

**ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE**

**DÉPARTEMENT DE GÉNIE CIVIL  
CHAIRE DE STATIQUE ET DE RÉSISTANCE DES MATÉRIAUX**

**EFFETS DES SÉISMES  
SUR LES OUVRAGES D'ART  
DES VOIES DE CIRCULATION**

**Lausanne, mars 1980**

**Professeur Maurice-H. Derron  
Do Trong Thanh, ingénieur**



## TABLE DES MATIÈRES

	<u>INTRODUCTION</u>	1
1.	<u>INFRASTRUCTURE DES VOIES DE CIRCULATION</u>	4
	1.1. Dégâts constatés	4
	1.2. Techniques actuellement en usage	7
	1.3. Etat des recherches	10
	1.4. Commentaires	20
2.	<u>SUPERSTRUCTURE DES VOIES DE CIRCULATION</u>	22
	2.1. Dégâts constatés	22
	2.2. Techniques actuellement en usage	23
	2.3. Etat des recherches	24
	2.4. Commentaires	25
3.	<u>MURS DE SOUTÈNEMENT</u>	26
	3.1. Dégâts constatés	26
	3.2. Techniques actuellement en usage	28
	3.3. Etat des recherches	44
	3.4. Commentaires	49
4.	<u>TUNNELS</u>	51
	4.1. Dégâts constatés	51
	4.2. Techniques actuellement en usage	54
	4.3. Etat des recherches	57
	4.4. Commentaires	62
5.	<u>PONTS</u>	64
	5.1. Dégâts constatés	64
	5.2. Techniques actuellement en usage	87
	5.3. Etat des recherches	146
	5.4. Commentaires	186

<u>CONCLUSION</u>	191
<u>ANNEXE - ECHELLES MACROSISMIQUES D'INTENSITE</u>	193
A. Echelle internationale	193
B. Echelle MSK 1964	194
C. Equivalence entre les échelles	195
D. Corrélation entre l'accélération maximale du sol et l'intensité sismique MSK	195
<u>BIBLIOGRAPHIE</u>	196

ÉCOLE POLYTECHNIQUE FÉDÉRALE DE LAUSANNE

Chaire de Statique et de Résistance des Matériaux

EFFETS DES SEISMES  
SUR LES OUVRAGES D'ART DES VOIES DE CIRCULATION

INTRODUCTION

Les expériences récentes ont montré que les voies de circulation sont particulièrement sensibles aux séismes et que leur destruction peut entraver gravement les opérations de secours. Les points faibles sont aussi bien les remblais et les voies de roulement que les ouvrages d'art: murs de soutènement, ponts, tunnels, etc.

Jusqu'à ces dernières décennies, les publications consacrées aux effets des séismes sur les ouvrages d'art étaient peu nombreuses par rapport à celles qui traitent des bâtiments. Les séismes de Niigata (1964), d'Alaska (1964) et de San Fernando (1971) ont attiré l'attention des spécialistes par l'ampleur des dégâts causés, en particulier aux ponts.

Grâce à un subside du Fonds de recherche en matière routière, un groupe de chercheurs attachés à la Chaire de Statique et de Résistance des Matériaux de l'EPFL a entrepris une étude de cette question, en commençant par recenser les observations

publiées et les connaissances déjà acquises au sujet du comportement des ouvrages d'art lors des tremblements de terre.

Les documents disponibles proviennent essentiellement des pays possédant une longue expérience dans le domaine, comme les Etats-Unis d'Amérique et le Japon. Il va sans dire que dans ces pays, les usages en matière de construction diffèrent parfois des nôtres et que certaines méthodes de protection ne sont guère adaptées aux conditions européennes. Il est néanmoins intéressant de les mentionner, en raison du nombre assez élevé d'entreprises suisses travaillant à l'étranger.

En cas de séisme, il importe de maintenir les moyens de communication, ou de les rétablir très rapidement au besoin. La partie courante des voies de circulation (infrastructure et superstructure) doit résister aussi bien que les ouvrages d'art. Notre étude portera donc sur:

- l'infrastructure des routes et voies ferrées;
- la superstructure de ces voies de circulation;
- les murs de soutènement;
- les tunnels;
- les ponts.

Chacun des groupes d'ouvrages sera étudié selon une méthodologie semblable:

1. Description des dégâts constatés et recherche de leurs caractéristiques communes.
2. Recensement des techniques actuellement en usage (dispositions constructives, normes d'exécution, calculs, mesures de protection, etc.).
3. Etat des recherches théoriques et expérimentales.
4. Commentaires.

L'importance des différents chapitres de cette étude

est très inégale. La documentation disponible est plus abondante pour les ponts que pour n'importe quel autre groupe d'ouvrages. Cela s'explique certainement par la grande diversité de types de ponts, par leur vulnérabilité peut-être plus grande et par les problèmes que pose leur remise en état s'ils viennent à être endommagés ou détruits.

Cette étude synthétique doit mettre en évidence les domaines dans lesquels il conviendra de développer les recherches dans une prochaine étape.

## 1. INFRASTRUCTURE DES VOIES DE CIRCULATION

### 1.1. DEGATS CONSTATES

Par nature, les remblais sont particulièrement vulnérables à l'égard des séismes. Les dégâts les plus fréquents sont :

- au niveau du remblai même, des ruptures de talus, des craquements, des tassements;
- au niveau du terrain de fondation, des tassements et des glissements.

L'importance des dégâts dépend de la qualité du terrain de fondation et de la nature des matériaux constituant le remblai. Quelques exemples parmi les plus frappants sont exposés ci-dessous.

Sous l'effet de secousses violentes, un remblai, même bien compacté et fondé sur un sol rigide, peut subir des tassements atteignant jusqu'à plusieurs décimètres. La figure 1.1 montre des fissures résultant d'un tel phénomène.

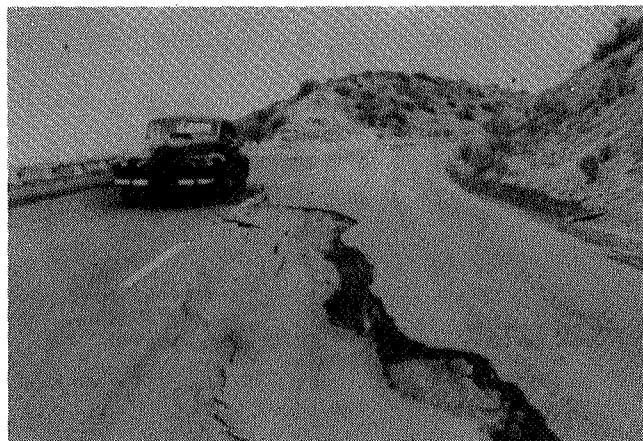


Fig.1.1. Effet du tassement d'un remblai routier. (Chili 1960).

D'après Seed (1970).

Les remblais fondés sur des sols meubles sont naturellement beaucoup plus vulnérables. Les dégâts vont des tassements les plus sévères accompagnés de larges fissures, jusqu'à la destruction complète de l'ouvrage.

Tel fut par exemple le cas d'une route située au Chili : construite sur un remblai de 1,20 m de hauteur, elle franchissait en partie une zone marécageuse. Lors du séisme de 1960, ce tronçon a été complètement détruit; de part et d'autre de cette zone par contre, la route est restée intacte. Cette différence de comportement se voit sur la figure 1.2.

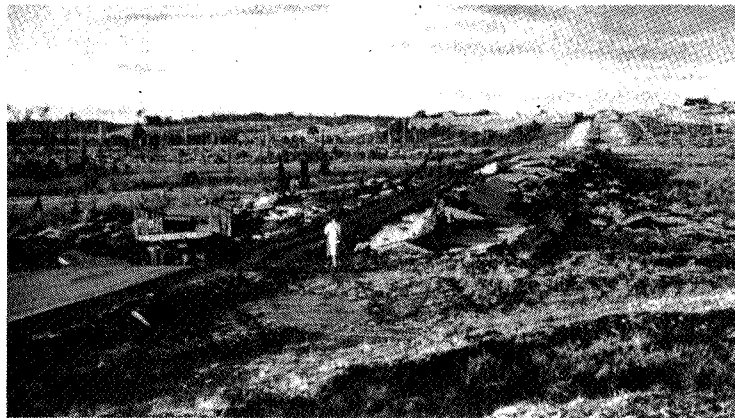


Fig.1.2. Destruction d'un remblai routier, situé en zone marécageuse. Chili (1960). D'après Seed (1970).

Sous l'effet des vibrations verticales et horizontales, la résistance du sol diminue; le remblai a tendance à s'étaler. Si le mouvement est peu important, les dommages se réduisent à des fissures plus ou moins larges (fig.1.3).

Il va sans dire que l'importance des dégâts dépend également de la qualité des matériaux de construction du remblai. Les ouvrages réalisés avec des matériaux sableux peuvent non seulement subir des tassements, mais même s'écrouler latéralement



Fig.1.3. Dégâts causés à la route Anchorage-Portage.  
Alaska (1964). D'après Seed (1970).

sous l'effet des secousses. Ce risque est augmenté si le remblai est mal drainé ou saturé d'eau.

L'exemple de la voie de chemin de fer reliant Hozorogi à Ushinotami est typique: lors du séisme de Fukui (1948), sur plus de 400 m de longueur, le remblai, d'une hauteur de 8 m, s'est complètement affaissé sur sa base (fig.1.4). Le matériau utilisé est une terre forte sableuse, le terrain de fondation est d'origine alluviale.

