

**Les effets des vibrations sur les
constructions: exigences et
méthodes de détermination**

Programme d'appui scientifique
à la normalisation

volet II

Rapport final

Services fédéraux des
AFFAIRES SCIENTIFIQUES,
TECHNIQUES ET CULTURELLES

**Service du Premier Ministre
Services fédéraux des affaires scientifiques techniques et culturelles
Programme SSTC d'appui scientifique à la normalisation**

**Participation du
Bureau de Contrôle Technique pour la Construction
(SECO)
au projet**

**Effets des vibrations des constructions :
Exigences et méthodes de détermination**

**CONTRAT DE RECHERCHE N° NO/D6/014
Période : du 1^{er} avril 1996 au 31 mars 1999**

- I. PREVISION PAR LE CALCUL DES EFFETS DES VIBRATIONS
DES CONSTRUCTIONS : ETUDES DE CAS**
- II. NORMALISATION DES CRITERES D'ETATS-LIMITES DE
SERVICE DE DEFORMATION ET DE VIBRATION
Actions de normalisation en Belgique et au niveau européen**

RAPPORT FINAL

*

22/10/02

PLAN DU PRESENT RAPPORT

PARTIE I : PREVISION PAR LE CALCUL DES EFFETS DES VIBRATIONS DES CONSTRUCTIONS: ETUDE DE CAS.

1. Objectifs
2. Etudes de cas
3. Considérations théoriques
4. Méthodes simplifiées
5. Conclusions

Annexes

PARTIE II: NORMALISATION DES CRITERES D'ETATS-LIMITES DE SERVICE DE DEFORMATION ET DE VIBRATION.

1. Introduction
2. Actions de normalisation en Belgique
3. Actions de normalisation au niveau européen

Annexes

PARTIE I : PREVISION PAR LE CALCUL DES EFFETS DES VIBRATIONS DES CONSTRUCTIONS: ETUDE DE CAS

1. Objectifs

L'objectif est de pouvoir déterminer à partir de mesures de vibrations in situ sur le sol les paramètres de dose vibratoire que l'on peut attendre dans une construction à réaliser à un endroit donné.

La norme ISO 2631-1 (1995) définit comme paramètres de gêne vibratoire les valeurs efficaces de l'accélération pondérée a_w et de dose vibratoire VDV.

$$a_w = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a_w^2(t) dt} \quad VDV = \left[\int_0^T a_w^4(t) dt \right]^{1/4}$$

Ces valeurs efficaces sont calculées à partir d'un diagramme d'accélération pondérée $a_w(t)$ obtenu par trois filtres (passe-haut, passe-bas et physiologique), qui sont décrits par ailleurs. L'application de ces filtres nécessite de passer à un diagramme fréquentiel de l'accélération $a(\omega)$ par transformée de Fourier du diagramme de $a(t)$ mesuré.

Trois démarches sont donc possibles:

- Estimation du diagramme fréquentiel sur le plancher:
 - Mesure de $a(t)$ sur le sol
 - Détermination de $a(\omega)$ sur le sol
 - *Estimation par calcul* de $a(\omega)$ sur le plancher
 - Détermination de $a_w(t)$ et calcul de a_w et de VDV
- Estimation du diagramme temporel sur le plancher
 - Mesure de $a(t)$ sur le sol
 - *Estimation par calcul* de $a(t)$ sur le plancher
 - Détermination de $a(\omega)$ sur le plancher
 - Détermination de $a_w(t)$ et calcul de a_w et de VDV
- Mesure directe du diagramme sur le plancher (à titre de vérification)
 - Mesure de $a(t)$ sur le plancher
 - Détermination de $a(\omega)$ sur le plancher
 - Détermination de $a_w(t)$ et calcul de a_w et de VDV

Sur base de mesures effectuées sur deux bâtiments existants, nous avons examiné les diverses approches possibles pour l'estimation des effets sur le plancher d'une excitation vibratoire au niveau des fondations.

Nous avons pu comparer les résultats des différentes estimations avec les doses vibratoires réellement mesurées sur les planchers en question.

2. Etude de cas

2.1 Cas numéro 1: JAUCHELETTE, Chée de Charleroi n° 405

Il s'agit d'une maison ancienne, avec un étage, en bordure de la chaussée de Charleroi. Les habitants se plaignent de vibrations lors du passage de camions. La chaussée est constituée de plaques en béton de 3,5 m de large et de 7 m de long. Les joints entre ces plaques sont visiblement défectueux, et c'est au passage sur ces joints que les essieux des véhicules provoquent un choc qui sollicite dynamiquement l'habitation.

Si l'on considère que la distance entre deux essieux est 1,2 m et que le camion roule à une vitesse de 60 km/h, on obtient une fréquence d'excitation $f_{exc} = 60.000 / 3.600 / 1,2 = 13,89$ Hz.

2.1.1 Analyse des mesures

Le CSTC a effectué cinq mesures avec neuf canaux simultanés, au moment où les vibrations étaient jugées fortes à très fortes. Les neuf canaux couvrent les directions X (transversal, dans la direction de la source), Y (parallèle à la route) et Z (vertical) en trois points: le sol à l'entrée de la maison, le living au rez-de-chaussée et la chambre au premier étage.

Nous avons sélectionné parmi ces cinq mesures les mesures 2 et 4, car elles présentent des accélérations supérieures à 0,2 m/s², et nous nous limitons à la direction verticale Z (voir *Annexe I-1*).

Nous avons effectué une analyse modale sur un intervalle de temps limité à la sollicitation dynamique maximale. En fait, le résultat de l'analyse modale est peu influencé par l'intervalle de temps choisi.

Nous avons donc fait le calcul pour la mesure 2 entre les temps 2,5 et 6,5 sec, et pour la mesure 4 entre les temps 3 et 7 sec.

Le diagramme fréquentiel (voir *Annexe I-2*) de la source (mesure au sol à l'entrée du bâtiment et au centre du living) indique que la source possède une fréquence propre aux alentours de 15 Hz, qui correspond au passage de deux essieux sur le joint entre les dalles de chaussée. Dans les mesures au centre de la chambre du premier étage, on observe une première fréquence propre autour de la même valeur de 15 Hz, avec un facteur d'amplification de l'amplitude de l'ordre de 4. On se trouve donc typiquement dans un cas de résonance.

2.1.2 Comparaison des valeurs expérimentales avec des vérifications manuelles

On s'intéresse aux fréquences propres de la poutre en chêne support du plancher de la chambre. La norme NBN B 03-002-2 donne une formule exacte dans le cas de la flexion des éléments de constructions allongés.

Les fréquences propres sont données par :
$$n_r = \frac{\lambda}{2\pi} \sqrt{\frac{E.I}{m.l^4}} \quad (\text{en Hz})$$

E est le module d'élasticité (N/m²)

I est le moment d'inertie de la section transversale (m⁴)

l est la longueur de la construction (m)

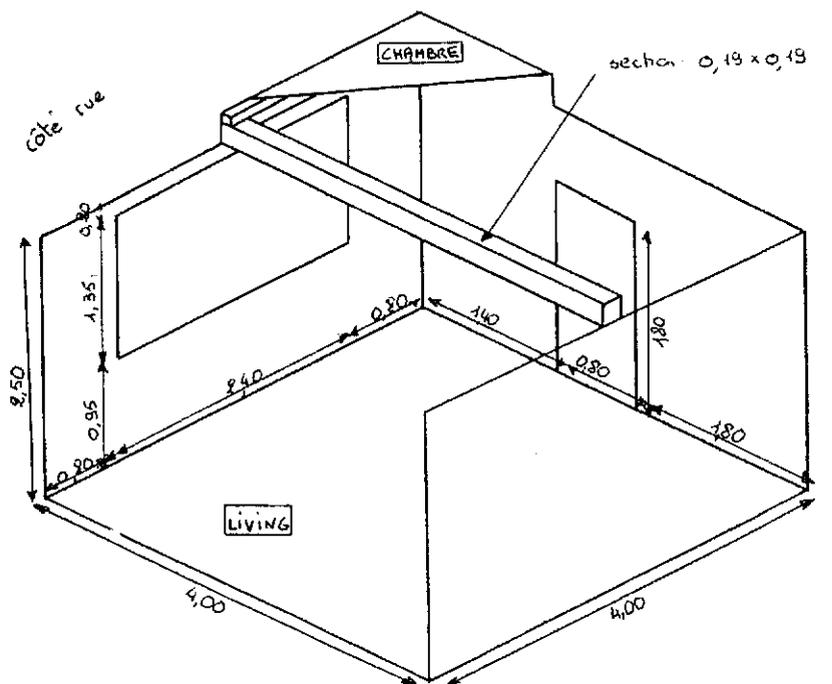
m est la masse par unité de longueur de la construction (kg/m)

λ est un coefficient donné pour les fréquences propres de 1 à 5 par:

Numéro de fréquence	1	2	3	4	5
Structure simplement appuyée	9,87	39,5	88,9	158	247
Structure encastée	22,4	61,7	121	200	298

Dans notre cas:

- Le module E du chêne peut être estimé à 1.10^6 T/m^2 , soit 1.10^{10} N/m^2
 - L'inertie I de la poutre (0,19 x 0,19) vaut $0,0001086 \text{ m}^4$
 - La longueur l vaut 4 m
 - La masse vaut $600 \text{ kg/m}^3 \times 0,19^2 = 21,66 \text{ kg/m}$ si on ne considère que la poutre en chêne. On doit y ajouter la masse du plancher sur une largeur estimée à 2 m, soit:
 - Une plaque de plancher de 2,5 cm d'épaisseur: $400 \text{ kg/m}^3 \times 0,025 \times 2 = 20 \text{ kg/m}$
 - Des chevrons 10x10 tous les 30 cm: $400 \text{ kg/m}^3 \times 0,10^2 \times 1/0,30 \times 2 = 26,67 \text{ kg/m}$
 - Une plaque inférieure d'aggloméré de 2,3 cm: $400 \text{ kg/m}^3 \times 0,023 \times 2 = 18,4 \text{ kg/m}$
- Soit au total 86,73 kg/m



Epaisseur des murs: 0,25

JACHELETTE chez de Charleroi n° 405

On obtient donc comme fréquences propres $f = 1,113 \times \lambda$:

Numéro de fréquence	1	2	3	4	5
Structure simplement appuyée	10,98	43,97	98,95	175,87	274,93
Structure encastree	24,93	68,68	134,68	222,62	331,70

2.1.3 Résultats du calcul par éléments finis

Le calcul des fréquences propres avec l'hypothèse que la poutre est encastree dans les murs fournit les résultats suivants (voir *Annexe I-3*):

- Une première fréquence à 23,979 Hz qui correspond à une oscillation verticale de la poutre. On retrouve bien les résultats du calcul manuel.
- Une deuxième fréquence à 24,546 Hz qui correspond à une oscillation transversale de la poutre, ce qui en réalité ne se produit pas à cause de l'effet raidisseur du plancher.
- Des fréquences de 34,780 36,853 et 39,963 Hz où l'on voit que les murs commencent à osciller
- Une fréquence de 64,153 Hz qui correspond au second mode propre de la poutre.

Expérimentalement, on mesure une première fréquence propre de l'ordre de 15 Hz, soit nettement plus basse que la fréquence propre déterminée par le programme (24 Hz).

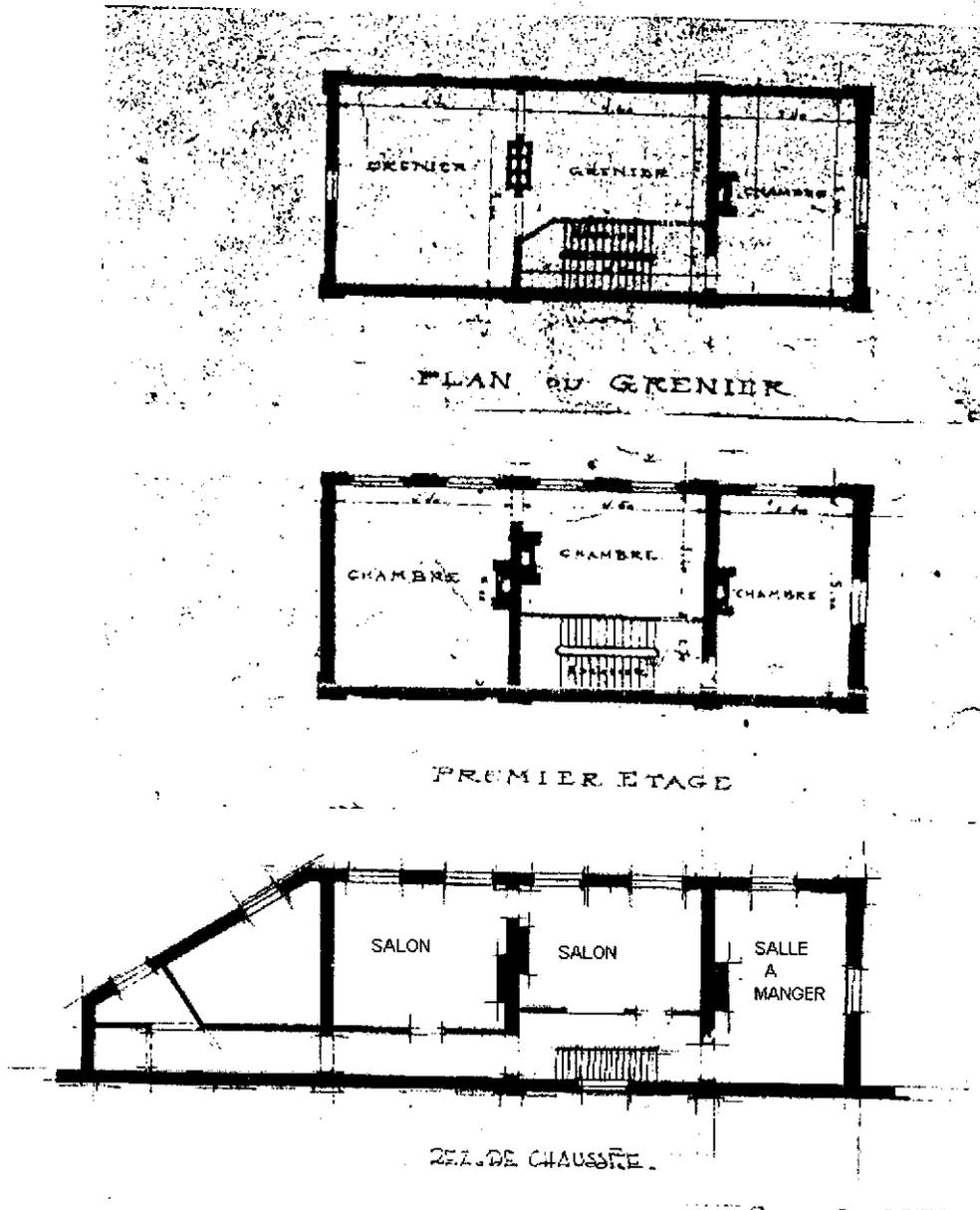
Ceci est lié aux conditions réelles d'encastrement de la poutre dans les murs. En considérant un appui simple, on aurait trouvé par calcul une fréquence propre de l'ordre de 10 Hz.

La valeur expérimentale de 15 Hz se situe donc bien entre ces deux fourchettes (appuyé: 10 Hz, encastree: 24 Hz).

Le calcul des doses vibratoires est effectué au paragraphe 4.3 de la présente note.

2.2 Dépôt STIB à Schaerbeek, 327 chée de Haecht.

Il s'agit d'une ancienne maison particulière, jouxtant un dépôt de trams de la STIB. Cette maison sert actuellement de bureaux pour le personnel qui gère le dépôt. Elle se compose d'un niveau de caves, du rez-de-chaussée (une salle à manger et deux salons), d'un premier étage (trois chambres) et d'un second étage sous toiture (une chambre et deux greniers), suivant le plan ci-dessous:



Il est important de noter que tous les planchers sont en bois, portant dans la direction parallèle à la rue, sauf le plancher de la "salle à manger" du rez qui est en béton.

L'excitation provient essentiellement de trams de type '2000' à une fréquence propre de l'ordre de 45 Hz.

2.2.1 Analyse des mesures

Le CSTC a effectué dans la partie droite du bâtiment deux mesures (7.500 données sur 10 secondes, et 15.000 données sur 20 secondes) avec treize canaux simultanés. Les treize canaux couvrent les directions X (dans la direction de la source), Y (horizontal, perpendiculaire à X) et Z (vertical) pour les points suivants:

- 1 : sol cave direction X
- 2 : sol cave direction Y
- 3 : sol cave direction Z
- 4 : sol rez, en façade, direction X
- 5 : sol rez, en façade, direction Y
- 6 : sol rez, en façade, direction Z
- 7 : sol rez milieu de la salle à manger, direction Z
- 8 : sol 1^{er}, en façade, direction X
- 9 : sol 1^{er}, en façade, direction Y
- 10 : sol 1^{er}, milieu de la pièce à droite, direction Z
- 11 : sol 2nd, en façade, direction X
- 12 : sol 2nd, en façade, direction Y
- 13 : sol 2nd, milieu de la chambre, direction Z.

Nous avons sélectionné pour nos analyses la deuxième mesure, sur une durée de 20 secondes, en nous limitant aux effets verticaux (voir *Annexe I-4*).

Nous avons effectué une analyse modale sur un intervalle de temps limité à la sollicitation dynamique maximale, entre les temps 2 et 6 sec.

Le diagramme fréquentiel de la source (voir *Annexe I-5*) mesuré dans la cave ou au rez en façade indique que la source possède bien une fréquence propre aux alentours de 45 Hz, qui correspond au tram 2000. Dans les mesures au centre de la salle à manger du rez (béton), on observe une première fréquence autour de 16 Hz, avec un facteur d'amplification de l'amplitude de l'ordre de 2. Au centre de la dalle du 1^{er}, en bois, deux fréquences propres apparaissent (23 Hz et 48 Hz), avec une amplification de l'ordre de 1,5. Au milieu du plancher du 2nd étage, on trouve une fréquence propre de l'ordre de 19 Hz, avec un facteur d'amplification de l'ordre de 3.

Le calcul des fréquences propres de la structure (voir *Ann. I-6*) ne correspond guère aux valeurs mesurées. Les trois premiers modes (17,3 19,4 et 23,3 Hz) sont les trois premiers modes du plancher du 2^{ème} étage, côté gauche sur le plan. Les trois modes suivants (de l'ordre de 24,1 Hz) sont les premiers modes des trois planchers en bois des pièces centrales. Les septième et huitième modes sont des modes de couplage entre les différents planchers. Cet exemple illustre la difficulté de déterminer les modes propres d'une structure globale, quand on sait que la précision du calcul diminue dans le cas de valeurs propres voisines.

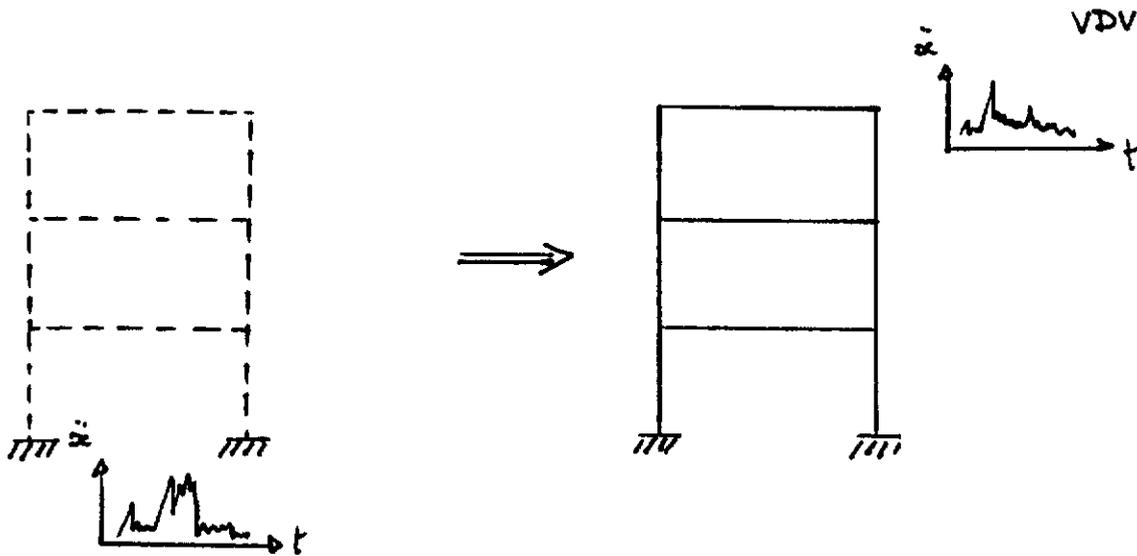
Comme dans l'exemple précédent, le fait de considérer des planchers simplement appuyés ou encastres conduit à des valeurs de fréquences propres fort différentes.

Ces constats plaident donc pour une approche locale des phénomènes vibratoires, telle que décrite au paragraphe 4.2.

3. Considérations théoriques

L'objectif est de déterminer, au départ de mesures préalables in situ d'une accélération $a(t)$ la valeur de la dose vibratoire (VDV) à l'aide de diagrammes d'accélération $a(t)$ calculés pour la construction projetée.

Le problème dynamique posé consiste donc à déterminer, à partir de l'accélération vibratoire donnée en un point de la fondation d'une structure, le diagramme d'accélération en tout point de cette structure.



Une première méthode consiste à calculer, par les modules dynamiques d'un programme d'éléments finis, le diagramme d'accélération $a_i(t)$ en tout point i de la structure pour une excitation en fondation $a_0(t)$ donnée.

L'utilisation d'un tel calcul par éléments finis en mode dynamique soulève trois difficultés:

- L'intégration directe pas à pas est fastidieuse car dans les mesures effectuées, les variations d'accélération sont très nombreuses sur la durée de l'excitation.
- La plage des fréquences d'excitation mesurées varie de 0 à 80 Hz, alors que d'un point de vue numérique, les modes propres calculés au-delà de 30 Hz sont fort imprécis.
- On ne prend pas en compte l'influence de l'amortissement du sol.

On en conclut qu'une telle approche sort du cadre de l'activité d'un bureau d'études ordinaire.

Les modules dynamiques présents dans la plupart des programmes de calcul disponibles sur le marché sont les suivants:

- L'ANALYSE SISMIQUE

On introduit au niveau de la fondation un diagramme fréquentiel d'accélération $a(\omega)$.

On obtient comme résultat les valeurs maximales des déplacements et des éléments de réduction (M,N,T) en tout point.

- L'ANALYSE TEMPORELLE

On introduit en un point quelconque de la structure une force variable au cours d'un intervalle de temps $F(t)$.

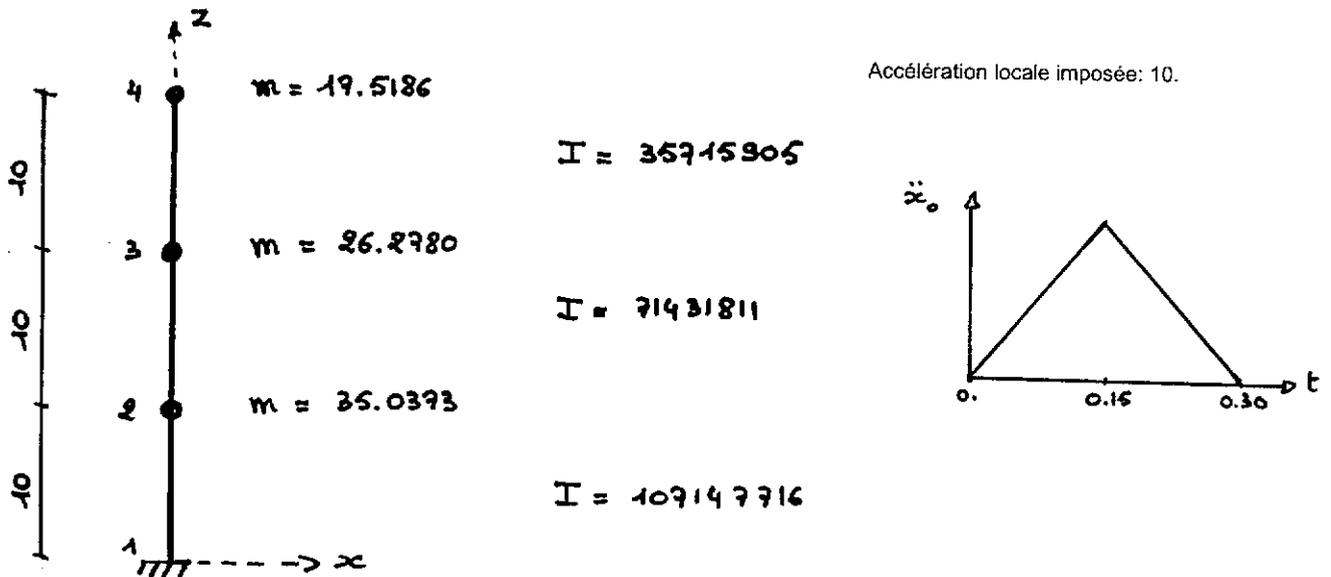
On calcule en tout point et en fonction du temps les déplacements, vitesses, accélérations ainsi que les éléments de réduction (M,N,T).

Aucune de ces deux méthodes n'est donc d'application dans notre cas: à partir d'une accélération en un point i $a_i(t)$, nous souhaitons déterminer en tout point j de la structure l'accélération $a_j(t)$.

4. Méthodes simplifiées

4.1 Méthode des masses additionnelles

A l'aide du programme SAMCEF, on effectue le traitement complet, avec intégration directe pas à pas, pour un modèle simple de référence.

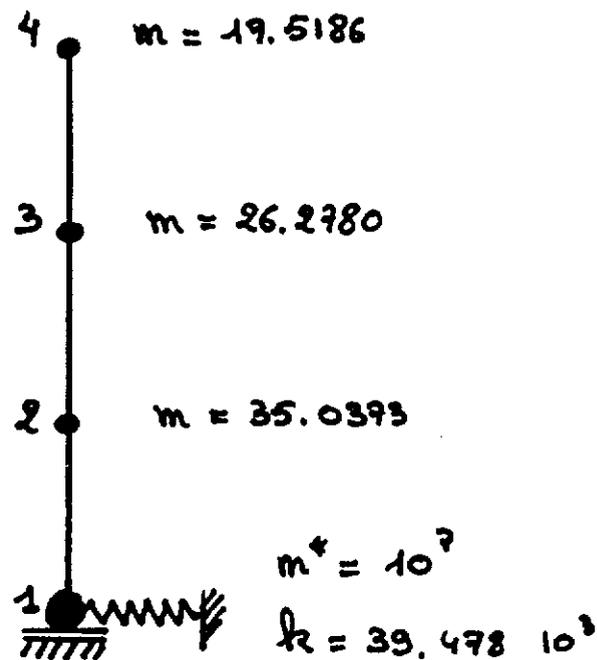


Avec le même programme, on considère un modèle simplifié. Sur la même structure, on place au nœud 1 qui subit l'excitation:

- Une masse fictive importante (10^6 fois la masse globale de la structure): $m^* = 10^7$
- Un ressort dans la direction de vibration, calibré de telle sorte que la première fréquence propre du système simplifié soit très faible par rapport à la première fréquence propre du système réel (mode rigide de déplacement).

On choisit par exemple $K = 39.478 \cdot 10^3$, de telle sorte que la première fréquence propre $f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{m^*}} = 0,32$ Hz, beaucoup plus faible que la première fréquence propre du système qui vaut 3,22 Hz.

Comme sollicitation, on impose au nœud 1 une force variable dans le temps: $F(t) = m^* \cdot a(t)$
Par cet artifice, on se retrouve dans le cas de l'analyse temporelle.



Les diagrammes de la page suivante donnent, pour une accélération de forme triangulaire au nœud 1, les accélérations aux nœuds 2, 3 et 4.

On constate que le modèle "simplifié" traité par SAMCEF possède une bonne correspondance avec le modèle "exact".

