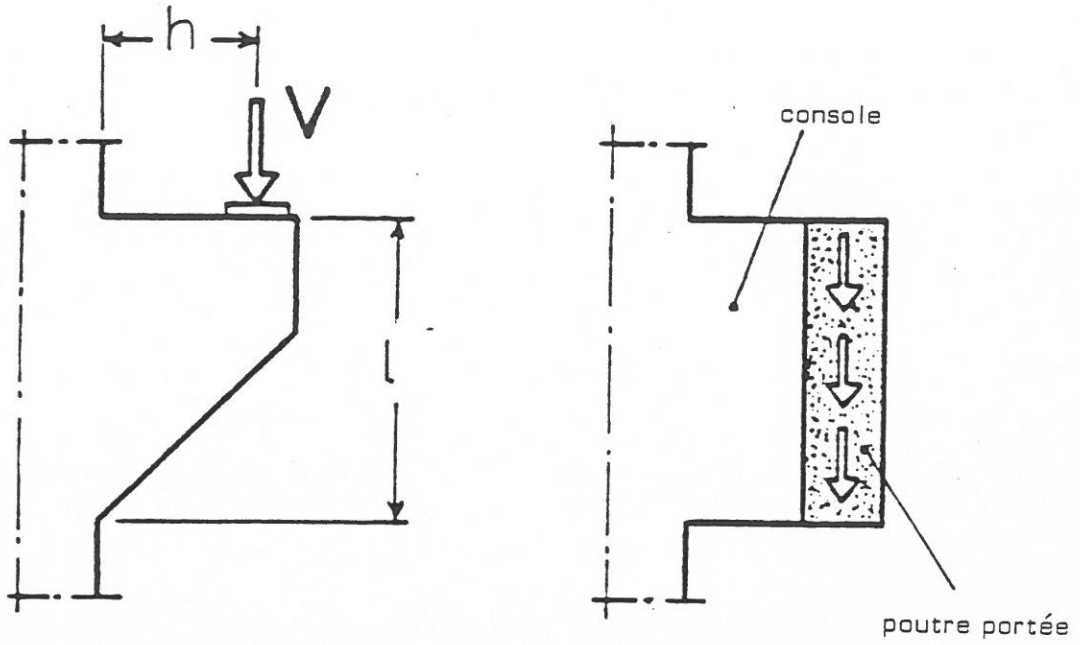


FIGURE 71 - LA CONTRAINTE DE CISAILEMENT MAXIMUM EN FONCTION DE $\sqrt{f_{c_j}}$ & $(\bar{N}_v \times F_{ev} + V_r)$



(a) Consoles courtes



(b) Calcul du moment conventionnel M^*

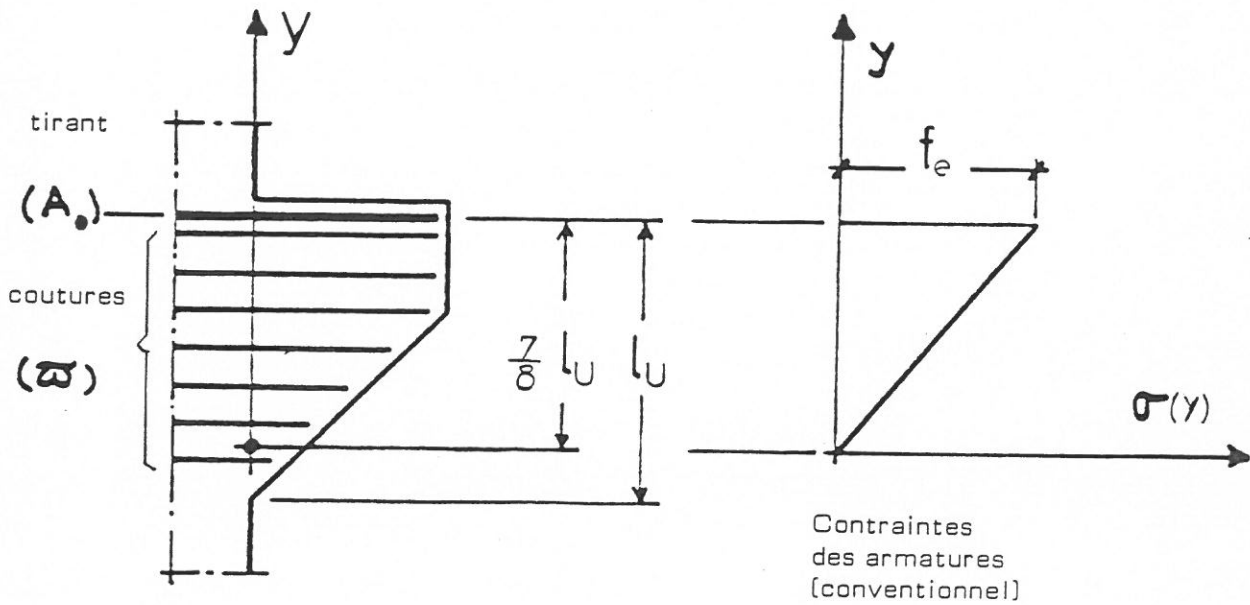


FIGURE 72 : CONSOLES COURTES

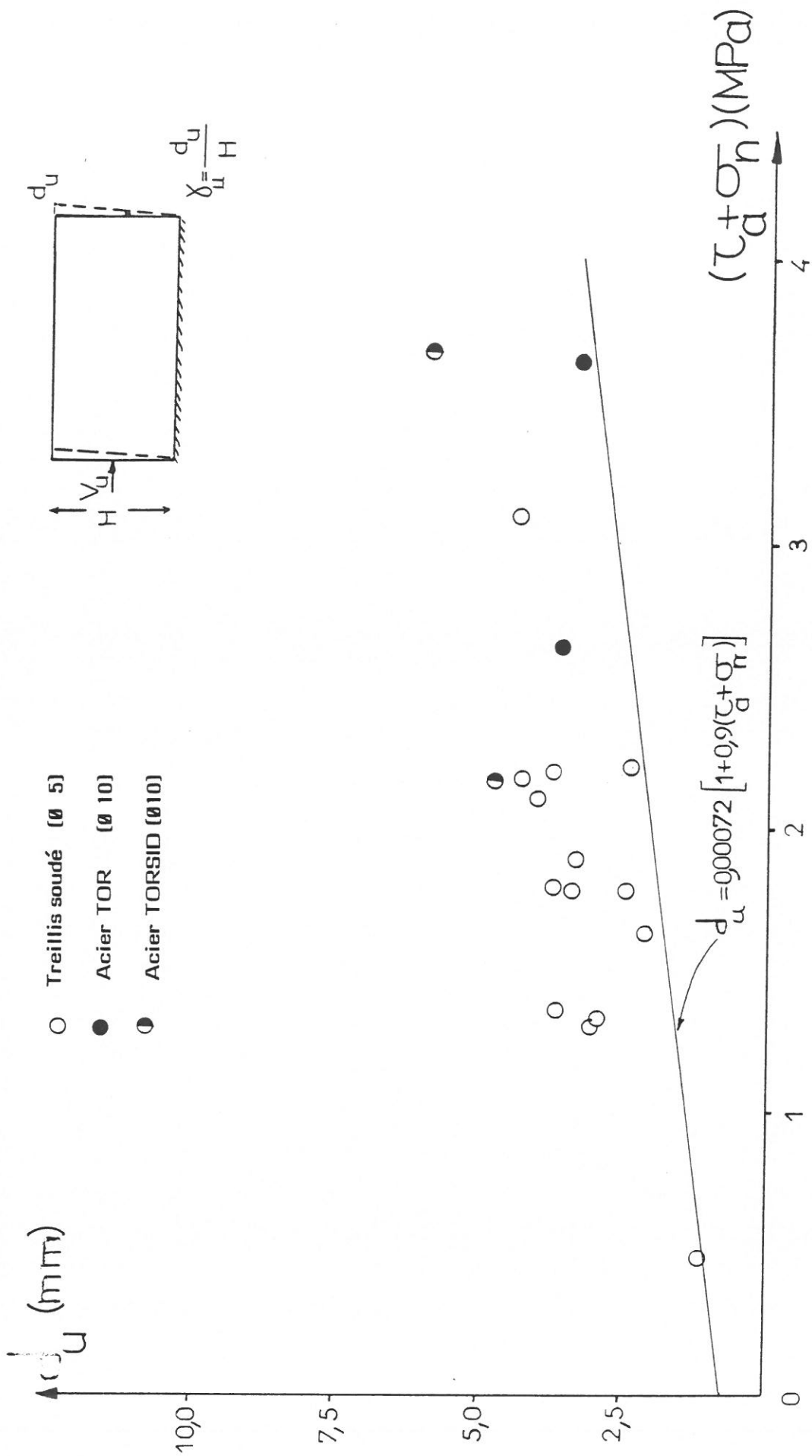


FIGURE 72 bis- Déplacement maximal (δ_u) en fonction de τ_a ($\tau_a \cdot f_{ev}$) et σ_n (contrainte normale)

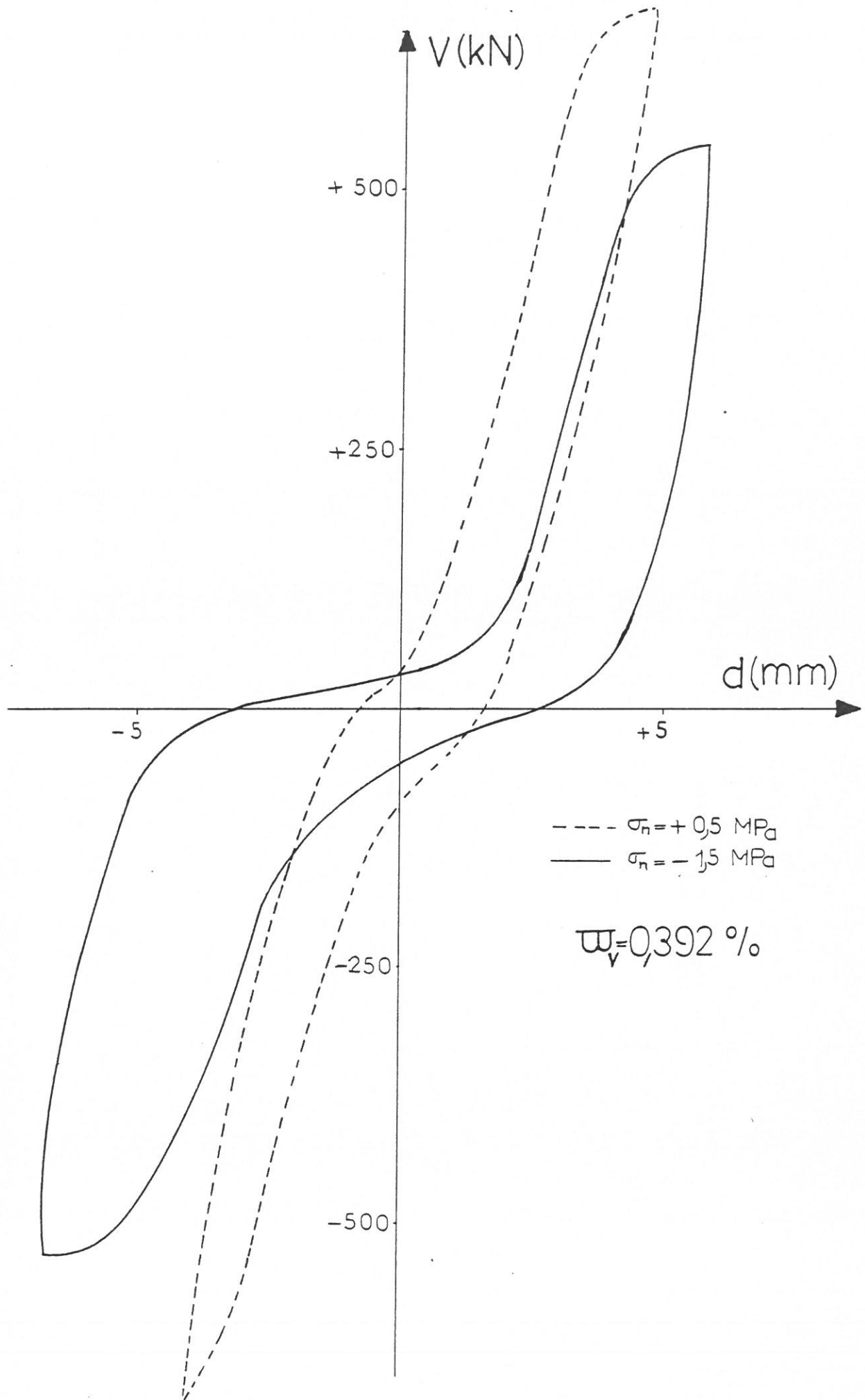


Figure 73 - Influence de la contrainte normale sur la forme des cycles d'hysteresis

