

6042 02551
Journées de printemps: chocs et vibrations Lyon, France
13-15 juin 1978

CSA-CONF-4382

**COMPORTEMENT AUX SEISMES DE STRUCTURES EN BETON ARME - MISE AU POINT
ET VERIFICATION EXPERIMENTALE D'UN MODELE DE CALCUL NON LINEAIRE**

J. GAUVAIN - A. HOFFMANN - C. JEANDIDIER - M. LIVOLANT

D.E.D.R./D.E.M.T.

C.E.N./SACLAY - B.P. n° 2 - 91190 - GIF/YVETTE

COMPORTEMENT AUX SEISMES DE STRUCTURES EN BETON ARME - MISE AU POINT
ET VERIFICATION EXPERIMENTALE D'UN MODELE DE CALCUL NON LINEAIRE

4

RESUME -

Cette étude présente les essais d'une poutre en béton armé réalisés par le Département des Etudes Mécaniques et Thermiques au Centre d'Etudes Nucléaires de SACLAY. Le comportement réel des bâtiments de centrale nucléaire soumis aux séismes est généralement non linéaire même pour des niveaux sismiques modérés. La non-linéarité est spécialement importante dans les bâtiments de types poutres en B.A. et planchers. Pour estimer les facteurs de sécurité quand le bâtiment est dimensionné selon les méthodes classiques, des calculs non linéaires précis sont nécessaires. Pour de tels calculs, un des points les plus délicats est de définir un modèle correct du comportement d'une poutre en B.A. soumise à un chargement alterné. Dans ce but, des essais statiques et des essais dynamiques sur table vibrante ont été effectués et un modèle suffisamment précis a été mis au point et vérifié avec les résultats des essais.

SUMMARY -

This study presents the tests of a reinforced concrete beam conducted by the Department of Mechanical and Thermal Studies at the Centre d'Etudes Nucléaires de SACLAY, France. The actual behaviour of nuclear power plant buildings submitted to seismic loads is generally non linear even for moderate seismic levels. The non-linearity is specially important for reinforced concrete type buildings.

To estimate the safety factors when the building is designed by standard methods, accurate non linear calculations are necessary. For such calculations one of the most difficult point is to define a correct model for the behaviour of a reinforced concrete beam subject to reversed loads. For that purpose, static and dynamic experimental tests on a shaking table have been carried out and a model reasonably accurate has been established and checked on the test results.

4

1 - INTRODUCTION -

L'étude présentée ici est le premier programme d'essai réalisé pour étudier le comportement d'une poutre en béton armé sous sollicitation sismique utilisant la table vibrante VESUVE au Centre d'Etudes Nucléaires de SACLAY. Le comportement réel des bâtiments de centrales nucléaires soumis aux séismes est généralement non linéaire comme l'ont montré des études antérieures [1], [2], [3], [4], [5], et cela est vrai même pour des niveaux de séisme modérés. Pour estimer le facteur de sécurité quand le bâtiment est dimensionné par les méthodes usuelles des calculs non linéaires précis sont nécessaires. Un des points les plus délicats dans de tels calculs est de définir un modèle correct du comportement d'une poutre en béton armé soumise à un chargement alterné. Les principaux objectifs de notre programme d'essais statiques et dynamiques sont d'obtenir des informations sur ce point et de développer de nouveaux modèles de calcul de la réponse inélastique d'une structure à un séisme.

2 - LE PROGRAMME D'ESSAI -

2-1 - La structure testée -

Pour les premiers essais, il a été décidé de réaliser une étude fondamentale sur le comportement dynamique en flexion simple sans cisaillement. On a choisi pour cela un poteau en béton armé encasté à sa base et avec une masse de 2 tonnes fixée à son sommet. Le modèle utilisé pour les essais est la réduction à l'échelle 1/3 d'un poteau type d'un bâtiment d'une centrale nucléaire. Le poteau mesure 1,44 m de haut et a une section carrée de 17 x 17 cm. L'armature est constituée de douze aciers Tor de 8 mm de diamètre et les cadres sont placés tous les 5 cm. Le dimensionnement de la structure a été fait conformément au règlement de la construction en vigueur en France (Règles CC BA 68) [7].

../...

2-2 - Propriétés des matériaux -

Les caractéristiques mécaniques des armatures et du béton, utilisées dans le calcul de la réponse de la structure essayée, ont été déterminées par la mesure de leurs relations contrainte-déformation. Les valeurs moyennes obtenues lors des différents essais sont données ci-dessous :

	Module d'élasticité E (MPa)	Limite élastique Sy (MPa)	Limite de Rupture Su (MPa)
Acier	200 000	420	560
Béton	32 000	10	42,5

2-3 - Essais statiques -

Des essais de chargement et de déchargement ont été réalisés sur quatre corps d'épreuve. La force était appliquée par un vérin hydraulique horizontal à 1 m au-dessus de l'encastrement. Deux sortes d'essais ont été effectuées : chargements monotones donnant la relation moment-courbure et chargements alternés donnant une loi de comportement en cyclage [6].

2-4 - Essais dynamiques -

Pour étudier les effets des caractéristiques des séismes, on a choisi deux accélérogrammes de référence : la composante N.S. du séisme de TAFT (1952) et la composante N.S. du séisme de SAN FRANCISCO (1957). Les spectres de réponse pour un amortissement de 5 % sont présentés figure 1. La durée de SAN FRANCISCO est plus courte que celle de TAFT. Pour tenir compte de l'échelle du modèle les accélérogrammes utilisés ont été contractés en temps par un facteur 3.

Pendant les essais, l'accélérogramme au sommet du poteau et sur la table, les déplacements relatifs en quatre points et les contraintes sur les fers à l'encastrement (figure 2) ont été enregistrés sur bande analogique. Les essais suivants ont été réalisés avec huit poteaux :

../...

Séisme	Poteau n°	Nombre de séismes	Vitesse maxi de la table	Observations
TAFT	JT 9	8	0.075 m/s ↗ 0.50 m/s	niveaux croissants
	JT10	4	0.50 m/s	niveau élevé
	JT14	40	0.13 m/s	effet de fatigue
	JT15	8	0.075 m/s ↗ 0.50 m/s	niveau croissant
	JT16	10	0.075 m/s ↗ 0.50 m/s	effet bi-axial
SAN FRANCISCO	JT11	13	0.060 m/s ↗ 0.55 m/s	niveaux croissants
	JT12	8	0.55 m/s	niveau élevé
	JT13	13	0.060 m/s ↗ 0.55 m/s	niveaux croissants

3 - RESULTATS DES ESSAIS -

3-1 - Essais statiques -

Durant les essais de chargement, on a effectué un grand nombre de décharges. Le principal résultat est que, même à faible niveau de charge, les fissures dans le béton en traction entraînent une diminution significative de la rigidité. Après le premier cycle, en dessous du niveau de charge correspondant à la limite élastique des fers, le comportement sous une succession de charges et décharges au même niveau est quasi élastique avec la rigidité réduite.

3-2 - Essais dynamiques -

Les essais dynamiques confirment les résultats des essais statiques : la fréquence fondamentale de la structure diminue lorsque le niveau de charge augmente. Cela se voit clairement sur le déplacement au sommet tracé en fonction du temps sur la figure 3 à niveau de séisme faible et élevé. Les fissures sont mises en évidence même à un faible niveau de charge par une jauge placée sur un fer à l'encastrement du poteau (figure 4) ; quand le béton proche de la jauge est en traction, seuls les fers travaillent, mais lorsque le béton est en compression, l'acier et le béton travaillent et la valeur absolue de la déformation est nettement plus faible.

Pour chaque séisme, on a déterminé la fréquence propre et l'amortissement de la structure sur le mouvement libre après la fin du séisme alors qu'elle se comporte comme un oscillateur libre amorti. Les figures 5 et 6 montrent la diminution de la fréquence et l'augmentation de l'amortissement en fonction du maximum de la flèche relative du poteau au cours du séisme, la flèche relative étant la flèche au sommet divisée par la hauteur du poteau. Les points des courbes donnant la fréquence propre et l'amortissement initiaux ont été déterminés avant les essais sur la table vibrante par excitation à un très bas niveau avec un excitateur électrodynamique. La fréquence propre ainsi obtenue est en très bon accord avec celle calculée dans l'hypothèse d'un comportement purement élastique du béton.

L'ensemble des essais n'a pas montré de différence importante entre la réponse d'un poteau directement soumis à un séisme de niveau élevé et celle d'un poteau soumis au même séisme après une succession de séismes de niveaux croissants. Pour ce qui concerne cet effet, il a été réalisé un essai de fatigue sur un poteau soumis quarante fois au même séisme (TAFT, $V_{max} = 0,13$ m/s). Les résultats tracés sur la figure 7 montrent que la fréquence propre décroît de 5 Hz à 2,5 Hz durant le premier séisme et reste sensiblement constante ensuite. Cela signifie que la diminution de rigidité dépend essentiellement du niveau de charge et n'est pas très sensible au nombre de cycles (jusqu'à 40 cycles). Le comportement de l'amortissement est analogue.