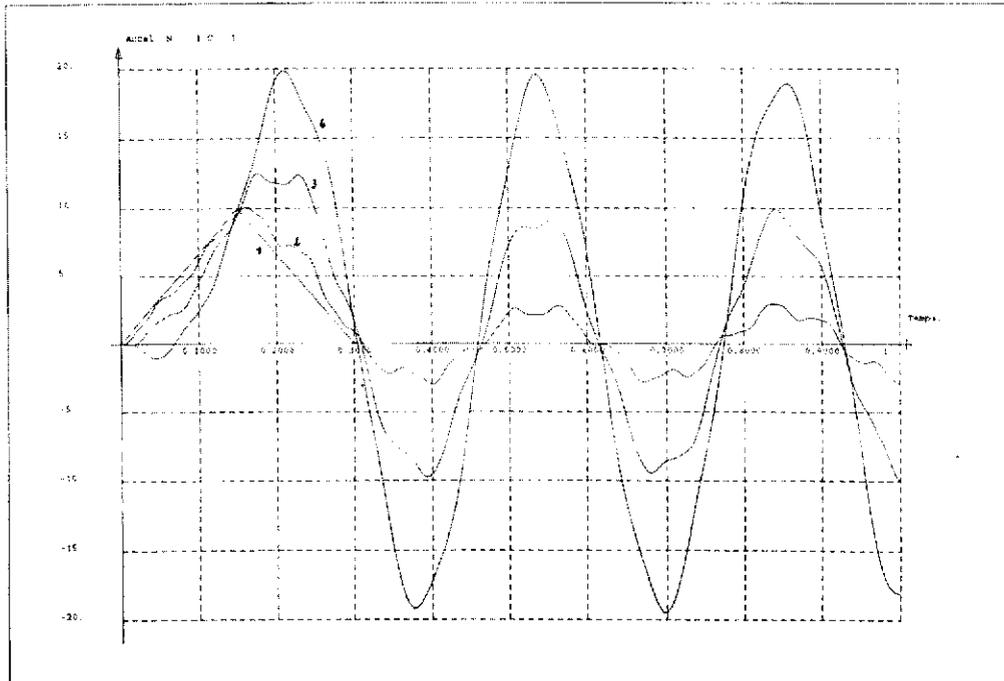
D'un point de vue théorique, cette méthode répond bien à nos besoins: à partir d'une analyse temporelle, nous pouvons calculer les accélérations en tout point de la structure.

Les quelques essais que nous avons réalisés ont cependant mis en évidence plusieurs difficultés, liées essentiellement aux nombreuses variations de l'accélération sur la période de mesure.

Cela nécessite de simplifier les diagrammes mesurés, ce qui introduit dans la démarche des éléments subjectifs dont il est difficile d'estimer l'influence sur le résultat final.

SAMCEF - BACON : V 6.1-4

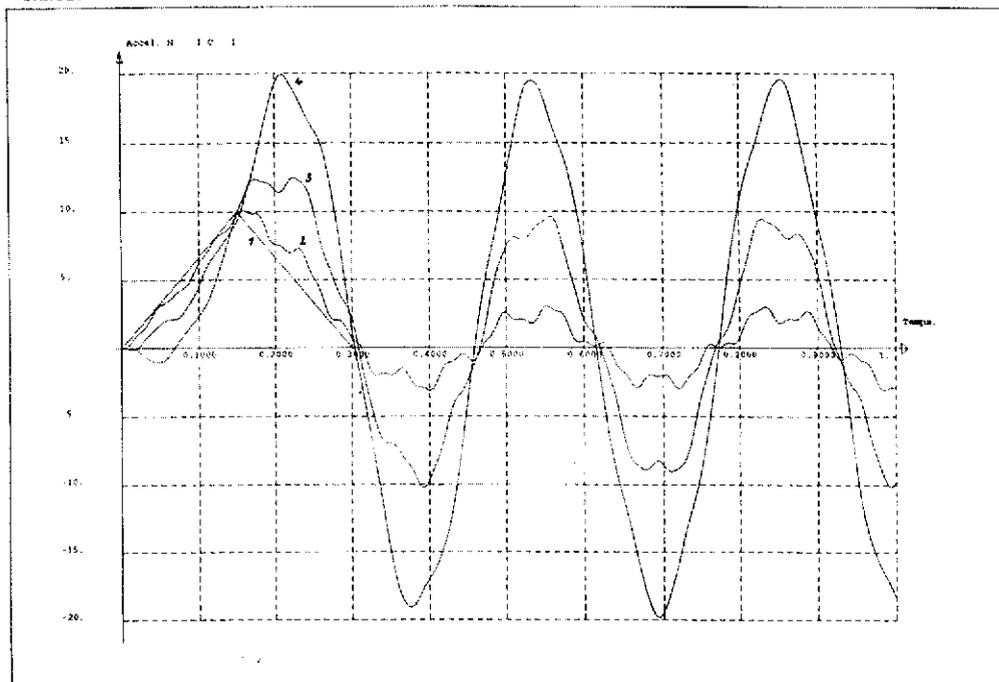
1 AVR 1999 16:58:34



Modèle complet avec intégration pas à pas

SAMCEF - BACON : V 6.1-4

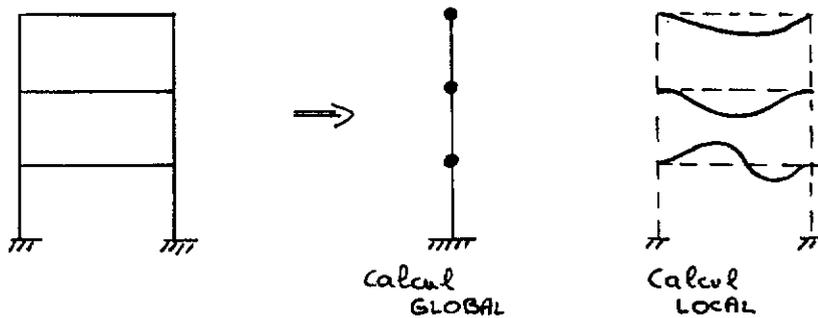
1 AVR 1999 17:01:37



Modèle simplifié avec analyse temporelle

4.2 Méthode d'analyse locale avec amplification dynamique

On décompose l'approche en un calcul GLOBAL et un calcul LOCAL.



Le calcul GLOBAL fournit les modes de vibration d'ensemble de la structure, essentiellement dans le plan horizontal.

Dans le calcul LOCAL, on néglige la rigidité des voiles et des colonnes. La vibration des appuis est directement transmise aux planchers et aux dalles.

Une analyse locale nous fournit le premier mode propre n_1 du plancher étudié.

Les étapes du calcul dynamique simplifié sont les suivantes, sur base du schéma de normalisation des paramètres exprimant les exigences:

1. mesure de l'accélération $a(t)$ au niveau de la fondation
2. application d'une transformée de Fourier: $A(\omega) = \int_{-\infty}^{+\infty} a(t) \cdot e^{-j\omega t} dt$ à cette accélération
3. pondération fréquentielle :
Il s'agit des trois filtres ISO (passe-haut, passe-bas et physiologique)

$$A_0(\omega) = \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f_1}{f}\right)^4}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_2}\right)^4}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{f}{f_0}\right)^4}} \cdot A(\omega)$$

avec $f_1 = 0,794 \text{ Hz}$
 $f_2 = 100 \text{ Hz}$
 $f_0 = 5,684 \text{ Hz}$

4. amplification dynamique: approximation qui nous permet de déterminer le diagramme d'accélération sur l'élément de structure envisagé:

$$A_{\text{mod}}(\omega) = \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \left(\frac{f}{n_1}\right)^2\right)^2 + \left(2\beta \frac{f}{n_1}\right)^2}} A_0(\omega) \quad \text{où } n_1 \text{ est la fréquence propre du 1}^{\text{er}} \text{ mode}$$

β vaut 0,01 pour l'acier
 0,02 pour le béton
 0,025 pour le bois

5. transformée inverse de Fourier de $A_{\text{mod}}(\omega)$ pour obtenir l'accélération pondérée:

$$a_w(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} A_{\text{mod}}(\omega) \cdot e^{j\omega t} d\omega$$

6. calcul des valeurs efficaces:

l'accélération pondérée RMS (*root-mean-square*): $a_w = \sqrt{\frac{1}{T} \int_0^T a_w^2(t) dt}$

la dose vibratoire (*vibration dose value*): $VDV = \left[\int_0^T a_w^4(t) dt \right]^{1/4}$

T étant la durée de la mesure.

4.3 Exemples d'application de l'analyse locale avec amplification dynamique

Pour chaque plancher, trois calculs ont été effectués:

- Calcul de a_w et de VDV pour l'excitation mesurée en fondation
- Calcul de a_w et de VDV pour l'accélération estimée du plancher sur base de la méthode simplifiée
- Calcul de a_w et de VDV pour l'accélération mesurée sur le plancher

CAS DE LA MAISON DE JAUCHELETTE

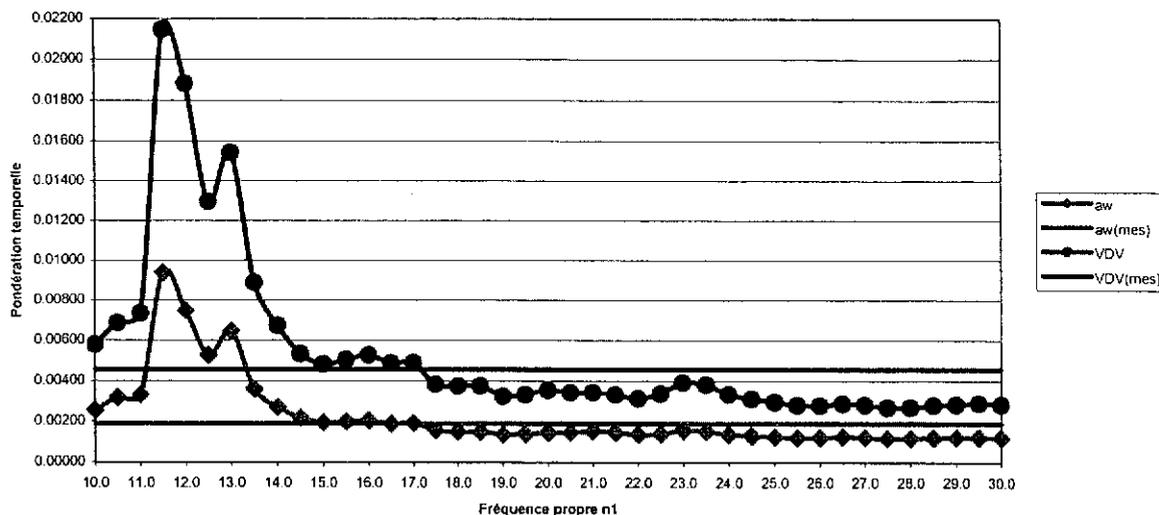
$n_1 = 24$ Hz (cas encastré) $\beta = 0,025$ Fichier de mesures 04.

	a_w	VDV
Excitation	0,00098	0,00222
Plancher (estimé)	0,00136	0,00333
Plancher (mesuré)	0,00190	0,00458

Nous avons, dans ce cas, étudié l'influence de la valeur de la première fréquence propre n_1 sur la dose vibratoire, en considérant que n_1 varie de 10 à 30 Hz (du cas appuyé au cas encastré), et avec une valeur d'amortissement $\beta = 0,025$

Ces calculs nous conduisent au diagramme suivant:

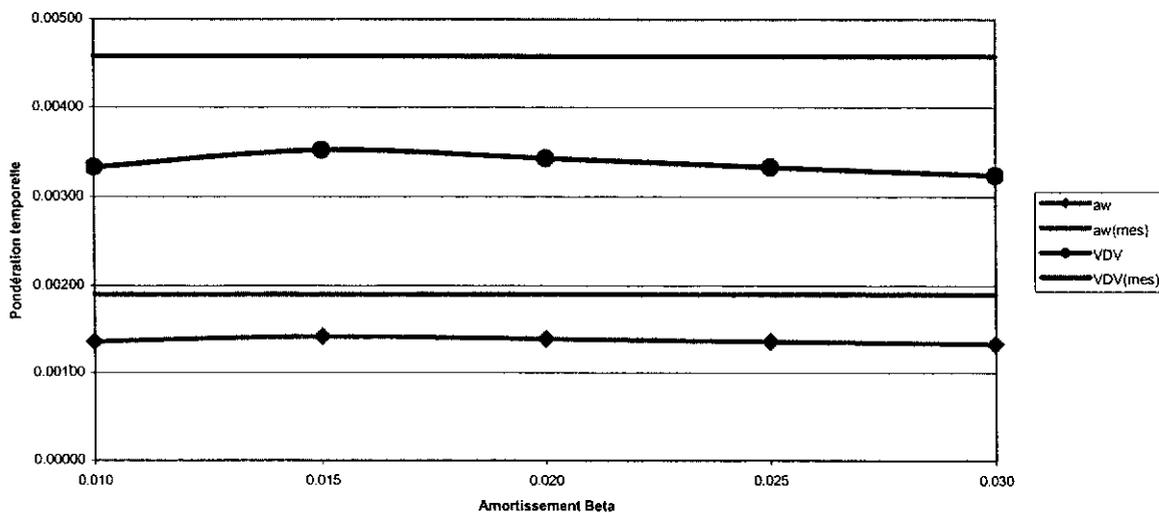
JAUCHELETTE : Dose vibratoire



On constate qu'on obtient des valeurs assez proches des valeurs mesurées, sauf dans la zone de la fréquence de résonance, où l'application de l'amplification dynamique surestime fortement la dose vibratoire. Ce phénomène mériterait une étude plus approfondie.

Une étude analogue de l'influence de la valeur de l'amortissement β sur la dose vibratoire, en supposant que n_1 vaut 24 Hz nous conduit au diagramme suivant

JAUCHELETTE : Dose vibratoire



La valeur du coefficient d'amortissement a donc relativement peu d'influence sur les paramètres de dose vibratoire.

CAS DU DEPOT STIB DE SCHAERBEEK

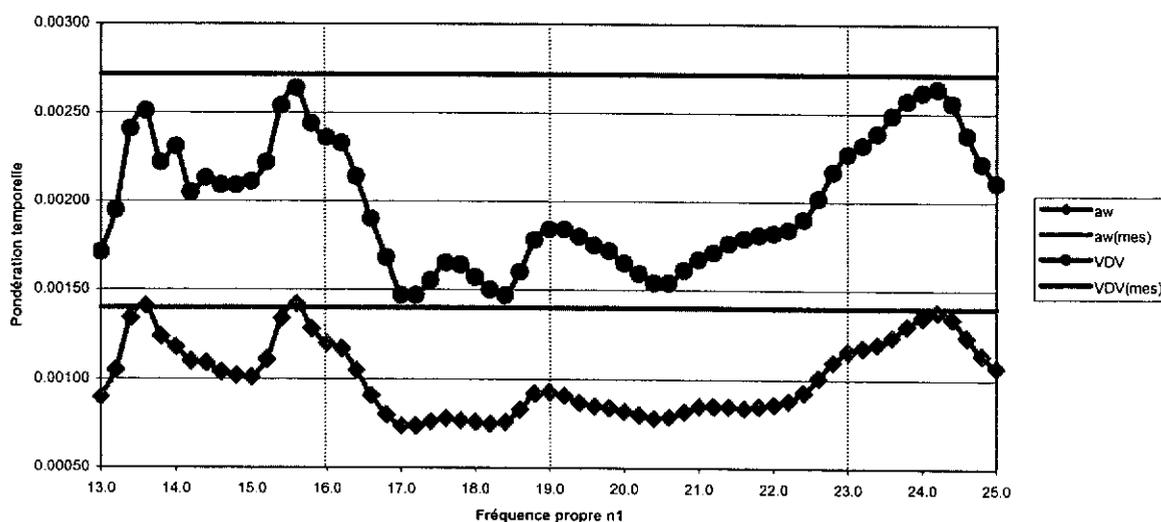
Sur base du diagramme fréquentiel mesuré sur chaque plancher, on estime la première fréquence propre, ce qui nous conduit aux paramètres suivants:

Plancher rez (béton):	$n_1 = 16 \text{ Hz}$	$\beta = 0,02$	(canal de mesure n°7)
Plancher 1 ^{er} étage (bois):	$n_1 = 23 \text{ Hz}$	$\beta = 0,025$	(canal de mesure n° 10)
Plancher 2 ^{ème} étage (bois):	$n_1 = 19 \text{ Hz}$	$\beta = 0,025$	(canal de mesure n° 13)

	a_w	VDV
Excitation	0,00055	0,00118
Plancher rez (estimé)	0,00131	0,00255
Plancher rez (mesuré)	0,00116	0,00227
Plancher 1 ^{er} (estimé)	0,00116	0,00227
Plancher 1 ^{er} (mesuré)	0,00120	0,00238
Plancher 2 ^{ème} (estimé)	0,00093	0,00184
Plancher 2 ^{ème} (mesuré)	0,00140	0,00272

Une étude, pour un plancher bois, de l'influence de la valeur de n_1 sur les doses vibratoires fournit le diagramme suivant:

SCHAERBEEK- DEPOT STIB : Dose vibratoire plancher bois



On obtient des valeurs assez proches des valeurs mesurées pour les planchers du rez et du 1^{er} étage. Le résultat du calcul de la dose vibratoire pourrait encore être meilleur si on choisit une fréquence propre n_1 de 15,6 Hz au lieu de 16 Hz pour le plancher du rez, et 24,2 Hz au lieu de 23 Hz pour le plancher du premier étage. Par contre, le calcul pour le plancher du 2^{ème} étage ne fournit pas de résultat satisfaisant. Il n'a pas été possible d'en déterminer la raison, mais on peut remarquer que le diagramme fréquentiel mesuré présente une allure assez différente des autres planchers (deux fréquences propres voisines et une faible amplification).

5. Conclusions

L'utilisation d'un programme de calculs dynamiques pour la détermination des diagrammes d'accélération en tous points d'une structure à partir de l'accélération excitatrice en fondation est un investissement excessif pour un bureau d'études ordinaire.

Pour une utilisation courante, le calcul simplifié, en n'envisageant que les effets locaux mode par mode semble donc indiqué. Nous l'avons appliqué en nous limitant au premier mode, et moyennant une connaissance correcte des paramètres liés au matériau (module dynamique et amortissement) et à la structure (fréquences propres), les résultats sont positifs.

Ils pourraient certainement être améliorés en considérant des cas de bâtiments où les paramètres liés au matériau et à la structure sont plus facilement maîtrisables que dans le cas d'anciens planchers en bois.

La prévision de la gêne vibratoire par cette méthode simplifiée est donc tout à fait possible.

Un texte de norme devrait donner la méthode à suivre et préciser les valeurs des propriétés des matériaux à utiliser dans le calcul.

Ces données de calcul feront l'objet de la future annexe nationale belge à l'EN 1990.

PARTIE II. NORMALISATION DES CRITERES D'ETATS-LIMITES DE SERVICE DE DEFORMATION ET DE VIBRATION.

1. Introduction

En vue de la normalisation européenne des critères d'états-limites de service des constructions, il s'agit de définir les exigences relatives aux effets des vibrations des constructions dues à des sources vibratoires intérieures (machines, par exemple) ou extérieures (trafic ferroviaire, par exemple), ainsi que les méthodes de mesure (dans les constructions in situ) et de prévision par le calcul (modélisation).

Sur base des résultats des recherches effectuées dans ce domaine et de l'expérience acquise tant en Belgique qu'à l'étranger, des actions ont été menées par le coordinateur de la recherche tant au niveau belge (commission "sécurité des structures" de l'IBN) qu'au niveau européen (CEN TC 250 "Eurocodes structurels" et son Project Team "Basis of Design").

2. Actions de normalisation en Belgique

En vue de répondre à une demande du secteur de la construction, une norme belge a été établie pour définir les valeurs limites recommandées de déformations admissibles pour les bâtiments dans les cas courants.

Il s'agit de la NBN B03-003 dont la version finale qui sera publiée en 2002 est donnée en *Annexe II-1*.

Elle comporte un chapitre 8. VIBRATIONS où sont définis les critères résultant de la présente recherche.

3. Actions de normalisation au niveau européen

Dans le cadre de l'élaboration des EUROCODES, les normes européennes de calcul des structures, la future norme EN 1990 comporte un chapitre A1.4 Etats-limites de service dont l'objectif est de définir des critères de déformation et de vibration applicables aux bâtiments.

Une première proposition (*Annexe II-2*) donnait des valeurs limites de déplacement maximum admissible, ainsi que des valeurs limites minimales de fréquences propres des structures et de ses éléments pour un comportement satisfaisant aux vibrations transmises par les occupants.

Après consultation des instituts de normalisation nationaux, une forte opposition à la normalisation de valeurs limites est apparue qui a conduit à leur retrait dans la version de l'EN 1990 qui sera finalement publiée comme norme européenne (*Annexe II-3*).

Les règles de normalisation du CEN applicables aux EUROCODES prévoient que chaque norme européenne soit complétée dans chaque pays par une Annexe Nationale précisant les choix ouverts dans la norme et donnant éventuellement des prescriptions complémentaires et non contradictoires par rapport à celles de la norme.

L'Annexe Nationale Belge à l'EN 1990 inclura des valeurs limites admissibles, ainsi que des méthodes de calcul prévisionnels des vibrations des projets de bâtiment sur base des conclusions de la présente recherche.

Elle sera établie dans le cadre du programme 2000-2003 (contrat NM/G3/12).

JAUCHELETTE :

**Diagrammes des mesures d'accélération superposés pour
les trois points de mesure et pour les trois directions :**

X : perpendiculaire à la route

Y : parallèle à la route

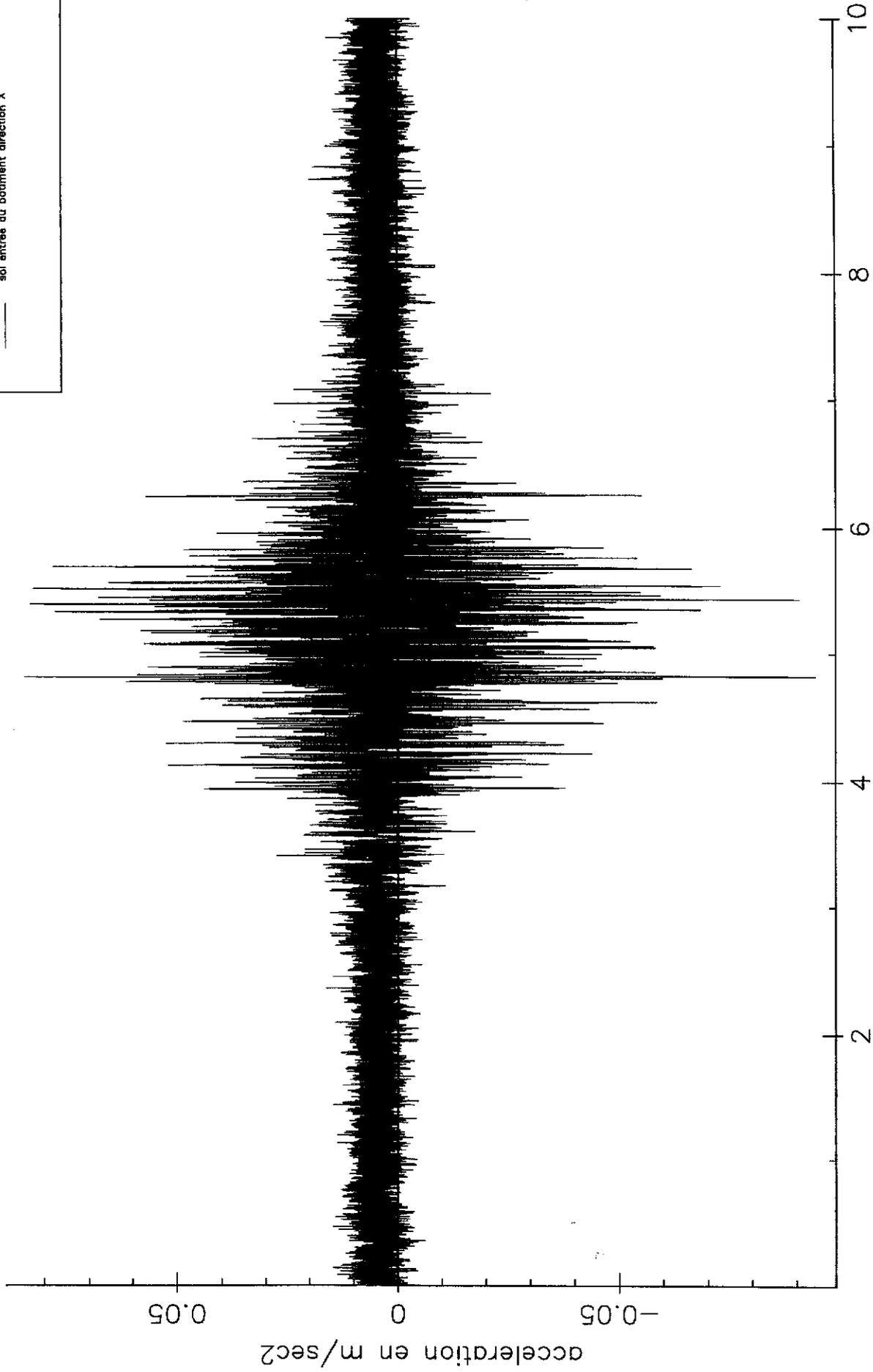
Z : vertical

Ces diagrammes sont donnés pour les mesures 2 et 4



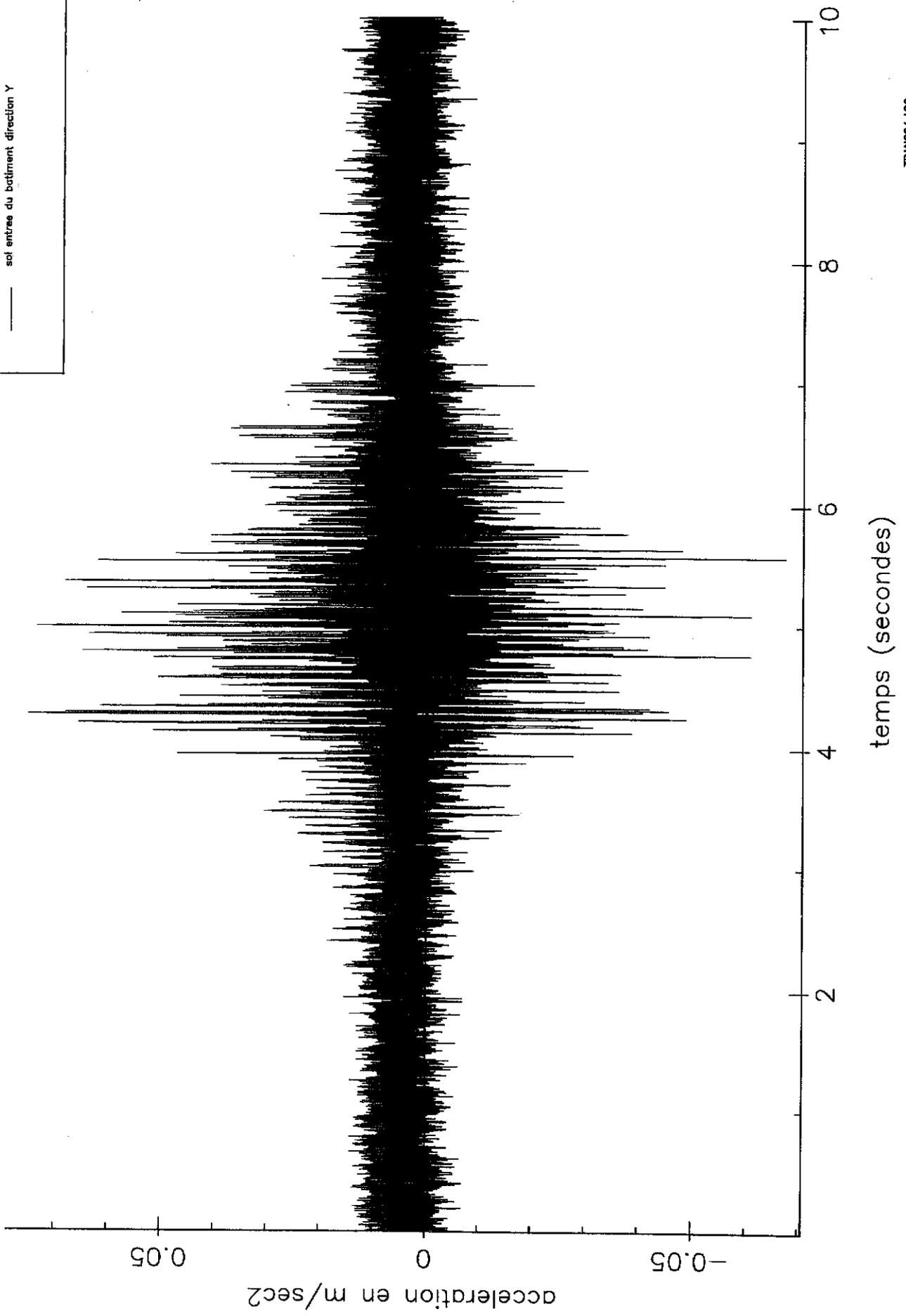
Jauchelette chaussee de Charleroi no40

- centre chambre 1er etage direction X
- centre living rez direction X
- sol entree du bâtiment direction X