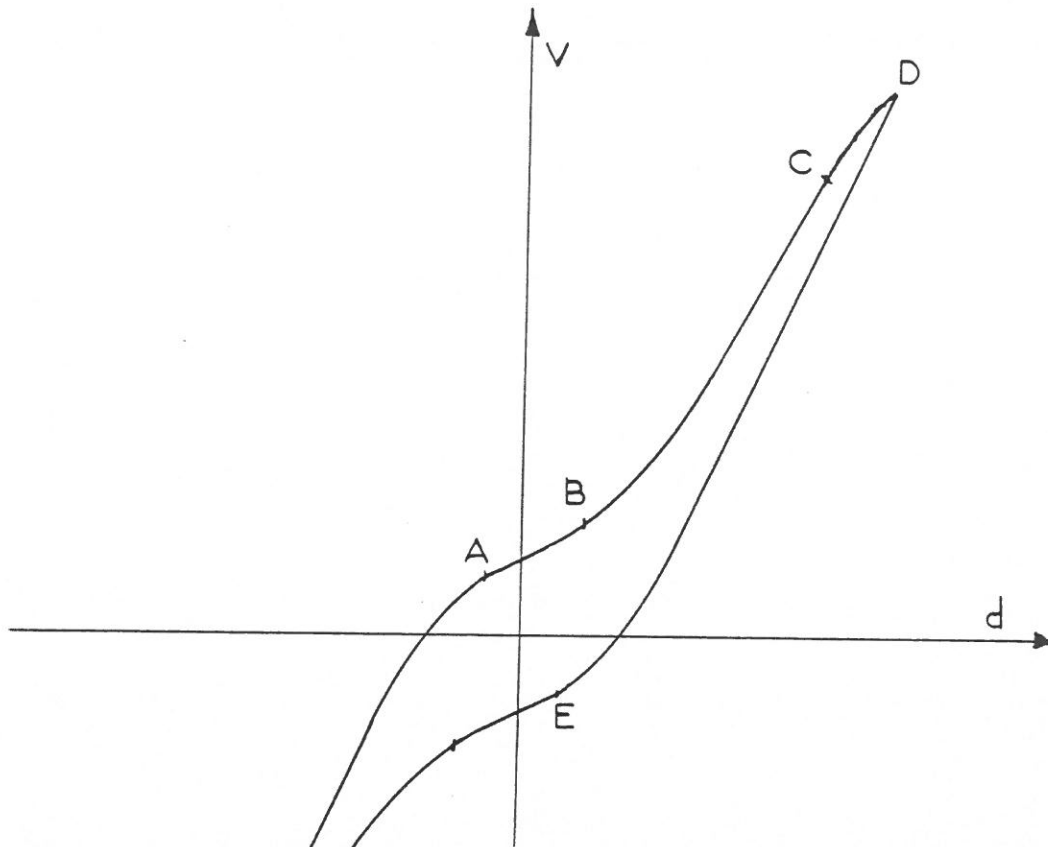


Figure 74 - Cycle d'hystéresis idéalisé

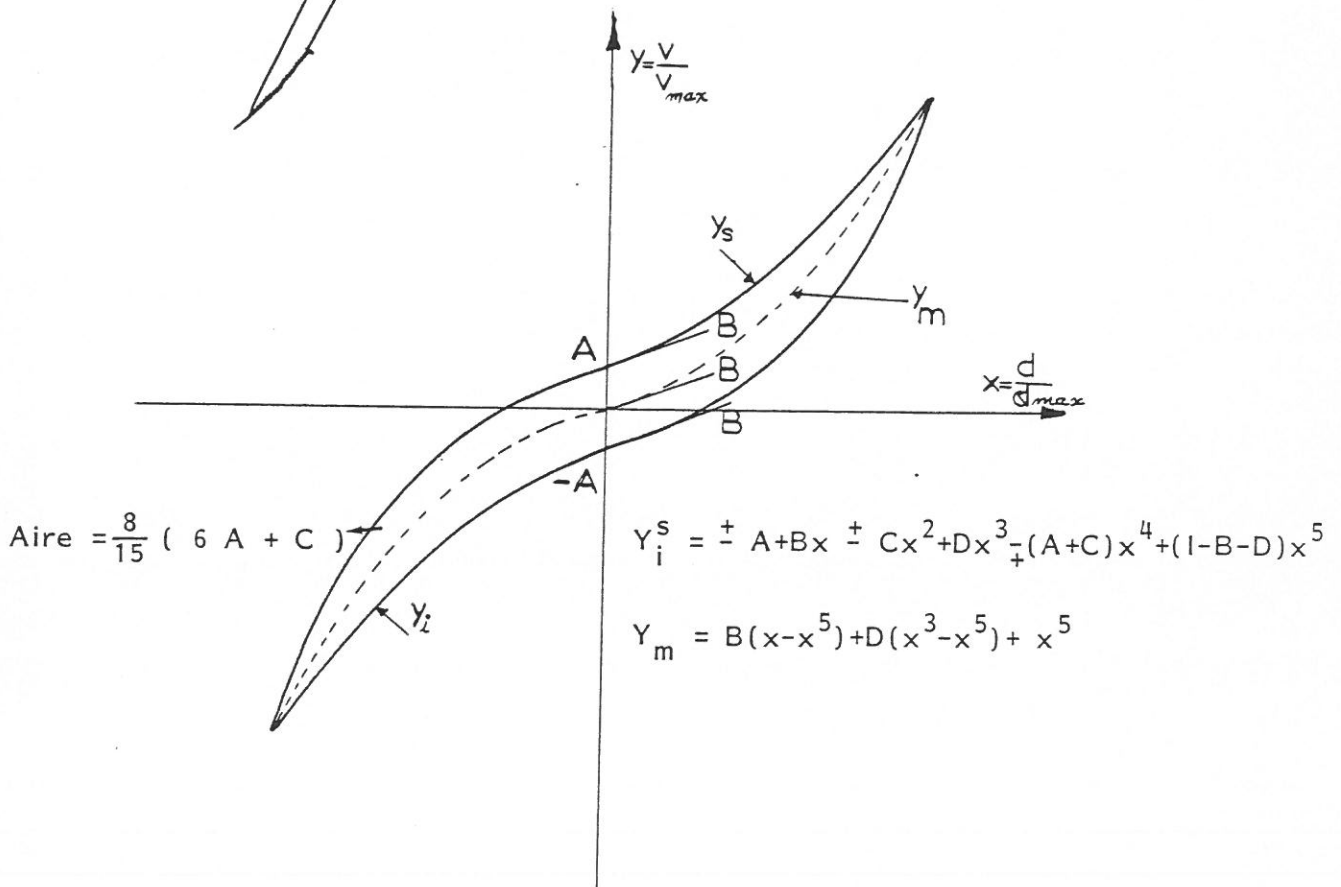


Figure 75 - Modélisation mathématique d'un cycle d'hystéresis

Figure 76 courbe efforts-deformations du voile
 KV15-cycle 9
 ADIMENSIONNELLE

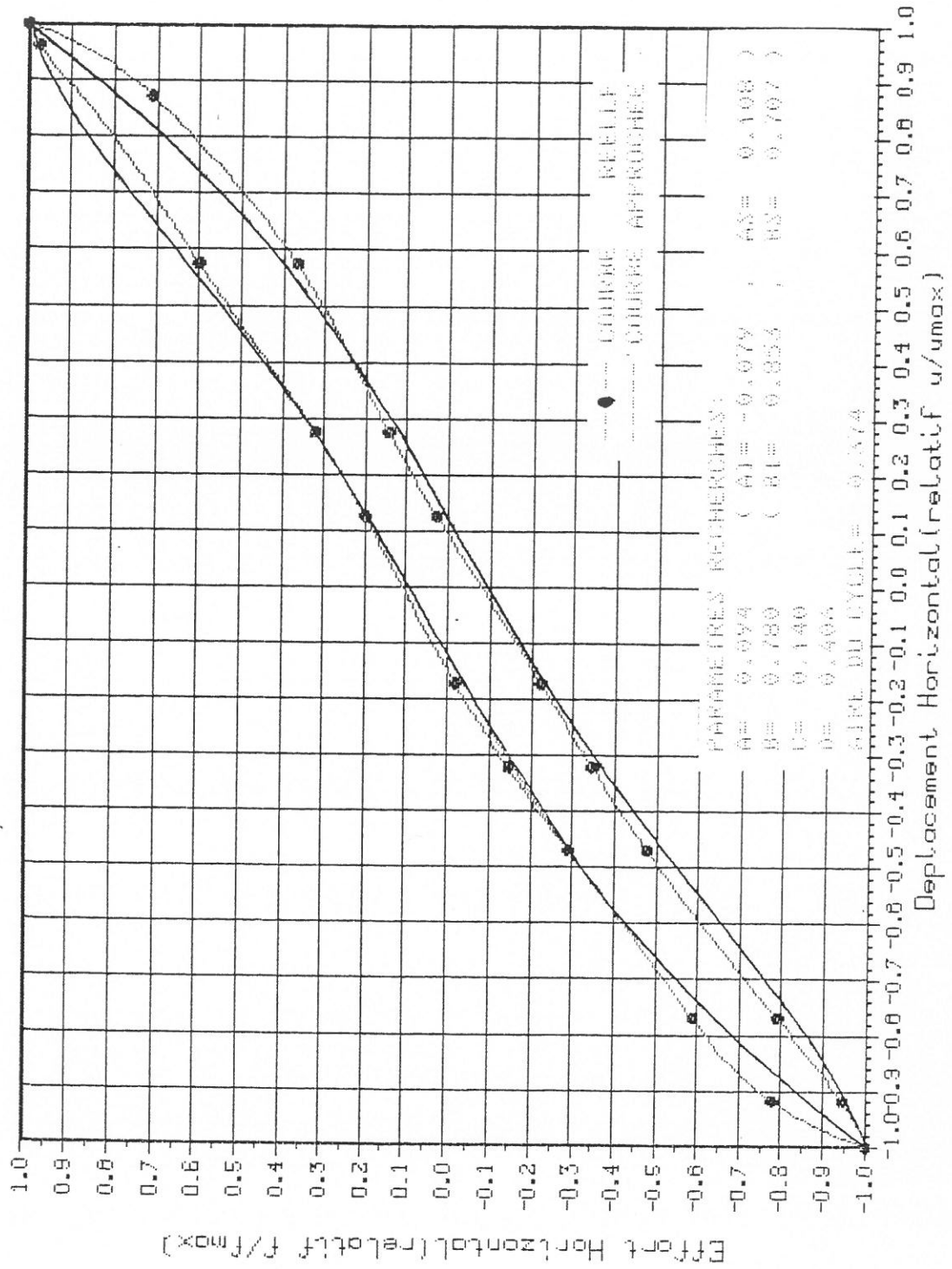


Figure 77 - courbe efforte-deformations du voile
 KV17 - cycle 15
 ADIENS 10NELLE