La forme de la déformée du poteau aux niveaux élevés est sensiblement une droite qui a subi une rotation autour de l'encastrement où les plus grandes fissures sont observées.

Sur la figure 8 est tracé le maximum de la flèche relative des poteaux en fonction du niveau de séismes caractérisé par la vitesse maximale de la table pendant le séisme. Aux niveaux de séismes faibles et moyens, le mouvement de TAFT entraîne, pour une même vitesse maximale, des flèches plus faibles que le mouvement de SAN FRANCISCO. Cependant, la ruine du poteau survient approximativement au même niveau : 0,50 m/s pour TAFT et 0,55 m/s pour SAN FRANCISCO.

4 - INTERPRETATION -

4-1 - Caractéristiques dynamiques -

Il a été observé que la fréquence propre d'un poteau après un séisme dépend uniquement du maximum de la flèche relative atteinte pendant le mouvement. La figure 5 montre que les points expérimentaux pour plusieurs poteaux sont très proches d'une courbe unique donnant la fréquence en fonction du déplacement maximum. On n'a pas observé d'influence de la durée du séisme (3,5 secondes pour TAFT contracté et 1,9 seconde pour SAN FRANCISCO contracté) sur la relation flèche-fréquence.

Les résultats pour l'amortissement sont légèrement plus dispersés. Mais les valeurs mesurées sont nettement plus faibles que celles utilisées généralement pour le dimensionnement au séisme.

Cependant, la comparaison n'est pas pleinement significative car les amortissements ont été déduits de la dernière partie du mouvement pendant laquelle il n'y a plus de dissipation d'énergie correspondant à de nouvelles fissurations.

4-2 - Comparaison des résultats des essais avec les méthodes usuelles de calcul -

Pour une telle structure, en béton armé à un seul degré de liberté, la méthode habituelle de calcul comporte les étapes suivantes :

- Calcul de la fréquence propre avec comportement élastique du béton.
- Estimation des efforts maximaux sur la poutre à partir du spectre de réponse [8] avec un amortissement conventionnel (environ 7 %).
- Analyse statique non linéaire du comportement de la poutre soumise aux efforts calculés, prenant en compte la fissuration pour obtenir les contraintes de traction maximales dans les fers et les contraintes de compression maximales dans le béton.
- Comparaison de ces contraintes aux limites prévues par le règlement en vigueur (CC BA 68 en France). Les limites diffèrent en conditions normales (premier genre) ou accidentelles (deuxième genre).

Une telle analyse donne le niveau maximum de séisme qu'une poutre peut supporter en chargement du premier genre et du second genre. Les points correspondants sont portés sur les figures 12 et 13 (calcul élastique). Il est intéressant de remarquer que le facteur de sécurité (niveau de séisme entraînant la ruine de la poutre divisé par le niveau correspondant au second genre) est 2,5 pour SAN FRANCISCO et 4 pour TAFT. Les déplacements sont très sous-estimés. Dans ce cas, la méthode usuelle est conservatrice pour les charges mais ne l'est pas pour les déplacements.

Une amélioration de la méthode usuelle est obtenue en prenant en compte la fissuration du béton dans le calcul de la fréquence propre. Comme exemple, on a tracé sur les figures 12 et 13 les points correspondant à une demi-section fissurée. Dans ce cas, les résultats sont conservatifs simultanément pour les efforts et pour les déplacements. Cependant, d'autres essais seraient nécessaires pour prouver qu'une telle méthode peut être utilisée en sûreté dans tous les cas.

4-3 - Amélioration des méthodes de calcul -

Le principal résultat des essais est que la rigidité d'une structure en béton armé diminue même lorsque le niveau de séisme est relativement faible. En conséquence, la fréquence propre de la structure diminue lorsque la flèche maximum augmente et il est nécessaire de prendre en compte avec soin cet effet pour obtenir une bonne prévision des déplacements d'une structure sous sollicitation sismique. Pour atteindre ce but, nous avons développé un modèle de calcul non linéaire qui diffère nettement des modèles de plasticité classiques.

La première étape de la méthode de calcul consiste à calculer la loi globale moment-courbure de la poutre en béton armé [11], en prenant en compte les lois de comportement du béton et de l'acier, la fissuration du béton en traction, la géométrie de la poutre et des armatures et la précontrainte due au poids.

Pour une poutre type en béton armé, cette relation prend la forme d'un diagramme tri-linéaire : d'abord il y a une zone purement élastique, puis une zone de fissuration du béton et enfin une zone de comportement

.../...

plastique des aciers [6]. Une fois que la limite de rupture du béton est atteinte, il y a une quatrième zone correspondant à l'écrasement du béton où le moment diminue quand la courbure augmente.

La relation moment-courbure est asymétrique si la section ou l'armature n'a pas de plan de symétrie. Elle est généralement différente dans la direction orthogonale.

On peut déduire une loi de comportement en cyclage des résultats des essais de charge et de décharge comme représenté sur la figure 9.

Le point essentiel est qu'après un effort entraînant la fissuration le module d'élasticité est remplacé par le module sécant pour les charges et décharges suivantes à un niveau plus faible que la première. Quand la plasticité apparaît, le module de décharge est le module sécant de la limite de la zone de fissuration. Quand le signe du moment change, on parcourt sensiblement une ligne droite joignant le point sur l'axe des moments nuls au dernier point atteint sur la courbe moment-courbure de sens opposé.

Evidemment, un tel modèle est valable seulement pour un comportement unidirectionnel, ce qui est le cas de nos essais. On étudiera plus tard un modèle bi-directionnel après complète validation du modèle unidirectionnel.

On a introduit ce modèle dans le programme général de calcul de poutre TEDEL [9], [10] (système CEASANT) et la réponse dynamique des poutres essayées a été calculée pour différents niveaux des accélérogrammes TAFT NS et SAN FRANCISCO NS. Sur la figure 12 sont placés trois points correspondant aux niveaux faible, moyen et élevé de TAFT. Pour le niveau élevé, la loi de comportement prend en compte la diminution de résistance due à l'écrasement du béton en compression au-delà de 2,5 ‰ de déformation. On a tracé figures 10 et 11 les mouvements au cours du temps et les relations moment-courbure à faible niveau et à niveau élevé. Sur la figure 13 sont placés trois points correspondant aux niveaux faible et moyen de SAN FRANCISCO. Les déplacements calculés s'accordent très bien avec les résultats expérimentaux pour TAFT et sont un peu trop faibles (10 %) pour SAN FRANCISCO. L'allure des mouvements au cours du temps est très semblable à celle des expériences.

D'autres comparaisons sont nécessaires avant de donner une conclusion définitive, mais les résultats obtenus jusqu'à présent indiquent qu'il semble possible de calculer le comportement réel des poutres et par conséquent des bâtiments jusqu'aux charges ultimes correspondant à la ruine de la structure.

5 - CONCLUSION -

Le principal résultat de ces essais est qu'il est nécessaire de prendre correctement en compte la diminution de rigidité due à la fissuration, même pour un faible niveau de charge, pour obtenir la flèche mesurée lors des essais. Le modèle de calcul en dynamique non linéaire présenté permet de déterminer le comportement des poutres en flexion avec une précision correcte. On peut utiliser ce modèle pour calculer le mouvement de bâtiments complexes en poutres et poteaux sous sollicitation sismique élevée et prévoir le niveau de séismes entraînant la ruine.

Aux niveaux plus faibles, on peut utiliser des méthodes de calcul plus simples mettant en oeuvre un processus itératif entre la rigidité, l'effort dynamique et la section fissurée en se servant de la technique classique des spectres de réponse. La première itération que nous avons appelée "analyse en section demi-fissurée" apparaît conservative quant aux efforts et aux déplacements.

Ultérieurement, des essais seront faits avec des portiques afin d'étudier le comportement d'une structure semblable à un bâtiment et obtenir une validation plus complète du modèle de comportement décrit. Après cela, on fera des essais sur des murs de refend et des modèles de comportement seront établis et vérifiés.