Jauchellette chaussée de Charleroi no40

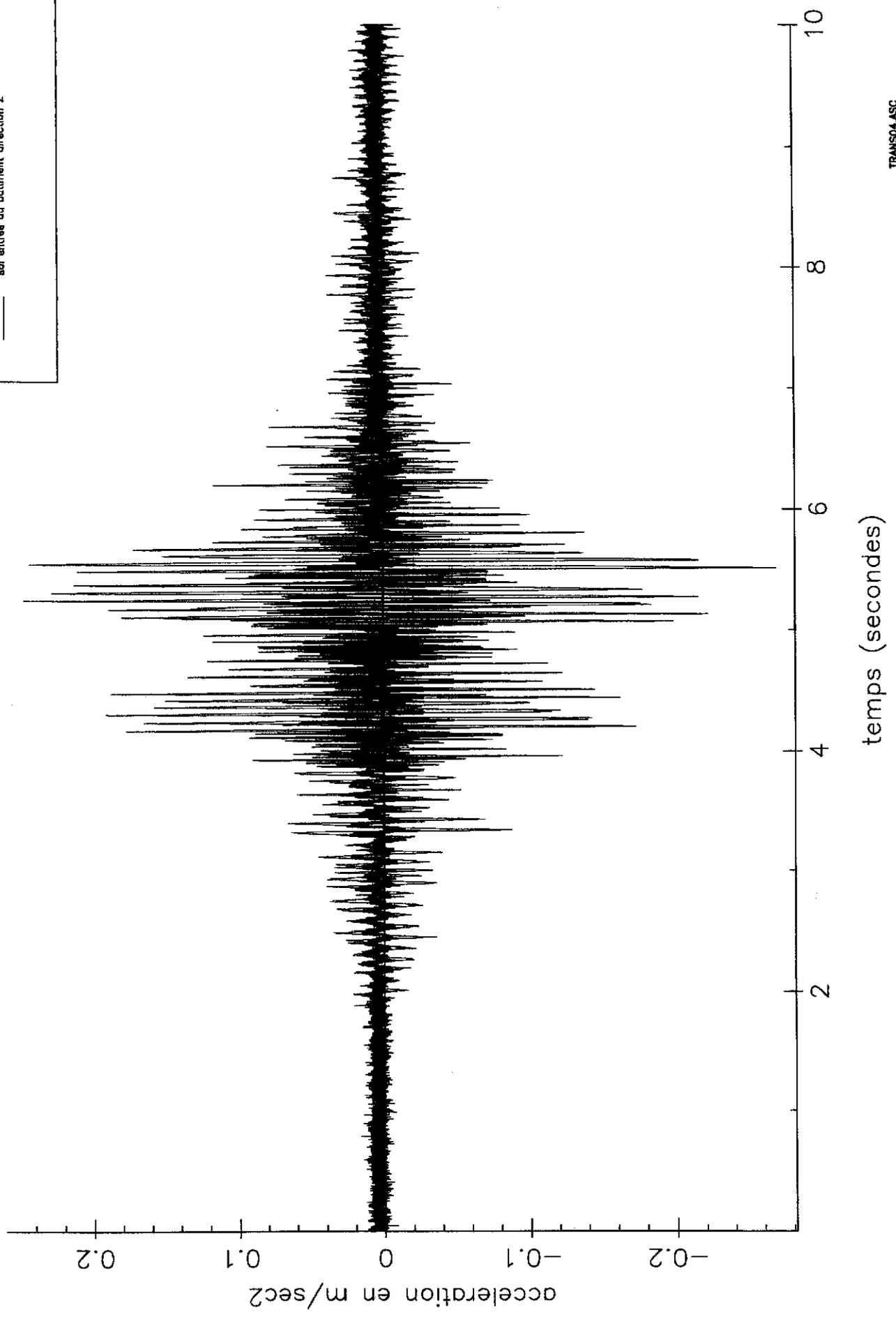
- centre chambre 1er étage direction Y
- centre living rez direction Y
- sol entree du bâtiment direction Y





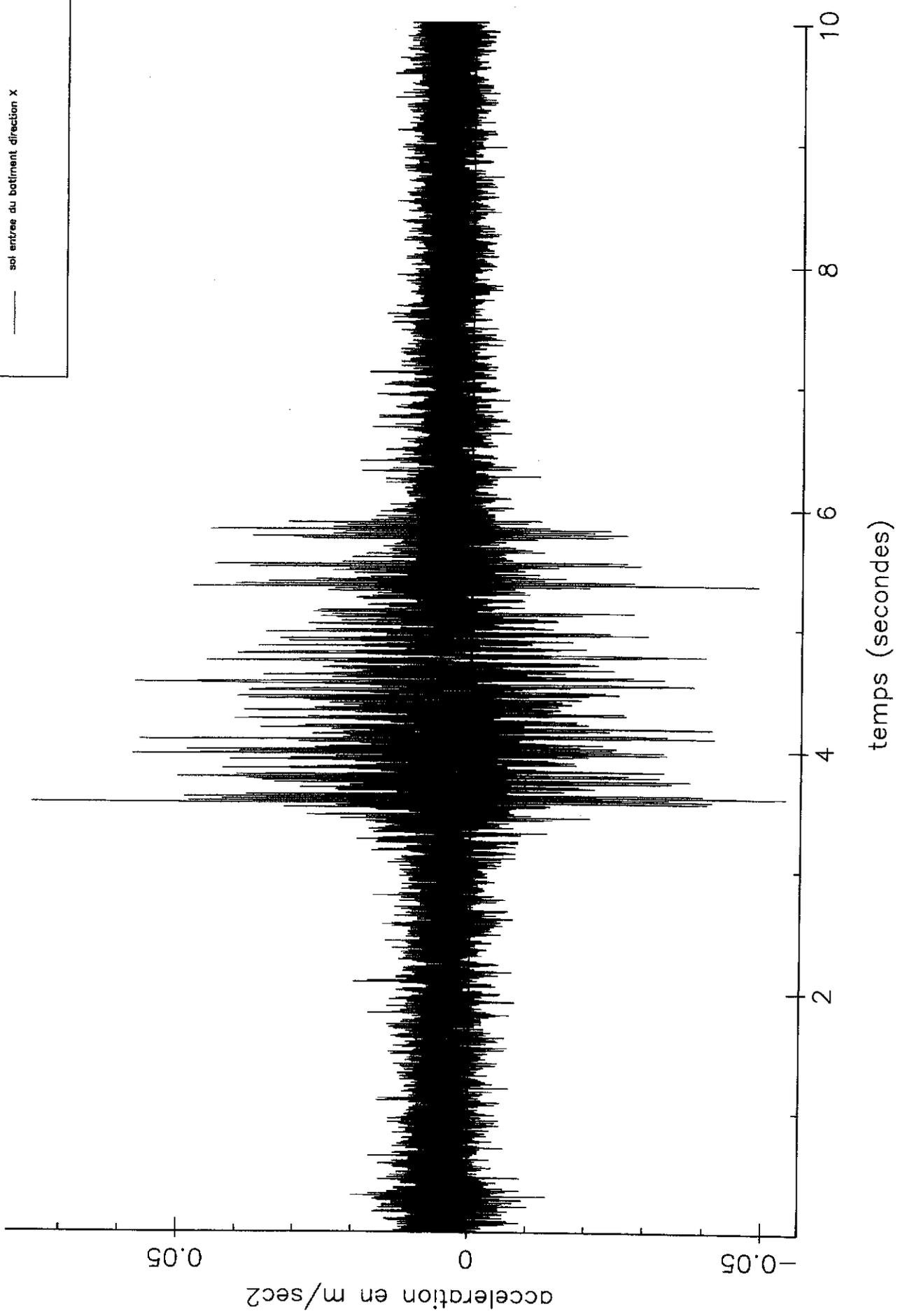
Jauchelette chaussée de Charleroi no40

centre chambre 1er etage direction Z
centre living rez direction Z
sol entrée du bâtiment direction Z



Jauchelette chaussée de Charleroi no40

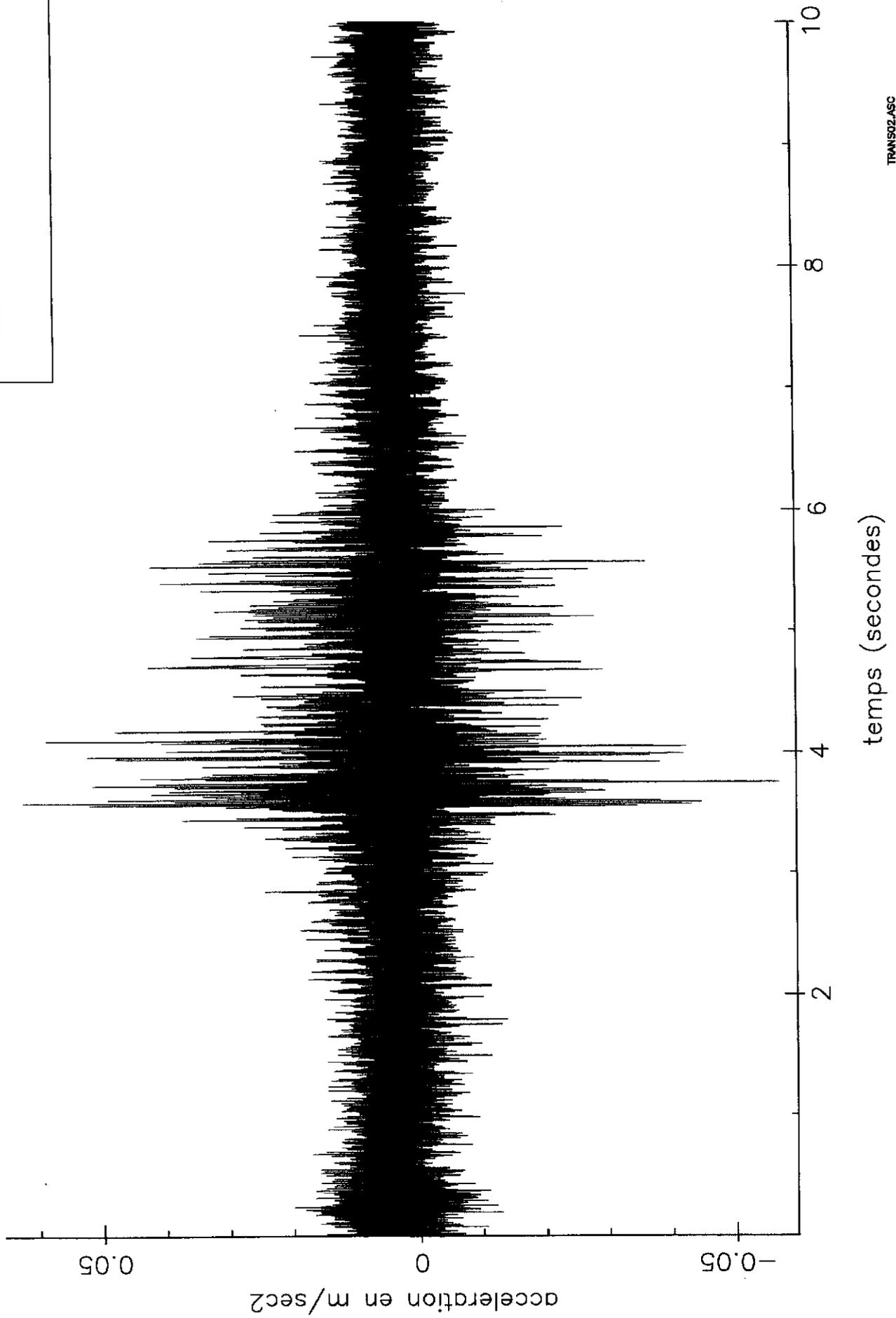
- centre chambre 1er étage direction X
- centre living rez direction X
- sol entrée du bâtiment direction X





Jauchelette chaussée de Charleroi no40

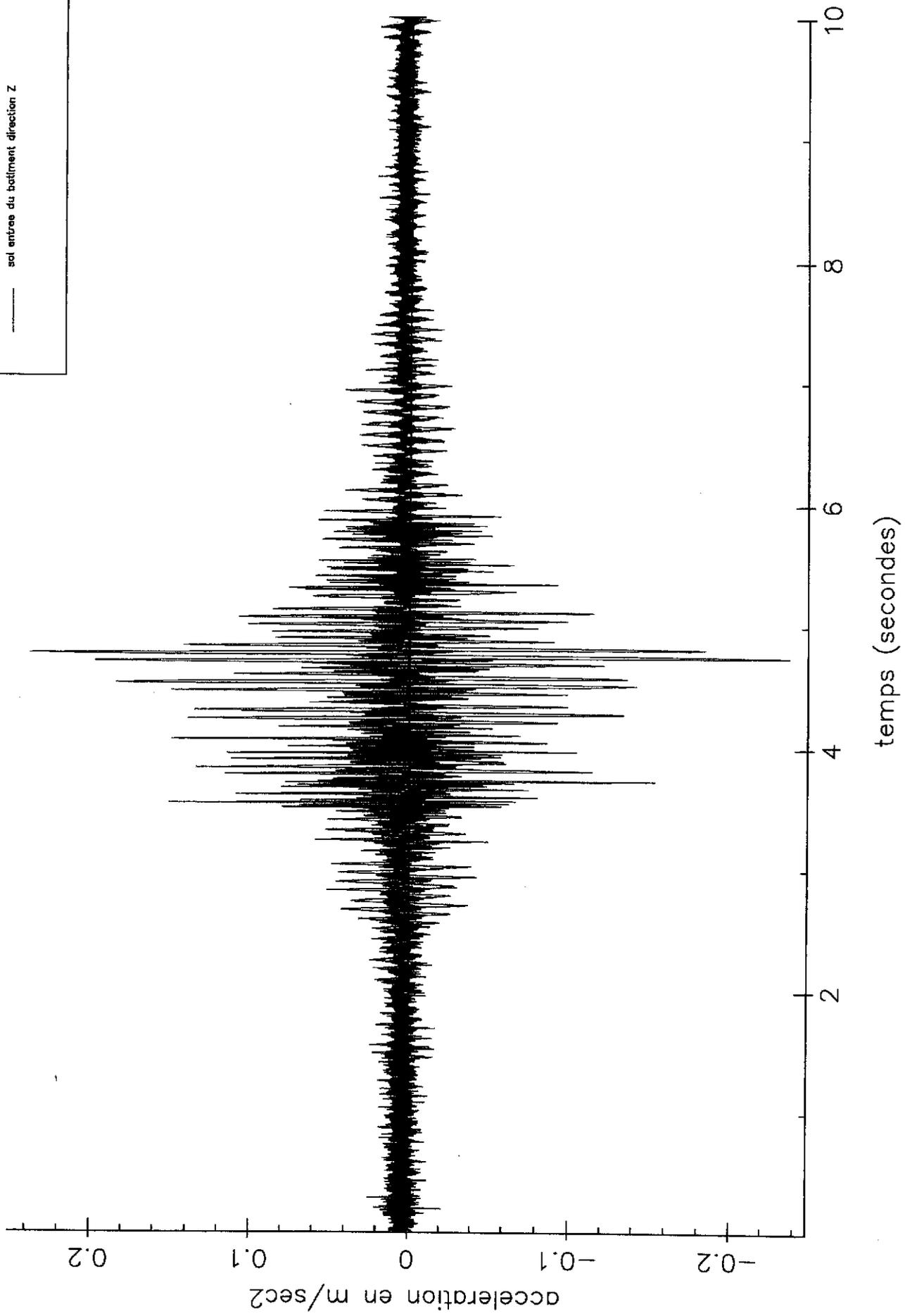
- centre chambre 1er étage direction Y
- centre living rez direction Y
- sol antree du batiment direction Y





Jauchelette chaussée de Charleroi no40

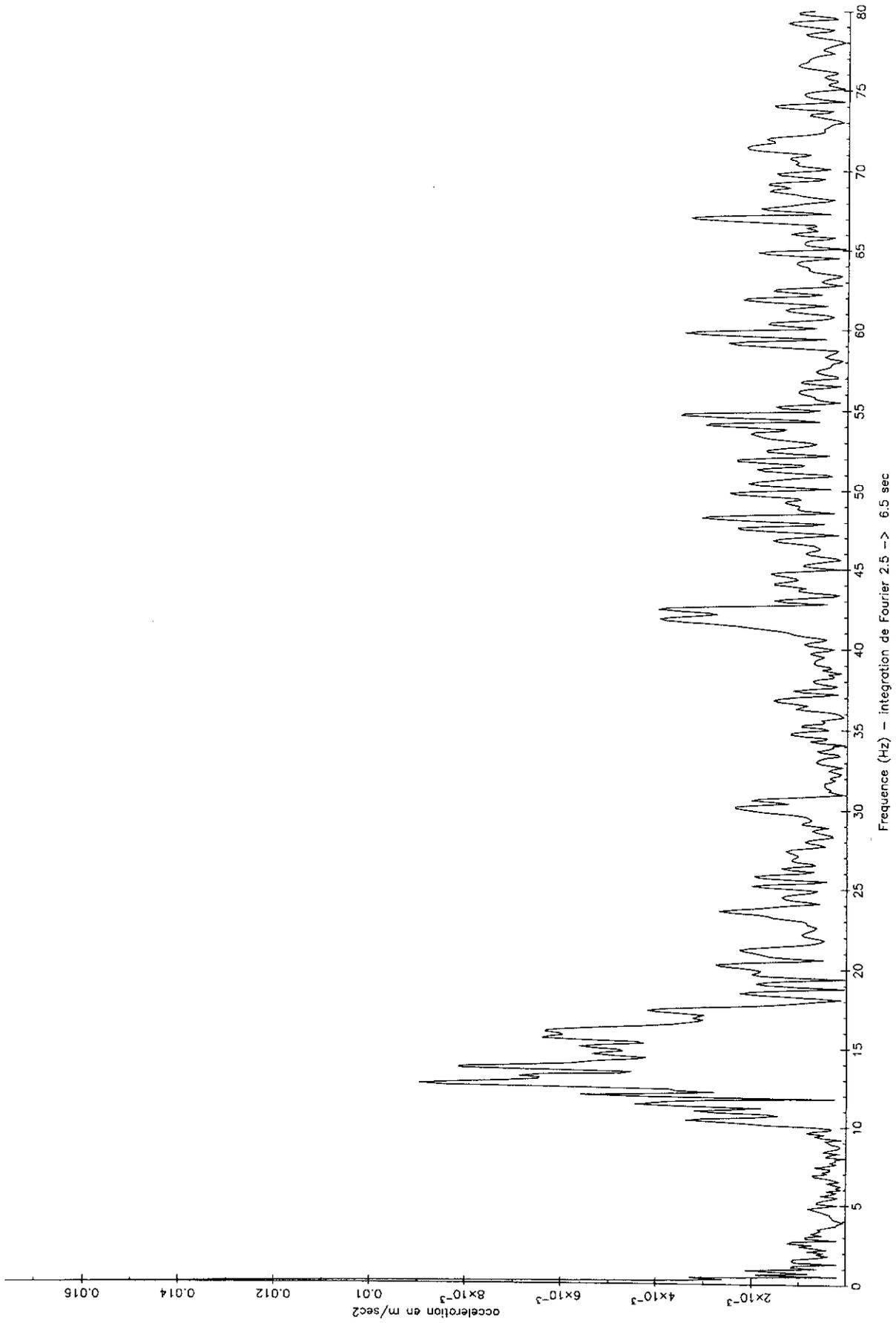
- centre chambre 1er étage direction Z
- centre living rez direction Z
- sol entrée du bâtiment direction Z



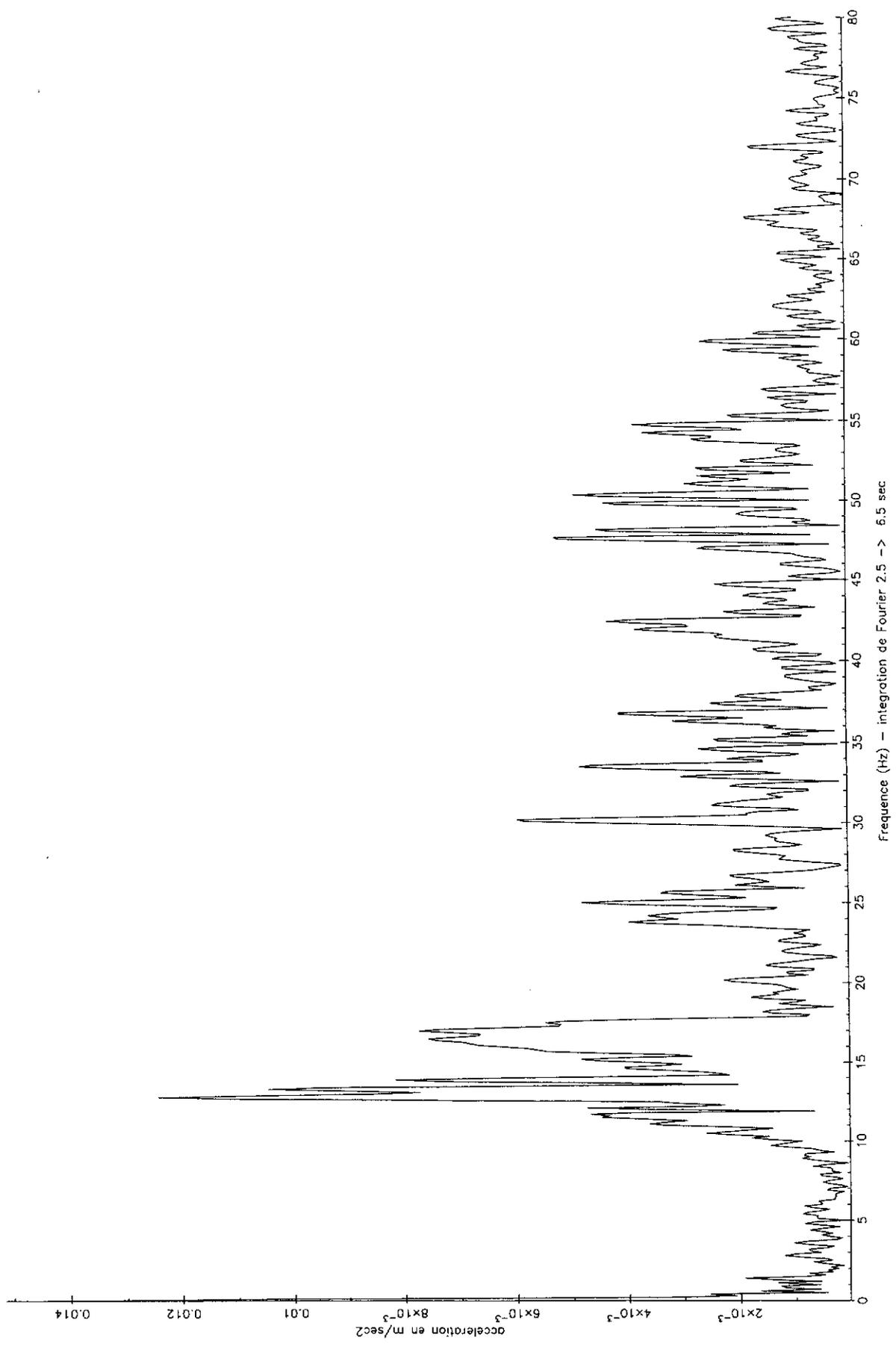
JAUCHELETTE :