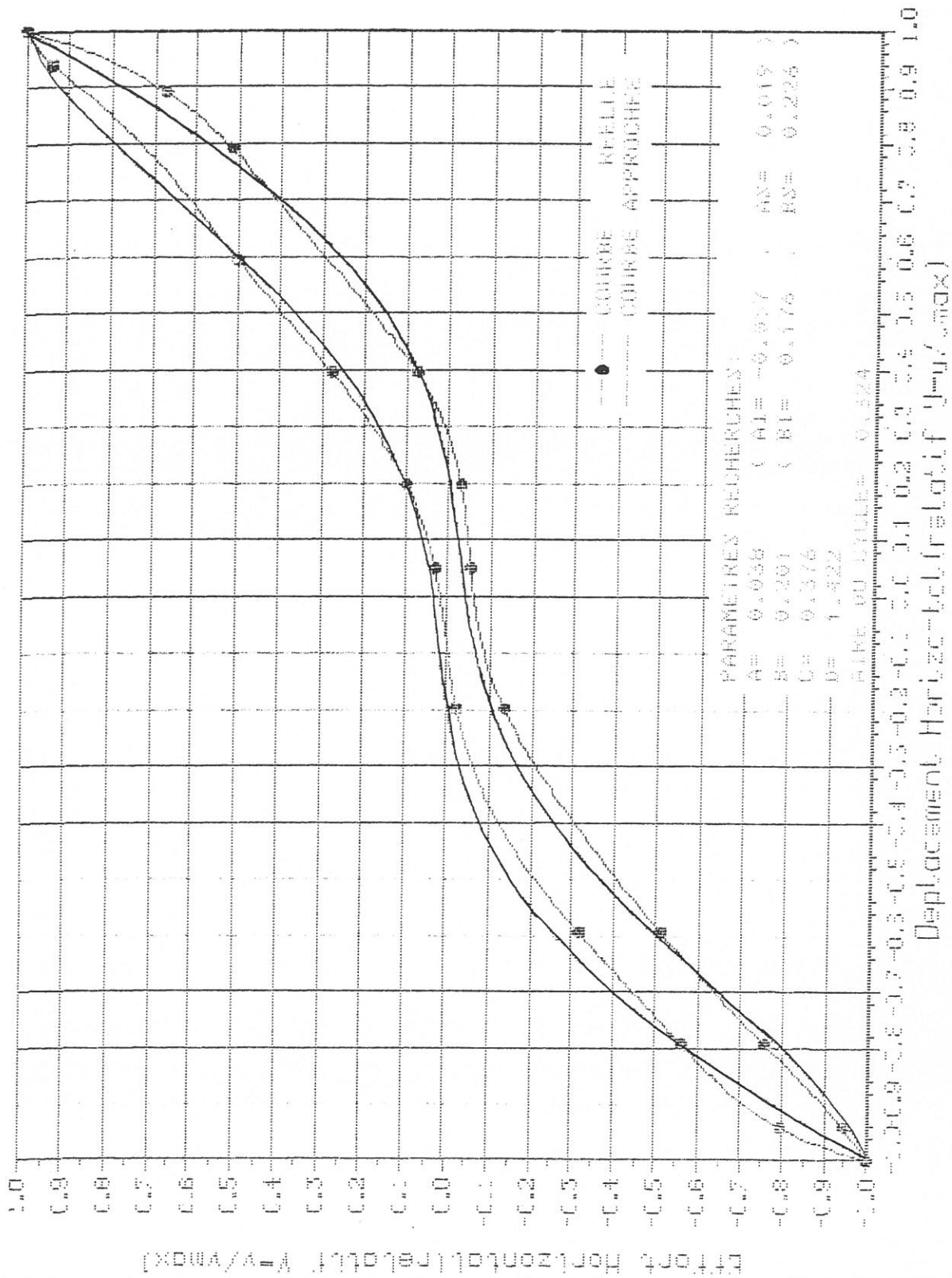


Figure 78-courbe efforts-deformations du voile
KV 21-cycle 6
ADIMENSIONNELLE

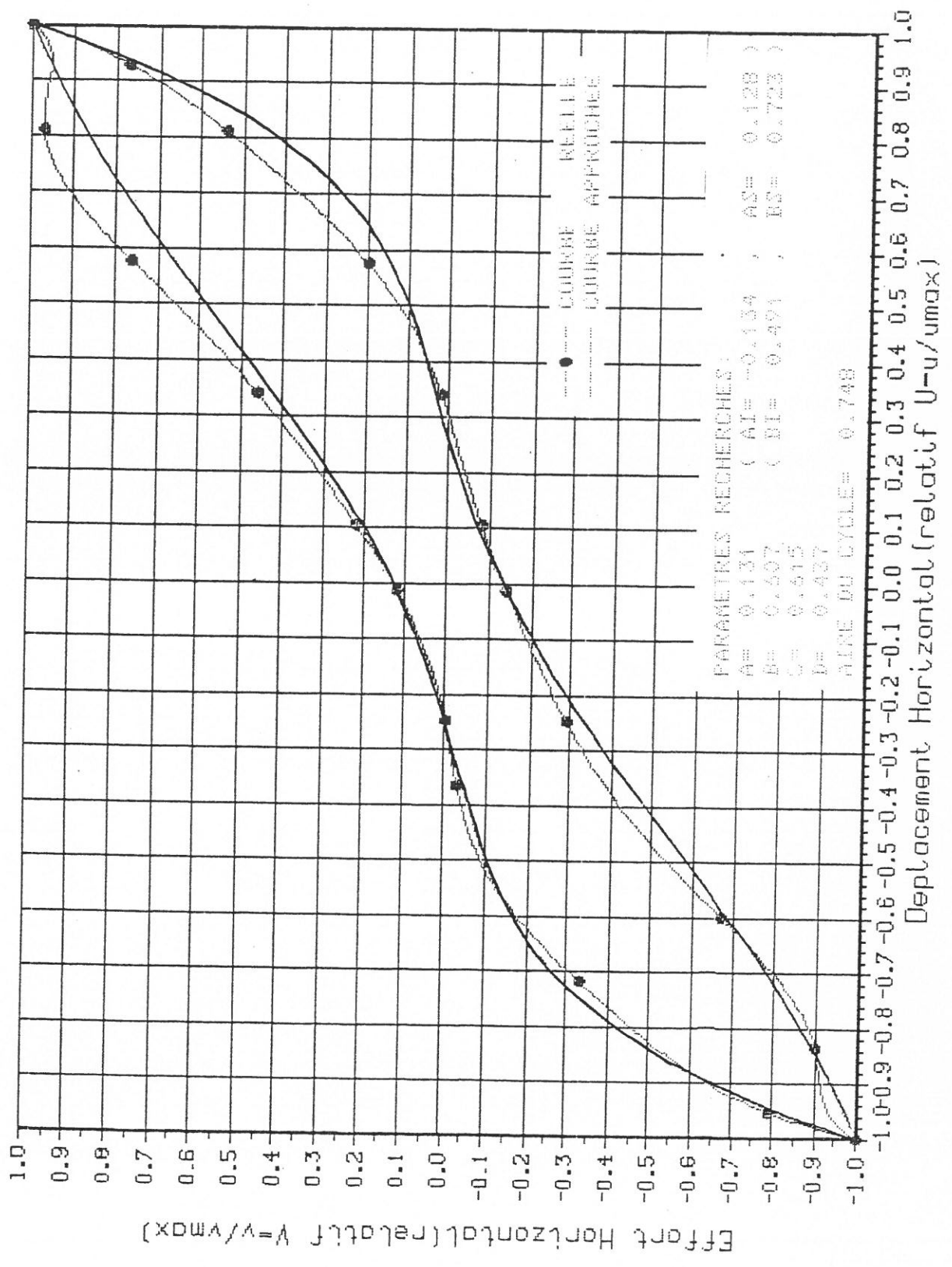
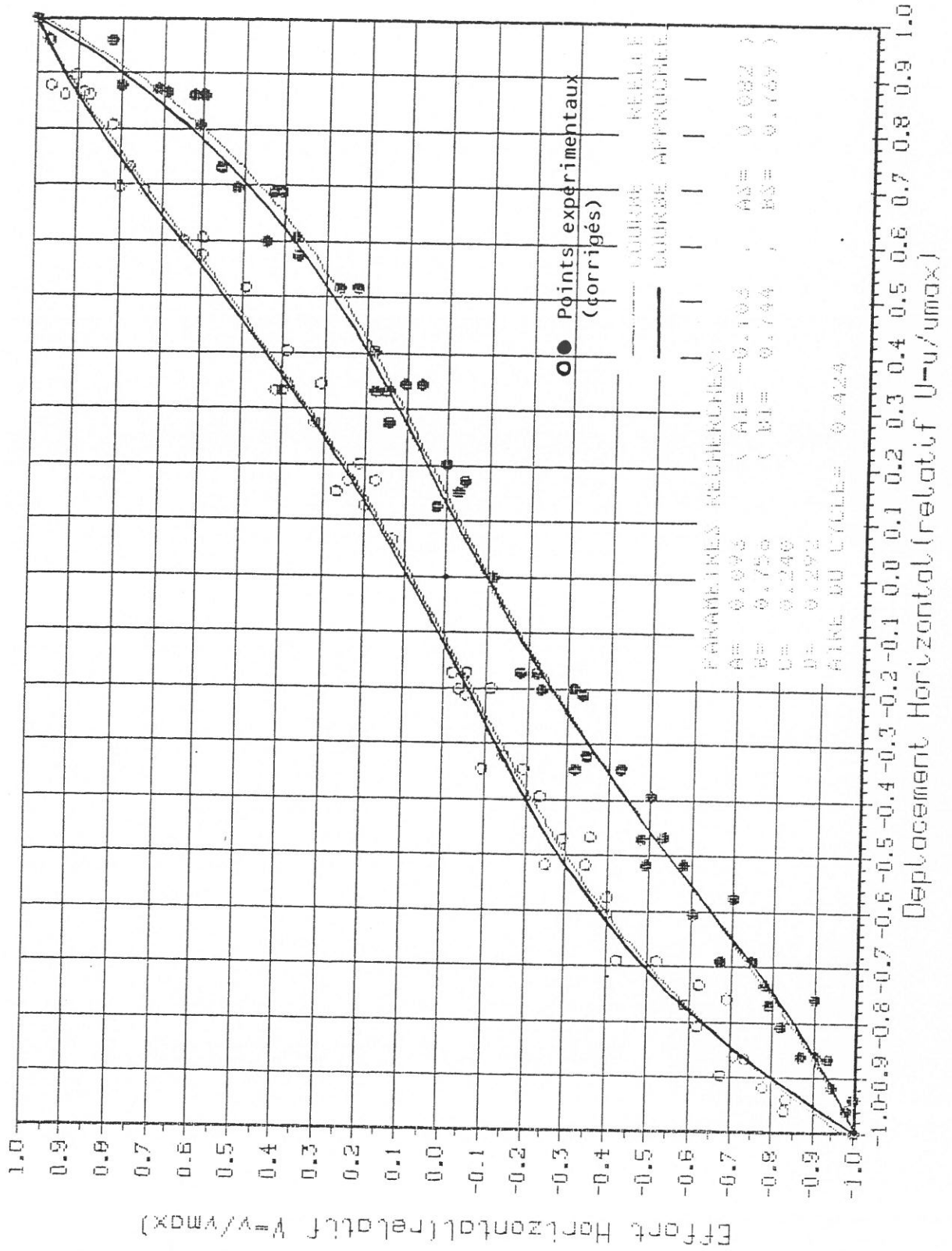


Figure 79 - courbe efforts-deformations du voile
 KV15 2^e CYCLES DE CHARGEMENT
 ADIMENSIONNELLE



CHAPITRE III

ANALYSE DYNAMIQUE DES BATIMENTS NUCLEAIRES,
CONSTITUES DE VOILES BAS, SOUS SOLLICITATIONS SISMIQUES

1 - INTRODUCTION

Comme il a été exposé au chapitre I, les bâtiments nucléaires sont essentiellement constitués de voiles très armés à faible élancement qui sont séparés verticalement, l'un de l'autre, par des planchers.

Le but recherché dans cette partie de l'étude est de définir la réponse en translation et rotation au niveau du centre de gravité de chaque plancher de tels bâtiments sous sollicitations sismiques, en y adaptant une modélisation et une méthode de calcul appropriés.

2 - MODELISATION DE LA STRUCTURE

On adopte, pour le calcul bidimensionnel de ces bâtiments, des modèles à masses concentrées le long d'un mât vertical relié au sol de fondation par un système de ressorts (figure 1). Dans ce cas :

- chaque masse rigide représentant le poids d'ensemble du plancher et des moitiés des voiles supérieur et inférieur est concentrée au niveau de chaque plancher ;
- ces masses sont reliées entre elles par des liaisons ressorts caractérisées par leur raideur et leur amortissement. Une ou plusieurs de celles-ci sont reliées à la base (sol de fondation) où est introduite l'excitation ;
- parmi tous les mouvements possibles, on s'intéresse à ceux se développant dans un plan vertical et issus de l'excitation horizontale. En négligeant la translation verticale, ceux-ci se réduisent à la translation horizontale et la rotation (deux degrés de liberté) au niveau des centres de gravité de chaque masse.

3 - EQUATIONS D'EQUILIBRE

3.1. Conventions de signes

D'après la figure 2, on notera :

- angles et moments : convention habituelle sens trigonométrique ;
- abscisses et forces sont positives vers la droite ;
- ordonnées et forces sont positives vers le bas.

3.2. Entre masse i et masse j

Pour simplifier le calcul, on place les ressorts (K_t , K_r) et les amortisseurs (C_t , C_r) au milieu de la distance entre les deux masses i et j. Les équations d'équilibre de la masse i s'écrivent (figure 2) :

Equilibre des forces :

$$- m_i \ddot{U}_i + K_t(i,j) [(U_j + \alpha_j d_{ji}) - (U_i + \alpha_i d_{ij})] + C_t(i,j) [(\dot{U}_j + \dot{\alpha}_j d_{ji}) - (\dot{U}_i + \dot{\alpha}_i d_{ij})] = 0$$

(1-1)

Equilibre des moments :

$$- I_i \ddot{\alpha}_i + d_{ij} K_t(i,j) [(U_j + \alpha_j d_{ji}) - (U_i + \alpha_i d_{ij})] + d_{ij} C_t(i,j) [(\dot{U}_j + \dot{\alpha}_j d_{ji}) - (\dot{U}_i + \dot{\alpha}_i d_{ij})] + K_r(i,j)(\alpha_j - \alpha_i) + C_r(i,j)(\dot{\alpha}_j - \dot{\alpha}_i) = 0$$

(1-2)

avec :

- $d_{ij}(=-d_{ji})$: Moitié de la distance entre le centre de gravité de masse i et celui de masse j ;
- U_i, U_j : Translations des masses i et j , par rapport à leurs positions initiales ;
- α_i, α_j : Rotations des masses i et j ;
- \dot{U}_i, \dot{U}_j ;
 $\dot{\alpha}_i, \dot{\alpha}_j$: Vitesses de translations et rotations ;
- $\ddot{U}_i, \ddot{\alpha}_i$: Accélérations de translation et de rotation de la masse i ;
- $K_t(i,j),$: Rigidités en translation et en rotation, du voile entre des masses i et j ;
 $K_r(i,j)$
- $C_t(i,j),$: Amortissements en translation et en rotation, du voile entre des masses i et j ;
 $C_r(i,j)$
- m_i : Masse i
- I_i : Inertie de rotation de la masse i

3.3. Entre masse i et sol de fondation

D'après la figure 3, les équations d'équilibre de la masse sollicitée par une force V et un moment M s'écrivent :

Equilibre des forces

$$- m_i \ddot{U}_i - V = 0$$

Equilibre des moments

$$- I_i \ddot{\alpha}_i - M - V \cdot d_{\overline{OG}} = 0$$

La relation "forces-déplacements" écrite sous forme matricielle dans le cas où la masse i est liée à un milieu élastique homogène isotrope semi-infini, s'écrit :

$$\begin{bmatrix} V \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} K_t & K_{tr} \\ K_{tr} & K_r \end{bmatrix} \times \begin{bmatrix} U_i \\ \alpha_i \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} C_t & C_{tr} \\ C_{tr} & C_r \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \dot{U}_i \\ \dot{\alpha}_i \end{bmatrix}$$

avec :

V, M : Force et moment appliqués au centre de gravité de masse i ;

K_{tr}, C_{tr} : Termes de couplages pour le ressort et l'amortisseur, entre les deux mouvements : translation horizontale et rotation autour de l'axe horizontal oz .

Finalement les équations d'équilibre en remplaçant V et M par leur expression précédente se réduisent à :

Equilibre des forces

$$m_i \ddot{U}_i = K_t(i,i) [U_i] - (K_t(i,i) d_{\overline{OG}} + K_{tr}(i,i)) [\alpha_i] - C_t(i,i) [\dot{U}_i] - (C_t(i,i) d_{\overline{OG}} + C_{tr}(i,i)) [\dot{\alpha}_i] \quad (2-1)$$

Equilibre des moments :

$$\begin{aligned}
 I_i \ddot{\alpha}_i = & - (K_{tr}(i,i) + K_t(i,i) d_{OG}) [U_i] - (2K_{tr}(i,i) d_{OG} + K_r(i,i) + K_t(i,i) d_{OG}^2) [\alpha_i] \\
 & - (C_{tr}(i,i) d_{OG} + C_t(i,i)) [\dot{U}_i] - (2C_{tr}(i,i) d_{OG} + C_r(i,i) + C_t(i,i) \\
 & d_{OG}) [\dot{\alpha}_i]
 \end{aligned} \tag{2-2}$$

4 - RESOLUTIONS DES EQUATIONS D'EQUILIBRE

4.1. Mise au point des équations

La forme générale des équations d'équilibre d'une masse i (1-1, 1-2, 2-1, 2-2), liée à une autre masse j ou au sol de fondation s'écrit :

$$m_i \ddot{d}_i = \sum_{k=1}^q [a_k d_k + b_k \dot{d}_k] \tag{3}$$

avec

q : Nombre total de degrés de liberté (ici, 2 x nombre de masses)

d_k : Mouvement considéré comme un degré de liberté ;

a_k, b_k : Coefficients constants.

Pour simplifier la résolution de ces équations linéaires d'ordre deux qui peut être réalisée par une méthode itérative, on les transforme chacune en deux équations linéaires d'ordre 1, comme :

$$Z_i = \dot{d}_i$$

$$\dot{Z}_i = \sum_{k=1}^q \left(a_k \frac{d_k}{m_i} + b_k \frac{Z_k}{m_i} \right) \quad (3-1)$$

Dans le cas général d'un empilage de n masses, chacune ayant deux degrés de liberté (la translation horizontale (U) et la rotation autour de l'axe horizontal oz (α)), et compte tenu de la séparation de chacune des équations d'équilibre en deux, on arrive finalement à la résolution du système d'équations suivant :

$$\dot{\underline{X}} = \frac{d}{dt} \underline{X} = \underline{A} \cdot \underline{X} + \underline{B} \cdot \underline{S} \quad (4)$$

avec :

$\underline{X}, \dot{\underline{X}}$
= = : Matrices colonnes de dimension $2 \times (2n)$

\underline{A}
= : Matrice carrée de dimensions $4n \times 4n$. Les valeurs propres de cette matrice sont les fréquences propres de la structure.