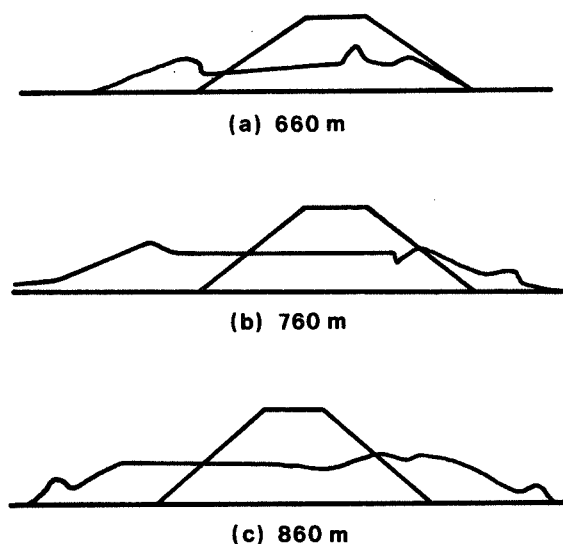


Fig.1.4. Affaissement constaté sur trois profils du remblai de la voie de  
chemin de fer Hozorogi-Ushinotami. Fukui (1948). D'après Okamoto (1973).

## 1.2. TECHNIQUES ACTUELLEMENT EN USAGE

### 1.21. Dispositions constructives

Les exemples qui précèdent, illustrant le genre de problèmes auxquels sont confrontés les ingénieurs des voies de circulation dans les régions sismiques, montrent que l'on peut lutter efficacement contre l'effet des séismes par des dispositions constructives appropriées, malgré l'absence de méthodes quantitatives très satisfaisantes.

Les causes principales d'instabilité des remblais d'où résultent aussi des désordres au niveau de la superstructure, sont

- la qualité des sols de fondation;
- la qualité des matériaux de remblayage;
- la teneur en eau des sols et des remblais.

On en tient compte lors de l'établissement d'un projet (Okamoto, 1973) en vouant une attention particulière aux points suivants:

#### 1.211. Forme du profil des remblais

Elle doit être choisie en fonction de la réduction de la capacité portante des terres sous l'effet des vibrations. La base du remblai sera assez large pour limiter la pression sur le terrain de fondation à une valeur encore tolérable lors des séismes. L'inclinaison des talus doit être adaptée à la qualité des matériaux de construction: la plupart des glissements qui se sont produits lors de tremblements de terre sont dus soit à des pentes trop raides, soit à un mauvais compactage de remblais saturés d'eau.

#### 1.212. Matériaux de remblayage

Ils ne doivent pas être sensibles aux vibrations: les roches concassées, les sols à grande densité et à granulométrie

étalée présentent une bonne résistance antisismique. Inversement, les sables à granulométrie uniforme ne sont pas recommandés à cause du risque de liquéfaction.

### 1.213. Construction

Si le sol de fondation est très mauvais, il faut le remplacer sur une certaine profondeur par un apport de bons matériaux. On peut également améliorer la fondation par l'adjonction d'un mélange de sable et de gravier.

Le compactage doit être aussi uniforme que possible sur tout le remblai, pour éviter les risques de glissement; en général, les masses de terre au voisinage des talus sont relativement moins bien consolidées que le noyau et peuvent se décoller sous l'effet des secousses. Une berme au pied des talus améliore la stabilité. La mesure la plus radicale consisterait à implanter des pieux régulièrement répartis à la surface du talus, afin de le rendre solidaire du noyau.

Une autre condition nécessaire pour assurer la stabilité réside dans un drainage efficace, aussi bien à la surface qu'à l'intérieur du remblai. L'idéal serait de disposer de matériaux présentant à la fois un coefficient de frottement élevé et une grande perméabilité.

Si le remblai est construit sur un terrain en pente, le risque de glissement est accru; on doit améliorer la liaison entre le sol et les matériaux d'apport en façonnant la surface d'assise en gradins. Des dégâts se sont souvent produits parce que l'on avait négligé cette précaution élémentaire.

On peut aussi améliorer la stabilité d'ensemble du remblai à l'égard des vibrations sismiques, par les dispositifs suivants:

- implantation de pieux au pied des talus, de manière à créer une pression de confinement du remblai et de la fondation; de la sorte, on accroît également la résistance du sol;

- construction d'un mur en béton au pied des talus, en prenant soin de drainer correctement le remblai.

Mis à part les dispositifs de renforcement au pied des talus, comme les pieux par exemple, les précautions recommandées concernant la forme des remblais, le choix des matériaux et le mode d'exécution, ont toujours été couramment appliquées, même dans les pays peu sujets aux tremblements de terre, pour la simple raison que ces précautions améliorent déjà la stabilité des ouvrages sous l'effet de charges statiques, mais on y vouera d'autant plus d'attention que le risque sismique est plus grand.

#### 1.22. Normes

Dans le recueil des normes sismiques nationales édité en 1973 par l'International Association for Earthquake Engineering (IAEE), on trouve quelques recommandations, assez peu nombreuses il est vrai, concernant la construction des remblais. Elles proviennent des normes soviétiques SNP II.A.12-69 :

- il faut éviter les zones peu favorables du point de vue sismique, par exemple celles qui sont sujettes à des glissements de terrain, les pentes rocheuses, les marécages, etc.;
- les routes ne doivent pas être construites à flanc de coteau dans les régions d'intensité VIII et IX<sup>\*)</sup> si le terrain est formé de matériau meuble et présente une pente supérieure à 1:1,5. Pour les chemins de fer, cette limite doit être abaissée<sup>\*\*)</sup>;

---

\*) Les intensités sismiques contre lesquelles on cherche à se protéger correspondent aux classes VII, VIII et IX. Dans les régions d'intensité supérieure à IX, les normes russes interdisent d'ériger des constructions, sauf dérogations spéciales. L'échelle d'intensité dont il est question ici est selon toute vraisemblance celle de Medvedev, qui comprend 12 degrés.

\*\*\*) Le texte anglais du recueil des normes parasismiques, d'où ces indications ont été tirées, donne comme limite la pente 1:1; il s'agit évidemment d'une erreur, pour les chemins de fer la pente limite doit être inférieure à celle des routes.

- dans les zones d'intensité IX, l'inclinaison des talus doit être diminuée par rapport aux précédentes;
- les fondations des remblais doivent être bien drainées si l'on se trouve sur un terrain saturé d'eau;
- en cas de danger de chutes de pierres, les voies ferrées à flanc de coteau seront protégées soit par des murs, soit par des tranchées le long du remblai, du côté amont;
- on construira le remblai de façon que le poids des éléments diminue progressivement de bas en haut, c'est-à-dire de la fondation au couronnement;
- dans les régions d'intensité VIII et IX, les remblais des voies de chemin de fer à flanc de coteau seront butés en pied par des murs de soutènement.

### 1.3. ETAT DES RECHERCHES

#### 1.31. Comportement dynamique des terres

Ce chapitre expose les études qui ont été entreprises pour tenter de mettre en évidence les différences entre le comportement statique et le comportement dynamique des terres.

A de nombreux égards, les digues en terre et les remblais présentent un comportement analogue à celui des sols, puisque les uns et les autres sont constitués de matériaux semblables. Il existe cependant entre eux une différence essentielle: alors que le terrain, matériau naturel, est une donnée du problème, à laquelle on ne peut guère apporter de changements, digues et remblais sont des ouvrages artificiels, pour lesquels on peut en général choisir dans une mesure plus ou moins étendue les matériaux les plus convenables et les formes les mieux appropriées. Il est exact que la tenue d'un remblai dépend au premier chef du comportement du terrain sur lequel il est posé,

mais ceci est vrai dans une certaine mesure pour n'importe quelle construction.

Les dégâts observés sur le terrain peuvent dépendre soit de la morphologie et de la tectonique du sol, soit des matériaux qui le composent. La grande majorité des études entreprises par les chercheurs ont trait au comportement des matériaux. A cet égard, les digues et remblais en terre peuvent être assimilés aux sols.

Des recherches expérimentales ont montré que les tassements du sol et les dégâts subis par les ouvrages en terre résultent essentiellement des variations de densité, de résistance au cisaillement et de pression intersticielle, sous l'effet des vibrations.

Rappelons que la résistance au cisaillement  $\tau'_f$  s'exprime par la relation

$$\tau'_f = (\sigma - u) \operatorname{tg} \varphi' + c'$$

où  $\sigma$  = contrainte normale totale  
 $u$  = pression intersticielle de l'eau  
 $\varphi'$  = angle de frottement effectif  
 $c'$  = cohésion effective.

Différentes méthodes d'essai ont été proposées et développées, par exemple:

- confinement d'un échantillon du sol à étudier dans une boîte placée sur une table vibrante soumise à un mouvement sinusoïdal, horizontal ou vertical, et mesure de la résistance au cisaillement avant, pendant et après le mouvement;

- réalisation d'un mini-séisme artificiel dans le terrain, au moyen d'un puissant vibreur, et mesure de la propagation des ondes de choc.