**Diagrammes fréquentiels pour la direction verticale
aux trois points de mesure**

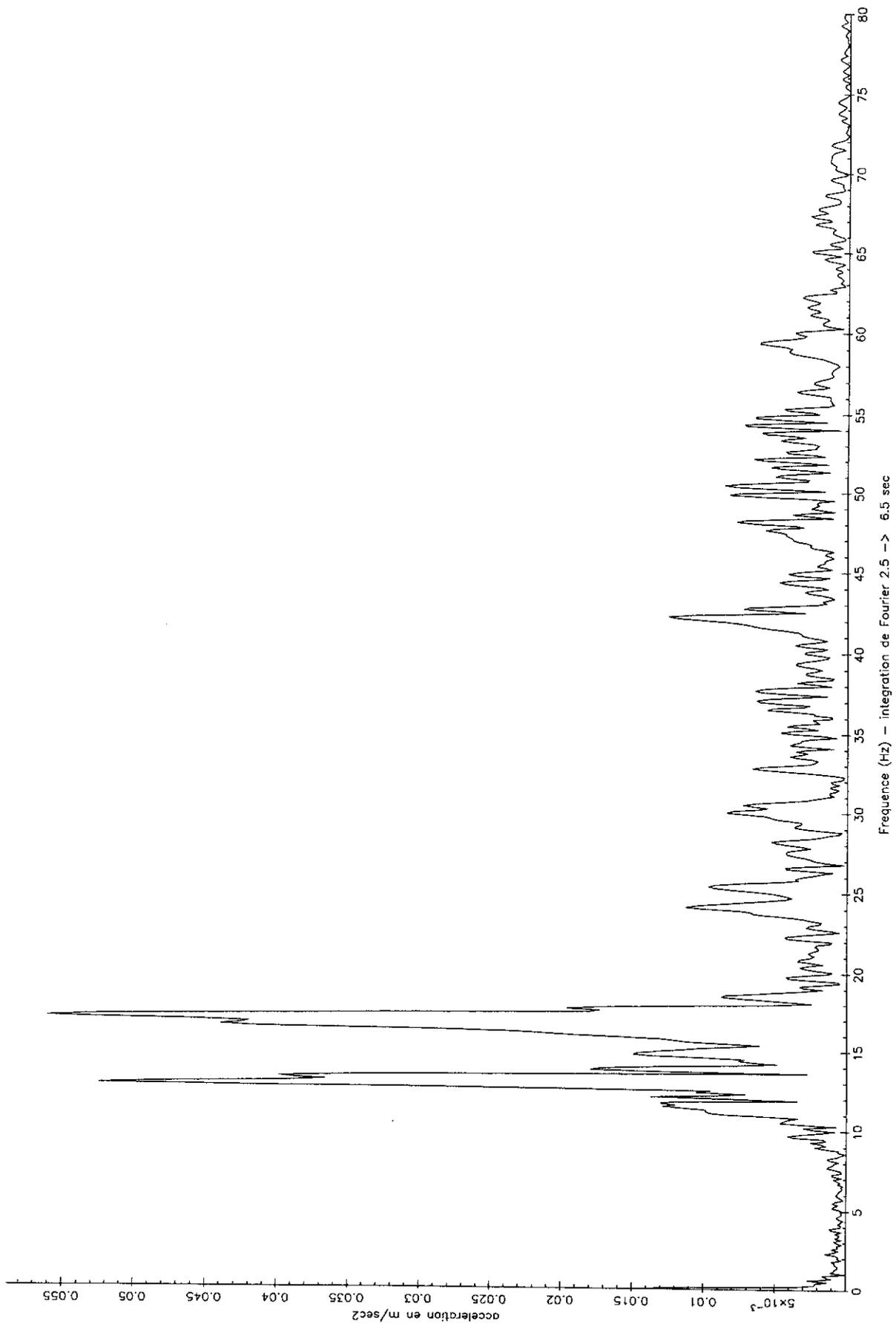
Jouehette chaussee de Charleroi no405



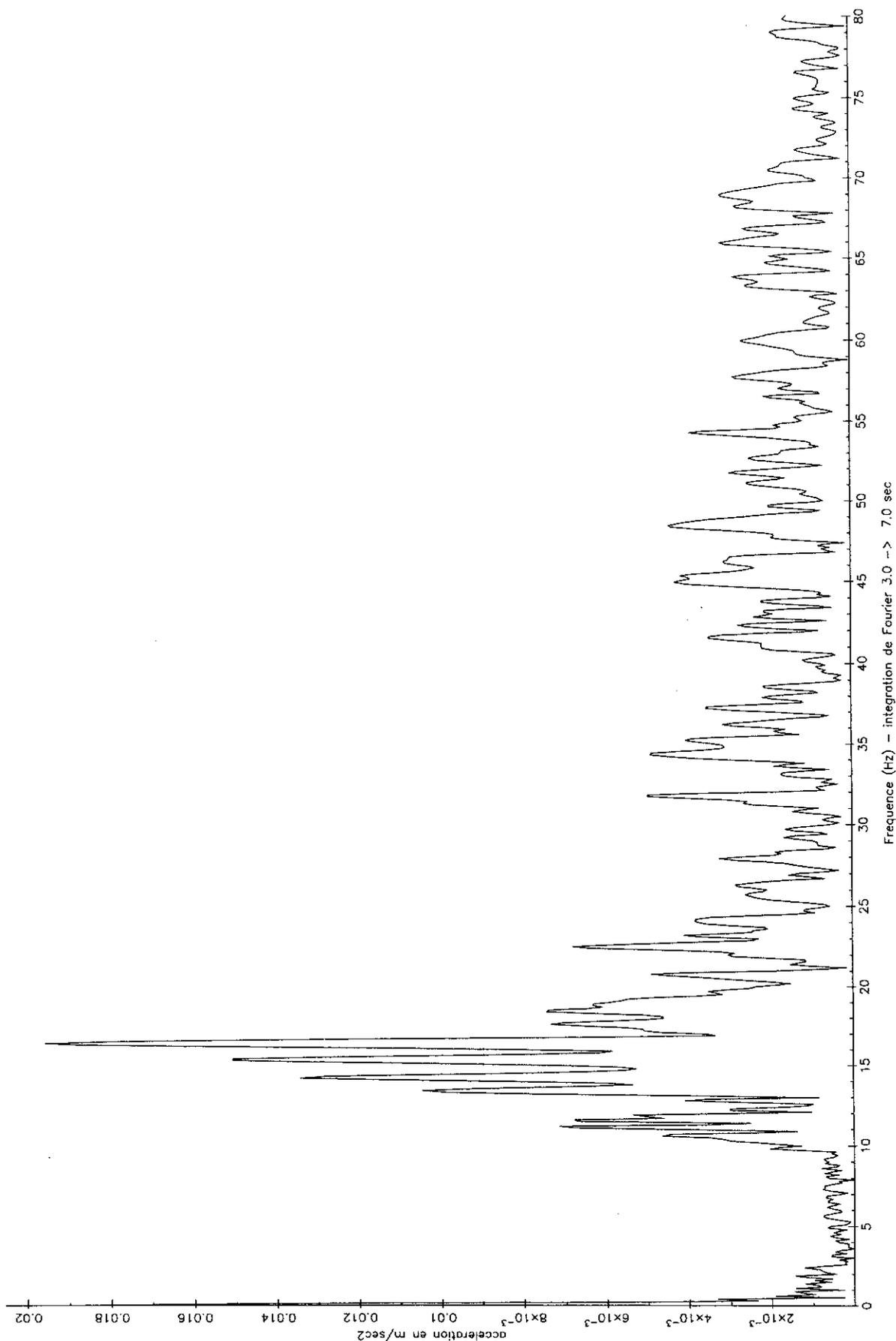
Jouchelette chaussee de Charleroi no405



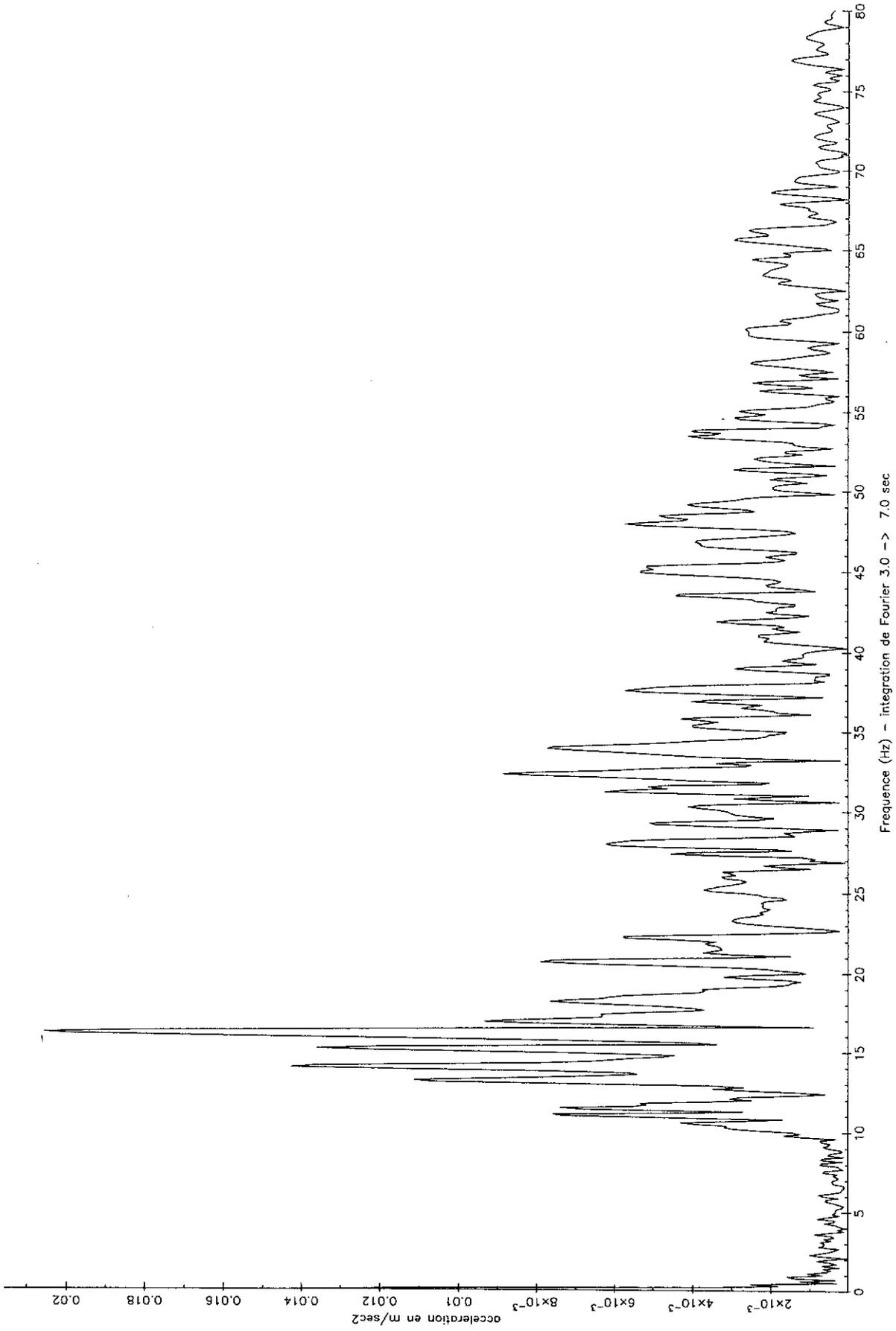
Jauchette chaussee de Charleroi no405



Jauchette chaussee de Charleroi no.405

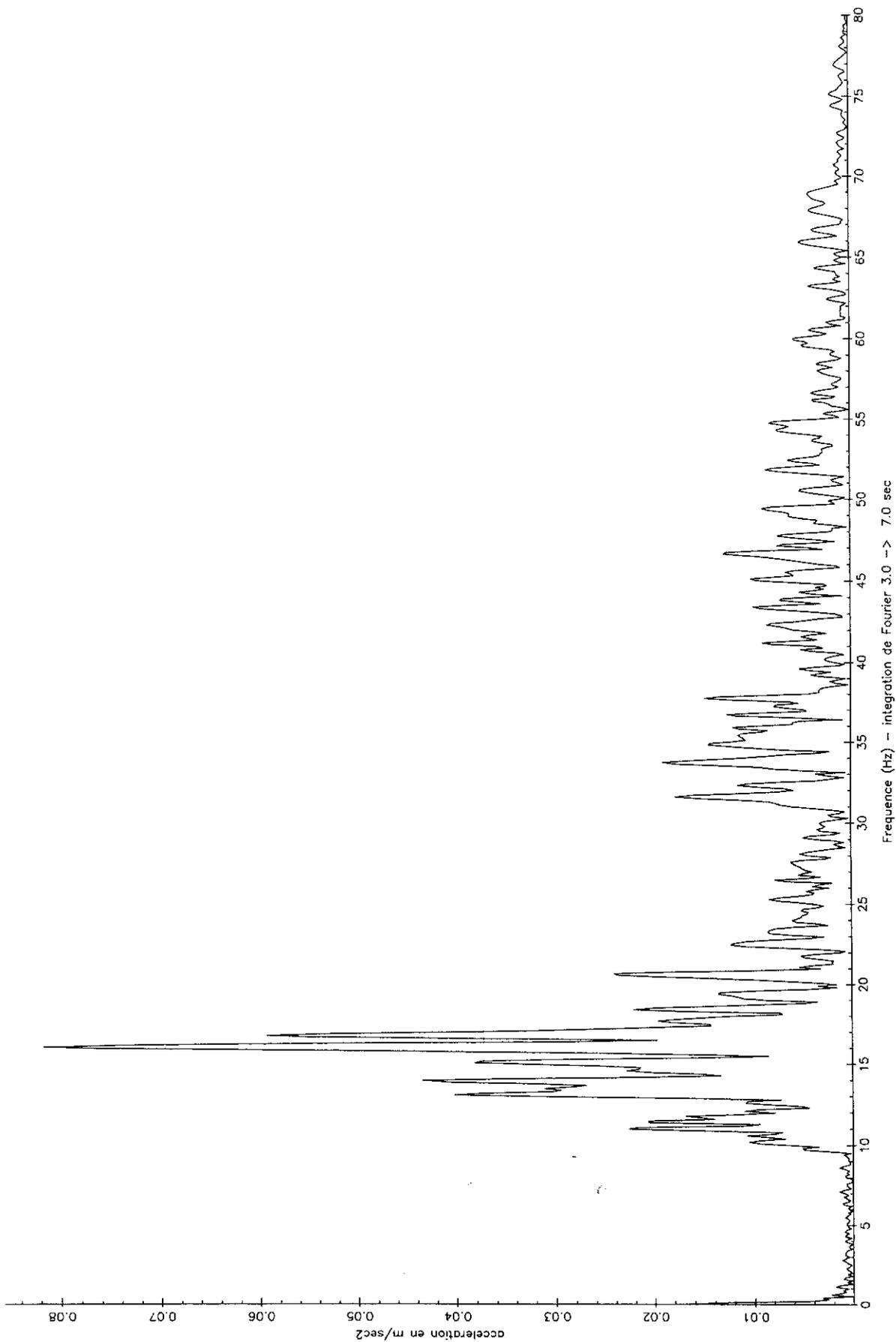


Jauchette choussee de Charleroi no405



TRANS04.ASC

Jauchelette chaussée de Chorleroi no405



JAUCHELETTE :

Calcul des fréquences propres

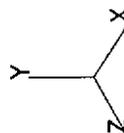
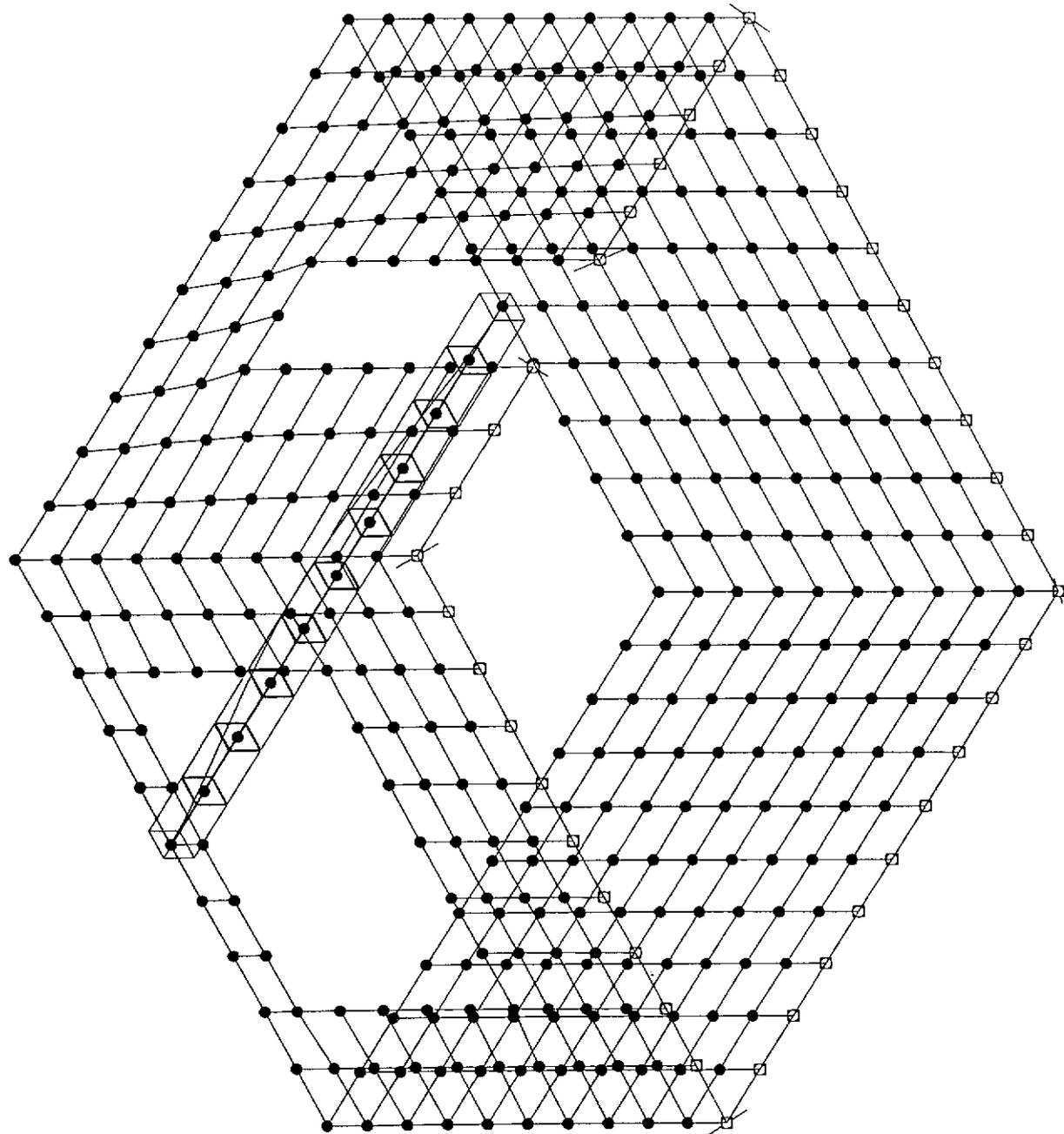
Dynamique
Mode n°1

Période
0.042 s

Pulsation
150.667 rad/s

Fréquence
23.979 hz

- Date 20/05/98 - Fichier Jauchette -



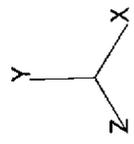
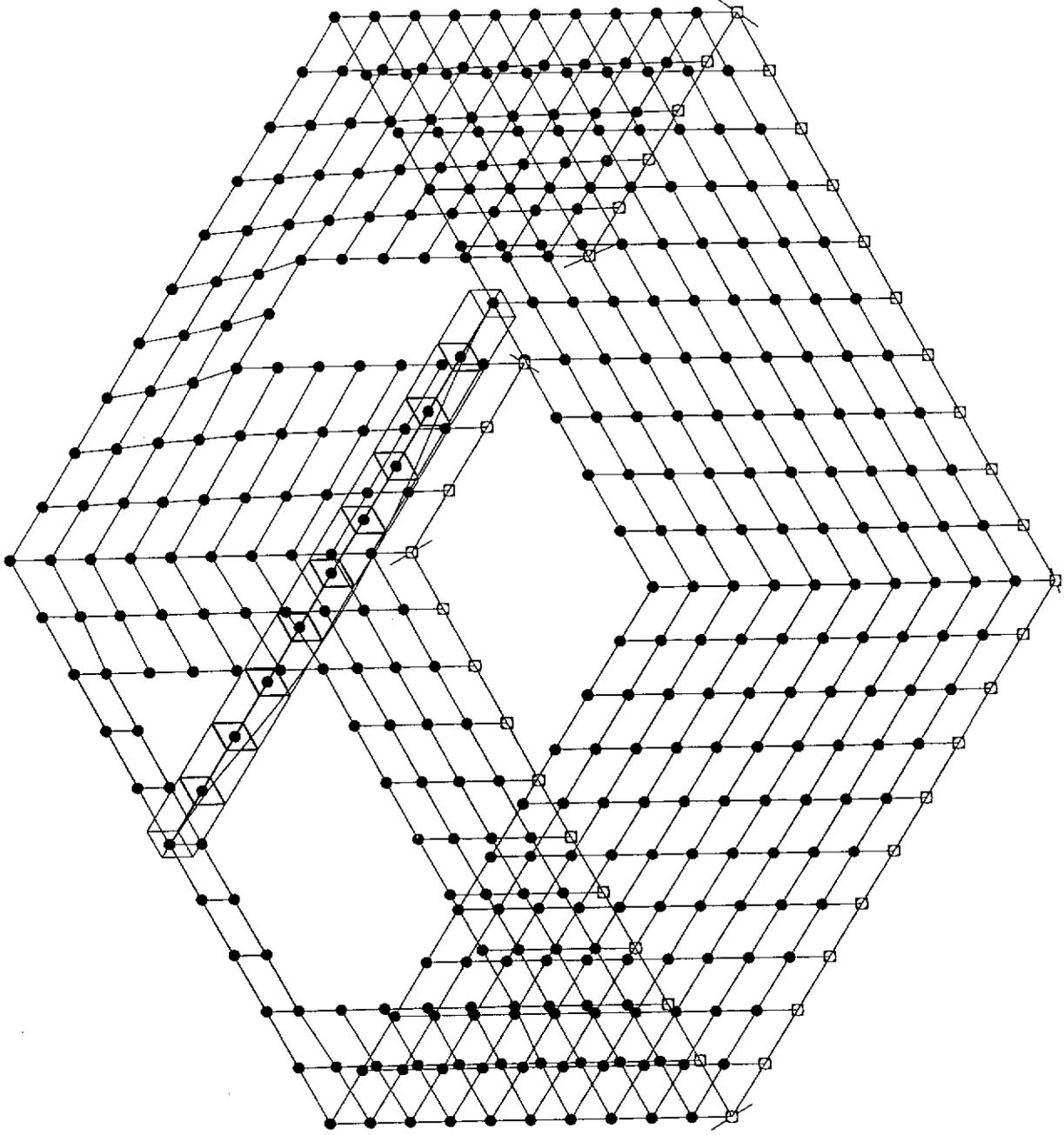
Dynamique
Mode n°2

Période
0.041 s

Pulsation
154.228 rad/s

Fréquence
24.546 hz

Date 20/05/98 - Fichier Jauchelette



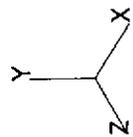
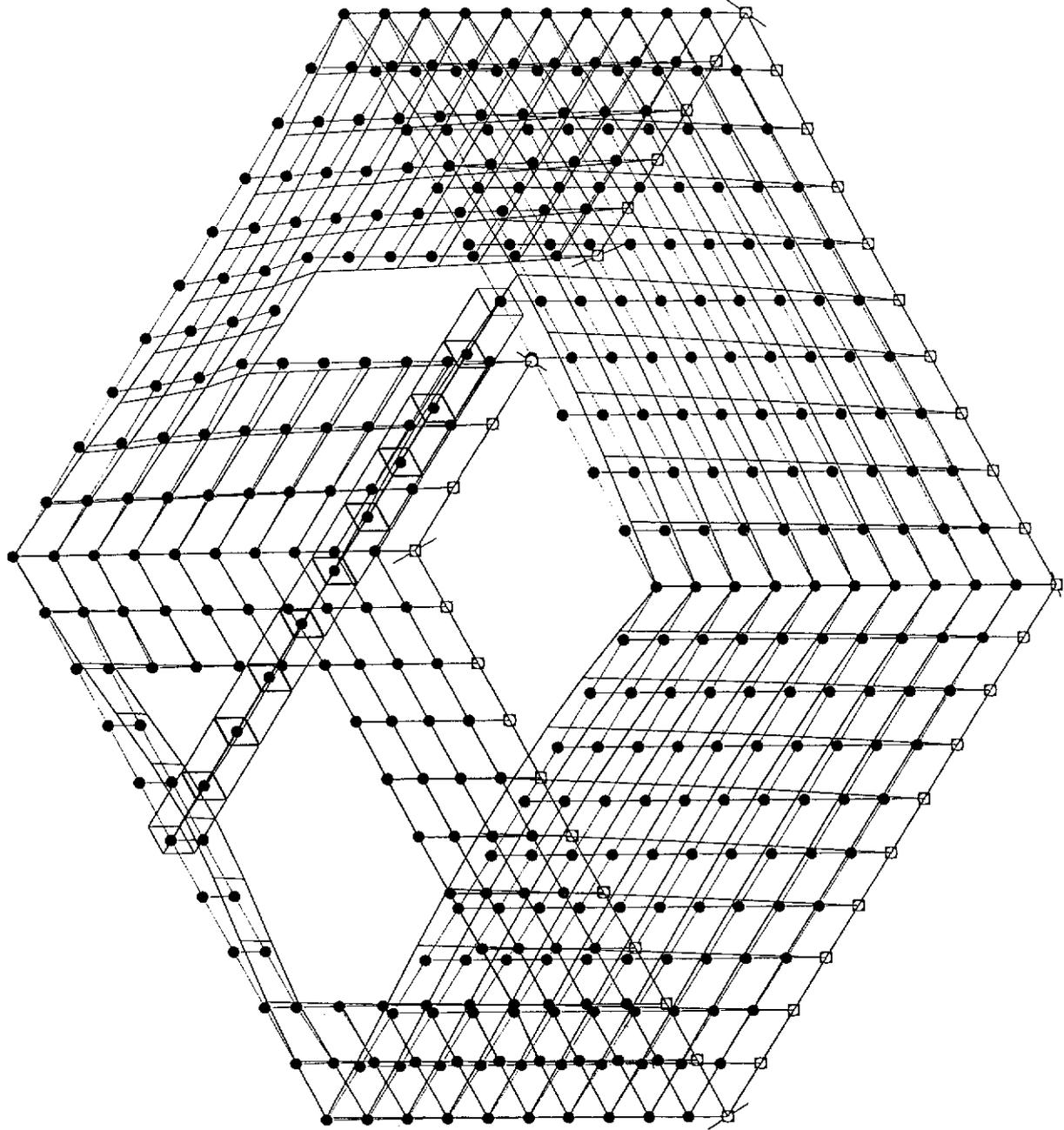
Dynamique
Mode n°3

Période
0.029 s

Pulsation
218.527 rad/s

Fréquence
34.780 Hz

- Date 20/05/98 - Fichier Lauchelette -



Dynamique
Mode n°4

Période

0.027 s

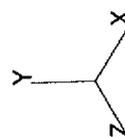
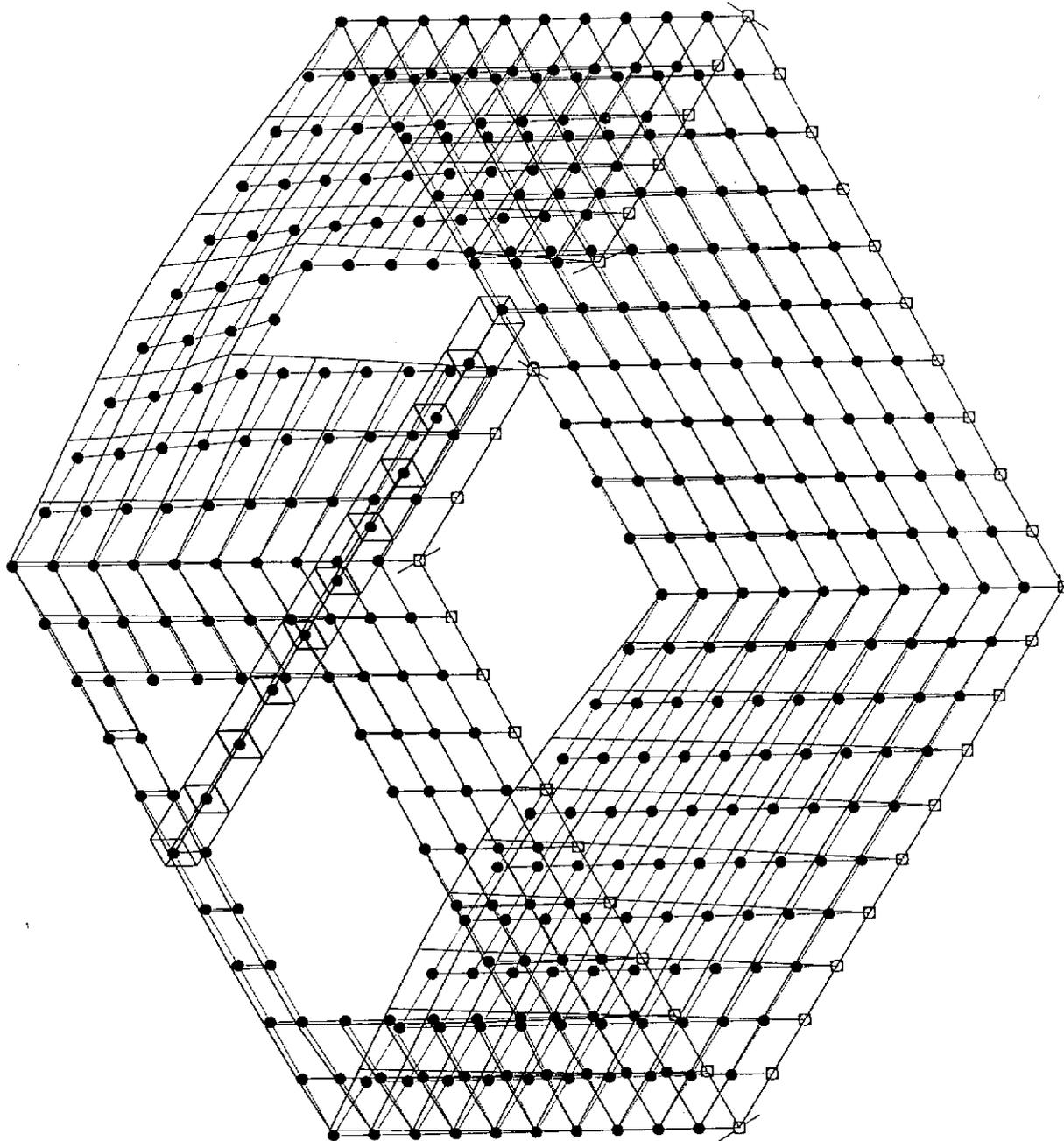
Pulsation

231.553 rad/s

Fréquence

36.853 Hz

- Date 20/05/98 - Fichier Jauchelette -



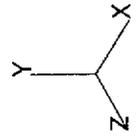
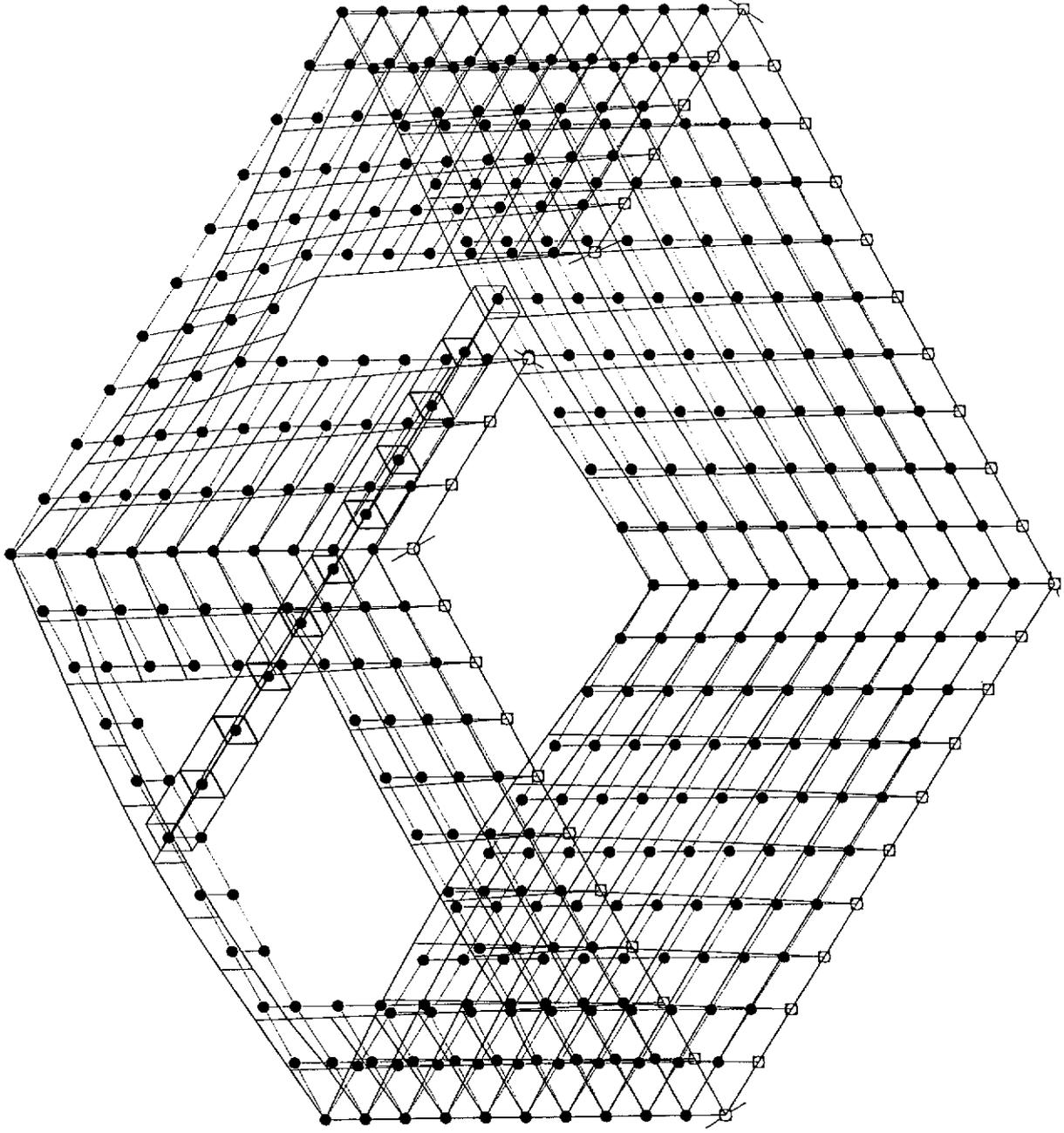
- Date 2005/08 - Fichier Jaucholette -