REFERENCES -

- [1] CHEN C.K., CZARNECKI R.M., SCHOLL R.E. - "Vibration tests of a 4 story reinforced concrete test structure" JAB 99-119, URS/John A. Blume & Associates Engineers, SAN FRANCISCO 1976.
- [2] DARIO ARISTIZABAL J., SOZEN M.A. - "Behavior of 10 story reinforced concrete walls subjected to earthquake motion" University of Illinois, UIIU. Eng. 76-2017, URBANA, 1976.
- [3] HIDALGO P., CLOUGH R.W. - "Earthquake simulator study of a reinforced concrete frame" University of California, EERC 74-13, BERKELEY, 1974.
- [4] SPASIC B. - "Comportamiento de los elementos estructural de concreto armado sometidos a fuerza axial y momentos alternados" - Bolletin del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales (IMME) - Ano 12 n° 49, MADRID, 1975.
- [5] WIGHT J.K., SOZEN M.A. - "Shear strength decay in reinforced concrete columns subjected to large deflection reversals" - University of Illinois, UIIU Eng. 73-2017 - URBANA 1977.
- [6] SOUBRET R. - "Essais statiques et dynamiques sur poteaux" - CEBTP- SAINT-REMY-LES-CHEVREUSE - 1976.
- [7] "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé" - CC BA 68.
- [8] JEANPIERRE F., LIVOLANT M. - "Analyse de la tenue des structures de réacteurs nucléaires aux séismes - Méthodes de calcul - Méthodes expérimentales" - Colloque sur les méthodes d'étude et simulation des chocs - LYON 1974 - CEA/DEDR.
- [9] HOFFMANN A., JEANPIERRE F., LIVOLANT M. - "Système CEASENT - Aperçus Théoriques sur les programmes de calcul - Dynamique - Non-linéarités géométriques - Flambage - Plasticité" - 1976 (Rapport EMT/76/19) - C.E.A./D.E.D.R.
- [10] HOFFMANN A., JEANPIERRE F., AXISA F. - "Programme TEDEL - Tuyauteries - Charpentes à trois dimensions - Elastique - Plastique - Dynamique - Flambage - Thermoplasticité - Fluages - Grands Déplacements - Fluides - Séismes - ASME " 1977 (Rapport EMT/77/64) - C.E.A./D.E.D.R.

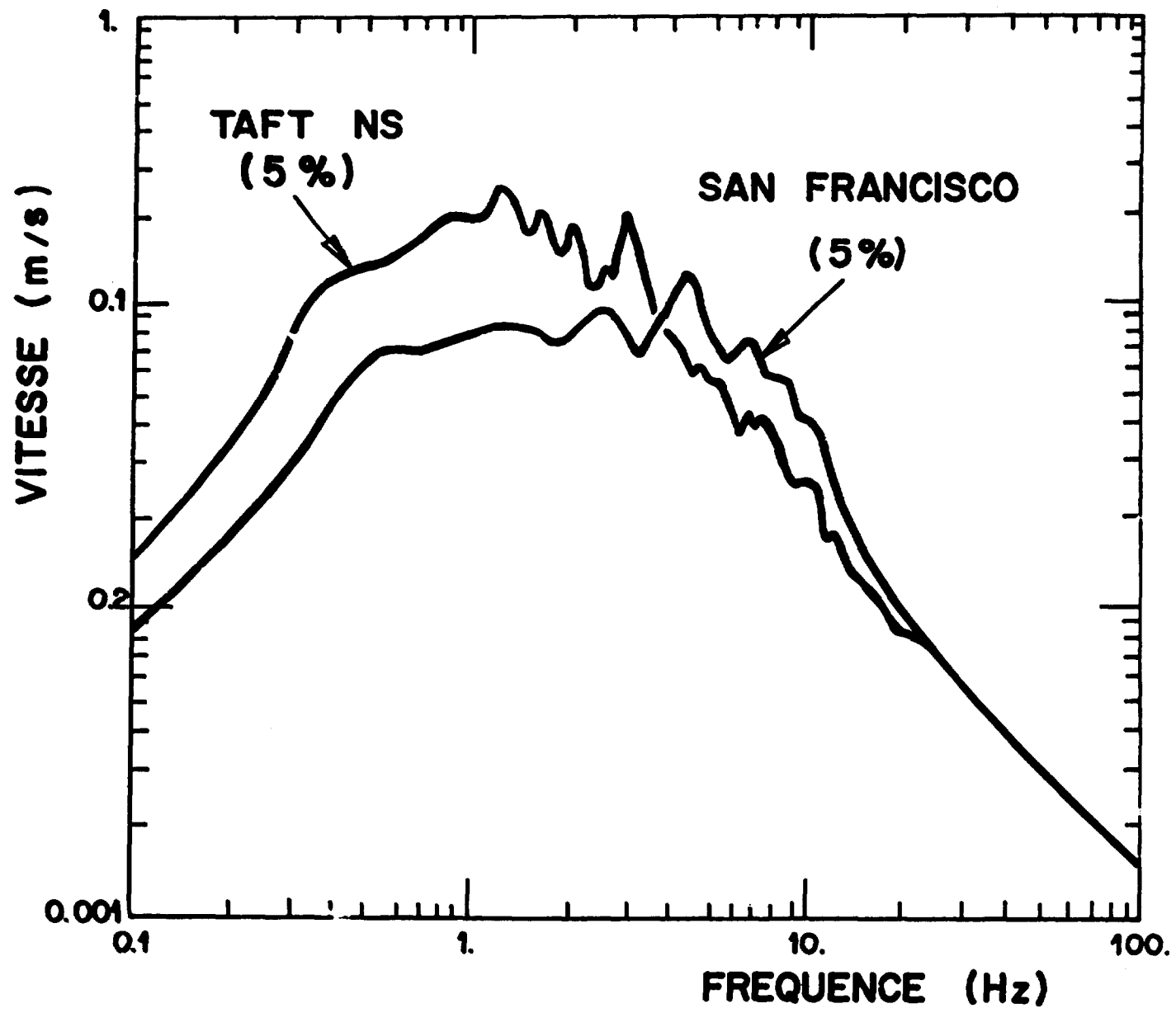
- [11] HOFFMANN A., ROCHE R., LIVOLANT M., GUYVAIN J. - "Système CEASANT - Poutres et coques - Quelques considérations simples sur les modèles globaux de plasticité" - 1977 (Rapport EMT/77/22) - C.E.A./D.E.D.R.

4

LISTE DES FIGURES -

- 1 - Spectres de réponse en pseudo-vitesse de TAFT NS et SAN FRANCISCO avec un amortissement 5 %.
- 2 - Schéma de l'installation d'essai dynamique.
- 3 - Déplacement au sommet en fonction du temps à niveaux faible et élevé avec TAFT NS et SAN FRANCISCO NS.
- 4 - Déformation en fonction du temps sur une jauge acier.
- 5 - Fréquence en fonction de la flèche relative.
- 6 - Amortissement en fonction de la flèche relative.
- 7 - Influence de la fatigue sur la fréquence et l'amortissement.
- 8 - Maximum de la flèche relative en fonction de la vitesse maximale du séisme.
- 9 - Diagramme - Force - Flèche au sommet.
- 10 - Déplacements calculés pour TAFT NS ($v_{\max} = 15 \text{ cm/s}$)
- 11 - Déplacements calculés pour TAFT NS ($v_{\max} = 50 \text{ cm/s}$).
- 12 - Flèche relative avec TAFT NS.
- 13 - Flèche relative avec SAN FRANCISCO NS.