\underline{B} et \underline{S}
= = : Matrice colonne et matrice ligne représentant l'excitation du sol. Dans le cas où l'excitation est donnée par l'accélération du sol à la base (un mouvement sismique), tous les éléments de la matrice \underline{B} sont nuls sauf le premier concernant chaque masse et la matrice \underline{S} devient un scalaire égal à l'accélération du sol à l'instant t du calcul pas à pas.

* Une lettre soulignée de deux traits signifie une matrice.

A=

$\frac{[-c_t(i,i) - c_t(i,j)]}{m_i}$	$\frac{[-K_t(i,i) - K_t(i,j)]}{m_i}$	$\frac{[-c_t(i,i)d_{ij} - c_{tr}(i,i) - c_{tr}(i,j)d_{ij}]/m_i}{-c_t(i,j)d_{ij}/m_i}$	$[-K_t(i,i)d_{ij} - K_{tr}(i,i) - K_{tr}(i,j)d_{ij}]/m_i$	$\frac{[c_t(i,j)]}{m_i}$	$\frac{[K_t(i,j)]}{m_i}$	$\frac{[c_t(i,j)d_{ij}]}{m_i}$	$\frac{[K_t(i,j)d_{ij}]}{m_i}$
1	0	0	0	0	0	0	0
$\frac{[-c_t(i,i)d_{ij} - c_{tr}(i,i) - c_{tr}(i,j)d_{ij}]/I_i}{-c_t(i,j)d_{ij}/I_i}$	$\frac{[-K_t(i,i)d - K_{tr}(i,i) - K_t(i,j)d_{ij}]/I_i}{-K_t(i,j)d_{ij}/I_i}$	$\frac{[-c_{tr}(i,i)d_{ij} - c_{tr}(i,i)d^2_{ij} - 2c_{tr}(i,i)d_{ij} - c_t(i,j) - c_t(i,j)d^2_{ij}]/I_i}{-K_t(i,j)d^2_{ij}/I_i}$	$\frac{[-K_{tr}(i,i) - K_t(i,i)d^2_{ij} - 2K_{tr}(i,i)d_{ij} - K_{tr}(i,j) - K_t(i,j)d^2_{ij}]/I_i}{-K_t(i,j)d^2_{ij}/I_i}$	$\frac{[c_t(i,j) + c_t(i,j)d_{ij}]}{I_i}$	$\frac{[K(i,j)d_{ij}]}{I_i}$	$\frac{[c_t(i,j) + c_t(i,j)d_{ij}]}{I_i}$	$\frac{[K_t(i,j) + K_t(i,j)d_{ij}]}{I_i}$
0	0	1	0	0	0	0	0
$\frac{[c_t(j,i)]}{m_j}$	$\frac{[K_t(j,i)]}{m_j}$	$\frac{[c_t(j,i)d_{ij}]}{m_j}$	$\frac{[K_t(j,i)d_{ij}]}{m_j}$	$\frac{[-c_t(j,i) - c_t(j,i)]}{m_j}$	$\frac{[-K_t(j,i) - K_t(j,i)]}{m_j}$	$\frac{[-c_t(j,i)d_{ij}]}{m_j}$	$\frac{[-K_t(j,i)d_{ij} - K_{tr}(j,i) - K_{tr}(j,i)d_{ij}]/m_j}{-c_t(j,i)d_{ij}/m_j}$
0	0	0	0	1	0	0	0
$\frac{[c_t(j,i)d_{ij}]}{I_j}$	$\frac{K_t(j,i)d_{ij}}{I_j}$	$\frac{[c_{tr}(j,i) + c_t(j,i)d_{ij}d_{ji}]}{I_j}$	$\frac{[K_{tr}(j,i) + K_t(j,i)d_{ij}d_{ij}]}{I_j}$	$\frac{[-c_t(j,i)d_{ij} - c_{tr}(j,i) - c_t(j,i)d_{ij}]/I_j}{c_{tr}(j,i) - c_t(j,i)d_{ij}/I_j}$	$\frac{[K_t(j,i)d_{ij} - K_{tr}(j,i) - K_{tr}(j,i)d_{ij}]}{I_j}$	$\frac{[-c_{tr}(j,i)d_{ij} - c_{tr}(j,i)d^2_{ij} - 2c_{tr}(j,i)d_{ij}]}{c_{tr}(j,i) - c_t(j,i)d_{ij}/I_j}$	$\frac{[-K_r(j,i) - K_t(j,i) - K_r(j,i) - 2K_{tr}(j,i)d_{ij}]}{d^2_{ij}/I_j}$
0	0	0	0	0	0	1	0

Les matrices \underline{X} , $\dot{\underline{X}}$, \underline{B} et \underline{A} ont fait apparaître, à titre d'exemple, les termes concernant deux masses i et j liées à la fois entre elles et au sol de fondation.

4.2. Méthode de calcul

Le système d'équations à résoudre (équation 4) a la forme des équations différentielles de premier ordre comme [1] :

$$\frac{d}{dt} \underline{X}(t_n) = \underline{A} \underline{X}(t_n) + \underline{B}' = \underline{F}[t_n, \underline{X}(t_n)] \quad \text{à l'instant } t_n \quad (4-1)$$

$$(\underline{B}' = \underline{B}.S)$$

En intégrant les deux membres de l'instant t_n à l'instant $t_n + \Delta t$, elle s'écrit sous la forme aux différences finies comme :

$$\underline{X}(t_n + \Delta t) - \underline{X}(t_n) = \int_{t_n}^{t_n + \Delta t} \underline{F}[t_n, \underline{X}(t_n)] d\underline{X} \quad (5)$$

$$(t_n = n\Delta t)$$

La fonction $\underline{F}[t_n, \underline{X}(t_n)]$ n'étant pas connue, on peut l'interpoler par un polynôme $\underline{F}^*[t_n, \underline{X}(t_n)]$ défini à partir des valeurs :

$$\underline{F}_0 = \underline{F}[t_0, \underline{X}(t_0)]$$

$$F_1 = F [(t_0 + \Delta t) ; X(t_0 + \Delta t)]$$

.....

$$F_n = F [(t_0 + n\Delta t) ; X(t_0 + n\Delta t)] ; (t_n = t_0 + n\Delta t)$$

Alors l'équation (5) se réduit à :

$$X(t_n + \Delta t) - X(t_n) = \int_{t_n}^{t_n + \Delta t} F^* [t_n, X(t_n)] dX \quad (5-1)$$

C'est la méthode à pas liés [2]. Selon que la fonction F est extrapolée, sur l'intervalle t_n t_{n+1} à partir des valeurs F_0, F_1, \dots, F_n , ou interpolée, dans le même intervalle et à partir des valeurs F_0, F_1, \dots, F_n et F_{n+1} , $X(t_n + \Delta t)$ peut être défini par une équation explicite ou implicite de type :

$$\text{Explicite : } X(t_n + \Delta t) = X(t_n) + \Delta t \cdot G(F_0, F_1, \dots, F_n) \quad (5-1-1)$$

$$\text{Implicite : } X(t_n + \Delta t) = X(t_n) + \Delta t \cdot G'(F_0, F_1, \dots, F_{n+1}) \quad (5-1-2)$$

Compte tenu du fait que l'extrapolation employée dans la méthode explicite risque de donner une approximation moins bonne que celle par interpolation, et que la résolution de l'équation implicite, par approximations successives, nécessite un choix très habile de la valeur initiale, il est préférable d'associer les deux méthodes. Dans ce cas la méthode explicite permet le calcul de la valeur initiale, nécessaire à la résolution de l'équation de méthode implicite.

Les fonctions G et G' se définissent selon le degré du polynome choisi pour la fonction \underline{F}^* : des polynomes de 3 et 4 degrés sont utilisés pour la méthode explicite et la méthode implicite respectivement. Dans ce cas les équations (5-1-1), (5-1-2) s'écrivent :

$$\underline{X}(t_{n+1}) = \underline{X}(t_n) + \frac{\Delta t}{24} [-9 \underline{F}(n-3) + 37 \underline{F}(n-2) - 59 \underline{F}(n-1) + 55 \underline{F}(n)] \quad (6)$$

$$\begin{aligned} \underline{X}(t_{n+1}) = \underline{X}(t_n) + \frac{\Delta t}{720} [-19 \underline{F}(n-3) + 106 \underline{F}(n-2) - 264 \underline{F}(n-1) + 646 \underline{F}(n) \\ + 251 \underline{F}(n+1)] \quad (7) \end{aligned}$$

avec $\Delta t = t_{n+1} - t_n$

$$\underline{F}(n+1) = \underline{F} [t_{n+1}, \underline{X}(t_{n+1})]$$

Les ordres de grandeur des erreurs sont de $(\Delta t)^5$ et de $(\Delta t)^6$ pour les équations (6) et (7) respectivement.

Ces équations qui supposent connue la solution en plusieurs points précédents, ne peuvent pas être appliquées en début de calcul. Par conséquent, il faut utiliser une méthode auxiliaire pour les obtenir. Dans ce cas on peut utiliser la formule de RUNGE-KUTTA à quatre approximations (4° degré) [2] décrite ci-dessous :

$$\underline{X}(t_{n+1}) = \underline{X}(t_n) + \Delta \underline{X}(t_n) \quad (8)$$

$$\underline{\Delta X}(t_n) = \Delta t \underline{F}(t_n, \underline{X}(t_n))$$

$$\underline{F} [\underline{t}_n , \underline{X}(t_n)] = \frac{1}{6} [\underline{K}_1 + 2\underline{K}_2 + 2\underline{K}_3 + \underline{K}_4]$$

avec :

$$\underline{K}_1 = \underline{F}(t_n, X(t_n))$$

$$\underline{K}_2 = \underline{F} \left[\left(t_n + \frac{\Delta t}{2} \right), \left(X(t_n) + \frac{\underline{K}_1}{2} \right) \right]$$

$$\underline{K}_3 = \underline{F} \left[\left(t_n + \frac{\Delta t}{2} \right), \left(X(t_n) + \frac{\underline{K}_2}{2} \right) \right]$$

$$\underline{K}_4 = \underline{F} [(t_n + \Delta t), (X(t_n) + \underline{K}_3)]$$

L'ordre de grandeur de l'erreur, à chaque pas est de $(\Delta t)^5$.

Cette méthode présentant le défaut de nécessiter le calcul des quantités de la fonction \underline{F} en des points qui ne seront pas utilisés pour le résultat final, on ne l'utilise pas pendant tout le calcul ; le calcul de la fonction \underline{F} à chaque pas étant long, le temps pour calculer sera considérable.

4.2.1. Critères de convergence

Comme on l'a vu au § précédent, on est amené à résoudre le système d'équations (4-1), à l'instant t_n , par l'équation (7) de la façon suivante :

. Connaissant $\underline{X}(t_n)$, la résolution du système à temps t_n , et $\underline{F}(n-3)$, $\underline{F}(n-2)$, $\underline{F}(n-1)$ et $\underline{F}(n)$ les valeurs antérieures de la fonction \underline{F} obtenues au début du calcul seulement par la méthode de RUNGE-KUTTA, on calcule $X^1(t_{n+1})$, la première estimation de la solution à temps $(t_n + \Delta t)$; par l'équation explicite (6) ;

. Remplaçant celle-ci, comme une valeur initiale dans l'équation (7), on obtient $X^2(t_{n+1})$, la deuxième estimation de la solution au temps $(t_n + \Delta t)$. Dans ce cas où les critères de convergence sont remplis $X^2(t_{n+1})$ sera considérée comme la solution du système au temps $(t_n + \Delta t)$. Dans le cas contraire, celle-ci prend la place de $X^1(t_{n+1})$ dans l'équation (7) pour le calcul de $X^3(t_{n+1})$. On poursuit l'itération jusqu'au moment où les critères de convergence se remplissent.

Le premier critère, pour la i ème itération à l'instant t_n , s'écrit

$$\text{Dif}(i) = \frac{\left\| [\underline{X}^i (t_{n+1})]^T - [\underline{X}^{i-1} (t_{n+1})]^T \right\|}{\left\| [\underline{X}^{i-1} (t_{n+1})]^T \right\|} \leq \varepsilon_1 \quad (9)$$

où $\left\| [\underline{X}^i (t_{n+1})]^T \right\|$ et $\left\| [\underline{X}^{i-1} (t_{n+1})]^T \right\|$

sont les normes des solutions (matrices colonnes transposées) obtenues aux itérations i et $i-1$, respectivement. A l'instant $t_n + \Delta t = t_{n+1}$, elles se calculent comme :

$$[\underline{X}^i]^T = [x_1^i, x_2^i, \dots, x_k^i, \dots, x_{4n}^i]$$

$$\left\| [\underline{X}^i]^T \right\| = \left[\sum_{k=1}^{4n} [x_k^i]^2 \right]^{1/2} \geq 0 ; n = \text{nombre de masses}$$

Il faut noter qu'au moment de la convergence on a :

$$\text{Dif}(i) - \text{Dif}(i-1) = \varepsilon_2 \quad (10)$$

où ε_2 est une constante très petite proche de zéro. Pour économiser le temps de calcul, on se contente d'abord de respecter pour un nombre fini d'itérations, l'équation (9). La convergence n'est pas obtenue pour ce nombre d'itérations, on vérifie les deux équations (9) et (10) simultanément.

5 - MODELISATION DU COMPORTEMENT

5.1. Décomposition du comportement

La résolution du système d'équations (4) exige, dans chaque intervalle du temps, la modification de la matrice \underline{A} contenant les termes de raideurs (rigidités) et d'amortissements.

Dans le cas général et d'après les caractéristiques mécaniques déterminées lors de l'étude expérimentale (chapitre II), le comportement, dans des axes V (force horizontale) et U (déplacement horizontal relatif), des voiles à faible élancement vis-à-vis des efforts alternés (chargement-déchargement) se définit essentiellement, avant la charge maximale, par les courbes suivantes (figure 4) :

- Enveloppe des efforts maximaux - C'est le lieu géométrique des points extrêmes, en chargement positif et négatif, des cycles de chargement. Comme on l'a vu au chapitre II (§ 2.4.4.1.1.), cette courbe peut être représentée soit par trois segments consécutifs, soit par une parabole.
- Enveloppe des efforts stabilisés - C'est l'enveloppe des points extrêmes en chargement négatif et positif, des cycles d'hystéresis stables, c'est-à-dire des cycles dont la résistance et la capacité de déformation

restent identiques sous efforts alternés (un de ces cycles par exemple, s'obtient pour un déplacement donné, après un nombre fini de chargement-déchargement complet). D'après les résultats d'essais de HERNANDEZ [3], la résistance soutenue des voiles bas, au déplacement maximal est 0,75 fois de la résistance maximale.