En soumettant une boîte remplie de sable sec à des vibrations verticales comprises entre 23 et 48 Hz, Mogami (1953) a

constaté que la résistance au cisaillement dépend principalement de la valeur de l'accélération appliquée et qu'elle diminue notablement à partir de 300 - 400  $\text{cm/s}^2$  (fig.1.5). Dans les limites des essais entre 23 et 48 Hz, elle semble indépendante de la fréquence des vibrations.

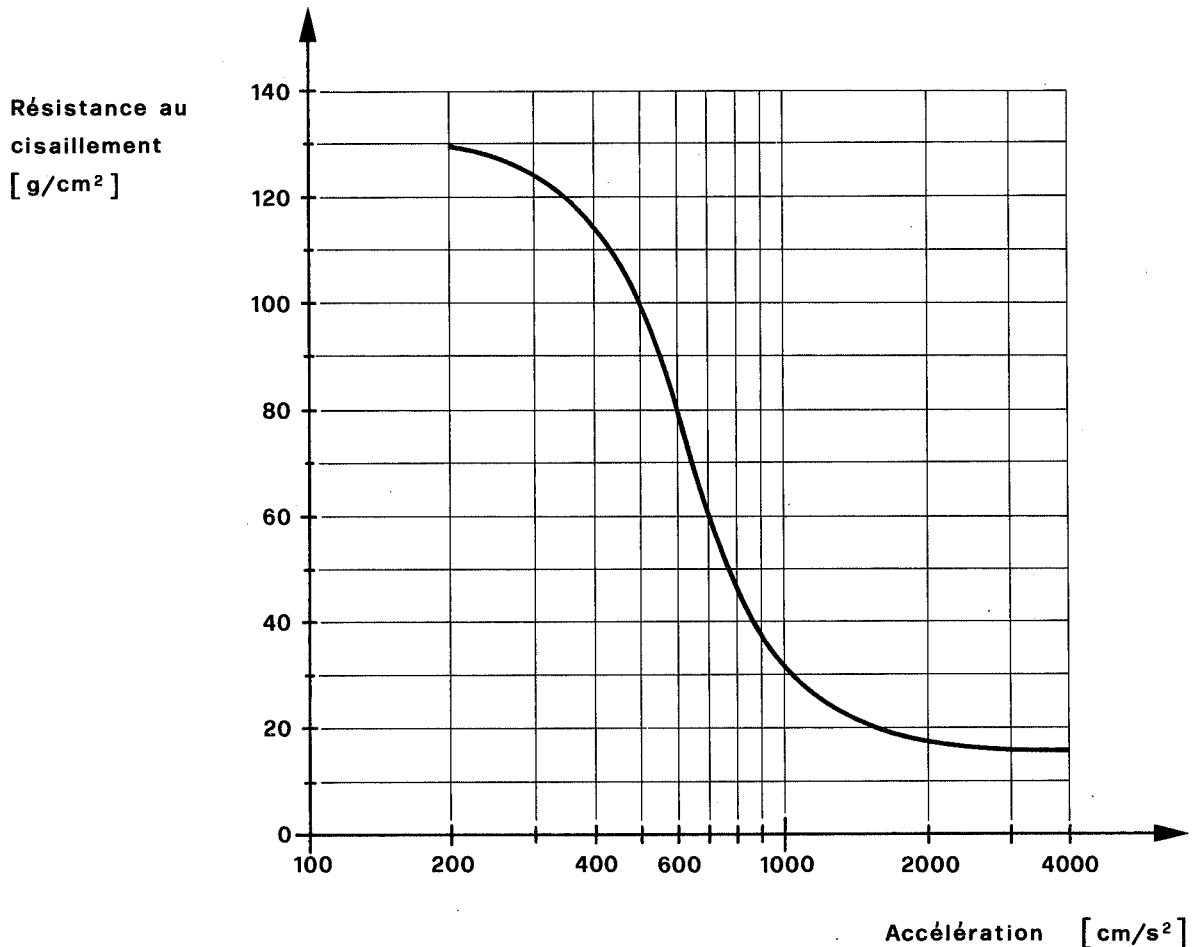


Fig.1.5. Effet de l'accélération verticale sur la résistance au cisaillement d'un sable sec. D'après Mogami (1953).

Cet essai montre l'influence de la composante verticale d'un séisme sur la stabilité des massifs de terre: cette stabilité dépend du poids propre du terrain, qui lui-même varie selon l'intensité de l'accélération verticale. On en tient compte en adoptant dans les calculs un coefficient sismique vertical égal au moins à la moitié du coefficient horizontal; ceci est surtout valable pour les zones situées près de l'épicentre, où

les vibrations verticales sont importantes. Dans un sol pulvérulent saturé d'eau, par suite de l'arrangement des grains sous l'effet des vibrations, la porosité diminue, l'eau expulsée remonte à la surface où elle dégorge en entraînant des éléments fins sous forme de boue. C'est le même phénomène que celui de la "ressuée", c'est-à-dire de la montée de l'eau à la surface, lors de la vibration du béton. Mais il peut arriver qu'un sol pulvérulent même sec perde toute cohésion et tout frottement interne sous l'effet des vibrations. Il se comporte alors comme un liquide, d'où le terme de "liquéfaction" appliqué à ce phénomène.

Ishii (1962) a étudié l'influence des vibrations horizontales sur la liquéfaction d'un échantillon de sable contenu dans une boîte; il a observé que, sous certaines conditions, le compactage s'accompagne d'une augmentation de la pression intersticielle, ce qui cause finalement la perte complète de résistance au cisaillement.

Des essais comparatifs ont été exécutés sur des sables fins, donc peu perméables, et des sables grossiers, très perméables, soit à l'état sec, ou partiellement saturés ou encore totalement saturés d'eau. On constate (voir tableau 1.1) qu'il est plus facile de provoquer la liquéfaction d'un sable fin que celle d'un sable grossier et, ce qui se comprend aisément, que le sable humide se liquéfie plus vite que le sable sec. Dans le cas d'un sable fin saturé, les changements apparaissent très brutalement pour une accélération comprise entre 50 et 200  $\text{cm/s}^2$ .

Ces essais confirment également que les vibrations provoquent un tassement des massifs pulvérulents (fig.1.6), l'indice de vide<sup>\*)</sup> variant en raison inverse de l'accélération.

---

\*) indice de vide =  $\frac{\text{volume des vides}}{\text{volume des grains}}$

Tableau 1.1. Liquéfaction d'un sable sous l'effet des vibrations.  
D'après Ishii (1962).

Humidité	Sable fin: Ø effectif: 1,17 mm; coefficient d'uni- formité: 1,31; coefficient de per- méabilité: 0,02 cm/s	Sable grossier: Ø effectif: 1,38 mm; coefficient d'uni- formité: 1,54; coefficient de per- méabilité: 1,11 cm/s
Saturé	Liquéfaction entre 50 et 200 cm/s <sup>2</sup> .	Liquéfaction entre 200 et 300 cm/s <sup>2</sup> .
Partiellement sa- turé (seule la couche inférieure de 50 cm est sa- turée, sur une épaisseur to- tale de 70 cm)	Pas de liquéfaction jusqu'à 400 cm/s <sup>2</sup> .	Pas de liquéfaction jusqu'à 500 cm/s <sup>2</sup> .
Sec	Pas de liquéfaction jusqu'à 500 cm/s <sup>2</sup> .	Pas de liquéfaction jusqu'à 500 cm/s <sup>2</sup> .

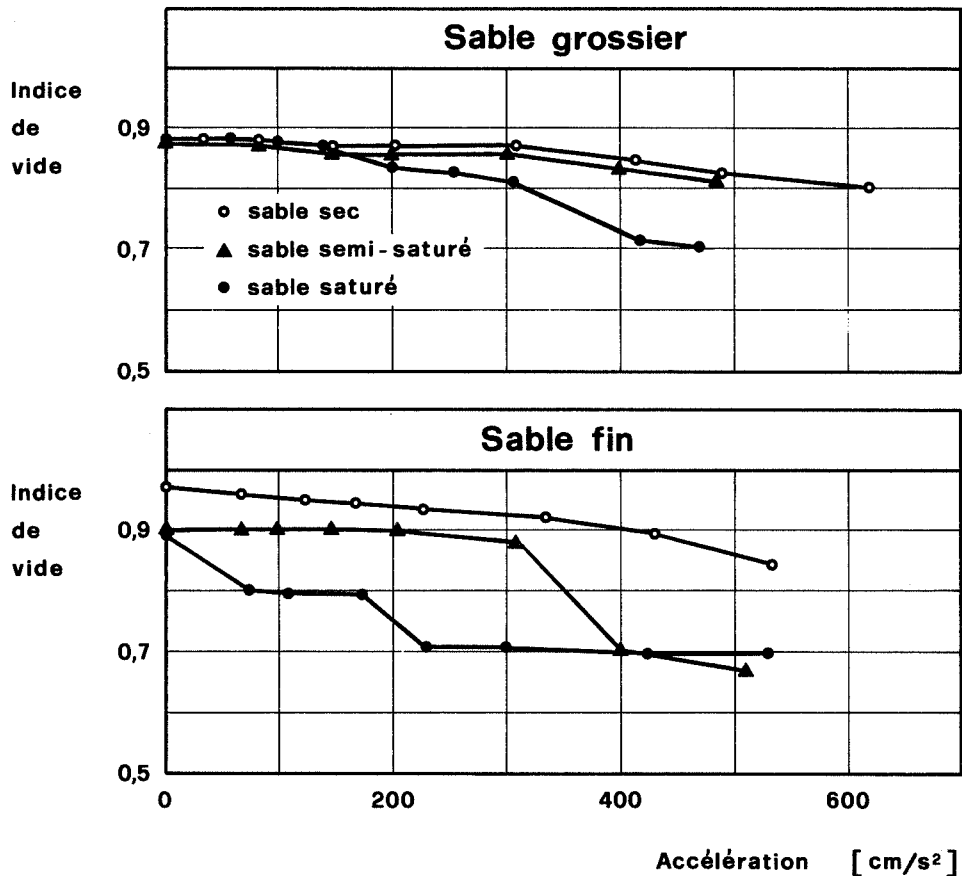


Fig.1.6. Variation de l'indice de vide d'un sable grossier et d'un sable fin, soumis à des vibrations horizontales, en fonction de l'accélération des vibrations. D'après Ishii (1962).