Dynamique
Mode n°5

Période 0.025 s

Pulsation 251.098 rad/s

Fréquence 39.963 Hz



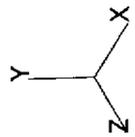
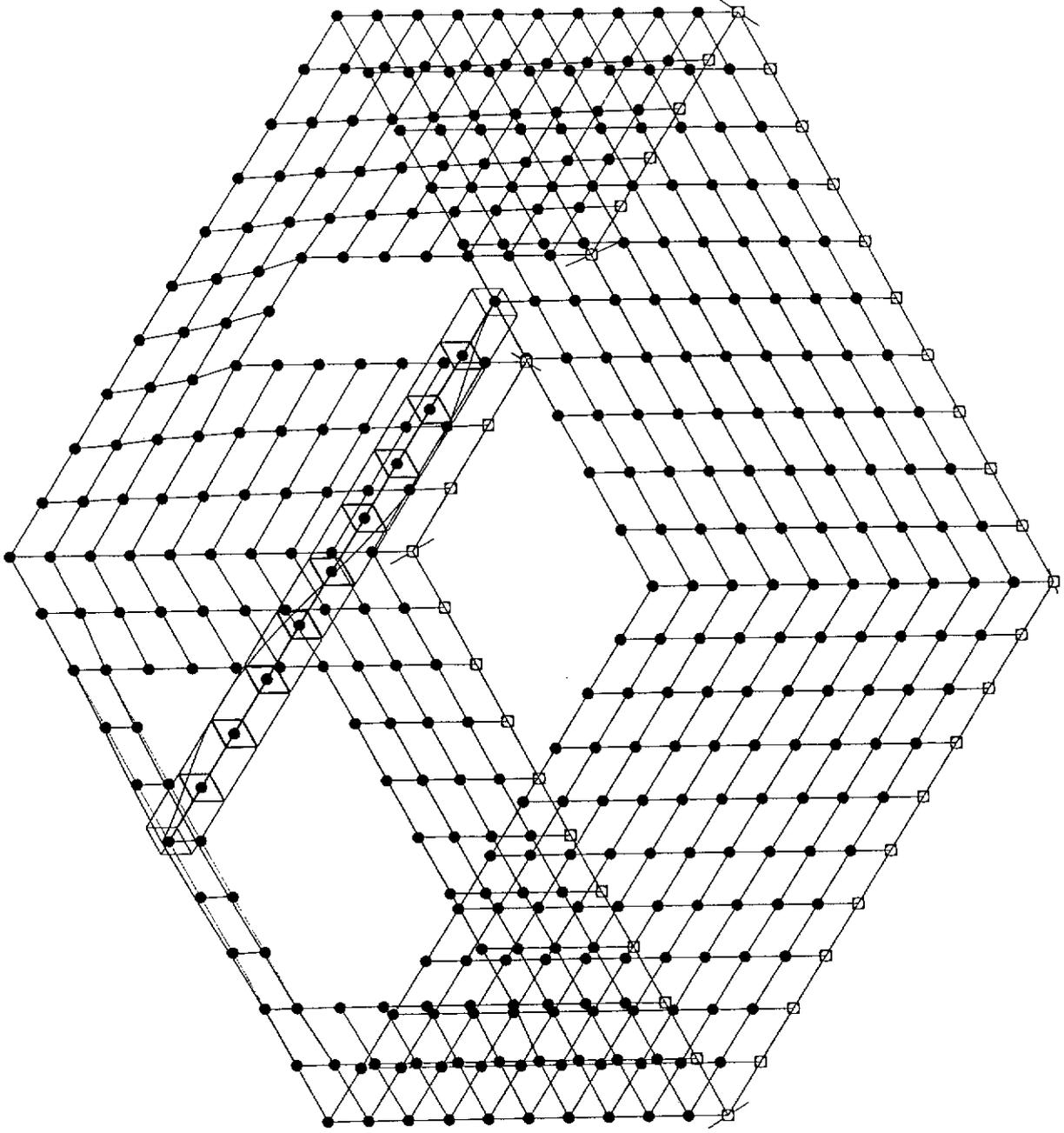
Dynamique
Mode n°6

Période 0.016 s

Pulsation 402.972 rad/s

Fréquence 64.135 hz

- Date 20/05/88 - Fichier Jauchelette -



SCHAERBEEK – DEPOT STIB

Diagrammes des mesures d'accélération superposés pour les quatre points de mesure et pour les trois directions :

X : perpendiculaire à la source

Y : horizontal, perpendiculaire à X

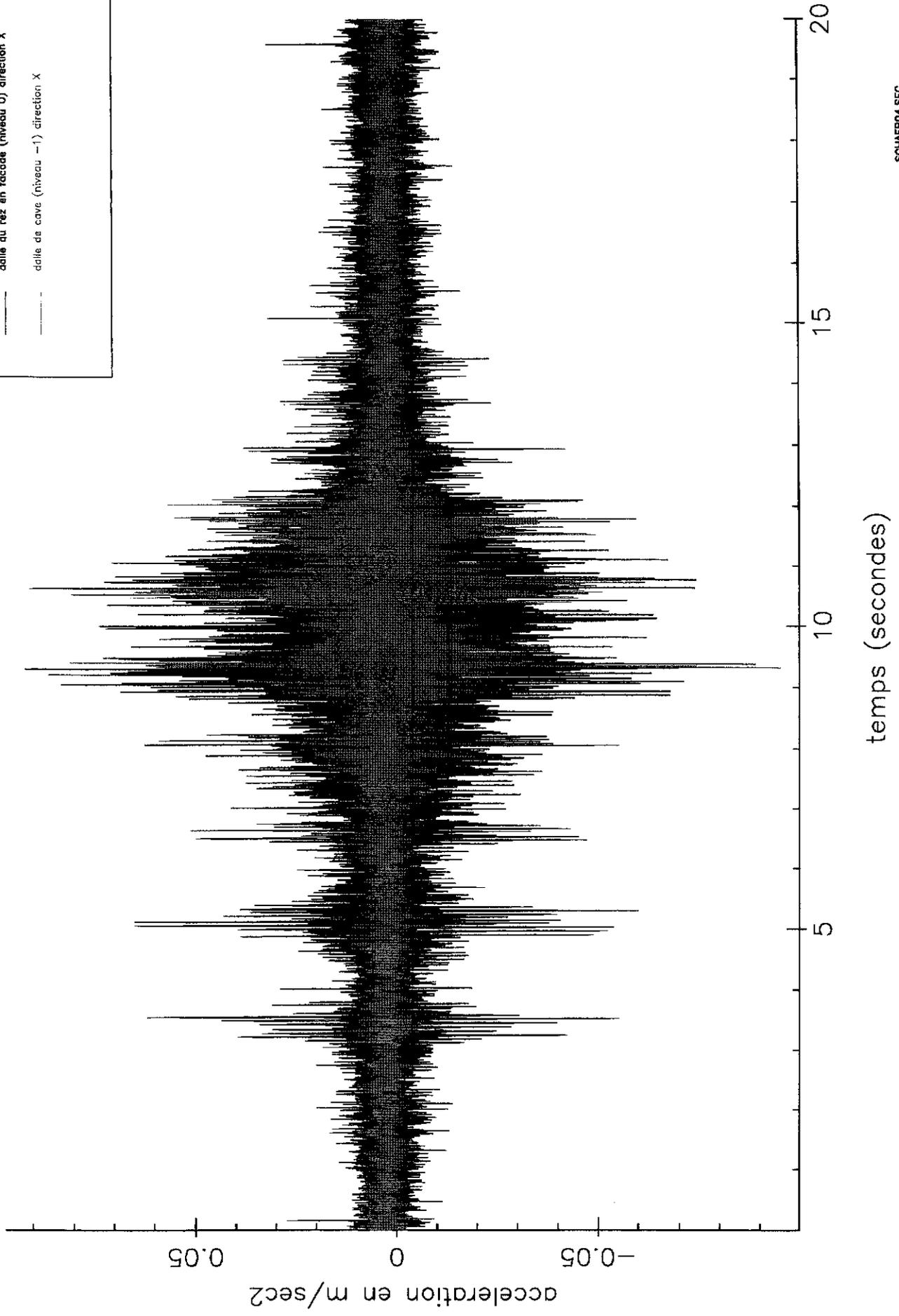
Z : vertical

Ces diagrammes sont donnés pour le fichier de mesures 04



Schaerbeek Chee de Haecht no357

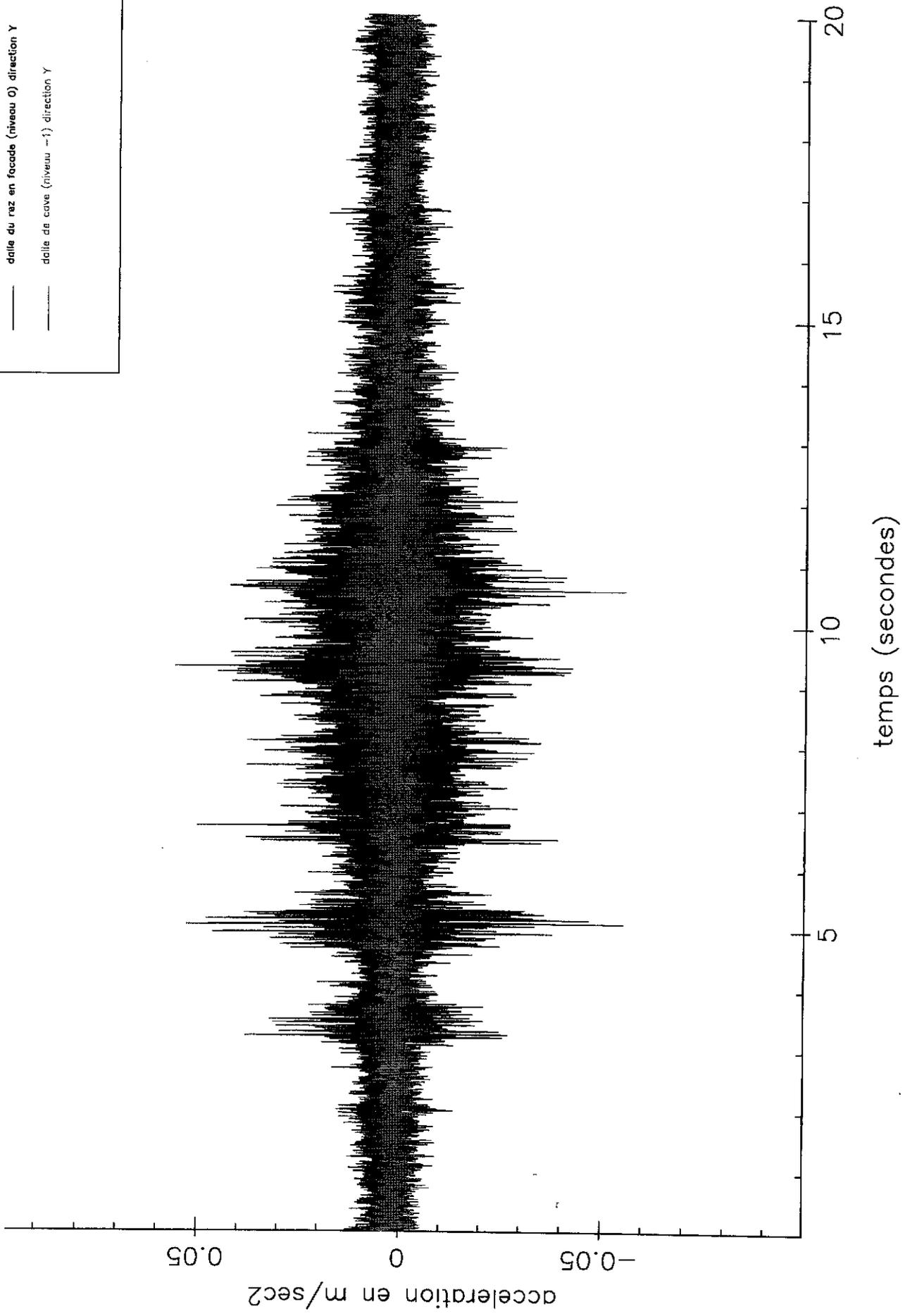
- dalle du 2nd en facade (niveau 2) direction X
- dalle du 1er en facade (niveau 1) direction X
- dalle du rez en facade (niveau 0) direction X
- dalle de cave (niveau -1) direction X





Schaerbeek Chee de Haecht no357

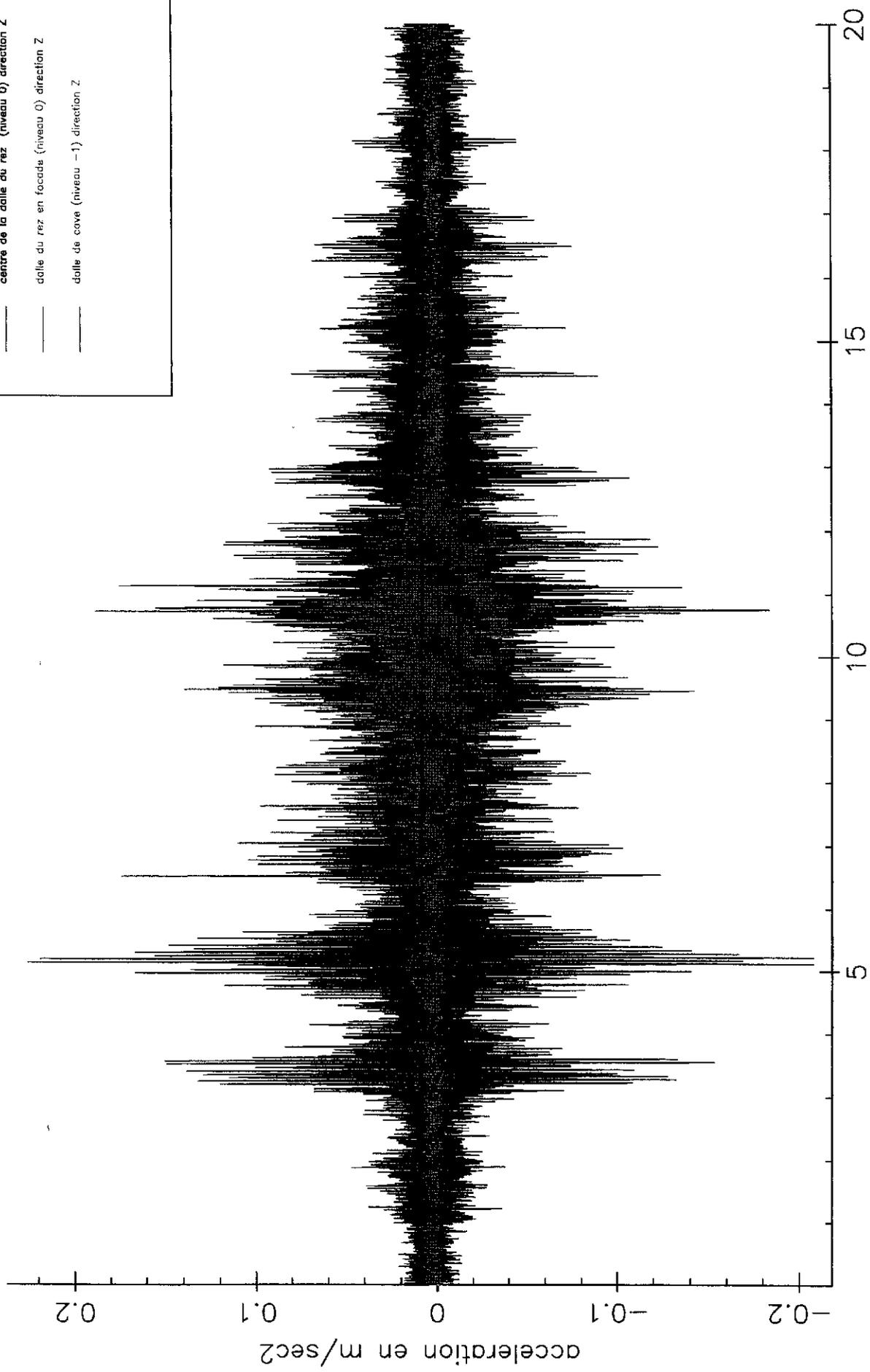
- dalle du 2nd en facade (niveau 2) direction Y
- dalle du 1er en facade (niveau 1) direction Y
- dalle du rez en facade (niveau 0) direction Y
- dalle de cave (niveau -1) direction Y



SCHAER04.SEC

Schaerbeek Chee de Haecht no357

- centre de la dalle du 2nd (niveau 2) direction Z
- centre de la dalle du 1er (niveau 1) direction Z
- centre de la dalle du rez (niveau 0) direction Z
- dalle du rez en facades (niveau 0) direction Z
- dalle de cave (niveau -1) direction Z



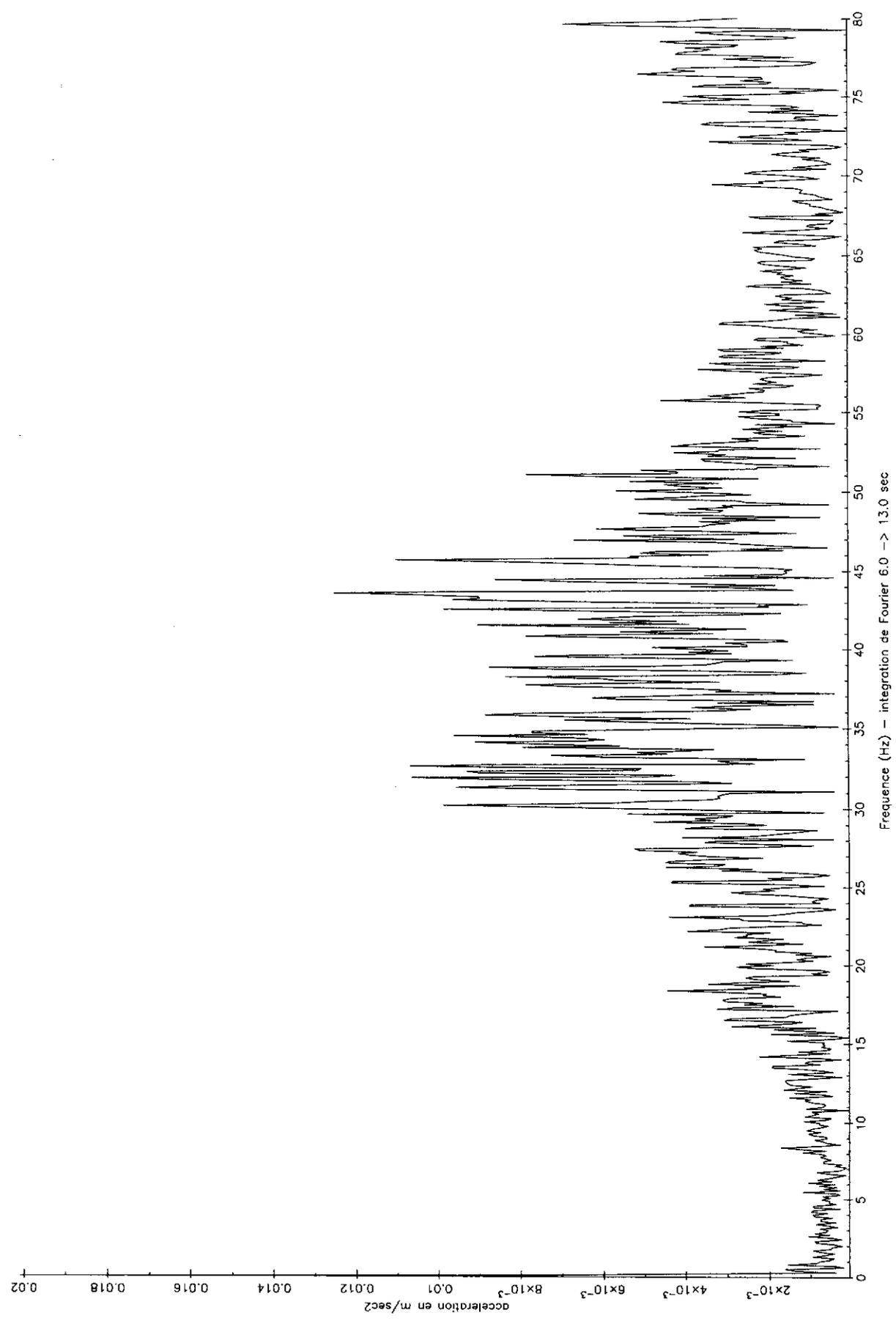
SCHAERBEEK – DEPOT STIB

**Diagrammes fréquentiels pour la direction verticale
aux cinq points de mesure**



Schaerbeek Chee de Hascht no.357

UNITED STATES GOVERNMENT PRINTING OFFICE: 1964

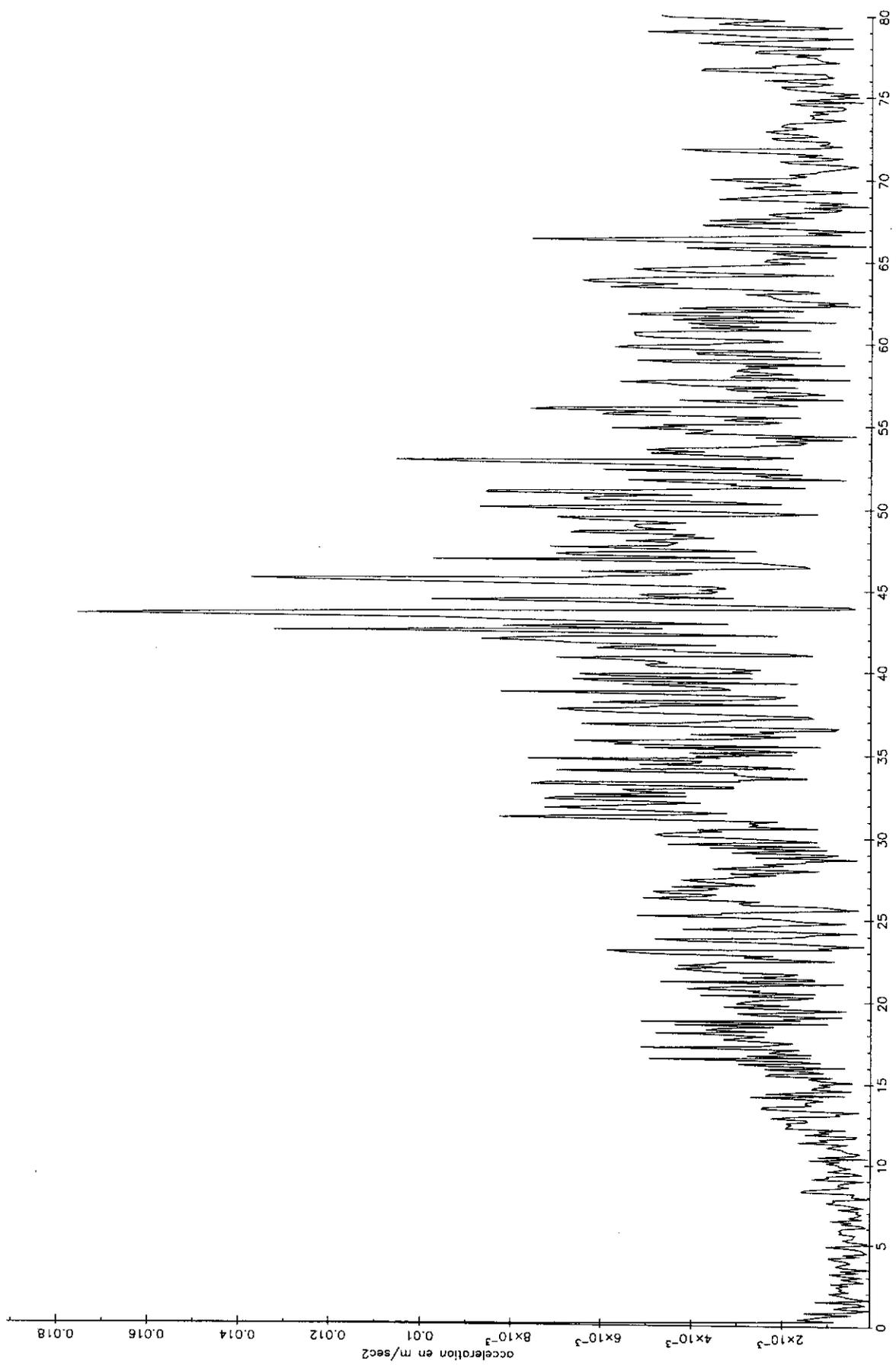


SCHAERO4.SEC



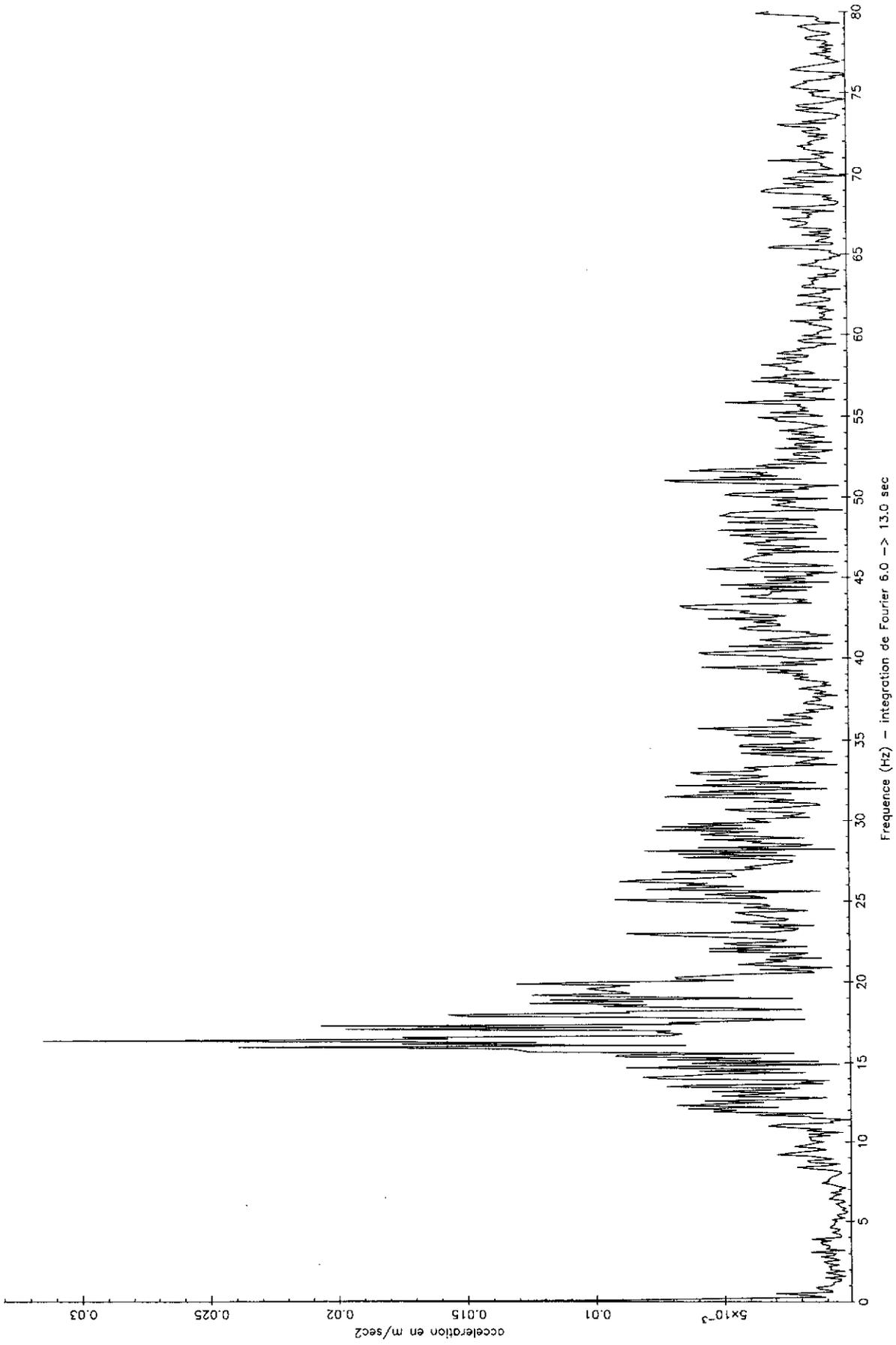
contour du rez en l'occurrence (niveau 0) direction 2