- Cycles d'hystéresis stables. Comme on l'a vu au chapitre II (§ 4.8.2.) les cycles de chargement stables normalisés peuvent être modélisés par deux polynômes de 5^o degré défini par quatre coefficients constants A, B, C et D. Théoriquement, il est possible de suivre n'importe quelle courbe à l'intérieur de tel cycle, sans sortir des limites (points extrêmes) et on ne peut en sortir que par ces points extrêmes.

La connaissance de ces courbes nous permettra de calculer, pour un déplacement et une charge donnés, la raideur en translation horizontale (K_t) du voile.

5.2. Intervention des différentes parties dans le calcul K_t

Pour les besoins de la programmation, on décompose le comportement des voiles (dans les axes V et U) en cinq parties :

- Enveloppe des efforts maximaux ;
 - enveloppe des efforts stabilisés ;
 - partie supérieure du cycle d'hystéresis stable (Y^S) ;
 - partie inférieure du cycle d'hystéresis stable (Y_i) ;
- } cycle primaire
- courbe décrivant le comportement à l'intérieur du cycle d'hystéresis primaire (cycles secondaires).

L'intervention de chacune de ces parties dans les différentes phases du calcul se résume de la manière suivante :

Au début du calcul, le comportement est décrit par l'enveloppe des efforts maximaux, et ce jusqu'au premier déchargement ;

lors d'un déchargement au point a (figure 4) on entre dans un cycle d'hystéresis (primaire) dont les extrémités se trouvent sur l'enveloppe des efforts stabilisés (points a' et a'') : on atteint le cycle par un déchargement instantané de l'effort maximum à l'effort stabilisé (du point a au point a'), ce qui correspond aux observations de HERNANDEZ [3].

Lorsqu'on se trouve sur le cycle d'hysteresis primaire, par exemple sur la courbe inférieure Y_i , on peut rencontrer un rechargement (point b). Dans ce cas le comportement, selon les observations de même expérimentateur, peut être décrit par un polynôme du 5ème degré satisfaisant aux conditions suivantes :

- sortie du cycle au point b avec le même angle θ que celui existant entre les deux parties du cycle d'hystéresis primaire ;
- passage par les points C et d se trouvant à une distance équivalant à 0,50 et 0,75 de la distance horizontale $\overline{a'b}$, respectivement. La coordonnée de ces points se situe à 0,85 de la distance verticale $(Y_s - Y_i)$;
- arrivée au point a' avec la même pente que celle de la courbe Y^s .

Quand on se trouve sur cette courbe auxiliaire $\tilde{b}a$, les variations du déplacement peuvent conduire au dépassement du point a' ou au contraire tend à régresser vers le point b ; dans ce dernier cas on admet que l'on suit une autre courbe auxiliaire semblable à la courbe $\tilde{b}a'$. Tant que le déplacement n'a pas dépassé le point a' ou le point a'', on peut construire des courbes auxiliaires analogues. Mais à l'instant où le déplacement dépasse l'un de ces points, le comportement entre les deux courbes enveloppes est décrit par une droite de même pente que celle de la courbe d'hystéresis primaire en ce point. Si le déplacement atteint (le long de cette droite) ou dépasse l'enveloppe des efforts maximaux, le comportement sera borné à cette dernière courbe. Mais dans le cas où celui-ci redescend avant d'atteindre la courbe, un nouveau cycle d'hystéresis primaire dont les extrémités se trouvent sur l'enveloppe des efforts stabilisés est parcouru.

La succession de ces déplacements, constitue l'histoire du chargement d'un voile avant la charge maximale.

6 - DESCRIPTION DU PROGRAMME DE CALCUL

6.1. Introduction

Le programme de calcul, dénommé CADBANU (CALcul Dynamique des BATiments NUcléaires), donne le déplacement horizontal et la rotation (autour d'un autre axe horizontal perpendiculaire au déplacement) au niveau de chaque plancher d'un bâtiment nucléaire constitué de voiles à faible élancement sous l'action d'une excitation dynamique appliquée à la base de celui-ci.

Le bâtiment, comme on l'a vu précédemment, est modélisé par un empilage de corps solides, ayant chacun deux degrés de liberté, au niveau des planchers.

Le comportement non linéaire de chaque voile, modélisé par des ressorts et des amortisseurs, est décomposé en cinq parties (voir § 5.2.). La liaison du bâtiment avec le sol de fondation est aussi assurée par un système de ressorts et d'amortisseurs introduisant les termes du couplage entre les deux mouvements.

Les méthodes de calcul choisies, pour la résolution du système d'équations différentielles d'ordre un, sont la méthode de RUNGE-KUTTA puis les méthodes explicite-implicite à pas liés.

6.2. Programme principal et sous-programme

Le code de calcul CADBANU comporte un programme principal et seize sous-programmes auxiliaires :

Programme principal

Ce programme introduit les données concernant la structure, les comportements des voiles et le mouvement du sol, résolvant le système d'équations différentielles d'ordre un, en faisant appel, pour chaque pas du temps Δt , à sous-programme RIGID qui recalcule les raideurs des voiles (K_t des ressorts), à partir des déplacements horizontaux fournis.

Sous-programme RIGID

Comme expliqué précédemment, il recalcule, à partir des autres sous-programmes, les raideurs en translation horizontale. Il décompose le comportement des voiles en six parties et mémorise leurs histoires de chargement.

Sous-programme FMAXI

Il contient l'équation de l'enveloppe des efforts maximaux et par conséquent calcule la charge et la raideur pour un déplacement donné.

Sous-programme FSOUT

Contenant l'équation de l'enveloppe des efforts stabilisés, il calcule la charge et la raideur pour un déplacement donné.

Sous-programme COMPAR

En comparant la valeur de deux déplacements successifs, il détermine si l'on est en rechargement ou en déchargement.

Sous-programme LIREA

Dans le but de calculer les six coefficients d'un polynôme du 5^o degré

$$Y_i = \sum_{i=1}^6 C_i x_i ; Y = C_1 + C_2 x + C_3 x^2 + C_4 x^3 + C_5 x^4 + C_6 x^5$$

représentant une courbe auxiliaire à l'intérieur d'un cycle d'hystéresis primaire, ce sous-programme calcule, à partir des informations du § 5.2. les éléments de la matrice S de dimensions 6×6 :

$$\underline{Y} = \underline{S} \underline{C} ; \underline{C}^T = [C_1, C_2, C_3, C_4, C_5, C_6]$$

Sous-programme TANGT

En constituant la droite sortant d'un des points extrêmes d'un cycle d'hystéresis primaire, il calcule la charge et la raideur (la pente de cette droite) pour un déplacement horizontal donné.

Sous-programme TETAS

Il calcule l'angle entre les deux parties supérieure et inférieure du cycle d'hystéresis primaire à son point extrême (en radian).

Sous-programme HYSTER

Il contient l'équation de la partie supérieure (Y^s) et la partie inférieure (Y_i) du cycle d'hystéresis primaire en coordonnées réduites (par rapport à la charge et au déplacement maximaux) ; il calcule, pour un déplacement donné, la charge et la raideur correspondants.

Sous-programme CALAUX

Il constitue, à partir des informations concernant le cycle d'hystéresis primaire et ses courbes auxiliaire de chargement antérieures, l'équation de la nouvelle courbe auxiliaire et calcule la charge et la raideur sur un de ces points demandés.

Sous-programme HYSTAX

Il calcule à partir de six coefficients d'un polynôme de 5° degrés et pour un déplacement donné, la charge et la raideur du système.

Sous-programme DROIT

Après la constitution d'un nombre fini des courbes auxiliaires, à l'intérieur d'un cycle primaire, l'amplitude du mouvement réduit et par conséquent on peut définir les courbes suivantes par des droites. Ce sous-programme établit cette droite à la place d'un polynôme de 5^o degré.

Sous-programme MATRI

Il calcule, à partir des raideurs du système à l'instant t_n , les éléments de la matrice carrée A .

Sous-programme REPFOC

Il multiplie la matrice A par la matrice X donnant éléments de la matrice \dot{X} .

Sous-programme ECRIA

Il fait imprimer les éléments de la matrice A .

Sous-programme ECRIT

Il fait imprimer les éléments des matrices X et \dot{X} à l'instant t_n de calcul.

Sous-programme ECRITK

Il fait imprimer les valeurs des raideurs à chaque pas de calcul.

En plus de ces 16 sous-programmes, le code de calcul utilise aussi des fonctions et des sous-programmes appartenant à la bibliothèque de programmes de centre de calcul des études et recherches :

Sous-programme LGINF

Il calcule l'inverse de la matrice S.
=

Sous-programme VMULFF

Il calcule, dans le cas d'une vérification, la matrice unité d'une matrice donnée ($I = A^{-1} A$, par exemple).
= = =

Sous-programme STEmps

Il donne le temps CPU restant pendant l'exécution d'un step. Le temps se donne en dixième de seconde.

Fonction SABOSS

Elle permet des mesures de temps CP utilisées en secondes entre deux appels. Le temps se donne aussi en dixième de secondes.

Les organigrammes de programme principal et de sous-programme RIGID sont donnés dans les tableaux 1 et 2, respectivement.

6.3. Données

Le programme CADBANU utilise les données suivantes :

1 - Modélisation de la structure

- nombre, position, masse et inertie des corps fictifs concentrés ;
- nombre total des liaisons "corps-corps" ;
- nombre total des liaisons "corps-sol".

2 - Modélisation du comportement

- Coordonnées des points de changement de pentes ou valeur de l'exposant du polynôme de l'enveloppe des efforts maximaux ou stabilisés ;
- Coefficients (au nombre de 4) du polynôme du 5^e degré représentant le cycle d'hystéresis normalisé ;
- Définition des liaisons "corps-corps" et "corps-sol" par les caractéristiques mécaniques (raideur, amortissement) des ressorts et des amortisseurs.

3 - Source d'excitation

- Accélérations (accélérogramme) à la base de la structure.

6.4. Sorties

A chaque pas de calcul, les résultats suivants sont disponibles :

- déplacement horizontal (U) et rotation (α) des voiles ainsi que leurs vitesse (U, α) et accélération (U, α) au niveau de chaque plancher ;
- raideur en translation horizontale (K_t) de chaque voile ;
- effort tranchant dans chaque voile.

7 - ETUDE DE BON FONCTIONNEMENT DU PROGRAMME : EXEMPLES NUMERIQUES

7.1. Méthodes de vérification

Le bon fonctionnement de chaque sous-programme a été vérifié séparément. Mais pour vérifier le programme complet, comme il n'a pas été possible de faire une comparaison exacte avec les résultats déterminés par d'autres

chercheurs, il a été convenu, dans un premier temps, de vérifier le programme de calcul en le faisant fonctionner pour un système élastique. A cet effet, les enveloppes d'efforts, les cycles d'hystéresis et les courbes internes ont été définis comme des droites passant par l'origine et ayant même pente, c'est-à-dire que le programme parcourt toutes les étapes du modèle inélastique d'origine mais sous comportement linéaire. Les résultats ainsi obtenus étaient en bon accord avec ceux trouvés, pour les mêmes données, par un code de calcul linéaire, TRANSEISME [4], qui utilise exactement la même méthode de calcul (RUNGE-KUTTA 4° degré).

7.2. Hypothèses

Pour diminuer le temps de calcul et compte tenu du fait que les informations concernant les comportements des voiles vis-à-vis de tous les mouvements sont incomplets, on fait les hypothèses suivantes :

- on considère réellement deux voiles à faible élancement superposés et liés, par l'un d'entre eux, au sol de fondation. Cela correspond au modèle de trois masses concentrées sur une tige verticale ;
- on se limite aux termes de raideurs (K_t et K_r) pour les liaisons "corps-corps". Dans ce cas K_t se calcule, pour chaque intervalle du temps, par le programme, mais K_r prend une valeur constante pendant tout le calcul ;
- on néglige, pour la liaison "corps-sol", les termes de couplages (K_{tr} , C_{tr}) entre les deux mouvements (translation et rotation). Les termes K_t , K_r , C_t et C_r restent constants pendant tout le calcul ;
- On n'admet la constitution d'aucun cycle d'hystéresis dans la phase avant fissuration ;
- On confond les enveloppes des efforts maximaux et stabilisés (l'équation de cette dernière étant indéterminée).

7.3. Exemples de vérification

7.3.1. Vérifications de la première version de CADBANU -----

Le programme CADBANU dans sa première version consiste à calculer, à partir des valeurs de déplacement horizontal relatif, les valeurs de la charge horizontale et la raideur en translation des voiles.

La vérification du bon fonctionnement de cette version, qui se traduit à la vérification du sous-programme RIGID, a été effectuée en définissant des courbes continues arbitraires, pour les différentes parties de comportement (enveloppes des efforts maximaux et stabilisés, cycles d'hystéresis). Les valeurs du déplacement horizontal relatif ont été identifiées aux accélérations de l'accélérogramme d'EDF (ZZRABU). L'étude, pas à pas, de toutes les variables a montré que celles-ci évoluaient correctement. Différents passages de ce programme ont été effectués, en multipliant, à chaque fois, les déplacements par un coefficient. Les résultats graphiques, pour les valeurs : 1,50 ; 1,25 ; 1,00 et 0,40, sont représentées respectivement sur les figures 7 à 10.

7.3.2. Vérification de la version finale (en cours) -----

Malgré un bon fonctionnement de l'ensemble du programme dans le cas où celui-ci parcourt toutes les étapes du modèle inélastique d'origine mais sous comportement linéaire, une étude supplémentaire, sur le choix du pas de calcul (Δt) et les valeurs des précisions ε_1 et ε_2 , a été jugé nécessaire pour affiner les résultats obtenus. Cette étude étant en cours, la vérification et le développement du programme, pour des cas généraux, feront l'objet d'un travail ultérieur.