De nombreux chercheurs ont essayé de chiffrer le risque potentiel de liquéfaction des sols pulvérulents saturés d'eau. Différents critères ont été proposés; ils prennent en compte la densité relative<sup>\*)</sup>, la résistance au pénétromètre ou la granulométrie. A l'heure actuelle, l'unanimité est loin d'être réalisée sur ce sujet. Seed et Idriss (1971) ont proposé une classification assez simple, fondée sur la densité relative  $D_r$  (tableau 1.2).

Tableau 1.2. Risque de liquéfaction en fonction de la densité relative  $D_r$  d'un massif pulvérulent saturé d'eau.

D'après Seed et Idriss (1971).

Accélération maximale à la surface du sol	Liquéfaction très probable	Liquéfaction possible selon le type de sol et la magnitude du séisme	Liquéfaction très peu probable
0,10 g	$D_r < 33\%$	$33\% < D_r < 54\%$	$D_r > 54\%$
0,15 g	$D_r < 48\%$	$48\% < D_r < 73\%$	$D_r > 73\%$
0,20 g	$D_r < 60\%$	$60\% < D_r < 85\%$	$D_r > 85\%$
0,20 g	$D_r < 70\%$	$70\% < D_r < 92\%$	$D_r > 92\%$

Quant au tassement des sols secs, on ne dispose pas encore de méthodes satisfaisantes. Les essais ont montré que l'importance du tassement provoqué par un séisme dépend non seulement de l'intensité et de la durée des secousses, mais aussi de la densité relative (fig.1.7).

---

\*) 
$$D_r = \frac{e_{\max} - e}{e_{\max} - e_{\min}}$$

$D_r$  = densité relative

$e$  = indice de vide

$e_{\max}$  = indice de vide correspondant à l'état le plus lâche

$e_{\min}$  = indice de vide correspondant à l'état le plus dense.

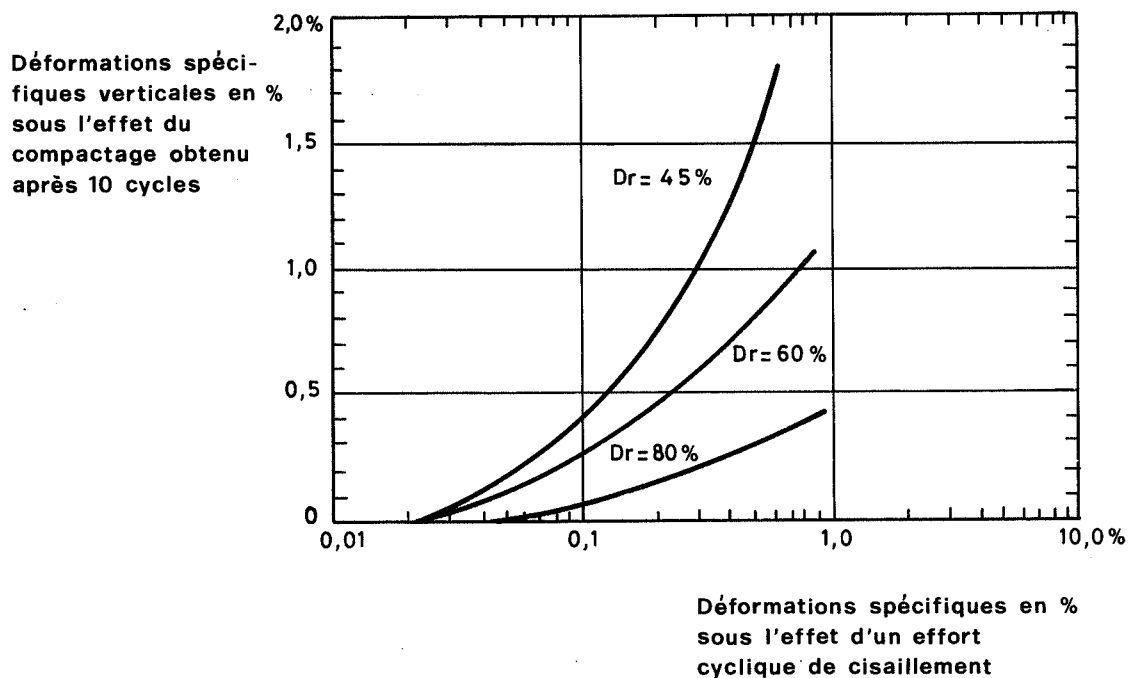


Fig.1.7. Influence de la densité relative sur le tassement d'un sable sec. D'après Silver et Seed (1969).

Newmark (1971) mentionne une méthode très simple de prévision du tassement d'un sable sec.

Si l'indice de vide "e" est plus grand qu'une certaine valeur dite critique,  $e_{cr}$ , le sol se tasse quand il est soumis à des vibrations; si  $e < e_{cr}$ , les vibrations ont au contraire pour effet de faire gonfler le sol.

Le tassement maximum possible d'une couche de hauteur H a pour valeur

$$\Delta H = \frac{e_{cr} - e}{1 - e} \cdot H$$

L'indice de vide critique  $e_{cr}$  est donné par la formule

$$e_{cr} = e_{min} + (e_{max} - e_{min}) \exp^{-0,75 \frac{a}{g}}$$

où  $e_{\min}$  = indice de vide minimum  
 $e_{\max}$  = indice de vide maximum  
 $a$  = accélération appliquée  
 $g$  = accélération terrestre.

On peut reprocher à cette méthode de ne pas tenir compte de l'effet de facteurs importants tels que la pression de confinement, le nombre de cycles, etc.

Des études équivalentes ont été faites sur des sols cohérents. Mogami (1953) a exécuté des essais de cisaillement statiques sur des échantillons de "terre forte" c'est-à-dire contenant beaucoup d'argile, après les avoir soumis à des vibrations. Des résultats obtenus (fig.1.8) indiquent que la résistance au cisaillement diminue si l'accélération appliquée augmente, et que la teneur en eau influence fortement cette réduction.

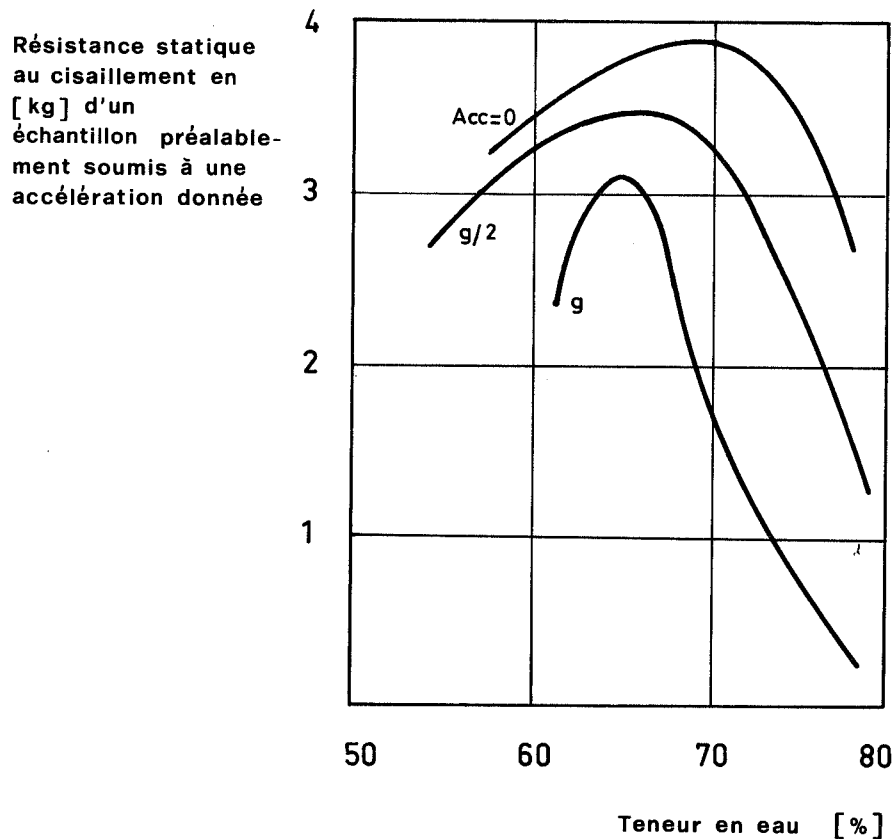


Fig.1.8. Effet de la teneur en eau sur la résistance au cisaillement d'une argile. D'après Mogami (1953).