4



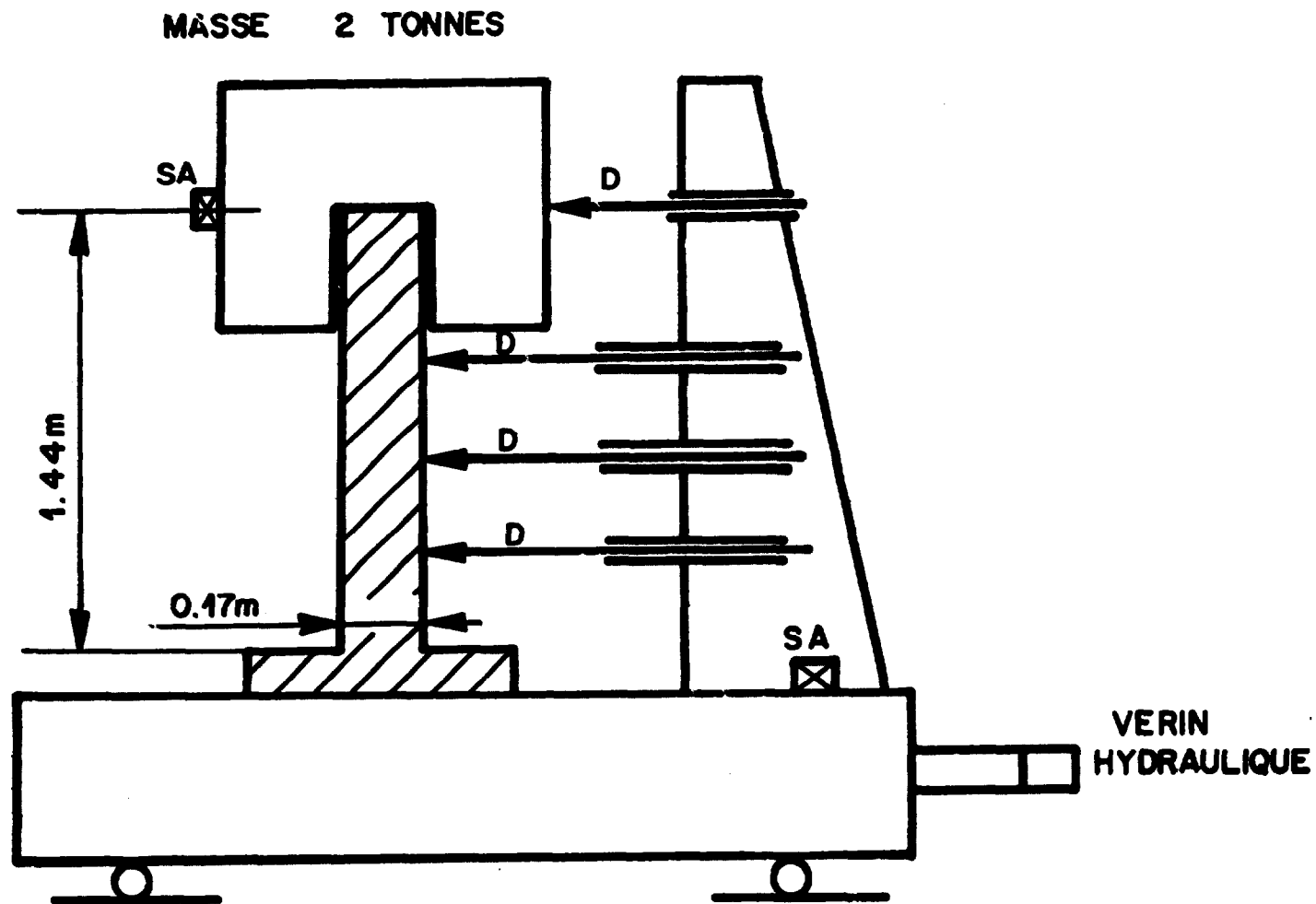
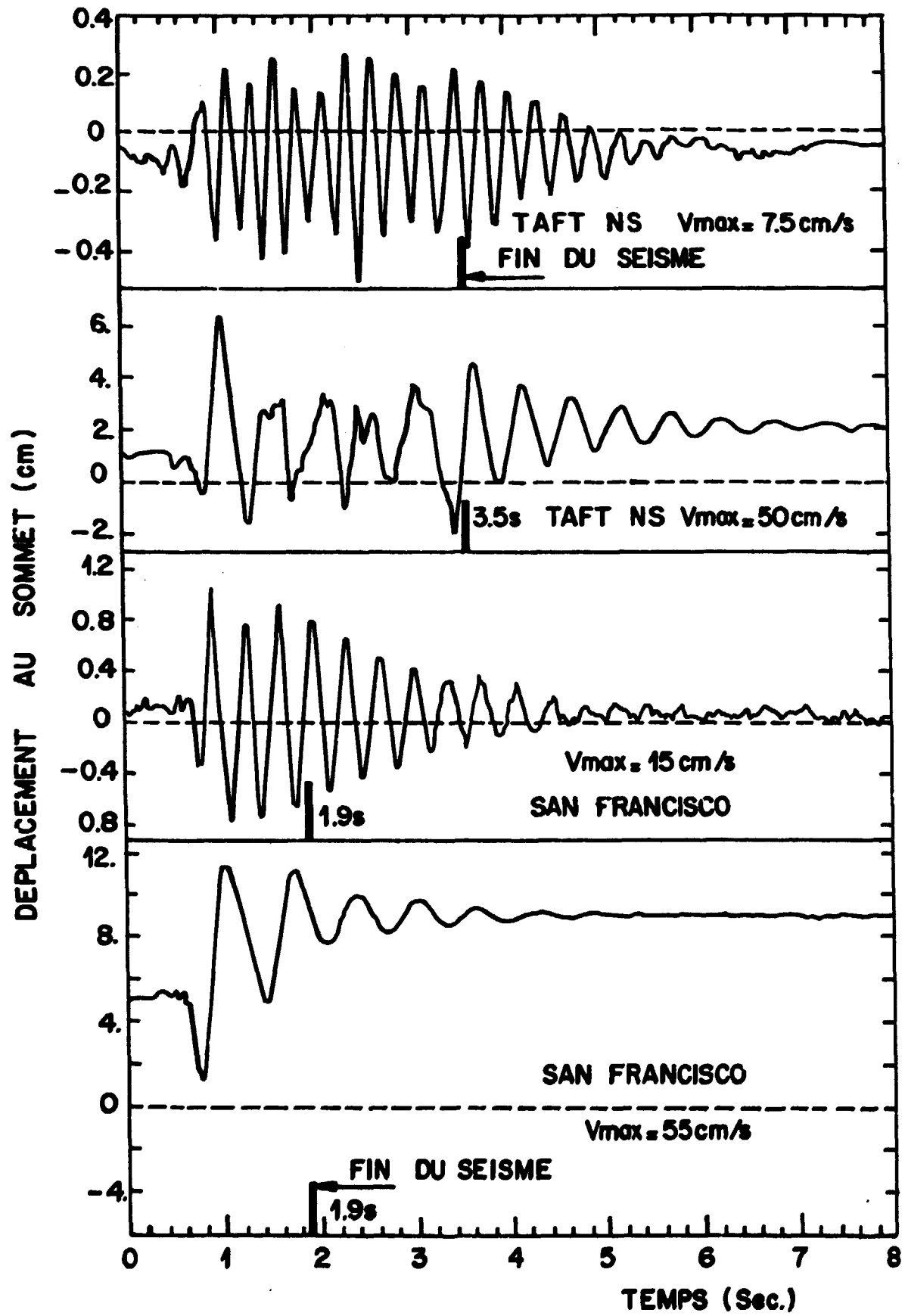