8 - CONCLUSION

- Nous avons réalisé (chapitre III) le programme de calcul CADBANU (CALcul Dynamique des BÂtiments NUcléaires) pour étudier la réponse des bâtiments nucléaires, constitués de voiles à faible élancement, sous l'action d'une excitation dynamique appliquée à leur base. Ce programme donne le déplacement horizontal et la rotation (autour de l'axe horizontal perpendiculaire au déplacement) au niveau de chaque plancher.

Le bâtiment est modélisé par un empilage de corps solides, ayant chacun deux degrés de liberté (déplacement et rotation) au niveau des planchers.

Le comportement non-linéaire de chaque voile, modélisé par des ressorts et des amortisseurs, est décomposé en cinq parties : enveloppes des efforts maximaux et stabilisés, parties inférieure et supérieure du cycle d'hystéresis, et courbe auxiliaire à l'intérieur de ce cycle. La liaison du bâtiment avec le sol de fondation est aussi assurée par un système de ressorts et d'amortisseurs introduisant les termes du couplage entre les deux mouvements (déplacement et rotation).

Les méthodes de calcul choisies, pour la résolution du système d'équations différentielles d'ordre un ($\dot{\underline{X}} = \underline{A} \cdot \underline{X} + \underline{B}$; $\underline{X} = \underline{\dot{Z}}$), sont la méthode de RUNGE-KUTTA puis les méthodes explicite-implicite à pas liés.

Le bon fonctionnement de la première version de ce programme qui consiste à calculer, à partir des valeurs de déplacement horizontal relatif, des valeurs de la charge horizontale et la raideur en translation des voiles a été vérifié et les résultats graphiques ont été représentés. Cependant, malgré un bon fonctionnement de l'ensemble du programme dans le cas où celui-ci parcourt toutes les étapes du modèle inélastique d'origine mais sous comportement linéaire, une étude supplémentaire, sur le choix du pas de temps et les valeurs des paramètres de précisions, a été jugé nécessaire pour affiner les résultats obtenus. Cette étude étant en cours, la vérification et le développement du programme, pour des cas généraux, feront l'objet d'un travail ultérieur.

REFERENCES

- 1 - C.E. PLICHON : "Dynamic analysis of nuclear power plant behavior to seismic excitation", Nuclear Engineering and Design, North-Holland publishing company - Amsterdam ; Volume 12, Number 1, May 1970.
- 2 - J. LEGRAS : "Méthodes et techniques de l'analyse numérique", chapitre VII "Equations Différentielles, problèmes à valeurs initiales", DUNOD, Paris 1971, pp. 171-206.
- 3 - O. HERNANDEZ BASILIO : "Diseño de muros de concreto con falla por cortante", Instituto de Ingenieria, UNAM, Mexique (1981).
- 4 - Note technique du Code TRANSEISME, Service d'Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires d'Electricité de France, 12-14, avenue Dutriévoz 69628 Villeurbanne Cedex.
- 5 - R.W. CLOUGH, J. PENZIEN : "Dynamics of structures", Mc Graw-Hill, Inc. 1975, chapitre 8 : "Analysis of non linear structural response".
- 6 - H. UMEMURA, H. TANAKA : "Elastic-plastic dynamic analysis of reactor buildings", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 3, pp. 2633-2638.
- 7 - H. TAKIZAWA, P.C. JENNINGS : "Ultimate capacity of low-rise RC buildings subjected to intense earthquake motion", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 2, pp. 1052-1057.
- 8 - R.A. PARMELEE : "Building-foundation interaction effects", proceedings of ASCE, Journal of EMD, EM2, April 1967, pp. 131-152.
- 9 - C. PLICHON : "Calcul de l'amortissement modal dans les structures soumises aux séismes", note technique, EDF-SEPTEN, Avril 1977.

- 10 - G. DELEUZE : "Réponse à un mouvement sismique d'un édifice posé sur un sol élastique", Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, Juin 1967, n° 234, pp. 884-901.
- 11 - J. LEMASSON, F. LALLEMANT, L. LEBLOND, P. UHRICH : "Annales de l'ITBTP, Février 1980, n° 380, pp. 98-144.
- 12 - E. ENDEBROCK, R. DOVE : "Seismic response of non linear systems", Los Alamos National Laboratory, Los Alamos, New Mexico, 87545, September 1981.
- 13 - M. YAMADA et H. KAWAMURA : "Resonance-fatigue-characteristics for evaluation of the ultimate aseismic capacity of structures", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 3, pp. 1835-1840.
- 14 - S. TANI, S. SODA : "Vertical load effet on structural dynamics", proceedings 6th WCEE, New-Dehli-India, 1977, Vol. 2, pp. 1028-1033
- 15 - T. TAKEDA, M. A.SOZEN, N. NIELSEN : "Reinforced concrete response to simulated earthquakes", proceedings of ASCE, Journal of the Structural division, ST12, December 1970, pp. 2557-2573.
- 16 - K. ARBENZ, A. WOHLAAUSER : "Analyse numérique", 1980, presses polytechniques romandes 1015 Lausanne, Suisse.
- 17 - K.J. BATHE, E.L. WILSON : "Linear and non linear earthquake analysis of complex structures", proceedings 5th WCEE, Rome, June 1973, Vol. 2, pp. 1796-1805.
- 18 - P. RUIZ, H. DEPASSIER : "Ductility required in Code Designed Structures", proceedings 6th WCEE, New-Delhi - India, 1977, Vol. 2, pp. 1868-1873.

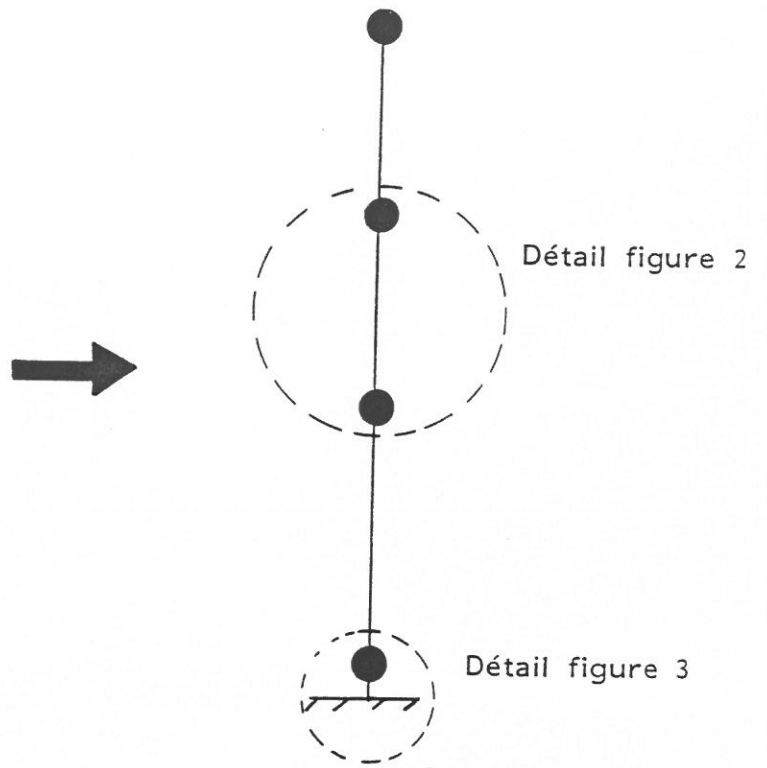
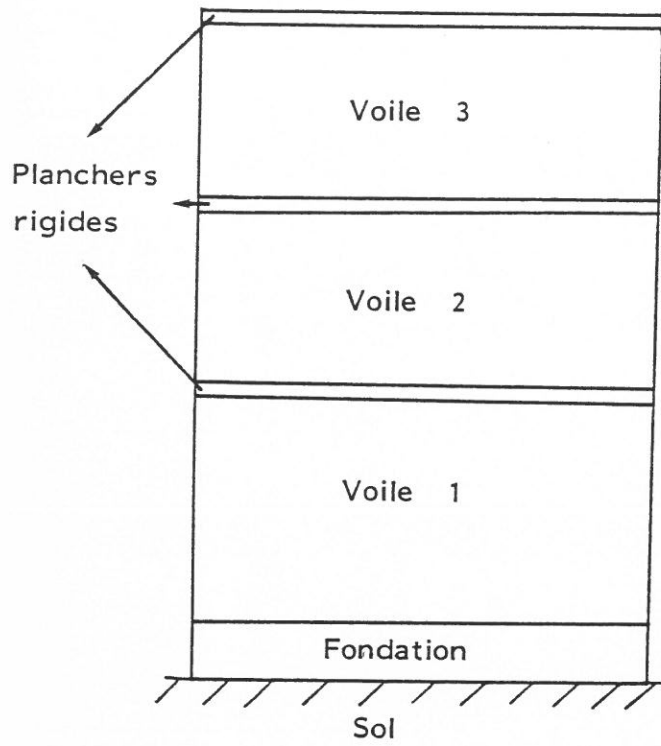


Figure 1 - Modélisation de la structure par la méthode des masses concentrées

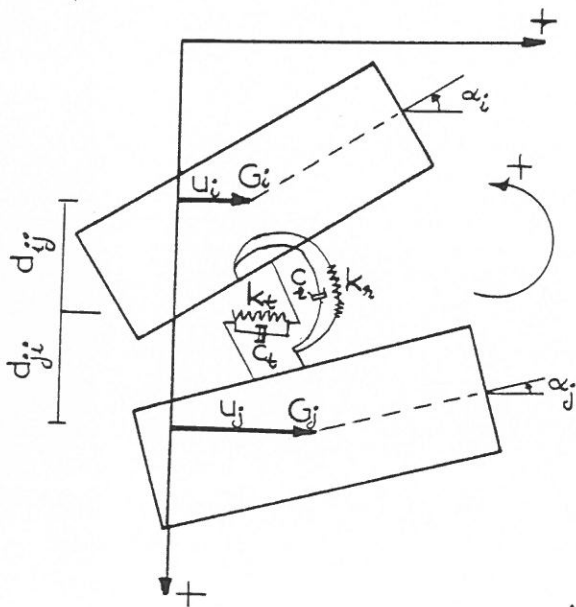


Figure 2 - Liaison "Corps - Corps"

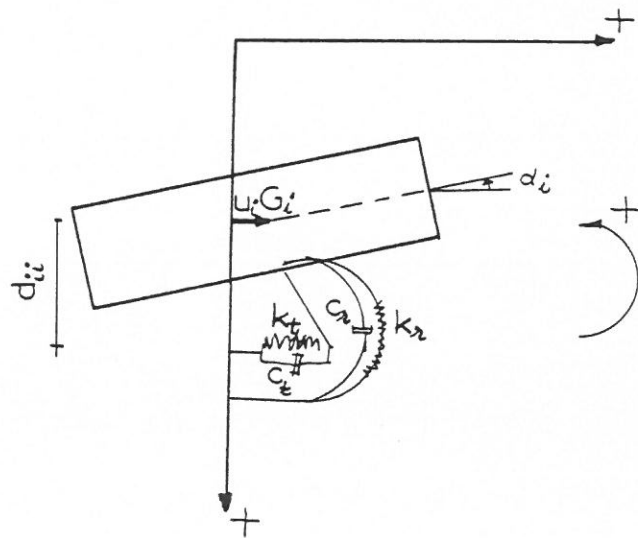


Figure 3 - Liaison "Corps-Sol"

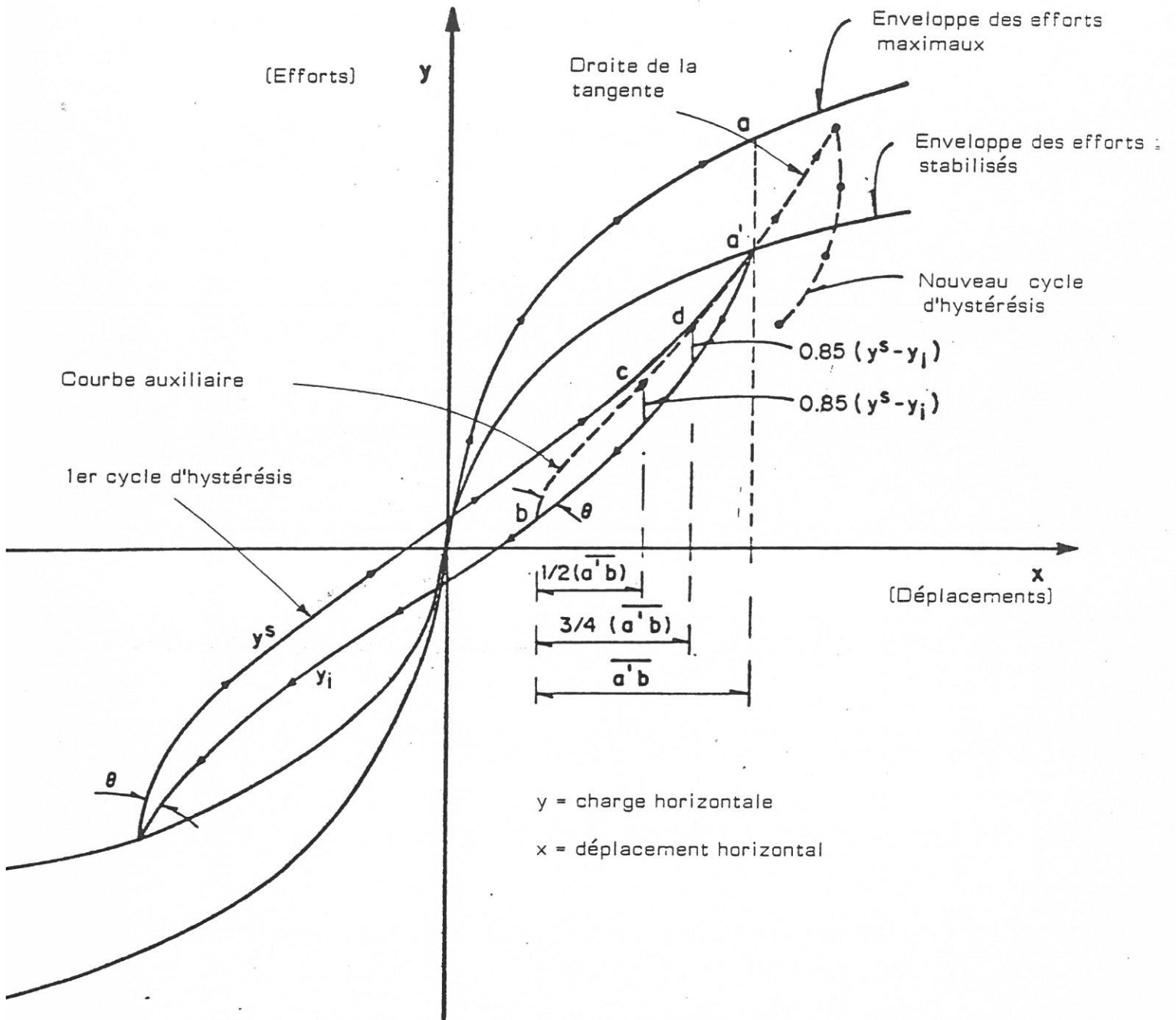


FIGURE 4 : MODELISATION D'UN VOILE BAS
 (INTERVENTION DES DIFFERENTES PARTIES POUR LE CALCUL
 DE LA RAIDEUR EN TRANSLATION K_t)