Schaerbeek Chee de Haecht n°357

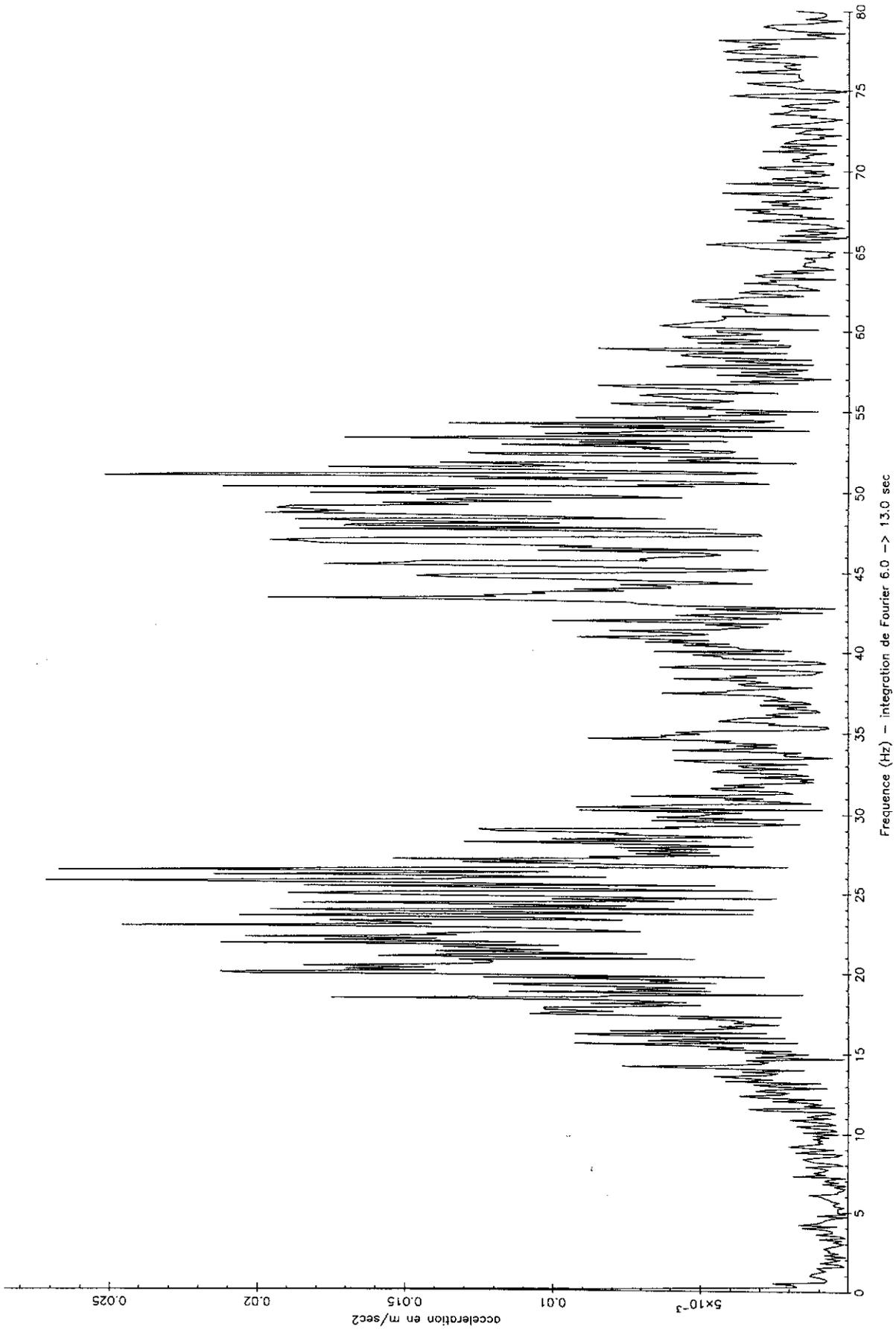


Frequency (Hz) — integration de Fourier 6.0 —> 13.0 sec

SCHAE04:SEC

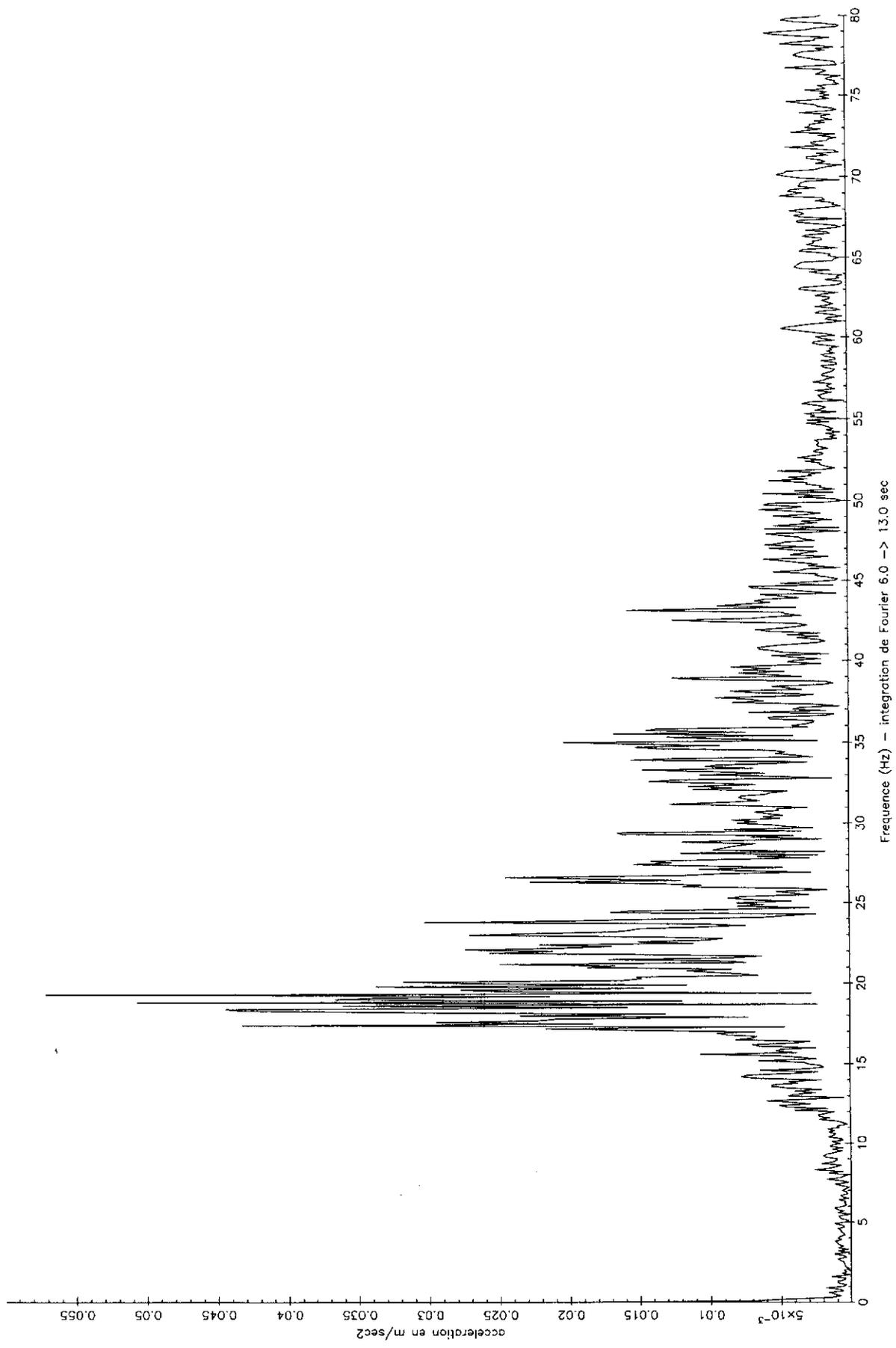


Schoerbeeck Chee de Hoecht no357



SCHAER04.SEC

Schoerbeek Chee de Hoesit no357



SCHAERO4.SEC

SCHAERBEEK – DEPOT STIB

Calcul des fréquences propres

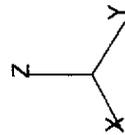
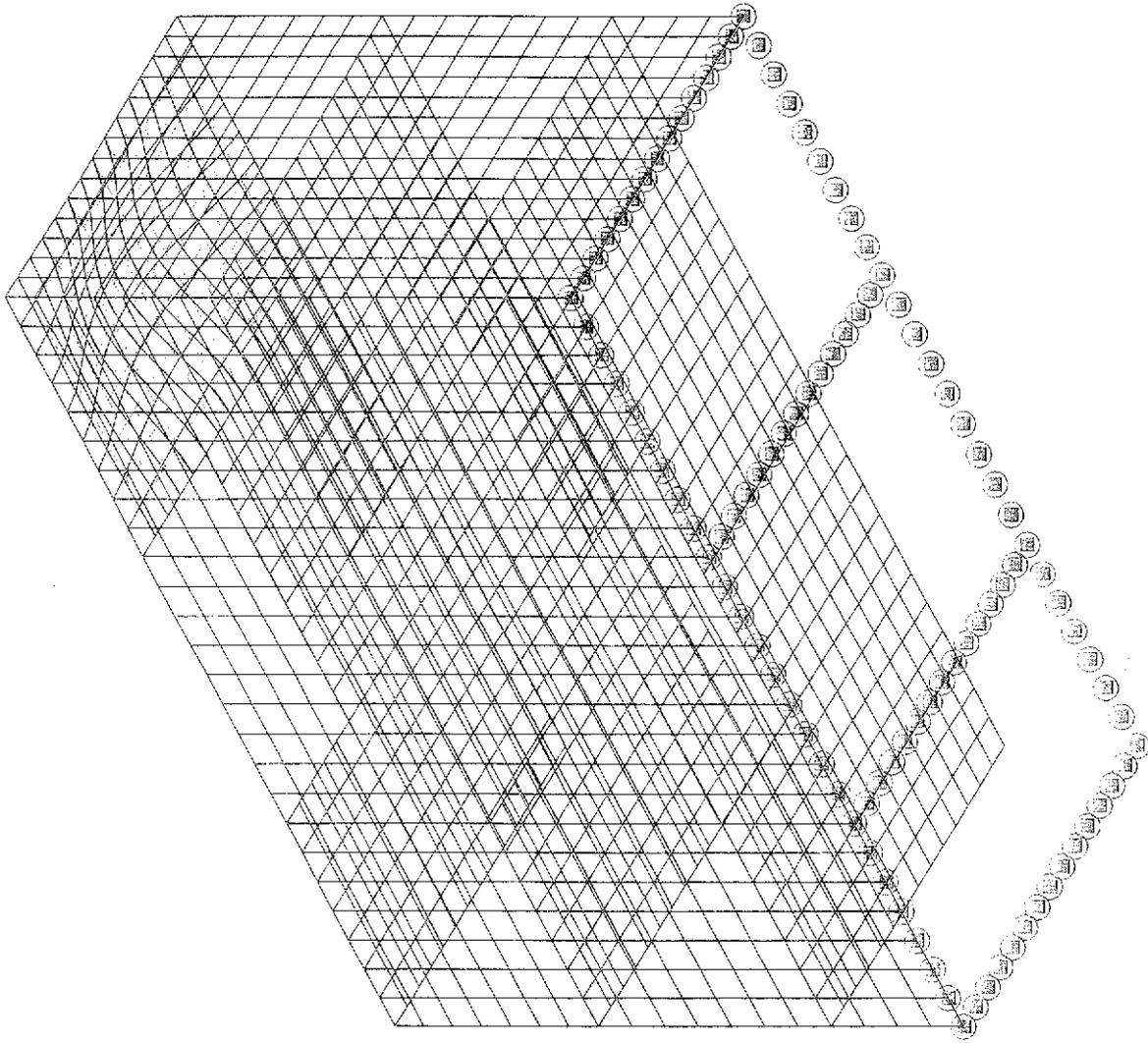
- Date 30/11/88 - Fichier Schaarbeek8 -

Dynamique
Mode n°1

Période 0.058 s

Pulsation 108.415 rad/s

Fréquence 17.255 hz



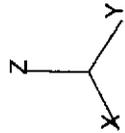
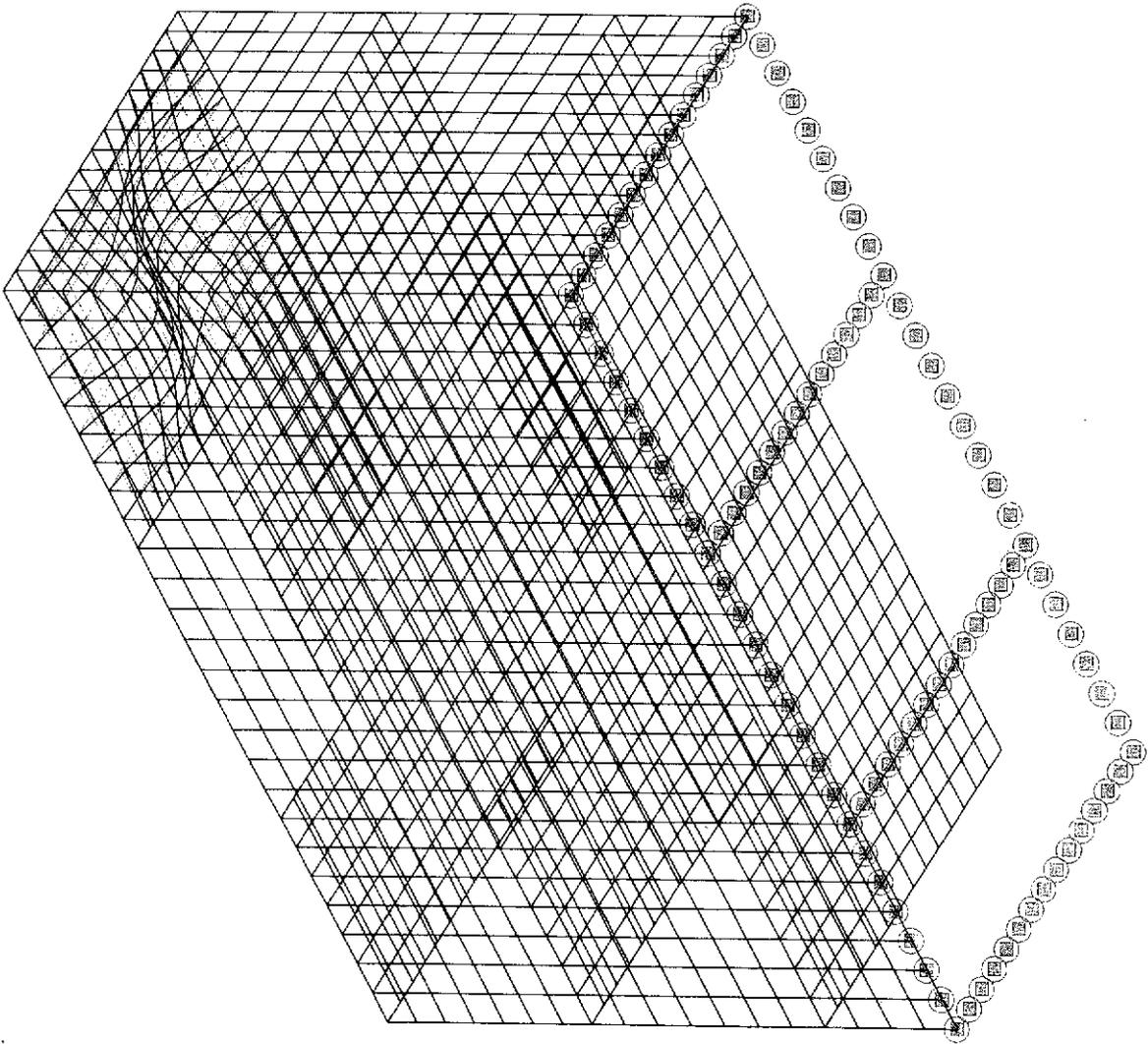
Date 30/11/98 - Fichier Schaebeak8

Dynamique
Mode n°2

Période 0.052 s

Pulsation 121.756 rad/s

Fréquence 19.378 Hz



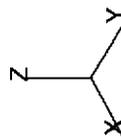
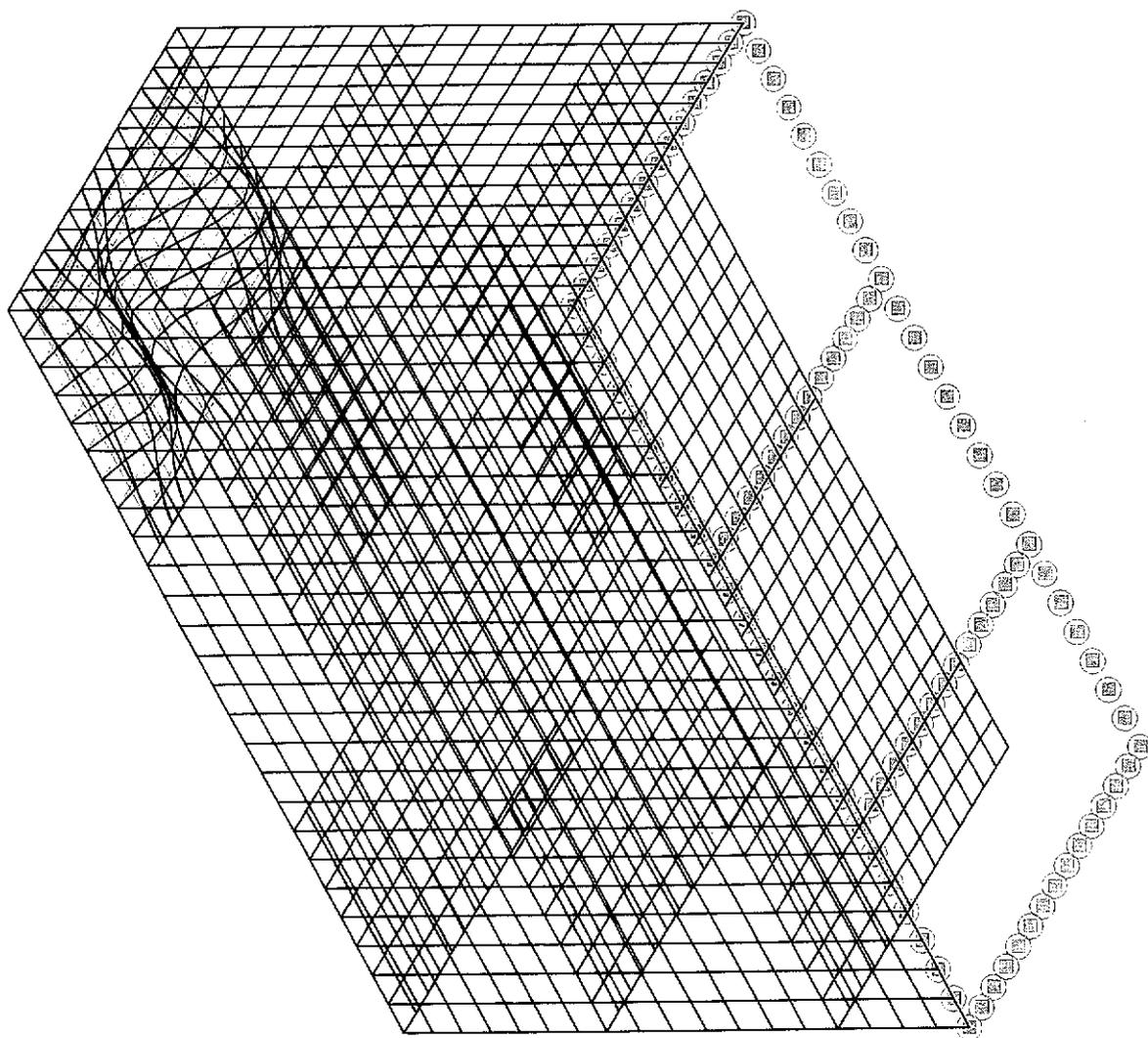
- Date 30/11/98 - Fichier Schaarbeek6 -

Dynamique
Mode n°3

Période 0.043 s

Pulsation 146.111 rad/s

Fréquence 23.254 hz



- Date 30/11/98 - Fichier Scharbeek8 -

Dynamique
Mode n°4

Période

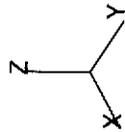
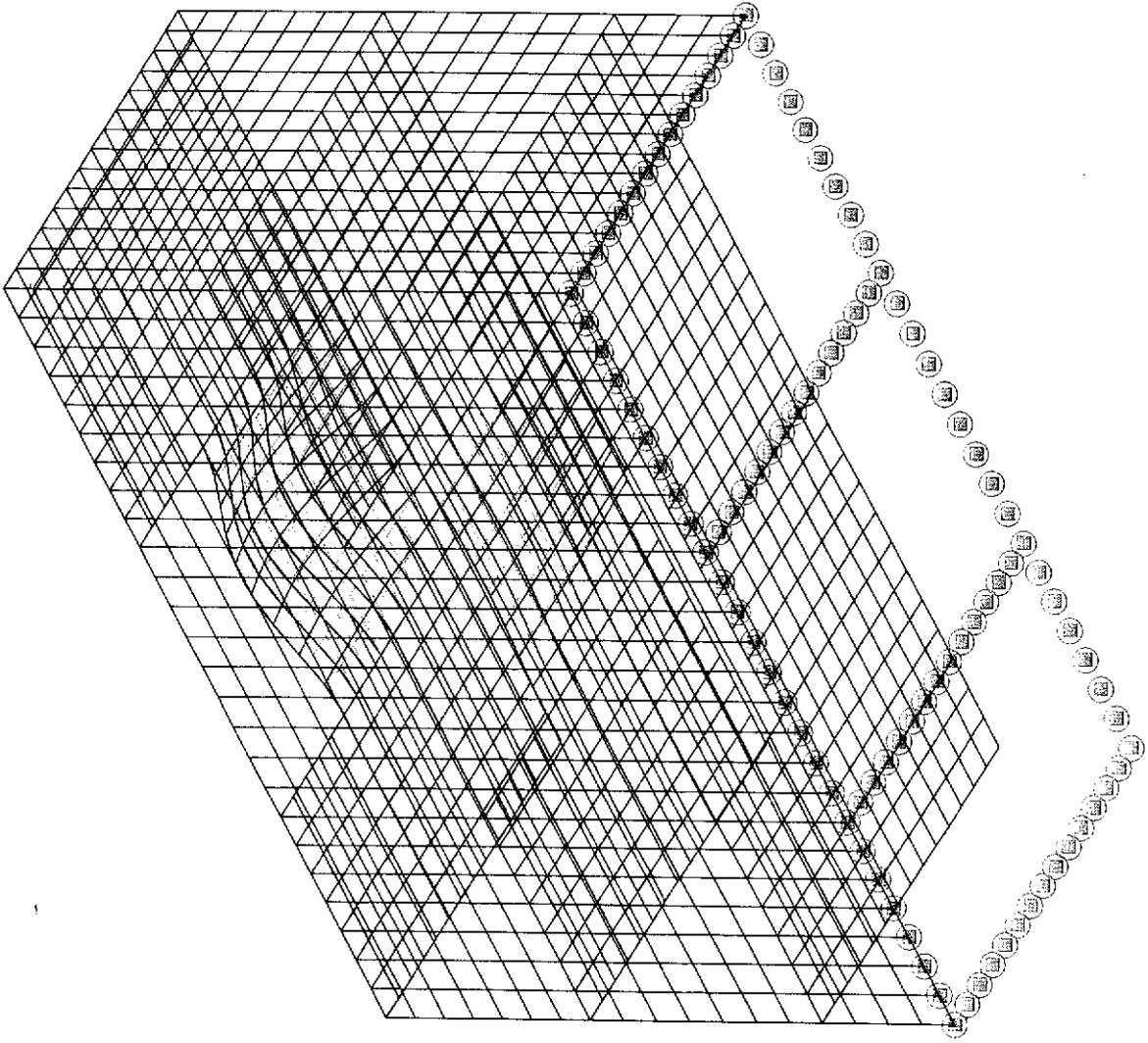
0.041 s

Pulsation

151.414 rad/s

Fréquence

24.098 Hz



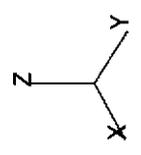
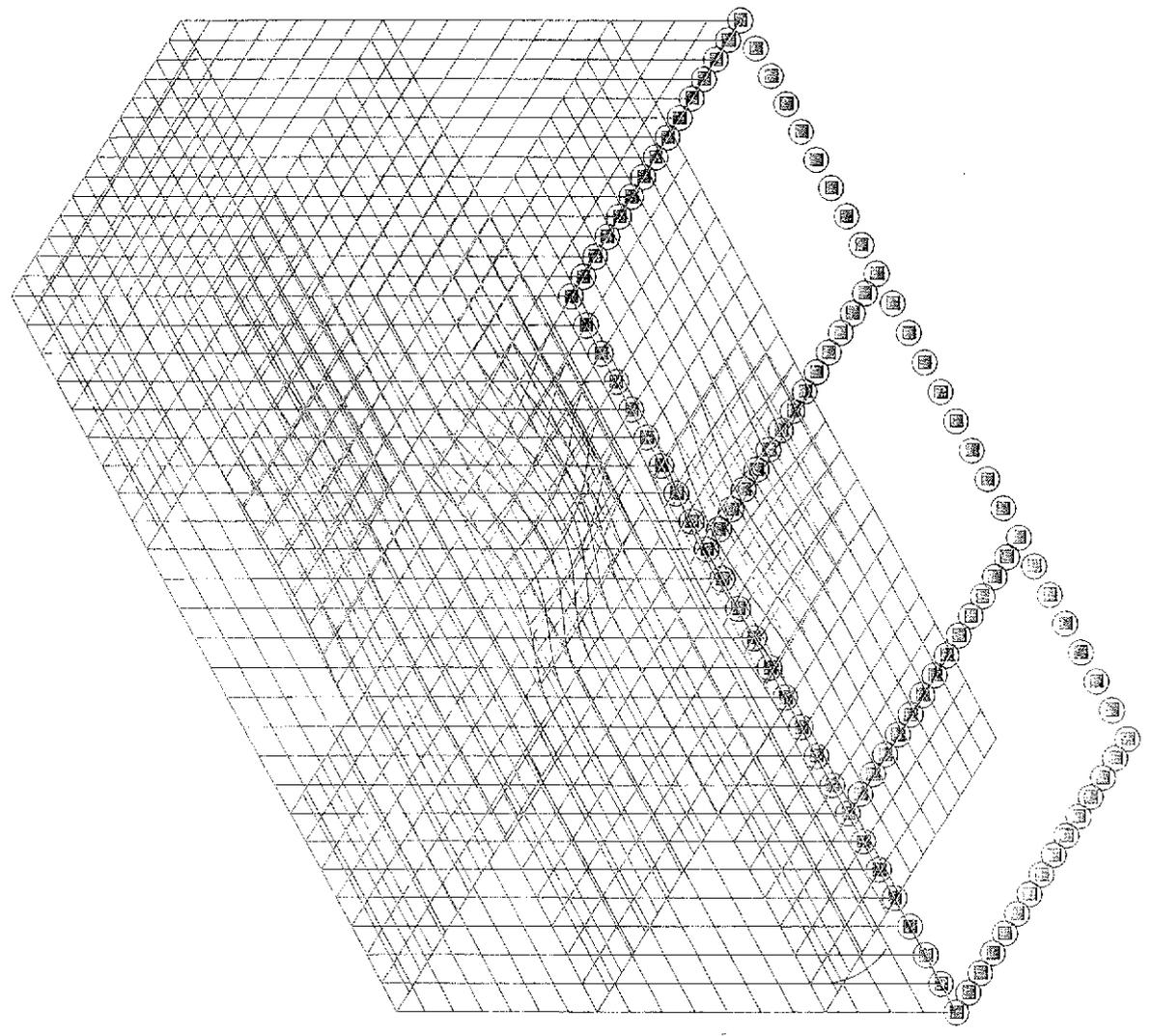
- Date 30/11/98 - Fichier Schaeftbeek8 -