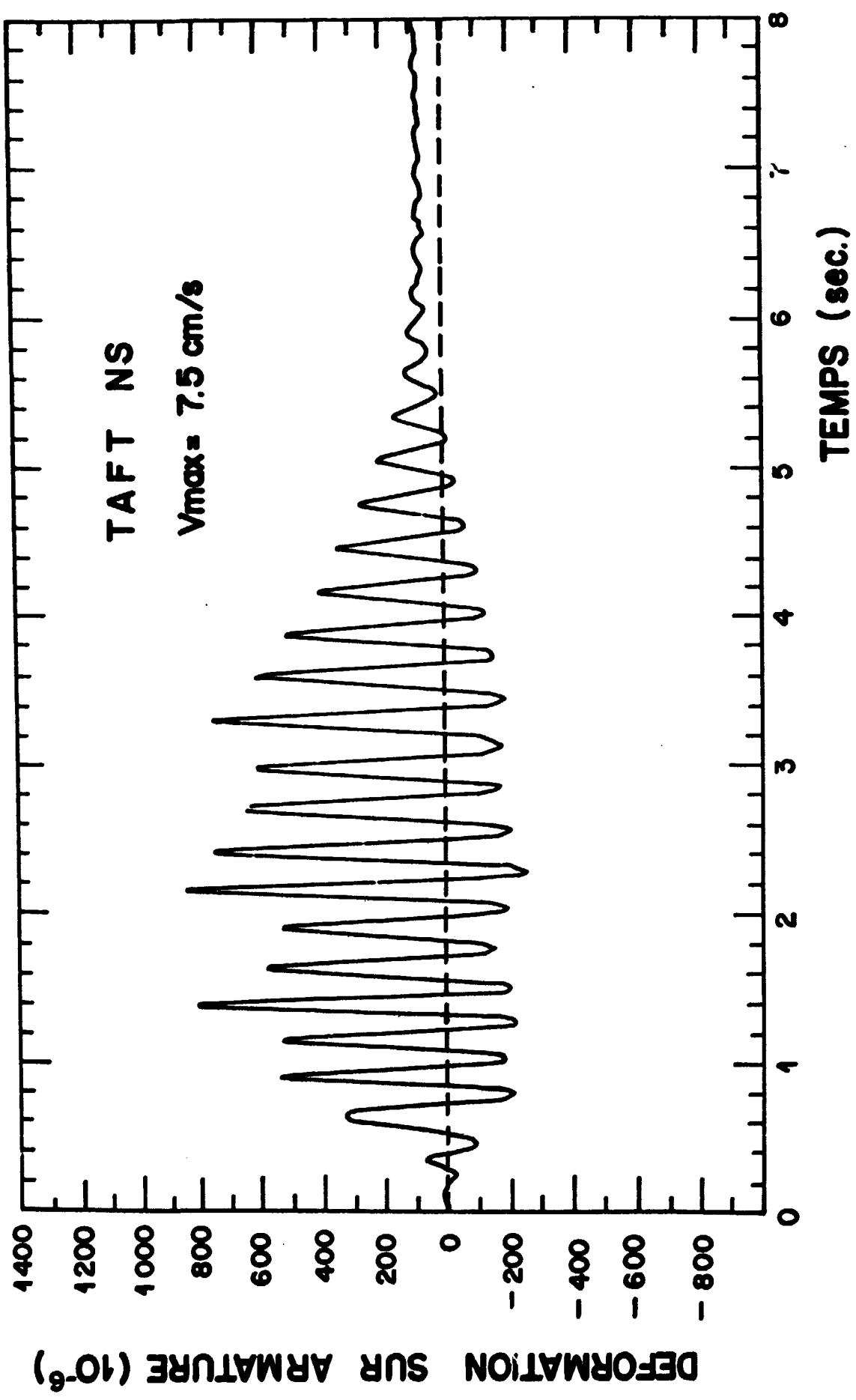
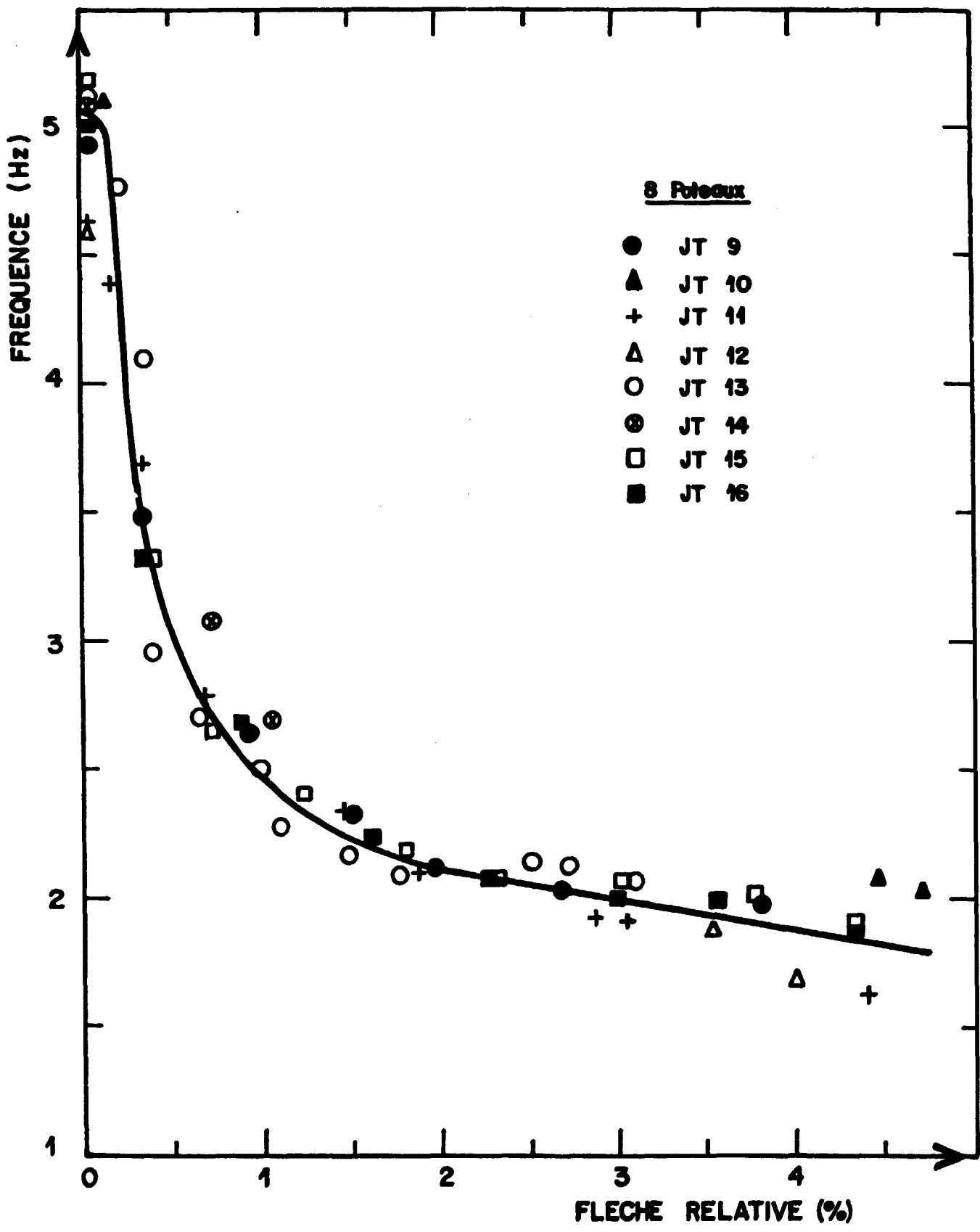