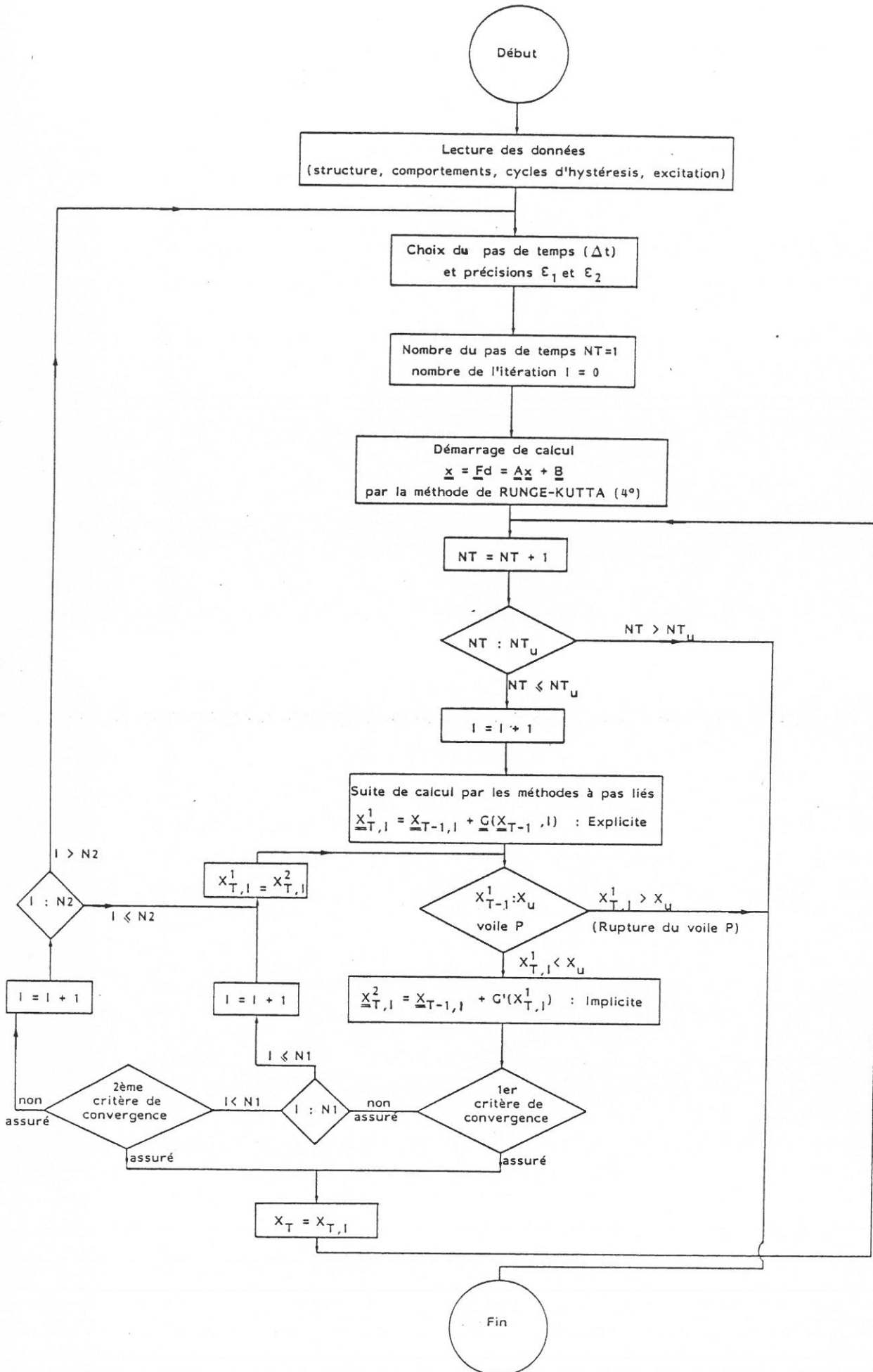


Figure 6 - ORGANIGRAMME DU SOUS-PROGRAMME RIGID

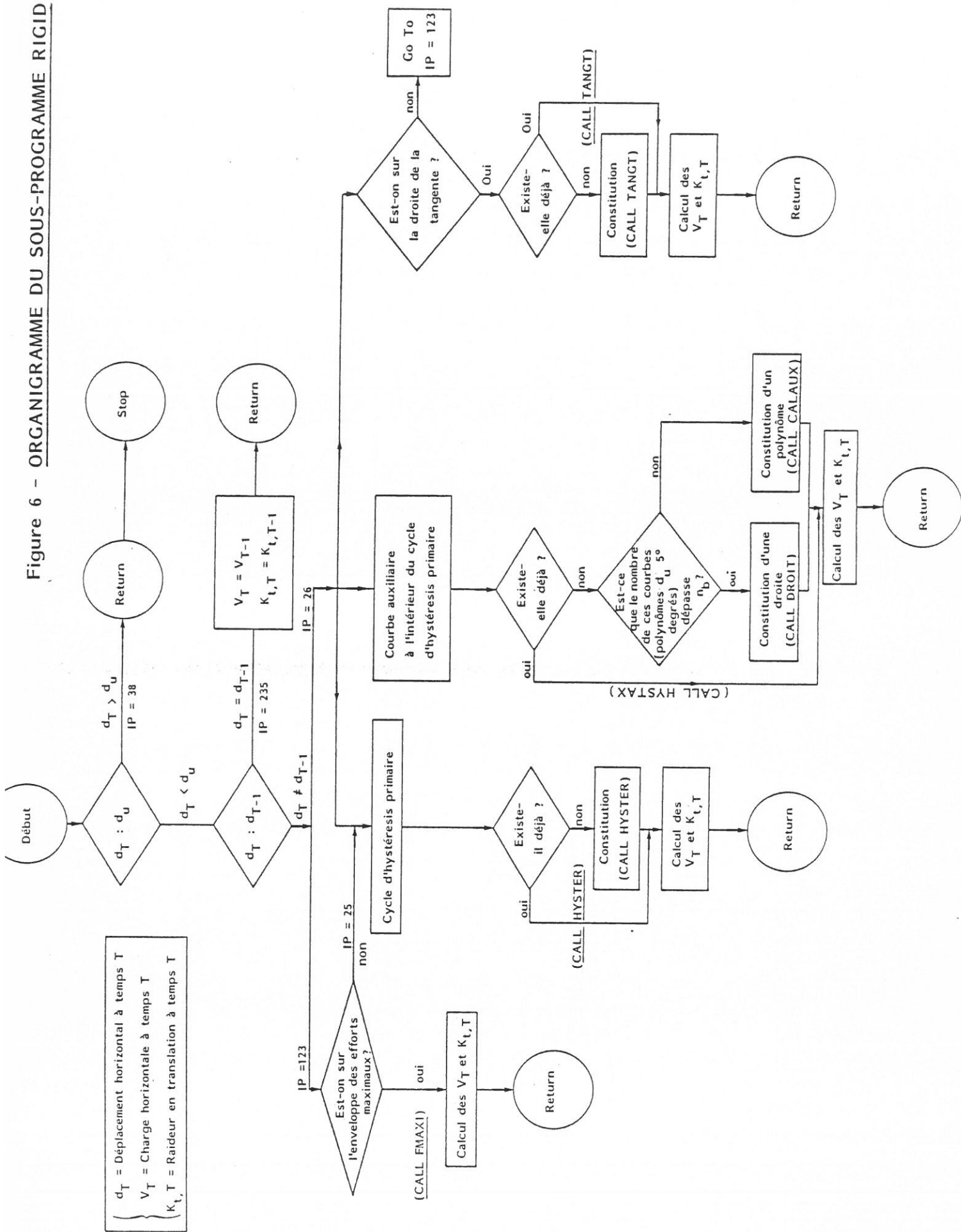


Figure 7 : Modélisation du comportement (exemple de vérification : coef.multiplicateur 1,50)

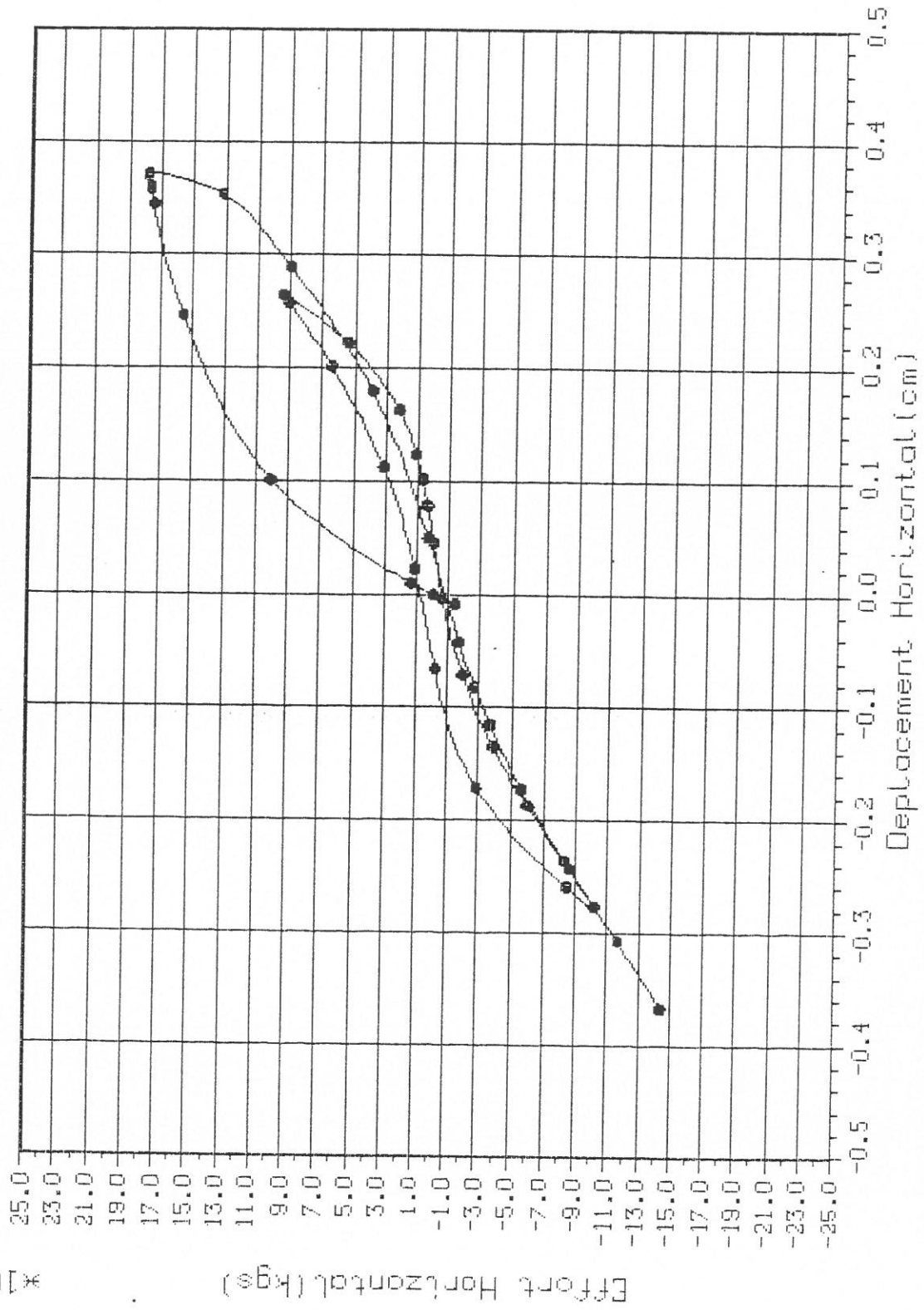
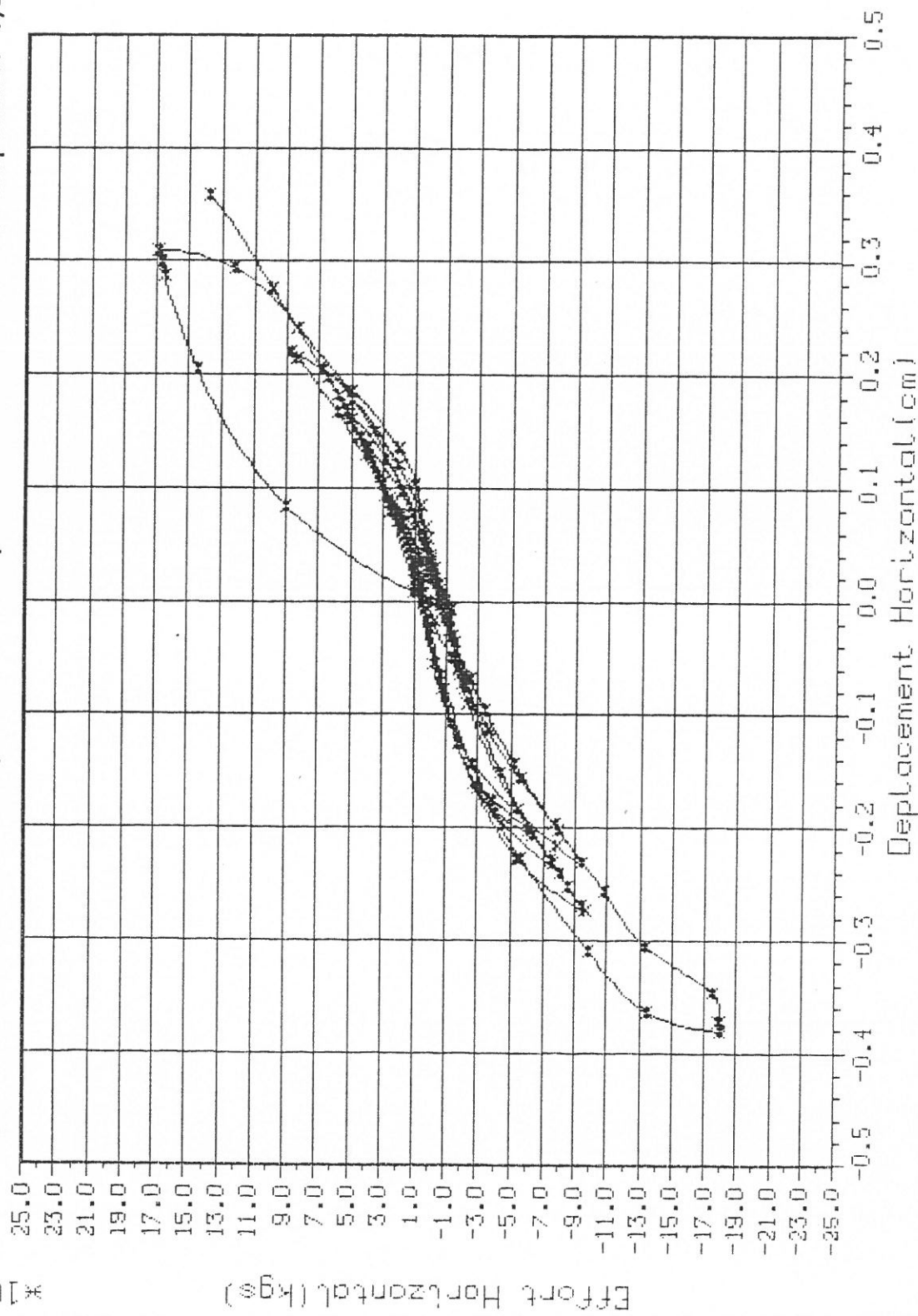