Dynamique
Mode n° 5

Période 0.041 s

Pulsation 151.764 rad/s

Fréquence 24.154 hz



LIPISSO CARRUBBIATO

Ech=1/100

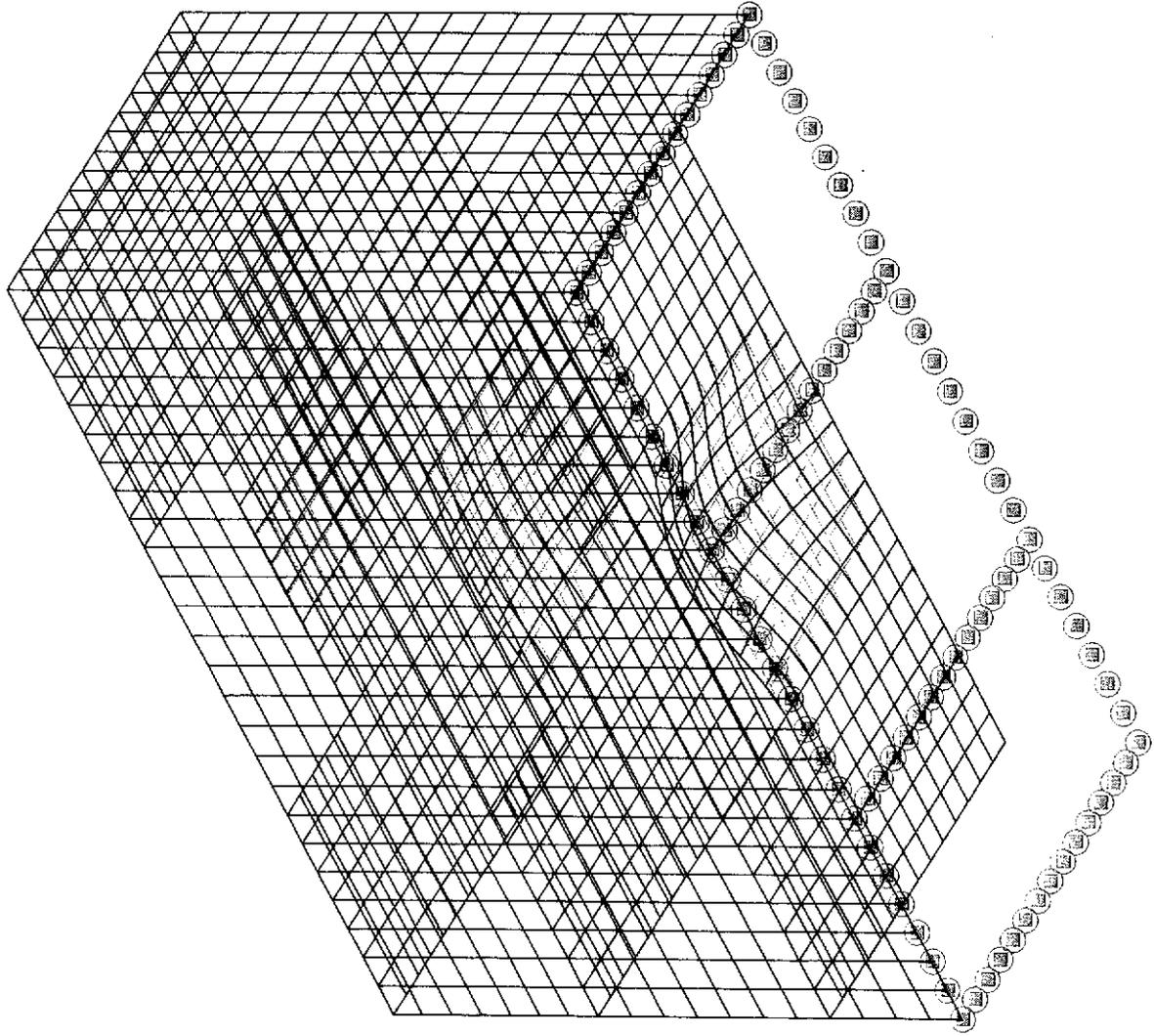
- Date 30/11/98 - Fichier Schaarbeek8 -

Dynamique
Mode n°6

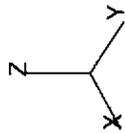
Période 0.041 s

Pulsation 151.858 rad/s

Fréquence 24.169 hz



A 3D wireframe mesh plot of a structure, likely a bridge or a large frame, showing its deformation in dynamic mode n°6. The structure is oriented vertically in the image. The mesh is composed of a grid of lines forming a complex, curved shape. The deformation is visualized by the displacement of the nodes from their original positions. A series of small circular markers are placed along the top edge of the structure, indicating the locations of sensors or measurement points. The overall shape is elongated and has a curved top surface.



A 3D coordinate system with three axes: X, Y, and Z. The X-axis is horizontal, the Y-axis is vertical, and the Z-axis is diagonal, pointing towards the upper right. The origin is at the intersection of the three axes.

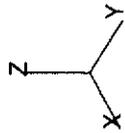
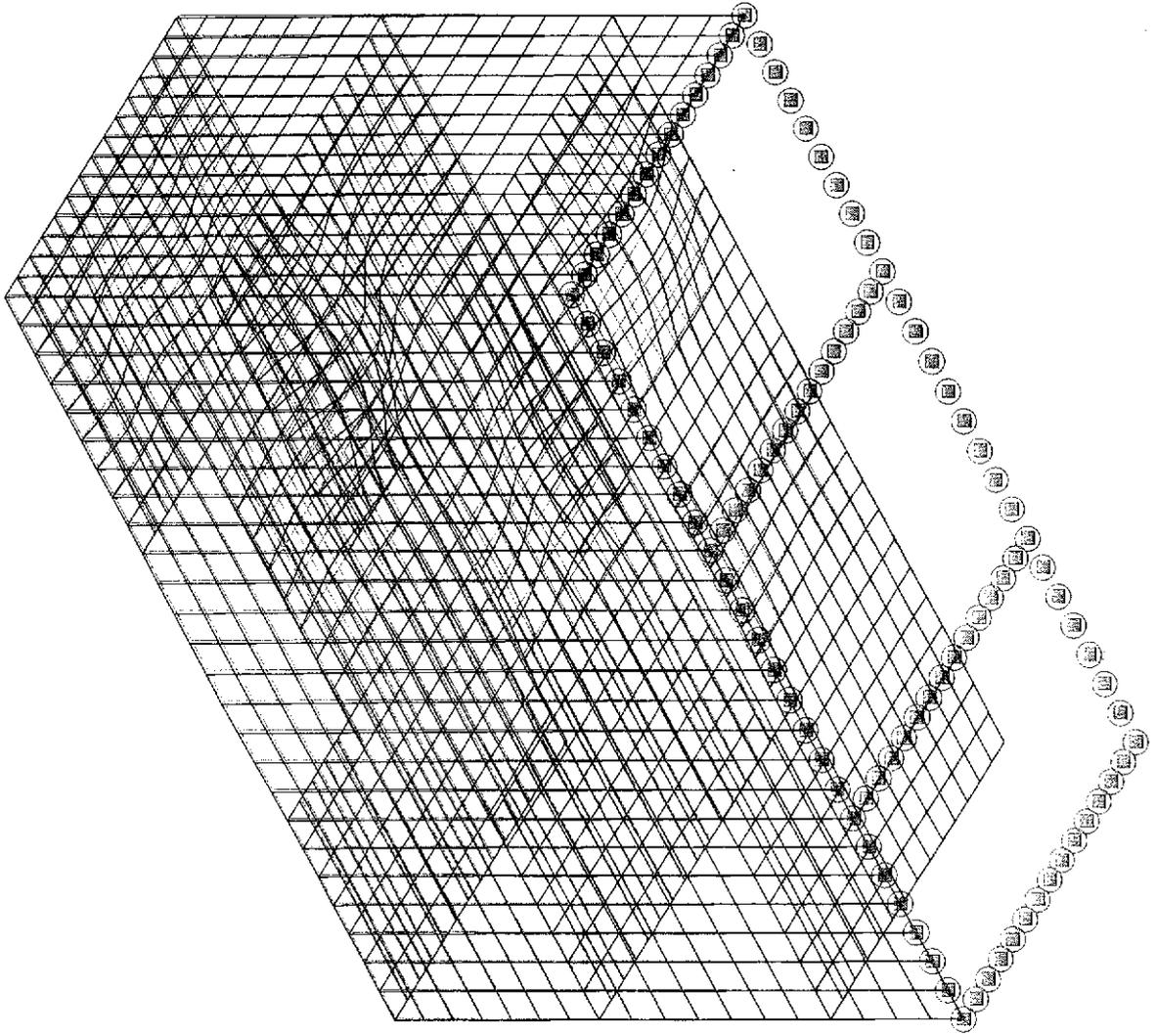
- Date 30/11/98 - Fichier Schaeerbeek8 -

Dynamique
Mode n°7

Période 0.041 s

Pulsation 152.633 rad/s

Fréquence 24.292 hz



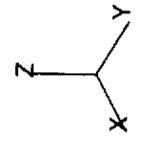
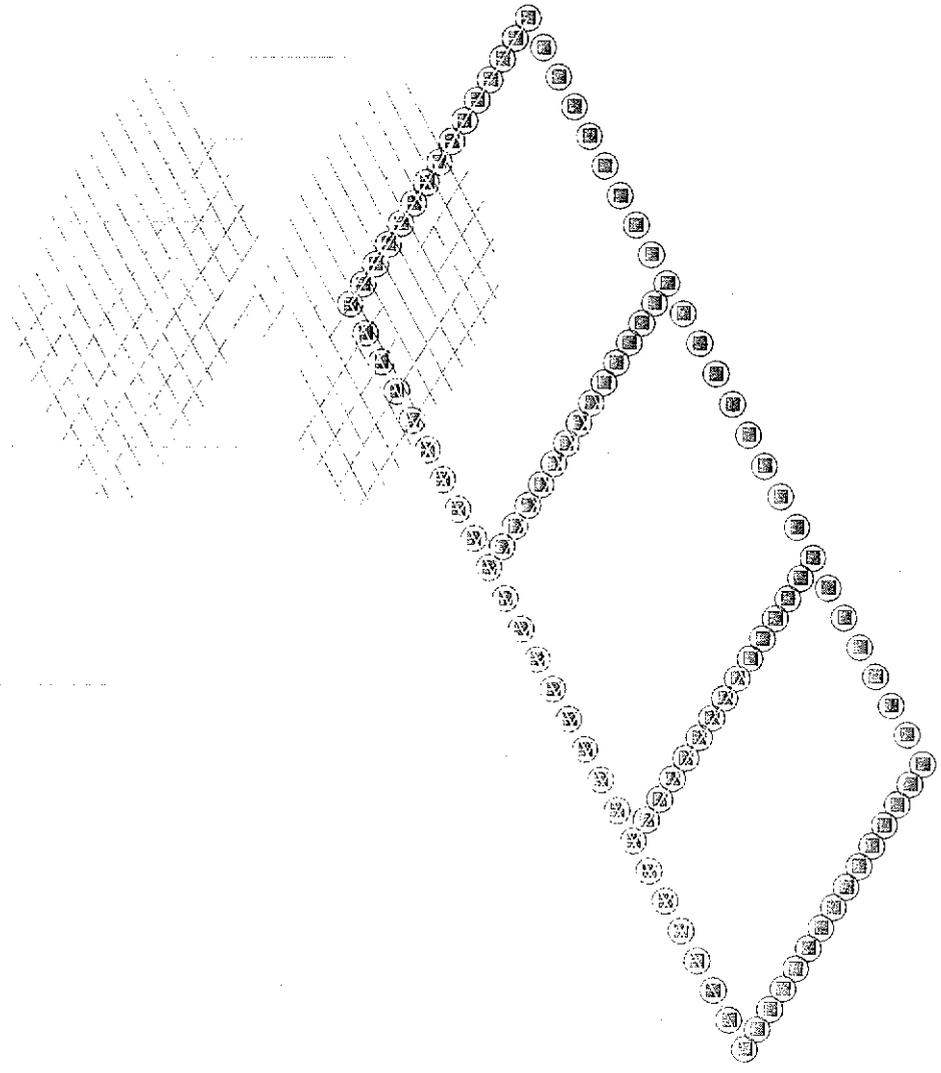
- Date 30/11/99 - Fichier Schaarbeek3 -

Dynamique
Mode n°8

Période
0.039 s

Pulsation
163.048 rad/s

Fréquence
25.950 hz



Version finale de la norme belge

NBN B03-003

Déformations des structures

Valeurs limites de déformation

Bâtiments

Norme belge

NBN B 03-003

1e éd.,

Déformations des structures
Valeurs limites de déformation - Bâtiments

Vervormingen van draagsystemen - Vervormingsgrenswaarden - Gebouwen

Verformungen von Tragwerke - Verformungsgrenswerte - Gebäude

Deformation of structures - Deformation limit values - Buildings

Autorisation de publication:

Commission: Sécurité des structures

Institut belge de normalisation (IBN), association sans but lucratif
avenue de la Brabançonne 29 - 1000 BRUXELLES - Tél. (02) 738 01 02 - CCP 000-0063310-66

1 OBJET

La présente norme définit des valeurs limites de déformation à considérer dans la vérification des structures aux états-limites de déformation.

2 DOMAINE D'APPLICATION

2.1 La présente norme s'applique à des structures de bâtiments considérées dans leur ensemble et à des éléments de celles-ci (planchers, murs, colonnes, poutres,...).

2.2 La présente norme donne des valeurs limites recommandées de déformations admissibles pour les bâtiments dans les cas courants. Dans le cas de constructions spéciales ou destinées à des usages particuliers, ou dans le cas de méthodes constructives spéciales, d'autres valeurs peuvent être considérées, à condition d'en justifier le choix au stade du projet (par calcul, par essai, par référence à des constructions existantes....)

3 DEFINITIONS

3.1 Généralités

Structure : ensemble ou partie de la construction assurant la stabilité et la résistance aux actions.

Performance : propriété caractérisant le comportement de la construction ou d'une partie de celle-ci en rapport avec l'utilisation.

Agent : ce qui agit sur la construction ou ses diverses parties (voir tableau 2).
exemples : pesanteur, vent, pluie, rayonnement solaire,...

Action
ensemble des forces et déformations appliquées à une structure ou à un élément de construction dues à un même agent.
exemples : poids, pression, actions de la température, de l'humidité

Effet : résultat d'une action.
exemples : sollicitation, déformation de la structure, dégradation, ...

Sollicitation : tout effort ou ensemble d'efforts qui naît dans la structure sous l'effet des actions ou combinaisons d'actions.
exemples : effort normal, effort tranchant, moment fléchissant, moment de torsion.

Etat-limite : état de la structure ou d'une de ses parties au-delà duquel un des critères de performance auxquels elle doit répondre n'est plus satisfait.

On distingue :

- les états-limites **ultimes** qui correspondent au maximum de capacité portante ou à un état de sollicitation dont le dépassement rend inutilisable l'ouvrage ou la partie d'ouvrage considérée.
- les états-limites **de service** qui correspondent à un état de sollicitation à partir duquel une des performances d'aptitude à l'emploi n'est plus satisfaite.

3.2 Déformations et déplacements

Déformation : changement de forme d'un ouvrage ou d'une partie d'ouvrage qui se produit sous l'effet d'une action ou d'une combinaison d'actions exercée sur cet ouvrage. Par extension, la déformation peut être également une différence de forme par rapport à la géométrie théorique du projet.

La déformation **instantanée** se produit au moment de l'application des charges. La déformation **différée** se produit après l'application des charges (par exemple: effet du fluage, du retrait) et s'étale dans le temps.

Déplacement : changement de position d'un point de l'ouvrage qui est déformé par rapport à une position initiale ou de référence. Selon le cas, ce déplacement est une flèche, une rotation, un tassement,..

Valeur limite de déplacement : valeur limite de flèche, rotation, tassement, etc. à partir de laquelle une exigence de performance n'est plus satisfaite.

Cette dernière peut être par exemple:

- pour un plancher : l'absence de fissuration d'un revêtement de sol;
- pour une toiture : la pente minimale pour l'écoulement des eaux.

En pratique, on est amené à considérer les déplacements suivants :

déplacement vertical relatif (fig. 1) :

Le déplacement vertical relatif Δw du sommet C de l'ossature par rapport à B peut résulter par exemple de l'effet des actions suivantes :

- raccourcissement élastique des colonnes sous l'action des charges
- variation de température
- fluage et retrait (cas du béton)
- tassement différentiel des fondations

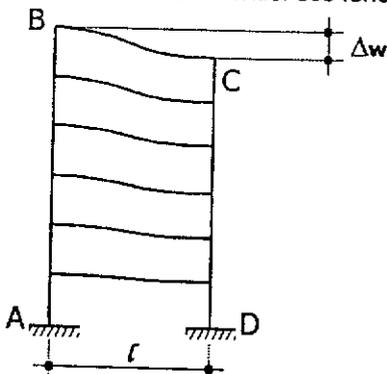


Fig. 1

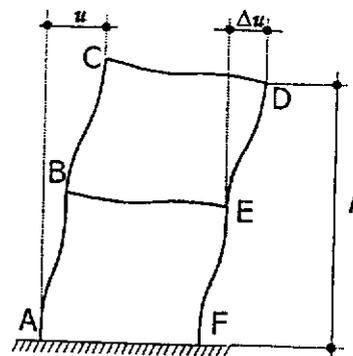


Fig. 2

déplacement horizontal en tête (fig. 2) :

Le déplacement horizontal en tête u est la composante horizontale du déplacement du sommet C de l'ossature par rapport au pied de colonne A.

déplacement horizontal relatif (fig. 2) :

Le déplacement horizontal relatif Δu des points D et E de l'ossature est la composante horizontale du déplacement relatif de ces deux points.

3.3 Ligne théorique, ligne initiale - déformée, déplacement, (vertical ou horizontal) - Flèche, déflexion - Contre-flèche, déflexion préalable (fig. 3 à 5)

Ligne théorique: La ligne, généralement rectiligne, obtenue en négligeant les imperfections de forme et les faibles écarts apportés au préalable tels qu'une contre-flèche ou une déflexion préalable (lignes 1 des fig. 3 et 4).

Ligne initiale: La forme que présente un élément de construction en état totalement non chargé - considéré comme sans poids et sans une éventuelle précontrainte - mais y compris les imperfections de forme et de faibles écarts apportés au préalable (lignes 2 de la fig. 3)

Lorsqu'il n'y a ni imperfections de forme ni faibles écarts préalables, les lignes 1 et 2 coïncident (fig. 4).

La différence entre les lignes initiale et théorique doit le cas échéant être prise en compte dans le traitement de problèmes d'instabilité.

Les termes flèche et contre-flèche s'appliquent généralement à des déplacements principalement verticaux (fig. 3, 4a, 4b et 5), tandis que le terme déflexion s'applique généralement à des déplacements principalement horizontaux (fig. 4c et 4d). On utilise parfois l'expression "flèche horizontale" au lieu de "déflexion"

Déformée (verticale ou horizontale): La forme que présente un élément de construction sous un état de charge donné et qui diffère de la ligne initiale du fait des actions considérées (lignes 3 des fig. 3 et 4).

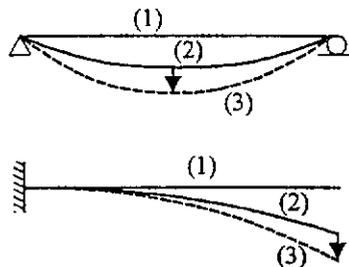


Fig. 3

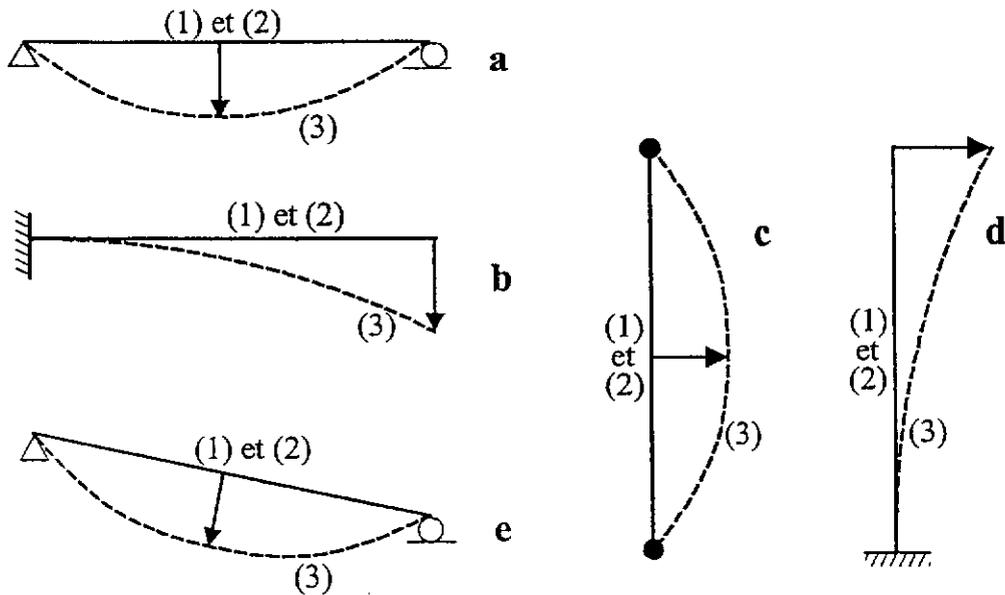


Fig. 4

Déplacement (vertical ou horizontal): La distance d'un point de la déformée (lignes 3) au point correspondant de la ligne initiale (lignes 2). Cette distance constitue le déplacement de ce point sous l'effet de l'action ou des actions considérées. Elle est principalement perpendiculaire à la ligne initiale (fig. 4).

Flèche, déflexion: La distance d'un point de la déformée (lignes 3) au point correspondant de la ligne théorique (lignes 1).

Contre-flèche, déflexion préalable: La distance d'un point de la ligne initiale (lignes 2) au point correspondant de la ligne théorique (lignes 1).

La contre-flèche est un écart apporté intentionnellement par rapport à la ligne théorique, en général de sens opposé à l'effet des actions.

Accroissement de déplacement, flèche, déflexion préalable: La distance d'un point de la déformée à un instant donné au point correspondant de la déformée à un autre instant.

Les deux déformées peuvent différer suite au fluage sous charge constante et/ou suite à une modification des actions.

3.4 Symboles utilisés

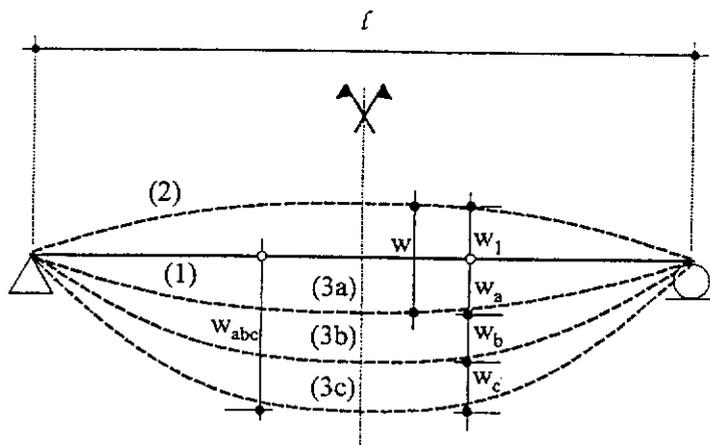


Fig. 5

A la fig. 5 on distingue:

- la ligne théorique 1,
- la ligne initiale 2,
- la contre-flèche w_1 qui peut réduire l'effet optique de la déformation d'un élément de construction sous les charges d'exploitation,
- la flèche w_a (flèche instantanée et différée partielle) après application de toutes les actions qui agissent avant placement de l'élément de construction dont les déformations doivent être limitées.

Par exemple:

- lorsque la flèche d'un plancher est limitée afin d'éviter une fissuration du carrelage de sol, l'élément de construction considéré est le carrelage et w_a est la flèche du plancher mesurée avant pose du carrelage,
- lorsque la pente d'une toiture est limitée inférieurement afin de favoriser l'écoulement des eaux, l'élément de construction considéré est le revêtement d'étanchéité et w_a est, pour une ossature en bois, la flèche des chevrons, mesurée avant pose du revêtement.

Si w_1 n'est pas nul, w_a est égal à w , le déplacement vertical instantané plus le déplacement vertical différé partiel produit par les actions agissantes avant placement de l'élément de construction considéré, diminué de la contre-flèche w_1 :

$$w_a = w - w_1$$

- l'accroissement w_t de la flèche (instantanée et différée partielle) produit par l'élément de construction déjà mentionné (*par exemple: pour un plancher, le carrelage*) et par les autres parachèvements ultérieurs (*par exemple: des cloisons et autres parties fixes de la construction*), plus la partie de la flèche différée due aux charges déjà présentes avant l'exécution des parachèvements et survenant après celle-ci.

Remarque: Lorsque w_t ou $w_b + w_c$ doit être limité, l'effet instantané du poids propre de l'élément de construction ajouté peut être négligé lorsque cette déformation n'est pas dommageable (*par exemple, mur maçonné ou carrelage entièrement posé avant durcissement du liant*).

- l'accroissement maximal instantané (statique et dynamique) et différé w_c de la flèche, produit par les combinaisons d'actions variables (charges d'exploitation, vent, neige, température,...).

- la flèche maximale w_{abc} de l'élément de construction sous l'effet de toutes les actions permanentes et variables d'une combinaison d'actions, y compris leur effet différé (fluage et retrait):

$$w_{abc} = w_a + w_b + w_c$$

4 EXIGENCES GENERALES

Il est nécessaire de limiter les déformations des structures et de leurs éléments sous l'effet des actions susceptibles de se produire.

Cette limitation est fonction des performances requises pour répondre aux exigences de l'utilisateur (tableau 1) et dans lesquelles les déformations jouent un rôle.

Les principales performances dans lesquelles les déformations d'une structure ou d'un de ses éléments jouent un rôle sont :

- la stabilité et la résistance des éléments liaisonnés à celui-ci, qu'ils soient structuraux (plancher, mur, colonne, poutre, ...) ou non structuraux (vitrage, cloison, plafond, couverture de toiture, revêtement de sol, tuyauterie, ...)
- l'étanchéité à l'air et à l'eau (façades, toitures, ...)
- l'écoulement des eaux (pentes)
- les performances acoustiques (ponts acoustiques)
- les performances visuelles (aspect)
- les performances anthropodynamiques (vibrations, pentes des sols, reliefs, différences de niveau)
- les autres conditions de bonne utilisation (courbures et pentes pour chariots, ponts roulants,...).

5 ORIGINE DES DEFORMATIONS

Les déformations des structures et de leurs éléments peuvent être dues à l'influence de divers agents intervenant au cours de l'exécution et de l'utilisation de la construction (tableau 2).

Pour chaque déformation étudiée, il y a lieu de considérer successivement :

- les diverses situations de projet : situations durables en cours d'utilisation, situations transitoires en cours d'exécution, de réparation ou de transformation, ou situations accidentelles pendant ou après un usage anormal ou un accident.
- pour chaque situation de projet, les différentes combinaisons d'actions susceptibles de se produire simultanément en cours d'exécution ou en service. Elles sont définies par la norme NBN B 03-001.