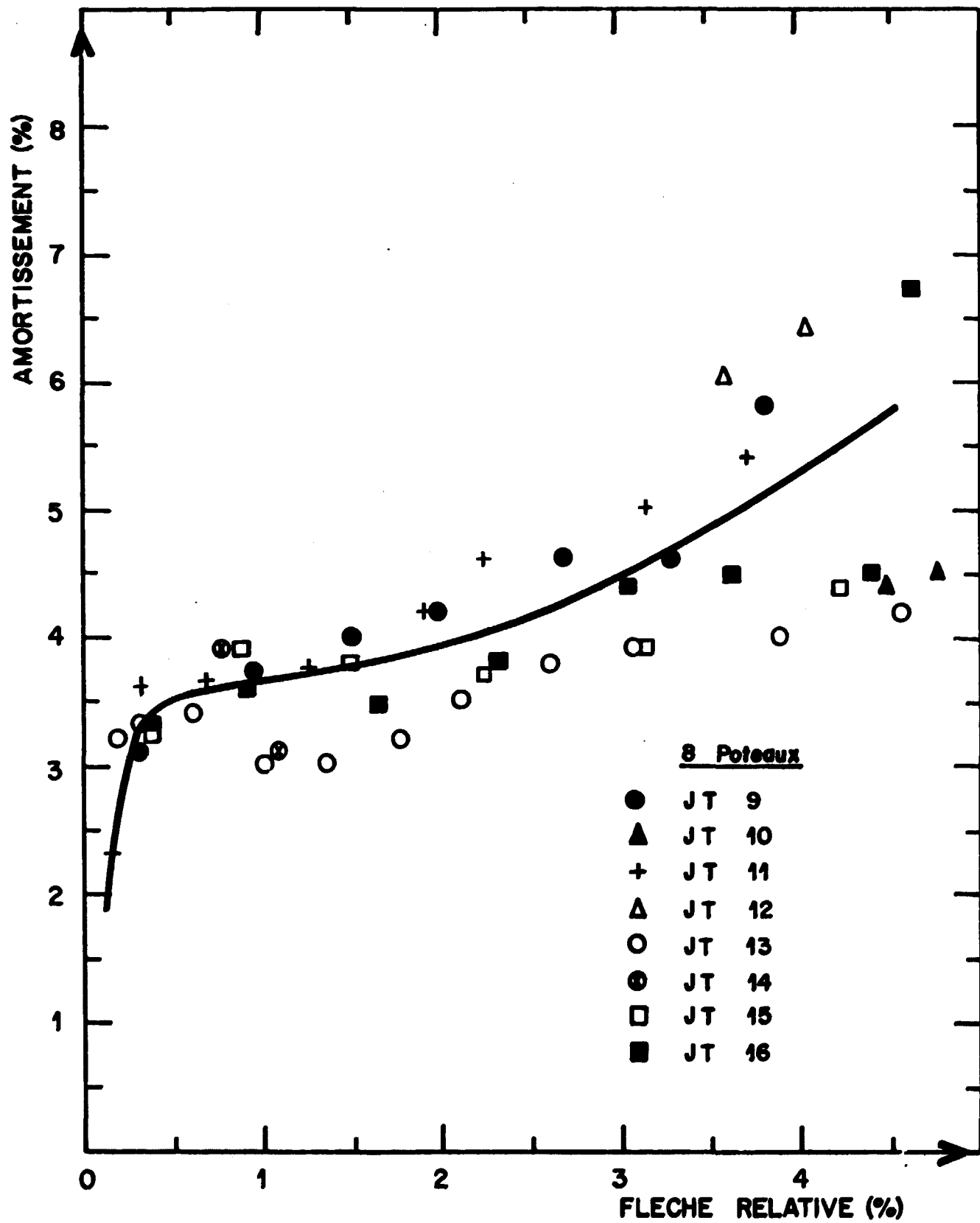
TABLE VIBRANTE

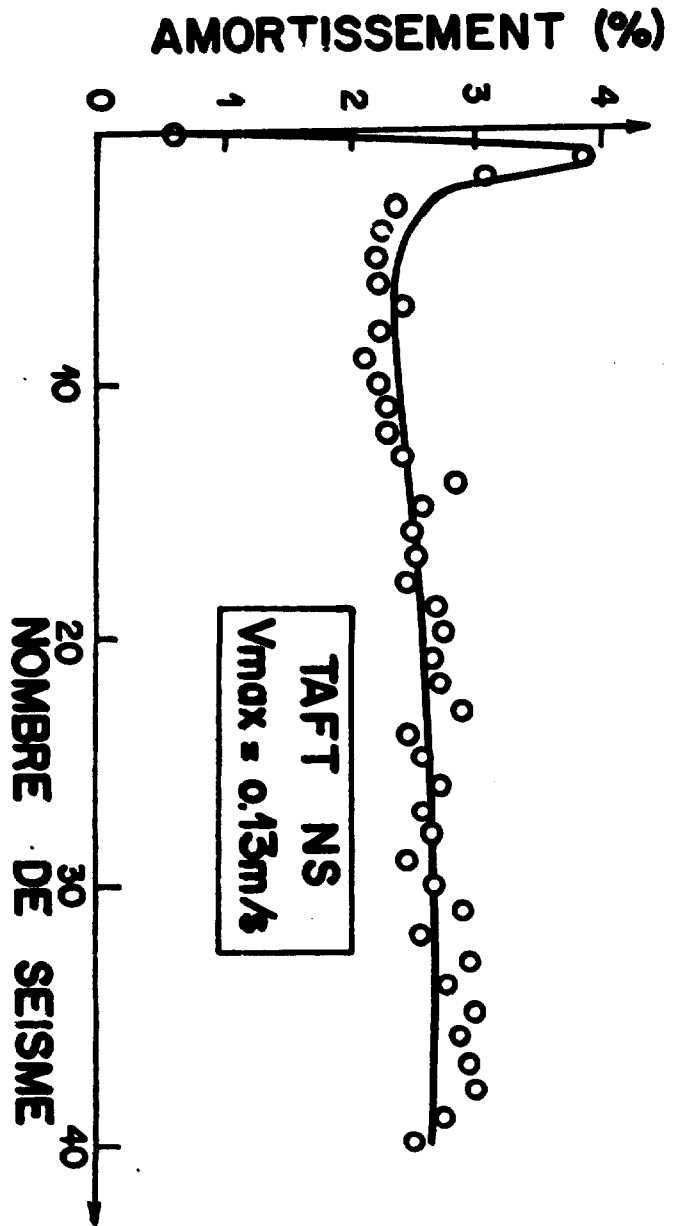
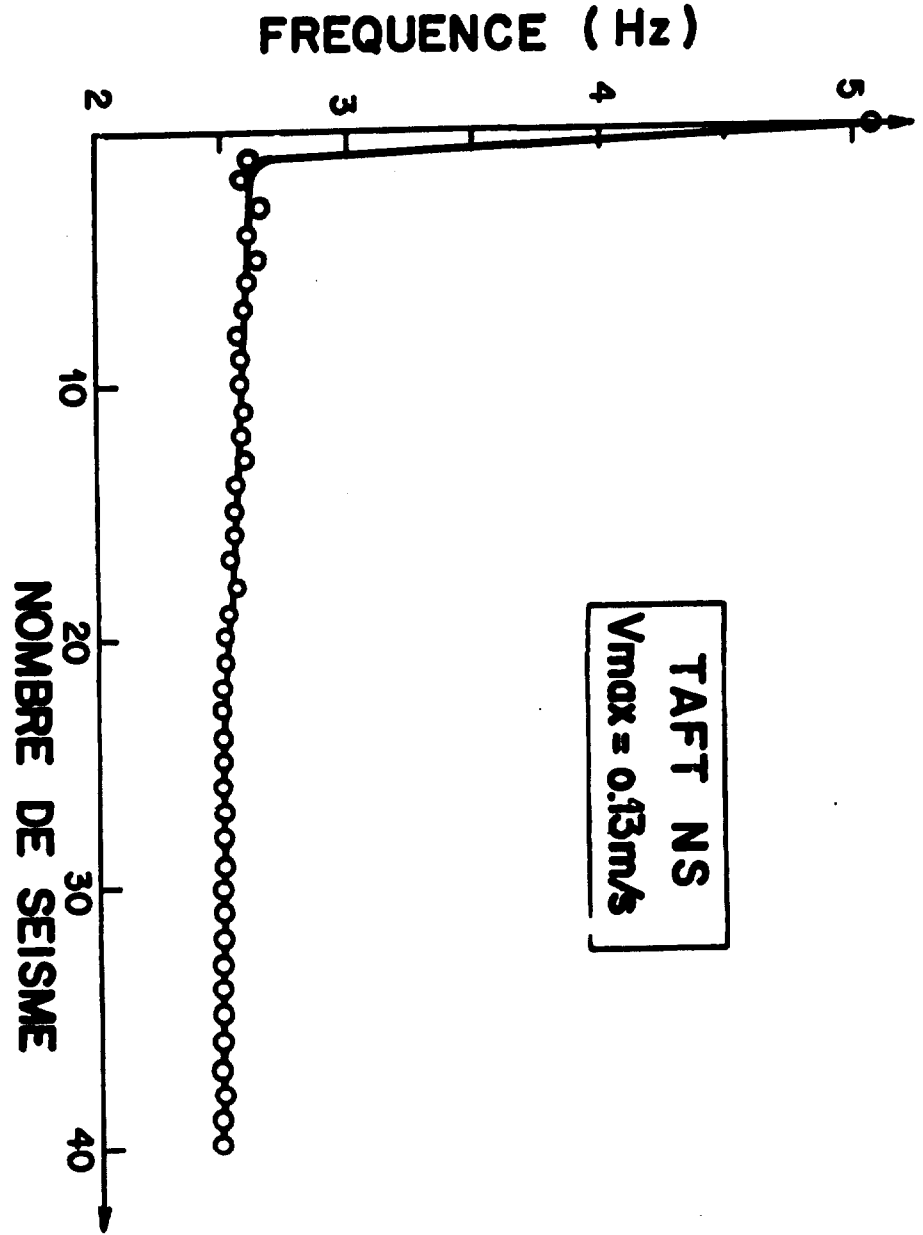
- SA** SERVO-ACCELEROMETRE
- D** CAPTEUR DE DEPLACEMENT RELATIF