En soumettant des échantillons de sols cohérents à une charge cyclique, Seed (1960) a obtenu des résultats intéressants: des vibrations ont pour effet d'augmenter la résistance au cisaillement dans la phase initiale, puis de la diminuer au fur et à mesure que leur durée augmente. Des expériences antérieures ont montré que les séismes réduisent passablement la capacité portante des sols, parce que le séisme est un phénomène de longue durée. On peut l'expliquer ainsi: au début, les vibrations produisent un compactage par arrangement des grains et augmentent la cohésion; simultanément, elles diminuent le frottement. Au début, le premier phénomène masque le second, mais il s'éteint alors que la diminution de frottement subsiste.

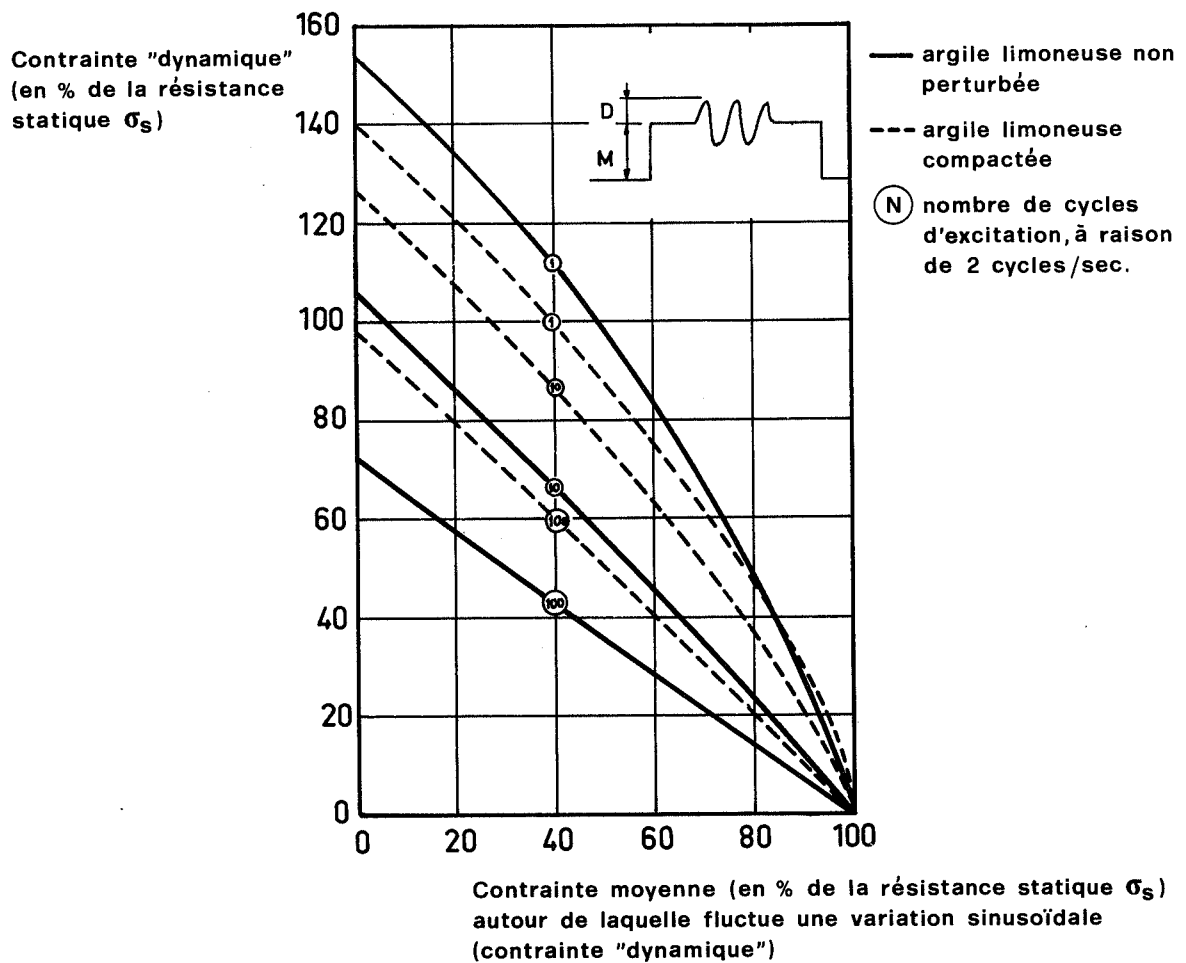


Fig.1.9. Combinaison de la contrainte moyenne et de la contrainte "dynamique" sinusoïdale, amenant la rupture d'une argile.

D'après Seed (1960).

On constate par exemple sur la figure 1.9 que, si la contrainte initiale n'est que de 40% de la contrainte de rupture statique  $\sigma_s$ , une secousse unique doit atteindre environ 110% de  $\sigma_s$  pour provoquer la rupture; au total, la contrainte sera donc  $\frac{40+110}{100} \sigma_s = 150\%$  de  $\sigma_s$ . Après 100 cycles de vibration, il suffit d'une contrainte dynamique de 40% de  $\sigma_s$ , soit au total  $\frac{40+40}{100} \sigma_s = 80\%$  de  $\sigma_s$ .

### 1.32. Stabilité des talus

Une manière d'aborder le problème de la stabilité des talus sous l'effet des séismes consiste à remplacer la force d'inertie par une force statique réputée équivalente et à appliquer les théories classiques de stabilité (méthode du cercle de frottement, méthode des tranches, etc.). Le massif de terre est alors soumis aux forces représentées sur la figure 1.10.

Une autre manière de procéder consiste à supposer que les forces sont identiques à celles qui agissent dans les conditions normales mais que le séisme a pour effet de diminuer l'angle de frottement interne (Okamoto, 1973). La formule suivante a été proposée:

$$\varphi_k = \varphi - \text{arc tg } k$$

où  $\varphi_k$  = angle de frottement interne pendant le séisme;

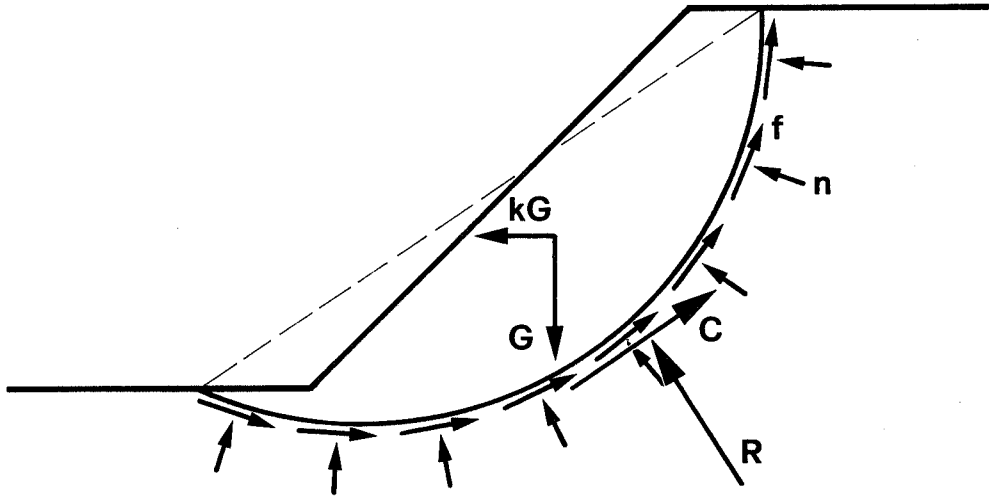
$\varphi$  = angle de frottement interne au repos;

$k$  = coefficient sismique horizontal.

Il semble cependant que cette formule donne des valeurs trop défavorables et que la valeur

$$\varphi_k = \varphi - \text{arc tg } \frac{k}{\sqrt{2}}$$

serait plus proche des résultats d'essais.



- $G$  = poids du massif de terre
- $kG$  = force d'inertie égale à une fraction du poids du massif,  $k$  étant le coefficient sismique
- $C$  = force de cohésion
- $n$  = force normale au cercle de rupture par unité de longueur
- $f$  = force de frottement par unité de longueur
- $R$  = résultante des forces de frottement et des forces normales à la surface de glissement.

Fig.1.10. Stabilité d'un talus.

Les méthodes de calcul qui viennent d'être exposées ont l'avantage d'être simples mais elles ne tiennent compte ni des modifications des caractéristiques du sol, ni de la composante verticale des vibrations. Pour les talus d'ouvrages importants, comme les digues et les remblais à flanc de coteau, par exemple, la méthode des éléments finis est la seule qui convient.

#### 1.4. COMMENTAIRES

Le manque de données sûres au sujet des nombreux problèmes de sols rencontrés en génie sismique explique qu'il

n'existe pas encore de critères très précis pour contrôler la qualité des constructions en terre comme les remblais; on ne peut donner que des recommandations très générales. Dans ce domaine, on se fiera de préférence au bon sens et à des raisonnements pratiques, plutôt qu'à des analyses raffinées.

Les mesures recommandées pour la construction des remblais dans les zones sismiques concordent avec les conclusions tirées des essais de laboratoire: choisir des matériaux denses et perméables, exécuter un bon drainage, prendre en compte la réduction de la portance sous l'effet des vibrations, etc. Une conception correcte en vue de l'utilisation normale des ouvrages reste la condition nécessaire d'une bonne résistance anti-sismique.