TABLEAU 1- exigences de l'utilisateur (1)

Catégorie	Exemples
1 Exigences de stabilité	Résistance mécanique aux actions statiques et dynamiques, isolées ou en combinaison Résistance aux chocs, manœuvres brutales, abus d'utilisation, actions accidentelles Effets des actions répétées (fatigue)
2 Exigences de sécurité au feu	Risque de naissance et de propagation d'un incendie Effets physiologiques des fumées et de la chaleur Délais d'alerte (détection et systèmes d'alerte) Délais d'évacuation (chemins d'évacuation) Délais de survie (compartiments)
3 Exigences de sécurité d'utilisation	Sécurité aux agents d'agression (protection contre explosions, brûlures, arêtes tranchantes, mécanismes en mouvement, électrocution, contamination, radio-active, inspiration ou contact de produits toxiques, infections) Sécurité de la circulation (limitation de la glissance des sols, libre passage, présence de garde-corps, etc.) Sécurité aux intrusions humaines et animales
4 Exigences d'étanchéité	Etanchéité à l'eau (pluie, eau du sous-sol, eau de distribution, eau usée, etc.) Etanchéité à l'air et aux gaz Etanchéité à la neige et à la poussière
5 Exigences hygrothermiques	Limitation de la température de l'air, du rayonnement des parois, de la vitesse de l'air, de l'humidité relative (variation dans l'espace et dans le temps, régulation) Limitation des condensations
6 Exigences de pureté de l'air	Ventilation Limitation des odeurs
7 Exigences acoustiques	Limitation du bruit extérieur et intérieur (continu ou intermittent) Intelligibilité des sons Temps de réverbération
8 Exigences visuelles	Éclairage naturel et artificiel (éclairage, éblouissement, contraste et stabilité de luminance) Ensoleillement Possibilités d'occultation Aspect des espaces et des parois (couleur, texture, régularité, planéité, verticalité horizontale, perpendicularité, etc...) Contact visuel à l'intérieur des espaces et avec le monde extérieur (liens et barrières pour l'imité, absence de déformation optique)
9 Exigences tactiles	Rugosité, sécheresse, chaleur de contact, souplesse des surfaces Limitation des décharges d'électricité statique
10 Exigences anthropodynamiques	Limitation des accélérations et vibrations (transitoires et continues) subies par le corps Confort des piétons sous l'effet du vent Confort des déplacements (pente des rampes piétonnières, confort de la ligne de foulée des escaliers) Confort des manœuvres (jeu des portes, fenêtres, commandes des équipements, etc...)
11 Exigences d'hygiène	Possibilité de soins corporels et de nettoyage Alimentation en eau potable Nettoyabilité Élimination des fumées, matières et eaux usées Limitation des émissions de contaminants
12 Exigences d'adaptation des espaces à l'utilisation	Nombre, dimensions, géométrie, subdivision et liaisons des espaces Équipement des espaces Meublabilité, flexibilité
13 Exigences de durabilité	Conservation des performances pendant la durée de vie prévue, l'entretien prévu étant normalement effectué
14 Exigences d'économie	Dépenses d'investissement, de fonctionnement et d'entretien Dépenses de démolition

(1) Tableau de la norme internationale NBN ISO 6241 (1984)

TABLEAU 2 - Agents intervenant dans les déformations des structures et de leurs éléments (1)

Nature	Origine				
	Externe au bâtiment		Interne au bâtiment		
	Atmosphère	Sol	Imposée par l'occupation	Conséquences de la conception	
1	Agents mécaniques				
1.1	Pesanteur	Charges de neige, d'eau de pluie	Pression des terres, des eaux	Charges d'exploitation	Charges permanentes
1.2	Forces de déformations imposées et	Pression de glace, dilatations thermique et hygroscopique	Tassements, glissements	Efforts de manœuvre, Charge très concentrée	Retraits, fluage, forces et déformations imposées
1.3	Energie cinétique	Vent, grêle, chocs extérieurs, tempête de sable	Séismes	Chocs intérieurs, frottement	Coups de bélier
1.4	Vibrations	Vibrations produites par le vent, la foudre, des avions, des explosions, le trafic, des machines	Vibrations de trafic, de machines	Vibrations de musique, de danseurs, d'appareils ménagers	Vibrations du bâtiment ou de ses équipements
2	Agents thermiques	Chaleur, gel, thermochoc	Chaleur du sol, gel	Chaleur émise	Chauffage, feu

(1) Source: Tableau 4 de la norme internationale NBN ISO 6241 (1984)

6 DETERMINATION DES DEFORMATIONS

6.1 Calcul

Les déformations sont calculées aux états-limites de service suivant la norme NBN B 03-001, les normes belges définissant les actions (actions du vent NBN B 03-002, de la neige, de la température, et des charges permanentes NBN B 03-102, des charges d'exploitation NBN B 03-103....), et les normes belges de calcul des ouvrages (ouvrages en béton NBN B 15-002, charpentes en acier NBN B 51-001 et 002, ouvrages en maçonnerie NBN B 24-301,)

6.2 Mesure

La mesure des déformations se fait sur l'élément mis en oeuvre dans le bâtiment ou en laboratoire dans des conditions aussi proches que possible de la réalité.

Les mesures servent à vérifier les résultats obtenus par le calcul.

Il faut veiller à

- choisir les points de référence de façon adéquate
- répéter les mesures à différents moments pour se rendre compte de l'évolution des déformations dans le temps; l'extrapolation à long terme de résultats de mesures sur une courte période ne peut être faite qu'avec prudence
- disposer d'instruments de mesure ayant une précision d'au moins 1 % de la valeur de la déformation

- faire réaliser les mesures par un même opérateur.

Les mesures doivent comporter diverses phases permettant de faire la distinction quantitative entre les différentes causes de déformations : charges permanentes, variables, statiques ou dynamiques, effets de la chaleur ou de l'humidité.

7 VALEURS LIMITES DE DEFORMATION

Les tableaux 3 à 5 donnent pour chaque catégorie d'ouvrage les valeurs limites recommandées des déplacements, en fonction des exigences de performances qu'elles contribuent à satisfaire et des combinaisons d'actions à considérer pour les déterminer :

- élément vertical (mur, colonne) : tableau 3
- plancher, toiture ou poutre appuyés au moins sur deux côtés : tableau 4
- plancher, toiture ou poutre en porte-à-faux : tableau 5.

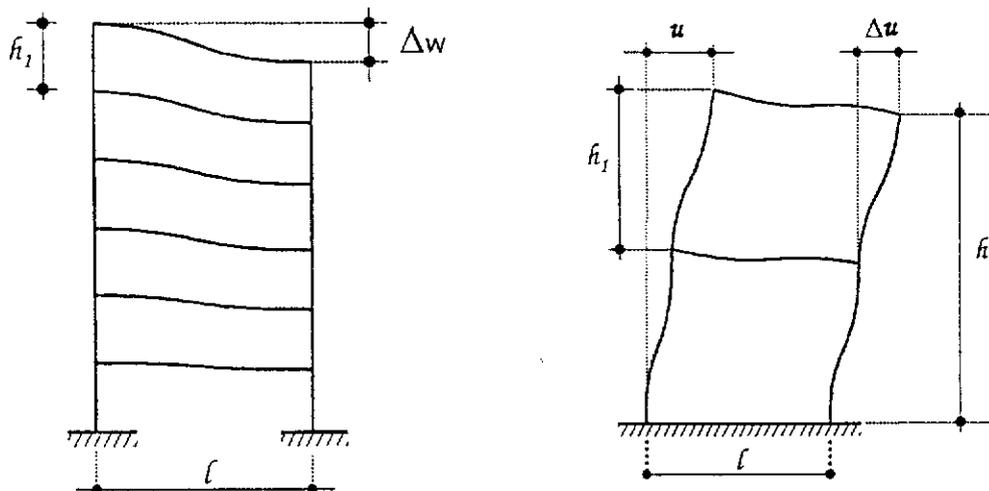
Dans chaque cas d'application, il y a lieu d'identifier les exigences de performances à considérer en vue de déterminer les valeurs limites de déformation les plus défavorables.

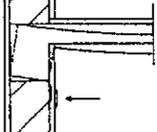
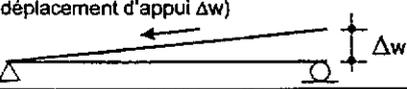
Par exemple, dans le cas d'un plancher carrelé, le tableau 4 indique pour la résistance des revêtements de sol raides (cas 10) une valeur limite de flèche $w_b + w_c = l/500$ sous l'effet du poids propre du carrelage et des charges appliquées ultérieurement (poids propre et actions variables telles que les charges d'exploitation) ainsi que des déformations différées (fluage) sous l'effet des charges appliquées avant la pose du carrelage. Pour les planchers flexibles le cas 18, limitant w_{abc} à $l/300$ pourrait être plus défavorable et sera également vérifié.

On peut s'écarter des valeurs limites données aux tableaux sur justification (voir 2.2). Ces tableaux ne sont pas exhaustifs et s'appliquent aux cas courants. Dans les cas spéciaux il y a lieu de vérifier les effets des contraintes induites par les déformations indiquées aux tableaux ou ailleurs.

L'auteur de projet prêtera une attention particulière aux vibrations verticales et horizontales provoquées par des actions extérieures ou intérieures au bâtiment étudié (trafic, machines,...) ainsi qu'à tout risque de mise en résonance qui pourrait en résulter (voir §8).

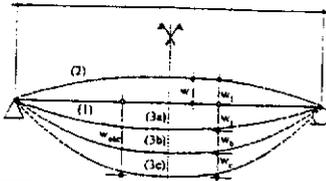
TABLEAU 3: Elément vertical (mur, colonne)



N°	EXIGENCE DE PERFORMANCE pour laquelle la déformation est limitée	COMBINAISONS D'ACTIONS (NBN B 03-001)	VALEURS LIMITES RECOMMANDEES DES DEPLACEMENTS		
			Δw_{abc}	u	Δu
1	résistance des appuis des planchers (fissuration, épaufrage)	rares			$h_1 / 100$
2		quasi-permanentes	$l / 100$		
3	résistance des parois verticales (fissuration des cloisons, des façades, bris de vitrage, toutes cloisons)	rares		$h / 500$	6 mm
4	. parois fixes		$l / 300$		
5	. parois amovibles		$l / 150$		
6	étanchéité des façades et des toitures	rares	valeurs compatibles avec les systèmes d'étanchéité utilisés		
7	écoulement des eaux (pente due à un déplacement d'appui Δw) 	rares	(*)		
8	confort acoustique (ponts acoustiques)	rares	valeurs compatibles avec les exigences d'isolation acoustique et la déformabilité de la paroi et des joints		
9	confort visuel (aspect)	fréquentes			$h_1 / 250$
10	utilisation comme support de pont roulant (déplacement à la hauteur du pont roulant)	rares		$l / 800$ et 20 mm	$h_1 / 400$

(*)pente minimale de la déformée doit rester supérieure ou égale à 2% dans le sens de l'évacuation des eaux

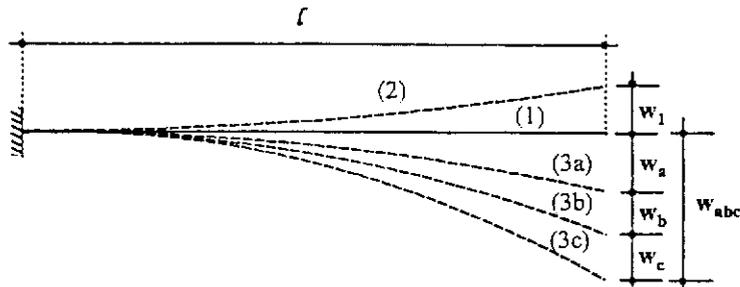
TABLEAU 4: Plancher, toiture ou poutre appuyés au moins sur deux côtés



N°	EXIGENCE DE PERFORMANCE pour laquelle la déformation est limitée	COMBINAISONS D'ACTIONS NBN B 03-001	VALEURS LIMITES RECOMMANDEES DES DEPLACEMENTS		
			$W_b + W_c$	W_{abc}	$W_{abc} + W_1$
1	résistance des appuis (fissuration, épaufrage) 	rare			$\leq 1/300$
2	résistance des parois verticales (fissuration des cloisons, des façades) - parois armées	rare	$\leq 1/350$		
3	- parois non armées, avec ouvertures		$\leq 1/1000$		
4	- parois sans ouvertures ou avec ouvertures et armatures		$\leq 1/500$		
5	- parois amovibles 		$\leq 1/250$		
6	résistance des châssis vitrés - pas de jeu châssis/structure	rare	$\leq 1/1000$		
7	- jeu châssis/structure 		$\leq 1/350$ (****)		
8	résistance des plafonds (fissuration, écaillage) - enduits	rare	$\leq 1/350$		
9	- non-enduits, faux-plafonds 		$\leq 1/250$		
10	résistance des revêtements de sol - revêtements rigides (carrelage: chapes...)	rare	$\leq 1/500$ (**) $\leq 1/500$ (****)		
11	- revêtements souples 		$\leq 1/250$ (**)		
12	résistance des couvertures de toiture - couvertures rigides	rare	$\leq 1/250$ (**)		
13	- couvertures souples 		$\leq 1/125$ (**)		
14	étanchéité des façades et des toitures	rare	valeurs compatibles avec les systèmes d'étanchéité utilisés		
15	écoulement des eaux (variation de pente) 	rare			(*)
16	confort acoustique (ponts acoustiques)	rare	valeurs compatibles avec les exigences d'isolation acoustique et la déformabilité de la paroi et des joints		
17	confort visuel (aspect)	fréquentes		$\leq 1/300$	
18	utilisation de la surface (chariots,...)	rare		$\leq 1/300$	
19	utilisation de ponts roulants - flèche verticale	rare		≤ 600 et 25 mm	
20	- flèche horizontale			≤ 800 et 25 mm (***)	

(*) Pente minimale de la déformée doit rester supérieure ou égale à 2% dans le sens de l'évacuation des eaux
 (**) Ce critère ne tient pas compte de la rotation à l'appui pour laquelle des dispositions constructives appropriées doivent être adoptées.
 (***) Y compris l'effet du déplacement horizontal relatif aux appuis des deux poutres de roulement.
 (****) Lorsque des dispositions constructives évitant que la déformation du support soit intégralement transmise au revêtement (joint souple, couches de glissement, colles durablement plastiques, etc...) sont prévues des valeurs supérieures à 1/500 peuvent être admises, en application de 2.2.
 (*****) Si le jeu est connu, la valeur limite et le jeu-même

TABLEAU 5: Plancher, toiture ou poutre en porte-à-faux



N°	EXIGENCE DE PERFORMANCE pour laquelle la déformation est limitée	COMBINAISONS D'ACTIONS NBN B 03-001	VALEURS LIMITEES RECOMMANDEES DES DEPLACEMENTS		
			$W_b + W_c$	W_{abc}	$W_{abc} + W_1$
1	résistance des appuis (fissuration, épaufrage)				
2	résistance des parois verticales (fissuration des cloisons, des façades) · parois armées	rares	$l / 175$		
3	· parois non armées, avec ouvertures		$l / 500$		
4	· parois sans ouvertures ou avec ouvertures et armatures		$l / 250$		
5	· parois amovibles		$l / 125$		
6	résistance des châssis vitrés · pas de jeu châssis/structure		rares	$l / 500$	
7	· jeu châssis/structure	$l / 175$ (****)			
8	résistance des plafonds (fissuration, écaillage) · enduits	rares	$l / 175$		
9	· non-enduits, faux-plafonds		$l / 125$		
10	résistance des revêtements de sol, chapes · revêtements raides (carrelages, ...)	rares	$l / 250$ (****)		
11	· revêtements souples		$l / 125$		
12	résistance des couvertures de toiture · couvertures raides	rares	$l / 125$		
13	· couvertures souples		$l / 125$		
14	étanchéité des façades et des toitures	rares	valeurs compatibles avec les systèmes d'étanchéité utilisés		
15	écoulement des eaux (variation de pente)	rares			(*)
16	confort acoustique (ponts acoustiques)	rares	valeurs compatibles avec les exigences d'isolation acoustique et la déformabilité de la paroi et des joints		
17	confort visuel (aspect)	fréquentes		$l / 150$	
18	utilisation de la surface (chariots, ...)	rares		$l / 150$	
19	utilisation de ponts roulants · flèche verticale	rares		$l / 300$ et 25 mm	
20	· flèche horizontale			$l / 400$ et 25 mm (****)	

(*) - (****) : Voir notes au tableau 4

8. VIBRATIONS

NBN B 03-003:2002

Les vibrations sont des déformations instantanées dont il y a lieu de limiter les effets sur les éléments de construction (fissuration, chute d'éléments,...), sur le confort des personnes et sur le bon fonctionnement des équipements (machines, appareils de précision,...).

Les sources de vibrations possibles peuvent être des mouvements synchronisés de personnes, des machines tournantes, des chocs produits par des charges tombantes, des charges de trafic (convoi ferroviaire, véhicule lourd,...), l'action du vent, etc...

Les effets de mouvements synchronisés de personnes font l'objet d'une vérification en deux étapes:

a) ces effets peuvent être négligés si les fréquences propres de vibration de la structure supportant ces mouvements sont supérieures à une valeur critique donnée au tableau 6 en fonction de la destination de l'ouvrage;

b) si une fréquence propre de vibration de la structure supportant ces mouvements est inférieure à la valeur critique, un calcul dynamique est requis en vue de déterminer les effets de résonance vibratoire.

Les critères d'états-limites de service à respecter sous l'effet des vibrations sont définis dans des normes spécifiques. A titre indicatif, des critères d'états-limites de service peuvent être trouvés dans les normes suivantes:

- effets sur les éléments de construction: DIN 4150-3
- effets sur le confort des personnes et le bon fonctionnement des équipements:
 - * en général: ISO 2631-2 ou DIN 4150-2
 - * effets du vent: NBN B 03-002-2

TABLEAU 6: VALEURS CRITIQUES DES FREQUENCES PROPRES DE VIBRATION DU SUPPORT

Destination de l'ouvrage	Valeur critique de fréquence propre	Valeur équivalente de flèche maximale instantanée calculée sous charges permanentes (*)
Hall de sport, gymnase, salle de danse et de concert	7 Hz	5 mm
Structure ordinaire supportant des personnes	3,5 Hz	20 mm

(*) La fréquence propre n (en Hz) la plus basse est liée à la flèche maximale calculée sous charges permanentes f (en m) par la relation (formule de 1ère approximation): $(2 \pi n)^2 = 9,81/f$

NBN B 03-003:2002

Documents à consulter :

Les éditions des normes citées sont celles en vigueur au moment de la parution de la présente norme. Le lecteur est toutefois invité à consulter les éditions plus récentes éventuelles, sauf pour la NBN B 03-001 dont seul l'édition 1988 est d'application.

NBN B 03-001 - Principes généraux de détermination de la sécurité et de l'aptitude au service des structures - 1988
NBN B 03-002-1 - Actions du vent sur les constructions - Généralités - Pression du vent sur une paroi et effets d'ensemble du vent sur une construction (+ 2 errata) - 1988
NBN B 03-002-2 - Actions du vent sur les constructions - Effets dynamiques du vent sur les constructions flexibles (+ 2 errata) - 1988
NBN B 03-102 - Actions sur les constructions - Actions directes - Charges permanentes (+ erratum) - 1976
NBN B 03-103: Actions sur les constructions - Actions directes - Charges d'exploitation des Bâtiments - 1976
NBN B 03-103/A1: Addendum à la précédente - 1993
NBN B 15-002 - Calcul des structures en béton - Partie 1-1: Règles générales et règles pour les bâtiments - 1999
NBN B 24-301 - Conception et calcul des maçonneries (+ erratum) - 1980
NBN B 24-401: Exécution des maçonneries - 1981
NBN B 51-001- Charpentes en acier (+ erratum + addendum) - 1977
NBN B 51-002: Charpentes en acier - Calcul par la méthode des états limites - 1988
ISO 2631 - Estimation de l'exposition des individus à des vibrations globales du corps - Parties 1 et 2
ISO 6241 - Normes de performance dans le bâtiment - Principes d'établissement et facteurs à considérer - 1984

En alternative aux normes NBN B 03-002, 102 et 103 et moyennant accord préalable du maître de l'ouvrage, les prénormes européennes (ENV) suivantes ci-après, complétées par leur document d'application national (DAN) respectif, peuvent également être utilisées: ENV 1991-1 et 2.1 à 2.6.

Ces prénormes européennes ne sont disponibles qu'en Anglais.

Au moment de la publication de la présente norme, les documents d'application nationaux précités (NBN ENV DAN) sont disponibles en Anglais et en Français.

Propositions belges de

CRITERES D'ETATS-LIMITES
DE DEFORMATION ET DE VIBRATION

pour la norme européenne EN 1990

Bases de la conception des structures

ANNEXE A1 - BATIMENTS

EN 1990:
Basis of Design

ANNEX A 1 - BUILDINGS

**(and relevant Clauses from
EN 1990 concerning Geotechnical matters)**

Note 1 : The use of 9.10 or 9.10a and 9.10b is in accordance with the national annex

Note 2 : For particular verifications, the values for γ_G and γ_Q may be subdivided into γ_g and γ_q and the model uncertainty factor γ_{sd} . A value of γ_{sd} equal to 1,15 should be used.

A1.4 Serviceability limit states

A1.4.1 Performance criteria

A1.4.1.1 General

(1) The performance criteria should be defined in relation to the serviceability requirements and specified for each project. Unless otherwise specified recommended limiting design values of the general criteria of deformations and vibrations are given in Tables A1.7 and A1.8.

A1.4.2.2 Deformations

(1) Deformations should be calculated in accordance with the appropriate EN 1992 - 1999. Long term deformations due to shrinkage or creep have to be considered where relevant.

(2) Deflections are represented schematically in Fig. A1.1. They are defined as follows :

- δ_c Precamber in the unloaded state
- δ Deflection determined from the appropriate serviceability combination of actions under consideration (characteristic, frequent, quasi-permanent).



Fig. A1.1 : Definition of deflections

(3) The limiting design values of calculated deflections depend on the serviceability requirements. Table A1.6 recommends limiting design values of static calculated deflections.

Table A1.6 : Recommended limiting design values of static deflections as a function of span, or twice the length of a cantilever³

Serviceability requirement	Functioning of structure	Comfort of user	Appearance of the structure
Combination of actions to be considered	Characteristic (expression 9.16)	Frequent (expression 9.17)	Quasi-permanent (Expression 9.18)
In general	L/400	L/300	L/250
Secondary structural elements			L/200

(4) The recommended limiting design values of static deflections apply only to structures or structural components without brittle partition walls. If partitions walls prone to cracking are used, appropriate detailing should be adopted or more severe limiting design values of deflection defined.

(5) Horizontal deflections should satisfy the requirements of functioning. Recommended limiting design values are given in Table A1.7.

Table A1.7 : Recommended limiting design values of horizontal deflections as a function of height of building, or storey height

Serviceability requirement	Functioning of structure	Comfort of user	Appearance of the structure
Combination of actions to be considered	Characteristic (expression 9.16)	Frequent (expression 9.17)	Quasi-permanent (expression 9.18)
Single-storey buildings	H/400		
Multi-storey buildings			
- in general	$\Delta H/200$		
- with brittle partition walls	$\Delta H/500$		

A1.4.2.3 Vibrations

(1) Vibrations of structures may need to be considered when the serviceability of the structure is affected as follows :

- a) functional effects (discomfort to occupants, affecting operation of machines, etc.)
- b) structural effects (mostly on non structural elements, e.g. cracks in partitions, loss of cladding, etc.)

³ Note to the PT : The figures in this Table should be reconsidered

Note: To secure satisfactory behaviour of a structure subject to vibrations, the natural frequency of vibrations of the structure should be kept sufficiently apart from critical values which depend on the function of the corresponding building (see Table A1.8)

Table A1.8 : Critical values of vibration frequencies

Structures	Frequency (Hz) F_{critic} Concrete
Gymnasia and sports halls	8,0
Dance rooms and concert halls without permanent seating	7,0
Concert halls with permanent seating	3,4

Version finale des

CRITERES D'ETATS-LIMITES
DE DEFORMATION ET DE VIBRATION

extraits de l'EN 1990

Bases de la conception des structures

ANNEXE A1 - BATIMENTS

A1.4 Serviceability limit states

A1.4.1 Partial factors for actions

(1) For serviceability limit states the partial factors for actions should be taken as 1,0 except if differently specified in EN 1991 to EN 1999.

Table A1.4 - Design values of actions for use in the combination of actions

Combination	Permanent actions G_d		Variable actions Q_d	
	Unfavourable	Favourable	Leading	Others
Characteristic	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$Q_{k,1}$	$\psi_{0,i} Q_{k,i}$
Frequent	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{1,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$
Quasi-permanent	$G_{kj,sup}$	$G_{kj,inf}$	$\psi_{2,1} Q_{k,1}$	$\psi_{2,i} Q_{k,i}$

A1.4.2 Serviceability criteria

(1) Serviceability limit states in buildings should take into account criteria related, for example, to floor stiffness, differential floor levels, storey sway or/and building sway and roof stiffness. Stiffness criteria may be expressed in terms of limits for vertical deflections and for vibrations. Sway criteria may be expressed in terms of limits for horizontal displacements.

(2) The serviceability criteria should be specified for each project and agreed with the client.

NOTE The serviceability criteria may be defined in the National annex.

(3)P The serviceability criteria for deformations and vibrations shall be defined :

- depending on the intended use ;
- in relation to the serviceability requirements in accordance with 3.4 ;
- independently of the materials used for supporting structural member.

A1.4.3 Deformations and horizontal displacements

(1) Vertical and horizontal deformations should be calculated in accordance with EN 1992 to EN 1999, by using the appropriate combinations of actions according to expressions (6.14a) to (6.16b) taking into account the serviceability requirements given in 3.4(1). Special attention should be given to the distinction between reversible and irreversible limit states.

(2) Vertical deflections are represented schematically in Figure. A1.1.



Figure A1.1 - Definitions of vertical deflections

Key :

- w_c Precamber in the unloaded structural member
- w_1 Initial part of the deflection under permanent loads of the relevant combination of actions according to expressions (6.14a) to (6.16b)
- w_2 Long-term part of the deflection under permanent loads
- w_3 Additional part of the deflection due to the variable actions of the relevant combination of actions according to expressions (6.14a) to (6.16b)
- w_{tot} Total deflection as sum of w_1 , w_2 , w_3
- w_{max} Remaining total deflection taking into account the precamber

(3) If the functioning or damage of the structure or to finishes, or to non-structural members (*e.g.* partition walls, claddings) is being considered, the verification for deflection should take account of those effects of permanent and variable actions that occur after the execution of the member or finish concerned.

NOTE Guidance on which expression (6.14a) to (6.16b) to use is given in 6.5.3 and EN 1992 to EN 1999.

(4) If the appearance of the structure is being considered, the quasi-permanent combination (expression 6.16b) should be used.

(5) If the comfort of the user, or the functioning of machinery are being considered, the verification should take account of the effects of the relevant variable actions.

(6) Long term deformations due to shrinkage, relaxation or creep should be considered where relevant, and calculated by using the effects of the permanent actions and quasi-permanent values of the variable actions.

(7) Horizontal displacements are represented schematically in Figure A1.2.

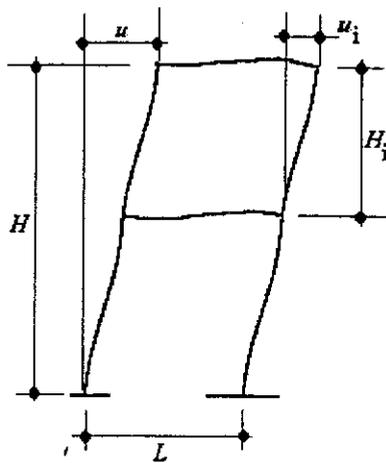


Figure A1.2 - Definition of horizontal displacements

Key :

- u Overall horizontal displacement over the building height H
- u_i Horizontal displacement over a storey height H_i

A1.4.4 Vibrations

(1) To achieve satisfactory vibration behaviour of buildings and their structural members under serviceability conditions, the following aspects, amongst others, should be considered :

- a) the comfort of the user;
- b) the functioning of the structure or its structural members (*e.g.* cracks in partitions, damage to cladding, sensitivity of building contents to vibrations).

Other aspects should be considered for each project and agreed with the client.

(2) For the serviceability limit state of a structure or a structural member not to be exceeded when subjected to vibrations, the natural frequency of vibrations of the structure or structural member should be kept above appropriate values which depend upon the function of the building and the source of the vibration, and agreed with the client and/or the relevant authority.

(3) If the natural frequency of vibrations of the structure is lower than the appropriate value, a more refined analysis of the dynamic response of the structure, including the consideration of damping, should be performed.

NOTE For further guidance, see EN 1991-1-1, EN 1991-1-4 and ISO 10137.

(4) Possible sources of vibration that should be considered include walking, synchronised movements of people, machinery, ground borne vibrations from traffic, and wind actions. These, and other sources, should be specified for each project and agreed with the client.

La responsabilité scientifique de ce rapport est assumée par les auteurs.
Pour de plus amples informations concernant le programme d'appui scientifique à la Normalisation,
veuillez contacter le responsable-SSTC du programme:

Anna CALDERONE
Tel.: (02) 238 34 40
Fax: (02) 230 59 12
E-mail: cald@belspo.be

SSTC Homepage: <http://www.belspo.be>