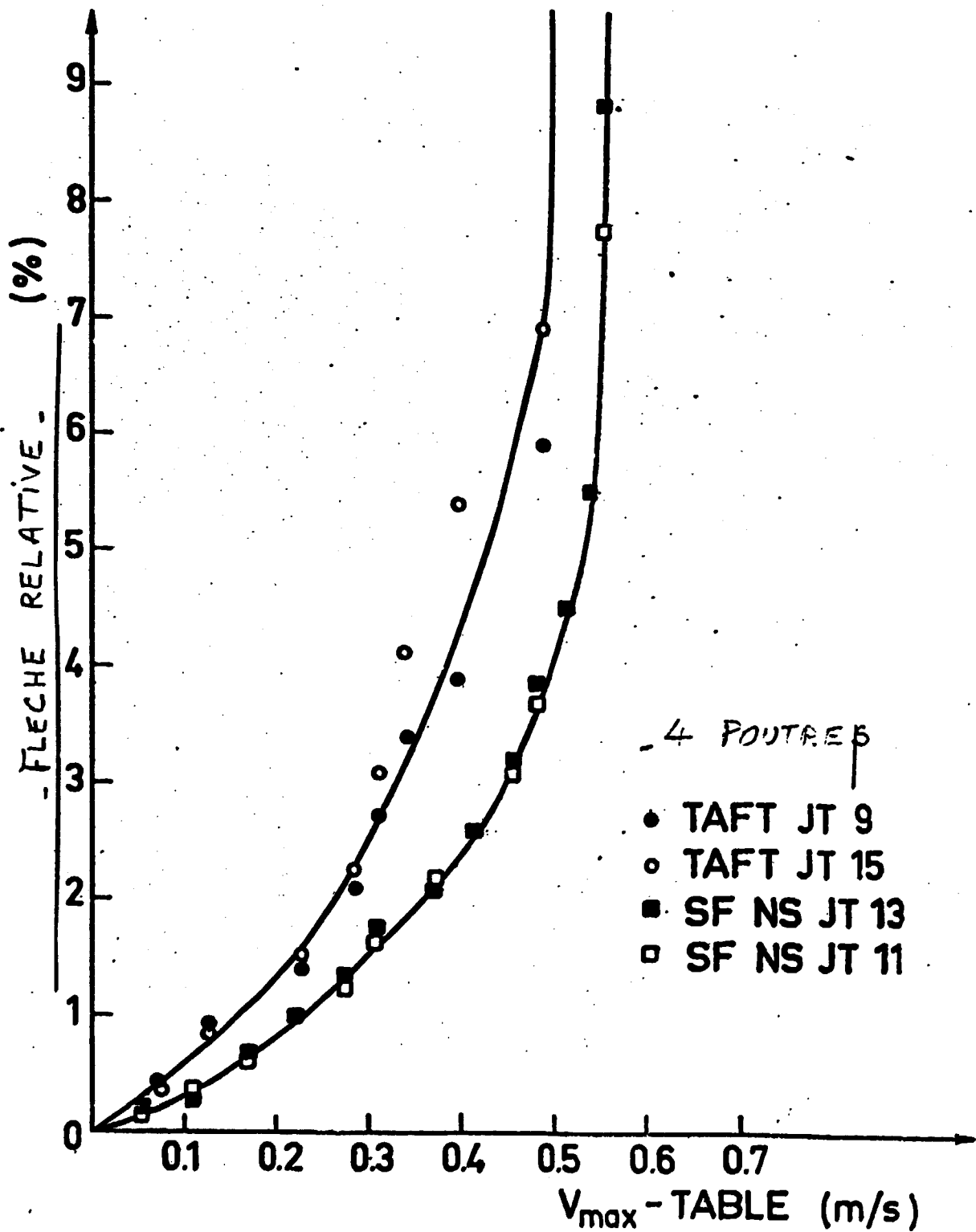


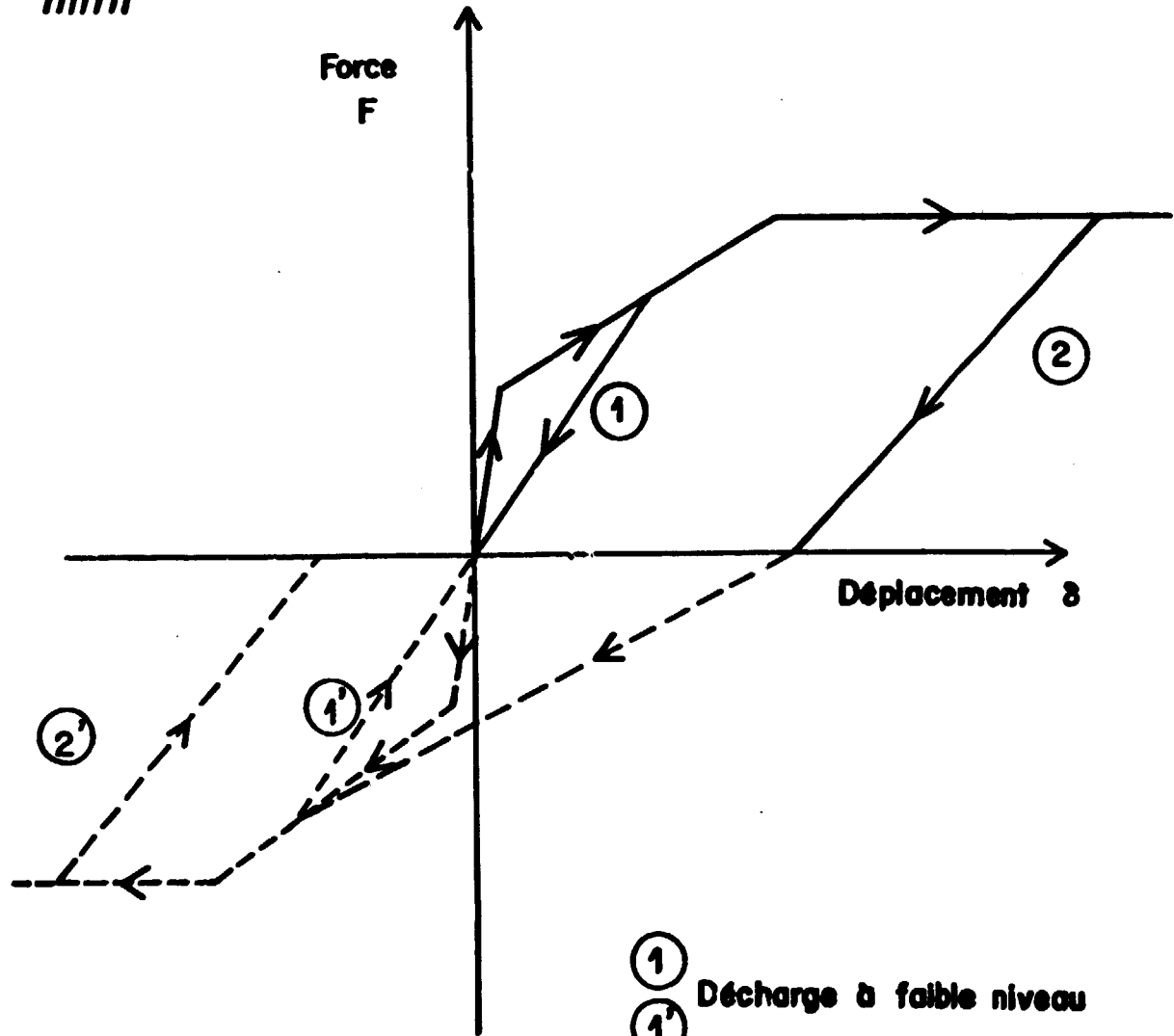
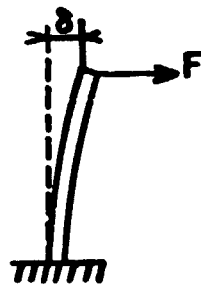






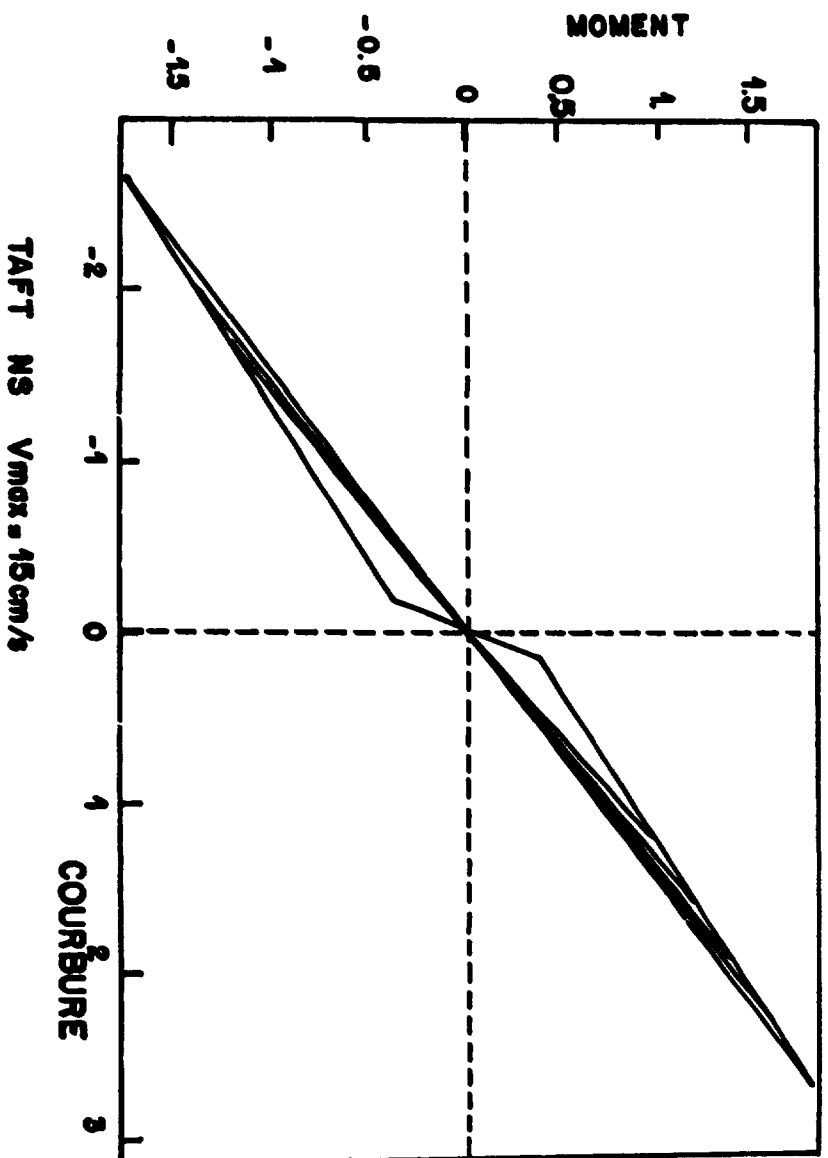
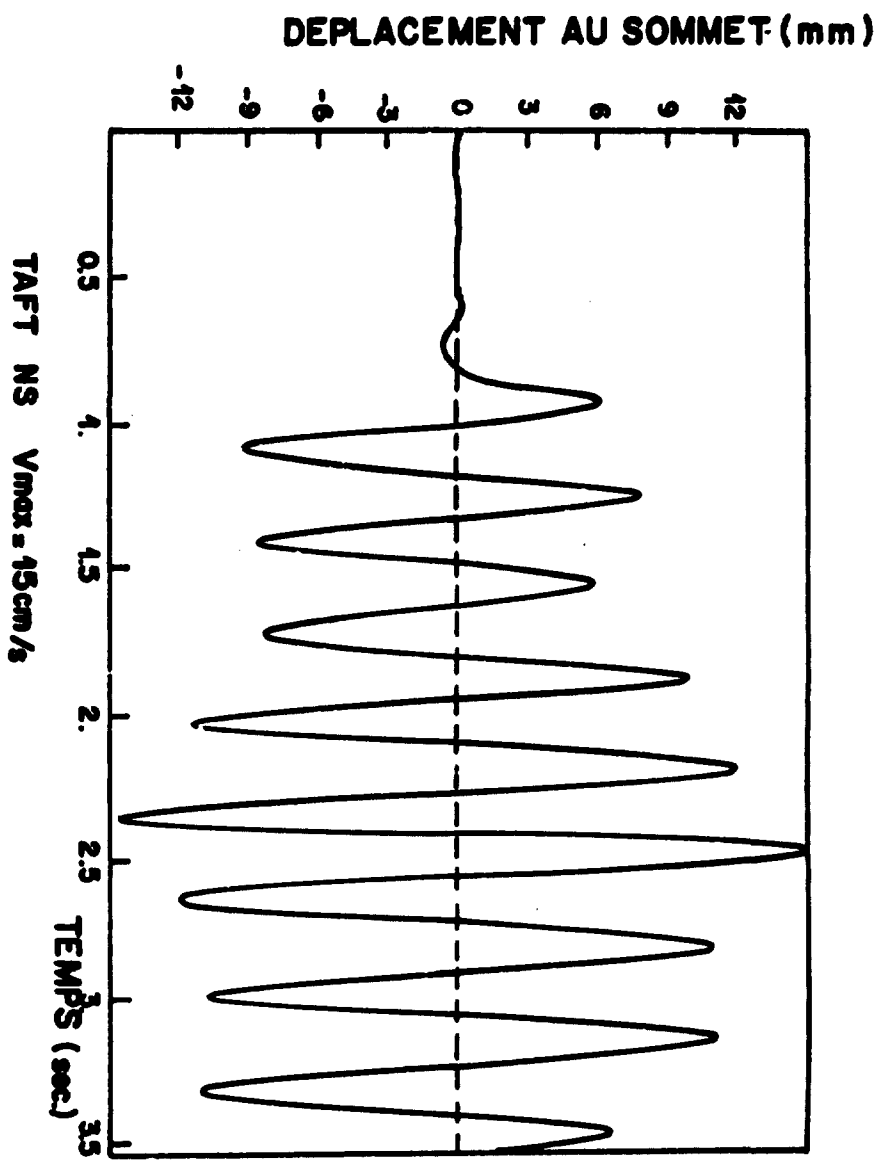