S'il est difficile de fixer un seuil à partir duquel des mesures de protection spéciales sont nécessaires, les expériences ont montré que les dommages n'apparaissent qu'à partir d'une intensité assez élevée (VII-VIII selon l'échelle MM). Il est donc permis de penser que dans les pays à faible sismicité, les remblais de construction soignée courent peu de risques, et que, pour augmenter au besoin la résistance, il suffit de rester au-dessus des exigences statiques minimales requises par les normes.

## 2. SUPERSTRUCTURE DES VOIES DE CIRCULATION

### 2.1. DEGATS CONSTATES

Les dégâts constatés au revêtement des routes résultent directement des déformations du remblai: dans le cas de revêtements en béton (fig.2.1), larges fissures, soulèvements inégaux au droit des joints, glissement des plaques, etc.; les revêtements en asphalte présentent des fissures et des ondulations.

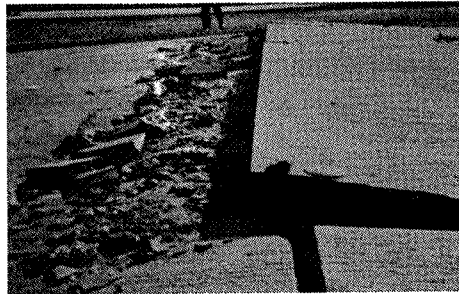


Fig.2.1. Dégâts observés sur le revêtement en béton d'une route à San Fernando (1971). D'après Okamoto (1973).

Immédiatement après le séisme, les dégâts peuvent parfois paraître minimes; certaines fissures et ondulations n'apparaissent qu'à la réouverture du trafic. Les tassements qui se sont produits dans les couches de base ne peuvent pas toujours être décelés immédiatement en surface, du fait de la rigidité du revêtement.

Du point de vue de la protection contre les effets sismiques, les revêtements asphaltiques sont préférables, en raison de leur souplesse.

Des dommages aux voies ferrées apparaissent à partir de l'intensité VI, selon l'échelle MM (Mercalli modifiée) (voir annexe), surtout si le terrain est de mauvaise qualité, le remblai de hauteur importante ou de construction récente;

la voie subit des mouvements verticaux, horizontaux et de torsion. Ces torsions résultent de la différence de niveau des rails sous l'effet du tassement des couches de base et du ballast.

Des ondulations des voies dans le plan horizontal peuvent apparaître sous l'effet de séismes d'intensité supérieure à VIII; les rails se déforment par flambage sous l'action de forces axiales (fig.2.2).



Fig.2.2. Ondulations d'une voie de chemin de fer.

D'après Okamoto (1973).

Ces phénomènes apparaissent le plus souvent aux endroits où des installations spéciales gênent la transmission des forces axiales (aiguillage, par exemple).

On voit mal quelle protection efficace on pourrait envisager.

## 2.2. TECHNIQUES ACTUELLEMENT EN USAGE

### 2.21. Dispositions constructives

Pour les routes, le seul moyen efficace consiste à assurer une bonne résistance antisismique du remblai. Pour les chemins de fer, la situation est un peu différente: le comportement de la voie dépend à la fois de la qualité des rails,

des traverses et du ballast.

Lors du séisme d'Off Tokachi, en 1968, on a pu comparer la résistance de deux voies ferrées de qualité différente mais situées dans un même secteur (Okamoto, 1973). Le terrain est composé de matériaux meubles, l'intensité sismique est de IX sur l'échelle MM. La voie construite avec des rails à haute résistance, des traverses en béton précontraint et un ballast composé de gros éléments concassés n'a subi aucun dégât, tandis que la voie construite avec des rails de faible résistance, des traverses en bois et un ballast composé de petits éléments concassés présente des ondulations (flambage).

Pour éviter le flambage de la voie, il faut augmenter la résistance latérale du ballast, renforcer les liaisons entre les rails et les traverses, de même qu'entre les traverses et le ballast, et s'assurer que les rails ne présentent pas de changements brusques de rigidité.

## 2.22. Normes

Les normes soviétiques déjà mentionnées prescrivent que la superstructure d'une route ou d'une voie ferrée à flanc de coteau sera placée entièrement, soit sur une plateforme taillée dans le terrain en place, soit entièrement sur un remblai, et jamais à cheval sur les deux.

Dans les régions sujettes à des séismes d'intensité VIII et IX, il est conseillé d'utiliser pour les voies ferrées un ballast concassé.

## 2.3. ETAT DES RECHERCHES

Il n'existe pas à notre connaissance de recherche systématique sur le comportement des revêtements routiers et de la superstructure des voies ferrées.

2.4. COMMENTAIRES

La résistance antisismique des voies de roulement, aussi bien pour les routes que pour les chemins de fer, est intimement liée à celle du remblai. Pour les routes, un revêtement noir est préférable à un revêtement de béton, mais il faut se rappeler que les séismes constituent un cas de charge exceptionnel et que la résistance antisismique n'est pas toujours le critère le plus important de la qualité d'un revêtement. Pour les voies ferrées, la résistance aux séismes est améliorée par l'emploi de matériaux de bonne qualité, tant pour les rails et les traverses que pour le ballast, ce qui correspond d'ailleurs aux exigences d'une utilisation optimale en service normal.

### 3. MURS DE SOUTÈNEMENT

#### 3.1. DEGATS CONSTATES

Sous l'effet d'un séisme, le massif de terre qui était en équilibre tend à s'ébouler, accentuant la poussée sur le mur de soutènement. Il peut en résulter des mouvements assez importants pour compromettre la stabilité du mur, selon différents mécanismes (fig.3.1).

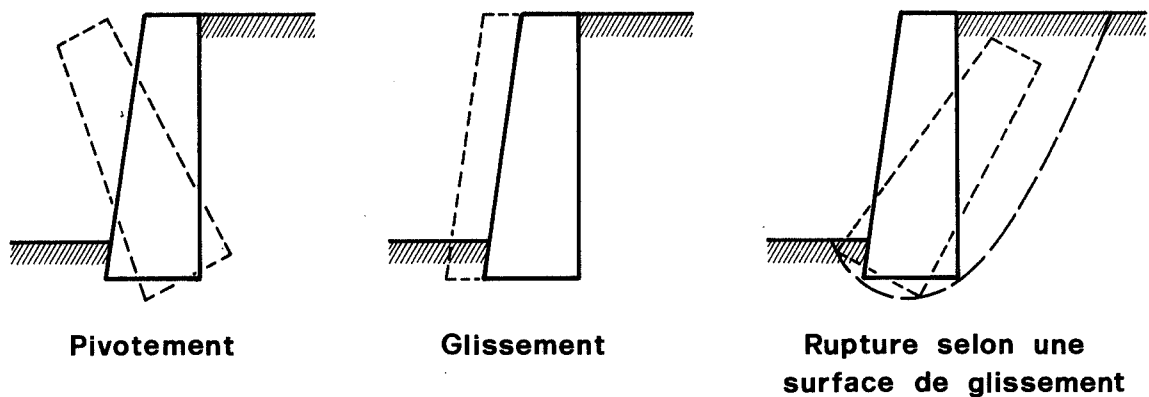


Fig.3.1. Mécanisme de destruction d'un mur de soutènement.

La littérature ne mentionne que peu de cas de destruction de murs de soutènement par des séismes (fig.3.2). On trouve par contre beaucoup plus d'informations sur les dégâts produits aux culées des ponts, qui servent à la fois de support pour le tablier et de mur de soutènement pour le remblai d'accès (fig. 3.3 et 3.4); ce problème a vraisemblablement suscité davantage d'intérêt du fait que les conséquences d'un dégât sont plus spectaculaires.

La cause principale de tous ces dégâts réside dans la sous-évaluation de la poussée des terres. Cette force dépend à la fois de la rigidité relative du mur et de la masse de terrain associée, ainsi que des modifications des propriétés du sol.



Fig.3.2. Déplacement d'un mur de soutènement. Chili (1960).

D'après Seed (1970).

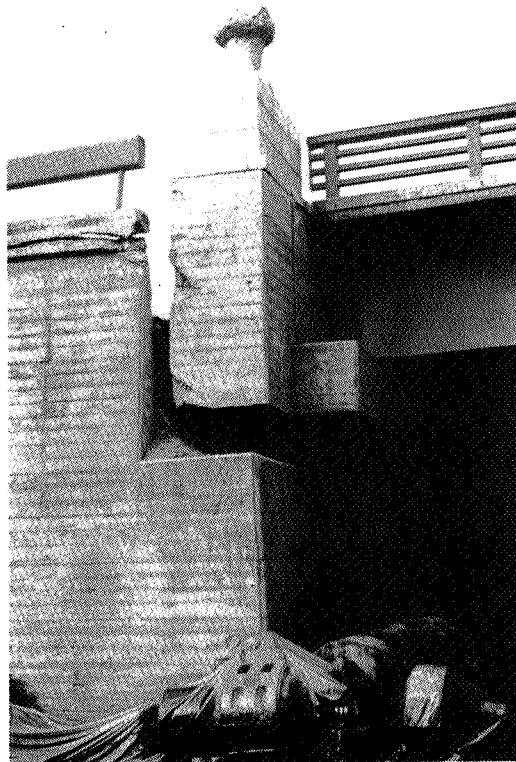


Fig.3.3. Déplacement du mur en ailes d'une culée. Niigata (1964).

D'après Seed (1970).