Figure 8 - Modélisation du comportement (exemple de vérification : coef.multiplicateur 1,25)



courbe efforts-deformations du voile

Figure 9 - Modélisation du comportement (exemple de vérification : coef.multiplicateur 1,00)

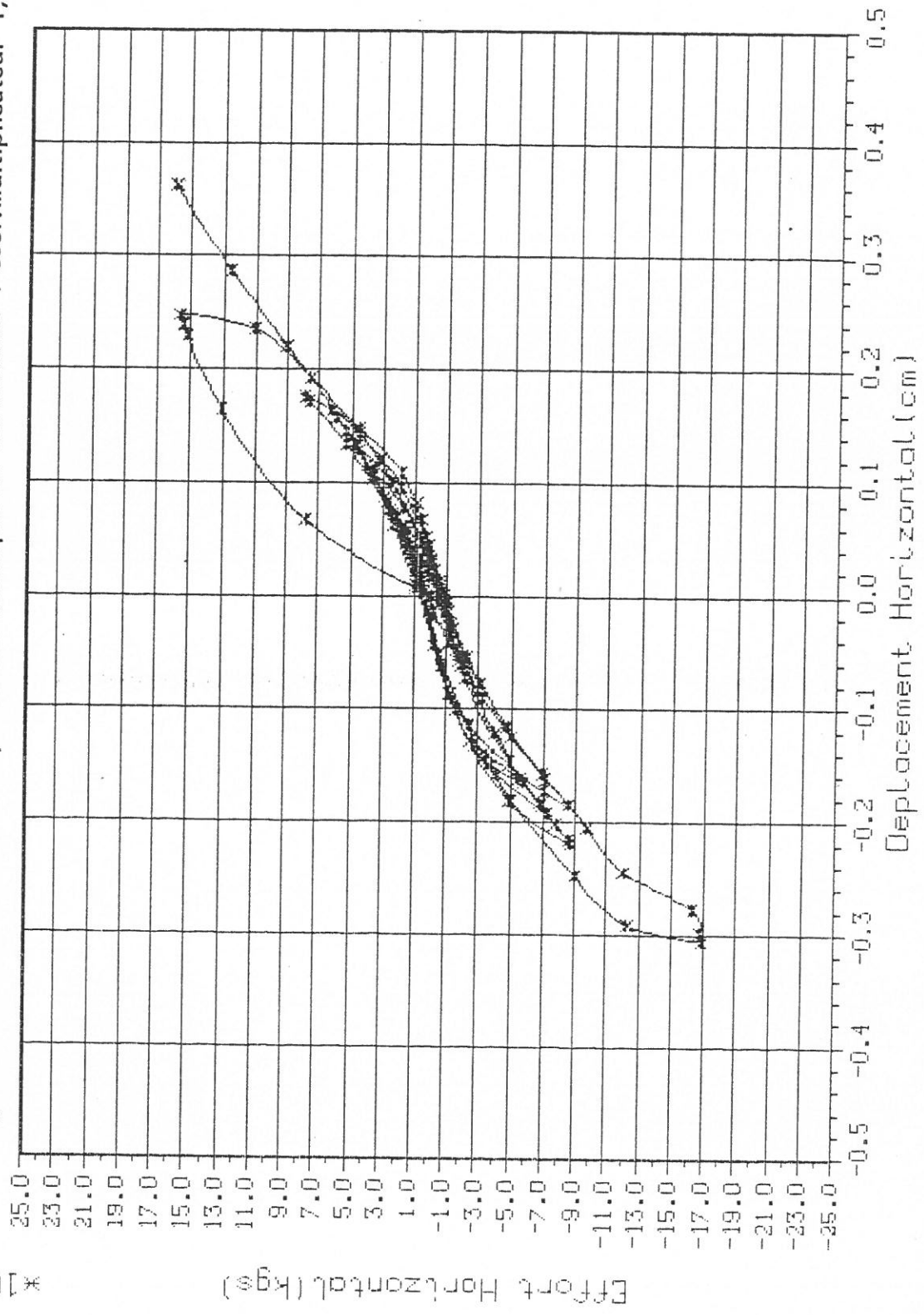
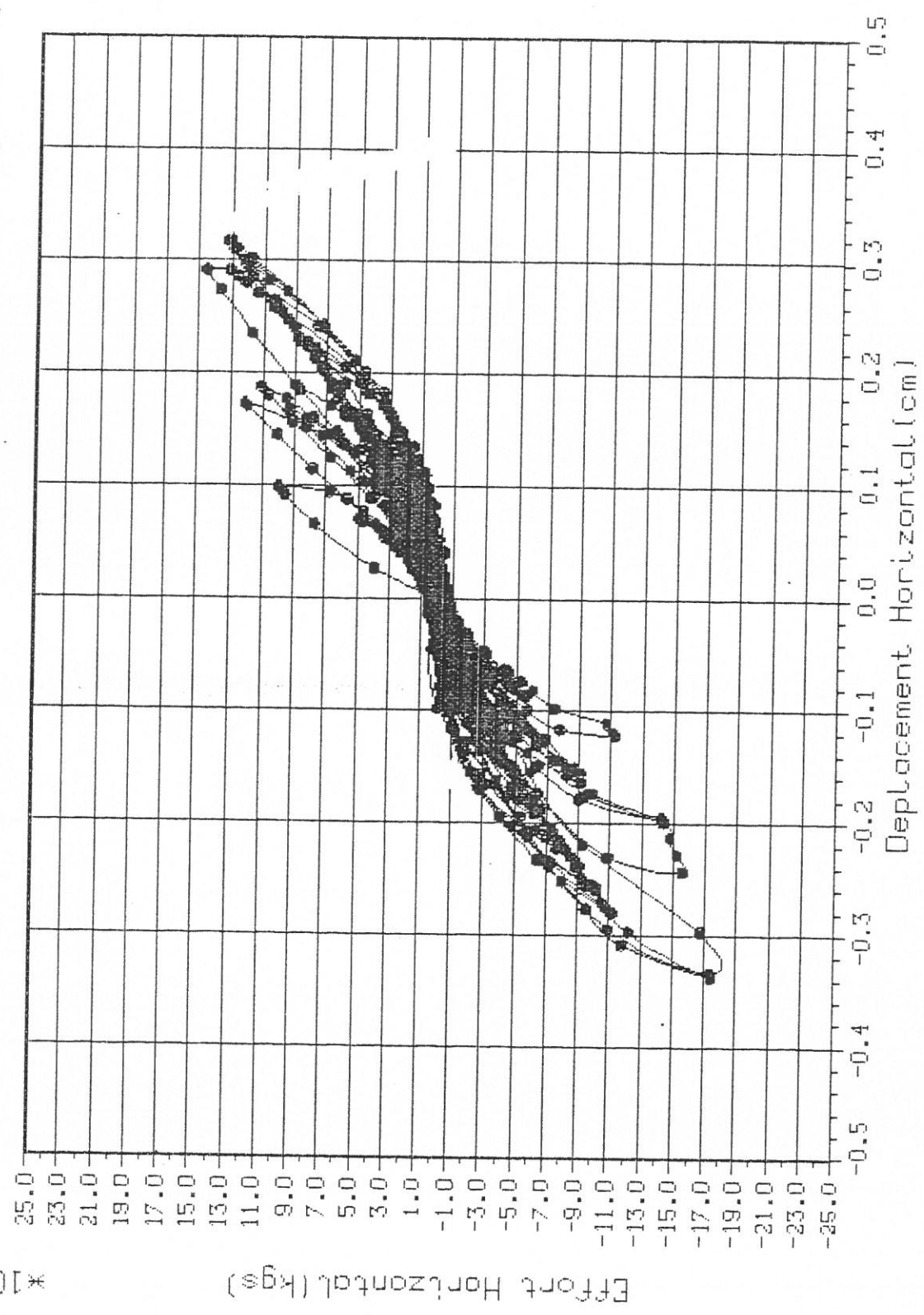


Figure 10 - Modélisation du comportement (exemple de vérification : coef.multiplicateur 0,40)



CHAPITRE IV

CONCLUSIONS GENERALES

CONCLUSIONS GENERALES

Pour étudier la réponse des bâtiments nucléaires, constitués de voiles plans, sous l'action d'une excitation dynamique appliquée à leur base, une méthode de calcul pas à pas (dans le temps) a été employée.

Le bâtiment est modélisé par un empilement de corps solides ayant chacun deux degrés de liberté (déplacement horizontal et rotation) au niveau des planchers. Le comportement non linéaire de chaque voile est modélisé par des ressorts et des amortisseurs.

A chaque pas de temps, les caractéristiques de ces derniers, raideurs (K_t , K_r) et amortissements (C_t , C_r), constituent les données nécessaires à la résolution du système d'équations (d'équilibre) différentielles d'ordre un qui a la forme :

$$\dot{\underline{X}} = \underline{A} \underline{X} + \underline{B}' ; \quad \underline{X} = \dot{\underline{Z}}$$

Ces voiles ont un élancement qui n'est que très rarement supérieur à 1 ; ils sont donc considérés comme des voiles bas dans lesquels le rôle au cisaillement devient aussi important ou plus important que celui de la flexion. En se contentant des valeurs forfaitaires de K_r et C_r (toute la durée de calcul), le comportement au cisaillement de tels voiles, sous l'action des forces horizontales (répétées) accompagnées ou non d'une force normale de traction ou de compression, a été approfondi par une étude expérimentale.

Sept essais ont été effectués sur des corps d'épreuve d'élanement 0,5 dont quatre avec une contrainte normale de traction (-0,5 MPa ; -1,5 MPa), deux avec une contrainte normale de compression (+ 0,5 MPa) et un sans effort normal.

Les pourcentages d'armatures verticales et horizontales avaient pour valeurs 0,392 % et 0,680 % dans chaque groupe d'essais.

Des résultats de ces essais, on peut tirer des conclusions essentielles suivantes :

- le facteur de ductilité est important : il varie de 8, pour le voile plus armé (0,680 %) peu comprimé (0,5 MPa), à 18, pour le voile peu armé (0,392 %) très tendu (-1,5 MPa).
- La rigidité subit une chute très rapide après apparition de la fissuration, pour atteindre une valeur de l'ordre de 10 % de la rigidité tangente initiale sous la charge maximale. Cela remet en question cette dernière qui est prise habituellement dans le calcul non linéaire des structures.
- L'amortissement moyen calculé d'après l'aire des cycles d'hystéresis, entre la fissuration et la charge maximale, est pratiquement toujours supérieur ou égal à 7 % (valeur admise habituellement pour le béton armé fissuré). Cependant, il décroît lorsque le pourcentage d'armatures croît. Cette décroissance est moins importante dans le cas des voiles peu comprimés ou peu tendus (\pm 0,5 MPa) et très importante dans le cas des voiles très tendus (- 1,5 MPa) ; ceci nous permettra de définir C_r par une valeur forfaitaire.

Pour préciser l'évolution de la raideur K_t , il est indispensable que les différentes parties du comportement au cisaillement (enveloppes des efforts maximums et stabilisés, cycles d'hystéresis) soient modélisées. Pour cela, on a cherché à approcher les courbes enveloppes par une succession de segments droits ou par une courbe (parabole), et les cycles d'hystéresis, avec leurs caractéristiques connues, par deux polynômes de degré 5 en déplacement (partie supérieure et partie inférieure) dont l'ensemble présente une symétrie par rapport à l'origine des axes.

Le calcul au cisaillement de la charge maximale, confirmé par des résultats d'essais, nous a permis de proposer des expressions évaluant cette charge même dans le cas où les voiles présentent une section de reprise de bétonnage.

Pratiquement il est constaté que les armatures horizontales ne jouent un rôle dans la résistance ultime au cisaillement que dans des voiles comprimés (0,5 MPa), quand celle-ci est mobilisée le long d'un plan de fissuration diagonale. Par contre, leur rôle est négligeable dans des voiles tendus (-0,5 MPa ou -1,5 MPa) où le plan de cisaillement est quasi-horizontal.

Il faut rappeler que ces conclusions sont valables pour les voiles d'élanement 0,5 essayés ici. En outre, compte tenu du nombre peu important d'essais étudiant l'effet de chacun des paramètres ω_v et σ_n , elles seraient éventuellement à confirmer par la réalisation d'essais complémentaires prenant en compte différentes valeurs de σ_n et ω_v et des élanements inférieurs à 1 ; il serait aussi souhaitable d'étudier simultanément le comportement dans des axes M (moment) et α (rotation).