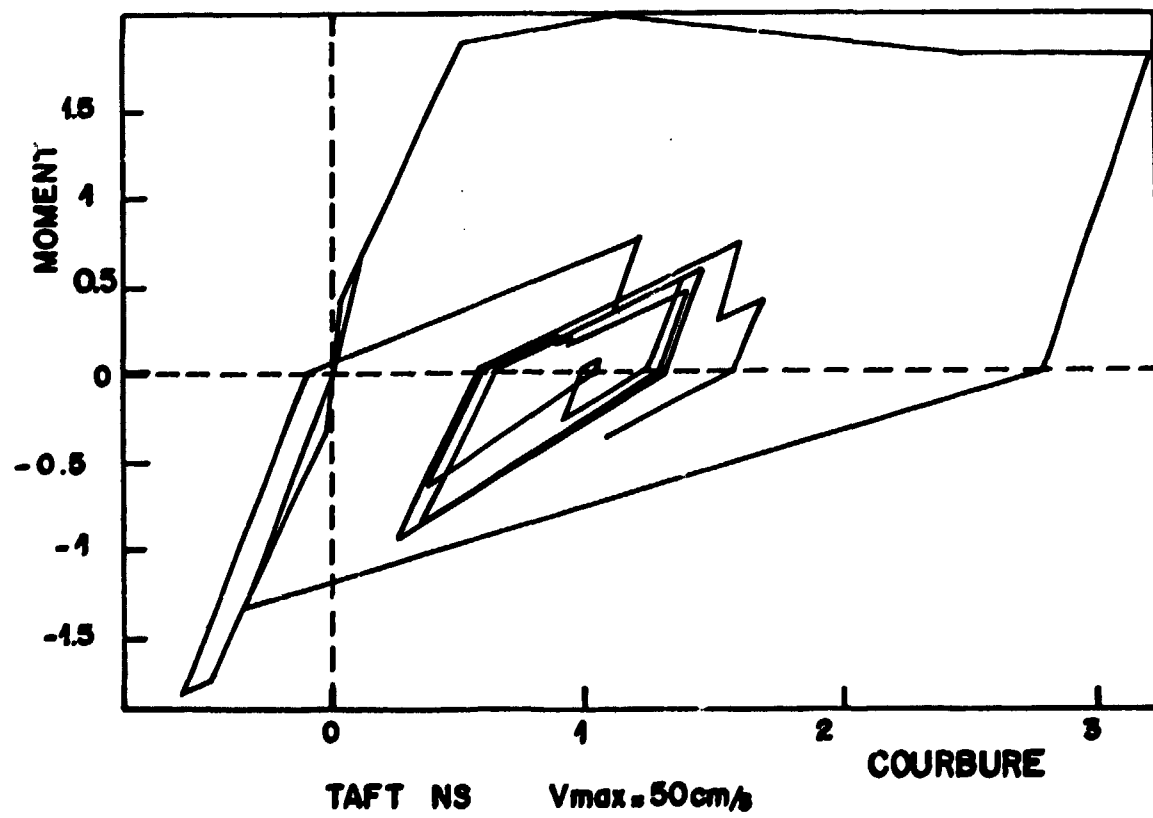
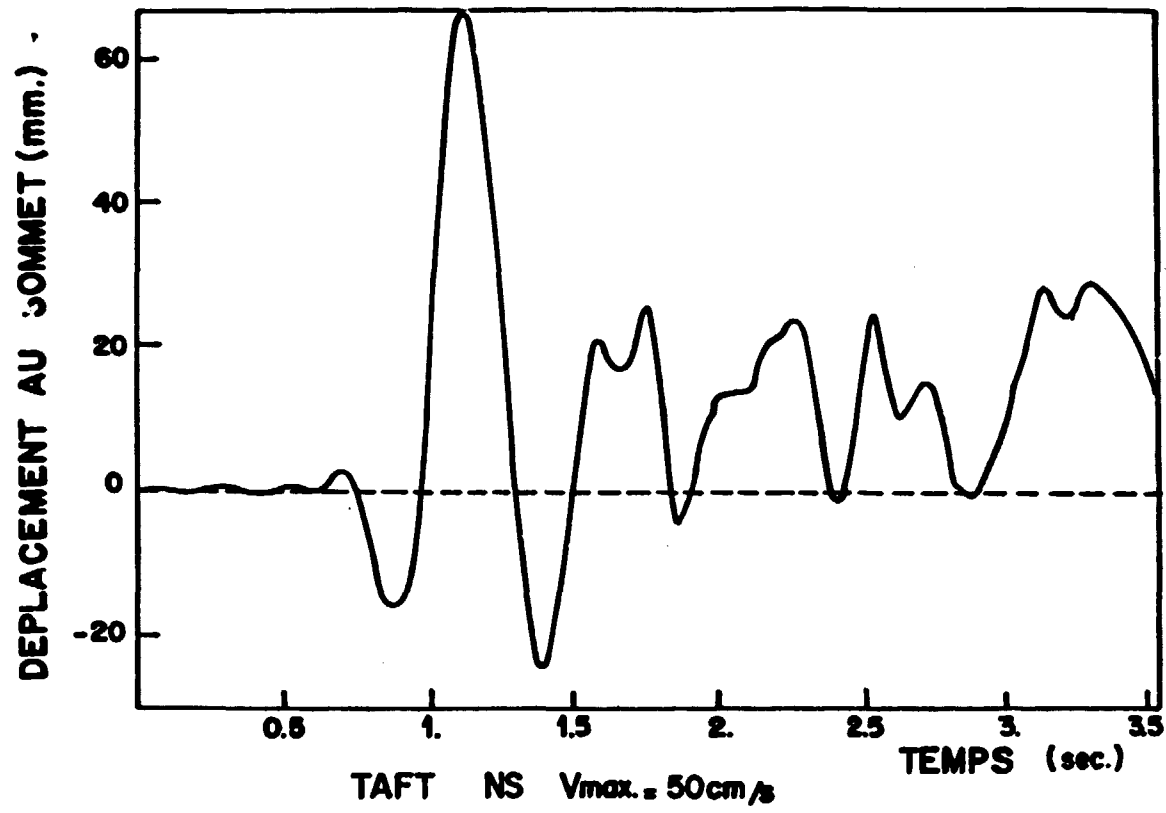


- ① Décharge à faible niveau
- ①'
- ② Décharge à niveau élevé
- ②'

LOI DE COMPORTEMENT CHARGE - DECHARGE



REPONSE CALCULEE AVEC LE PROGRAMME TEDEL



REPONSE CALCULEE AVEC LE PROGRAMME TEDEL