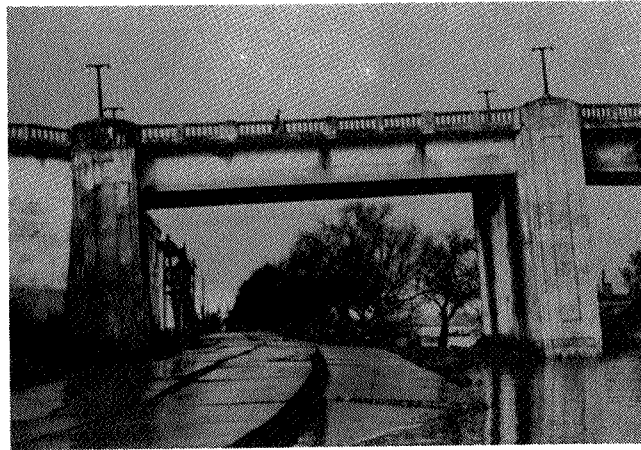


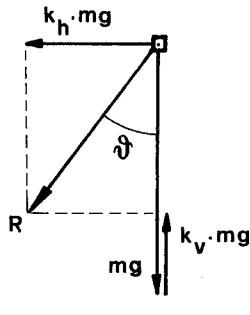
Fig.3.4. Basculement d'un pont sous l'effet de la poussée exercée sur les culées. Chili (1960). D'après Seed (1970).

### 3.2. TECHNIQUES ACTUELLEMENT EN USAGE

#### 3.2.1. Méthodes de calcul

Sauf pour des ouvrages exceptionnels où un calcul dynamique par éléments finis s'impose, la méthode la plus utilisée consiste à appliquer des efforts statiques réputés équivalents et définis par certains coefficients. La force sismique horizontale ou verticale est représentée par un effort statique égal au produit du poids du massif de terre multiplié par un coefficient sismique défini par les normes en fonction des conditions locales; cette force agit au centre de gravité de la masse.

Les efforts agissant pendant un séisme sont représentés à la figure 3.5. On peut donc considérer le séisme comme un phénomène dans lequel la force de gravitation passe de  $mg$  à  $R$  et tout se passe alors comme si le plan horizontal perpendiculairement auquel s'exerce la force de gravitation avait tourné de l'angle  $\vartheta$ . Partant de cette constatation et en se basant sur



$k_h$  = coefficient sismique horizontal

$k_v$  = coefficient sismique vertical

$$R = mg \sqrt{(1-k_v)^2 + k_h^2}$$

$$\vartheta = \text{arc tg } \frac{k_h}{1-k_v}$$

Fig.3.5. Forces agissant sur le massif de terre qui pousse contre le mur.

la théorie de Coulomb, Okabe (1926) et Mononobe (1929) ont établi les formules de calcul de la poussée exercée sur un mur par un sol pulvérulent sec.

Les forces totales, poussées actives  $P_{ta}$  et poussées passives  $P_{tp}$  sous l'effet d'un séisme sont définies comme il suit (fig.3.6):

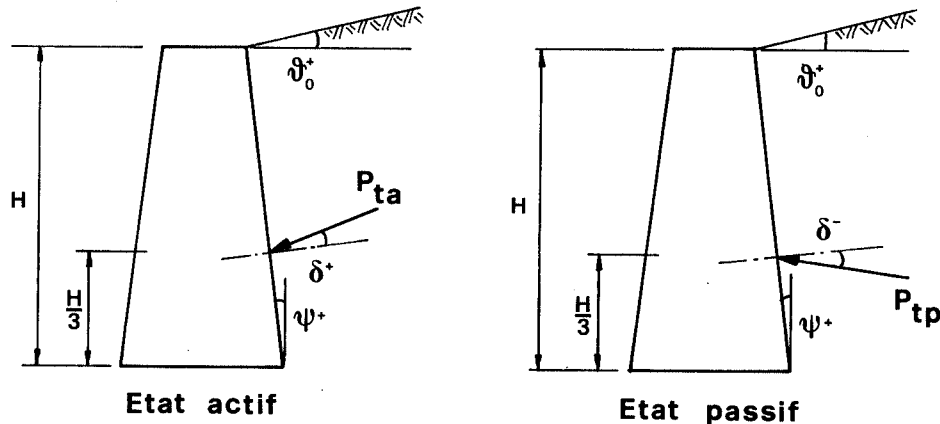


Fig.3.6. Poussées s'exerçant sur un mur de soutènement.

$$P_{ta} = \frac{1-k_v}{2} K_{ta} \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$P_{tp} = \frac{1-k_v}{2} K_{tp} \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$K_{ta} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi + \vartheta) \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta_0 - \vartheta)}{\cos(\delta + \psi + \vartheta) \cdot \cos(\vartheta_0 - \psi)}} \right]^2}$$

$$K_{tp} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta + \psi)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi - \vartheta) \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \vartheta_0 - \vartheta)}{\cos(\delta + \psi - \vartheta) \cdot \cos(\vartheta_0 - \psi)}} \right]^2}$$

où  $K_{ta}$  = coefficient de poussée active sous l'effet du séisme

$K_{tp}$  = coefficient de poussée passive sous l'effet du séisme

$k_h$  = coefficient sismique horizontal

$k_v$  = coefficient sismique vertical

$\gamma$  = densité de la terre

$H$  = hauteur du mur

$\vartheta$  = arc tg  $\frac{k_h}{1 - k_v}$

$\varphi$  = angle de frottement interne de la terre

$\psi$  = inclinaison du parement contre terre, par rapport à la verticale

$\vartheta_0$  = inclinaison de la surface libre du terrain

$\delta$  = angle de frottement terre-mur.

Dans le cas d'une surcharge uniforme  $q$  appliquée sur toute la surface libre, il faut tenir compte d'une poussée supplémentaire, agissant à mi-hauteur du mur et égale à

$$P'_{ta} = \frac{(1 - k_v) \cdot \cos \psi}{\cos(\psi - \vartheta_0)} \cdot K_{ta} \cdot q \cdot H$$

$$P'_{tp} = \frac{(1 - k_v) \cdot \cos \psi}{\cos(\psi - \vartheta_0)} \cdot K_{tp} \cdot q \cdot H$$

La figure 3.7 montre la variation de  $K_{ta}$  et  $K_{tp}$  en fonction du coefficient sismique horizontal  $k_h$  dans le cas d'un mur à parement vertical et d'un terrain dont la surface libre est horizontale. Pour un coefficient sismique vertical nul

(comme on peut l'admettre dans la majorité des cas) et un coefficient sismique horizontal égal à 0,3, on constate que

- la poussée active prend une valeur proche du double de la valeur statique normale;

- la poussée passive diminue d'environ 20% par rapport à sa valeur statique.

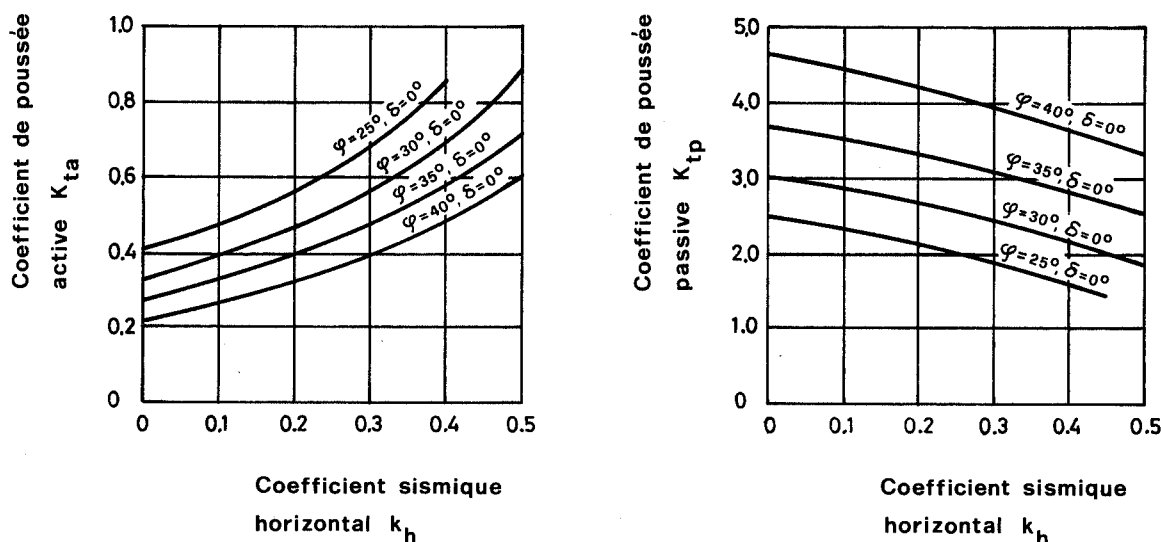


Fig.3.7. Variation du coefficient de poussée en fonction du coefficient sismique. D'après Okamoto (1973).

Le succès rencontré par la méthode de Mononobe-Okabe dans les pays de tradition anti-sismique est dû à sa simplicité d'adaptation aux procédés de calcul traditionnels.

Quand le sol est cohérent ou que la surface libre est irrégulière, la poussée active peut être déterminée par une méthode graphique classique (fig.3.8).

On suppose que la rupture se produit selon un plan incliné d'un angle  $\beta$  sur l'horizontale, inconnu a priori. Aux différentes valeurs de  $\beta$ , c'est-à-dire pour différents plans de rupture AC, on calcule les efforts agissant sur le prisme ABC. Les forces connues sont le poids propre G, la force

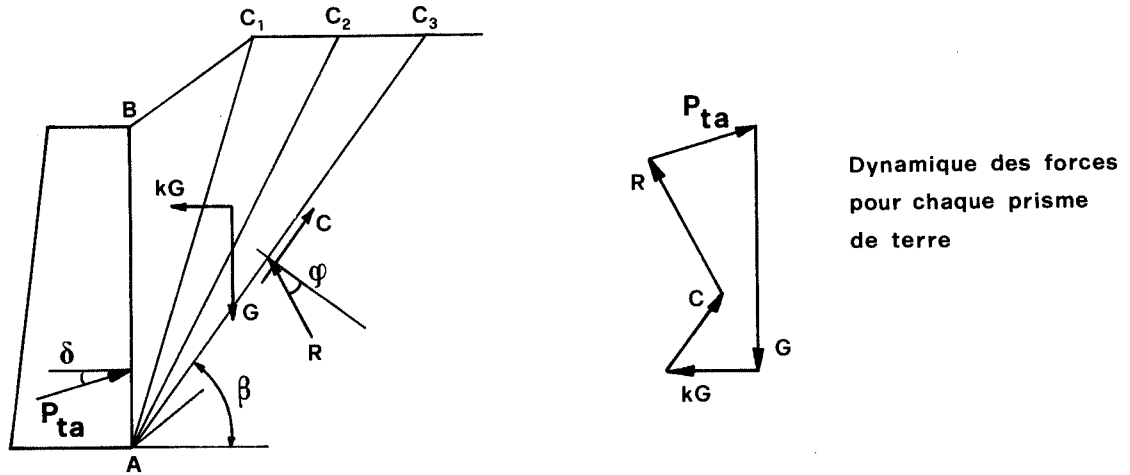


Fig.3.8. Méthode graphique.

admise équivalente à l'effet sismique  $kG$  et la cohésion  $C$ . Pour chaque plan de rupture, un dynamique permet de calculer la force de poussée  $P_{ta}$  (réaction du mur sur le prisme de terre ABC) connaissant sa direction et celle de la réaction  $R$  du massif de terre sur le prisme. La poussée maximum correspond au plan donnant la plus grande valeur de  $P_{ta}$ .

En pratique, on néglige le plus souvent l'effet de la cohésion. Cette hypothèse se retrouve dans la plupart des normes parasismiques.

Signalons enfin qu'il existe une méthode encore plus simple, qui consiste à multiplier la force de poussée statique par un coefficient de majoration global, pour obtenir la poussée supposée équivalente sous l'effet du séisme.

### 3.22. Normes

#### 3.221. France

Les dispositions concernant le calcul des murs de soutènement sont très simples (Règles parasismiques, 1969).

La France est divisée en trois zones, caractérisées par un coefficient d'intensité  $\alpha$ , dépendant de la sismicité de la zone considérée:

- zone 1 : faible sismicité  $\alpha = 0,5$
- zone 2 : sismicité moyenne  $\alpha = 1,0$
- zone 3 : forte sismicité  $\alpha = 1,5$ .

La valeur  $\alpha=1$  correspond aux plus fortes secousses du degré VIII de l'échelle macrosismique d'intensité (voir annexe 2).

Les normes stipulent qu'on doit appliquer

- au mur lui-même, un coefficient sismique égal à  $0,10 \alpha$ ;
- à la poussée des terres, un coefficient de majoration égal à  $1 + 0,10 \alpha$  pour les composantes horizontales et un coefficient  $1 \pm 0,10 \alpha$  pour les composantes verticales.

De l'avis des commissions, ces prescriptions n'entraînent en général pas de majoration de coût pour les murs en béton armé et ne sont susceptibles d'introduire un élément nouveau qu'au niveau des fondations, ou pour les murs en maçonnerie dépassant une certaine hauteur.

### 3.222. Japon

Bien que les bases théoriques soient les mêmes (méthode de Mononobe-Okabe), les expressions donnant la valeur des poussées de la terre sur un mur diffèrent légèrement selon les organismes responsables des voies de circulation (voir publication de la Japan Society of Civil Engineers, 1973).

a) SEHB "Specifications for the Earthquake Resistant Design of Highway Bridges (1971)", de la Japan Road Association:

Dans les conditions normales, la poussée statique de la terre sur un mur pouvant se déplacer est déterminée selon la théorie de Coulomb (fig.3.9).

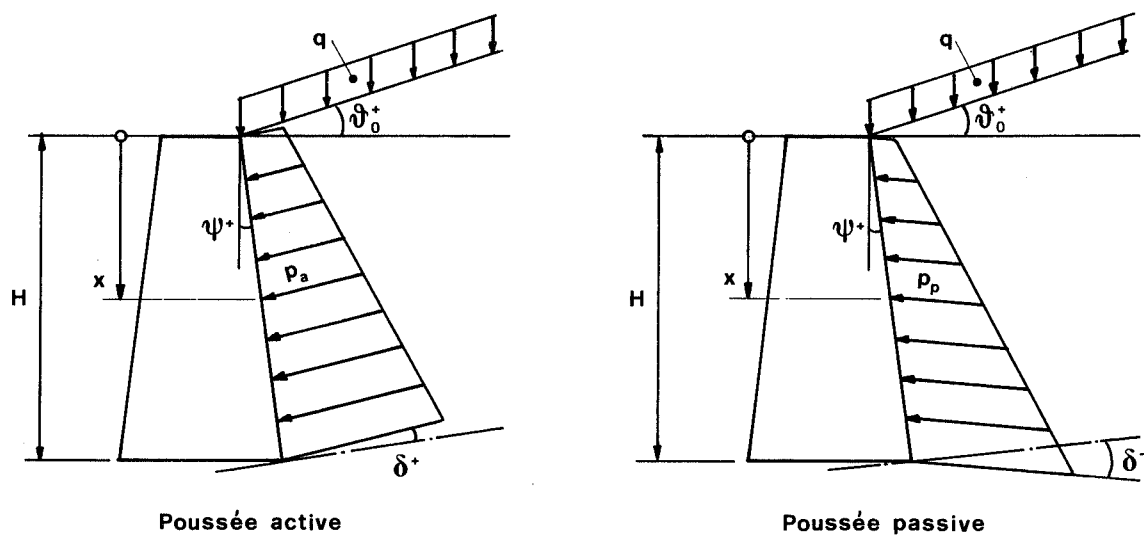


Fig.3.9. Poussées statiques agissant sur les murs.

Sols sableux :  $p_a = \gamma \cdot K_a \cdot x + K_a q$

$$p_p = \gamma \cdot K_p \cdot x + K_p q$$

Sols cohérents :  $p_a = \gamma \cdot K_a \cdot x - 2 c \sqrt{K_a} + K_a \cdot q$

$$p_p = \gamma \cdot K_p \cdot x + 2 c \sqrt{K_p} + K_p \cdot q$$

La poussée sur un mur immobile a pour valeur

$$p_a = \gamma \cdot K_s \cdot x + K_s \cdot q$$

Les poussées de la terre pendant le séisme sont calculées d'après la méthode de Mononobe-Okabe:

$$p_{ta} = (1 - k_v) \cdot \gamma \cdot x \cdot K_{ta}$$

$$p_{tp} = (1 - k_v) \cdot \gamma \cdot x \cdot K_{tp}$$

Les valeurs de  $K_a$ ,  $K_p$ ,  $K_{ta}$  et  $K_{tp}$  sont données par les expressions:

$$K_a = \frac{\cos^2(\varphi - \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta_0)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \vartheta_0)}} \right]^2}$$

$$K_p = \frac{\cos^2(\varphi + \psi)}{\cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin(\varphi - \delta) \cdot \sin(\varphi + \vartheta_0)}{\cos(\delta + \psi) \cdot \cos(\psi - \vartheta_0)}} \right]^2}$$

$$K_{ta} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\psi + \vartheta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi - \vartheta_0 - \vartheta)}{\cos(\psi + \vartheta) \cdot \cos(\psi - \vartheta_0)}} \right]^2}$$

$$K_{tp} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta + \psi)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\psi - \vartheta) \cdot \left[ 1 - \sqrt{\frac{\sin \varphi \cdot \sin(\varphi + \vartheta_0 - \vartheta)}{\cos(\psi - \vartheta) \cdot \cos(\psi - \vartheta_0)}} \right]^2}$$

Dans les expressions de  $K_{ta}$  et  $K_{tp}$ , on suppose que  $\delta = 0$  et que  $\sin(\varphi \pm \vartheta_0 - \vartheta) = 0$  lorsque  $(\varphi \pm \vartheta_0 - \vartheta)$  est négatif, autrement dit que le frottement contre le mur est nul pendant le séisme.

Les symboles utilisés dans ces formules sont définis comme il suit:

$p_a$  = poussée active en  $t/m^2$  au niveau  $x$  (pression)

$p_p$  = poussée passive en  $t/m^2$  au niveau  $x$  (pression)

$c$  = cohésion du sol en  $t/m^2$

$K_a$  = coefficient de poussée active, c'est-à-dire compte tenu du déplacement du mur sous l'effet de cette poussée

$K_p$  = coefficient de poussée passive dans la même hypothèse

$K_s$  = coefficient de poussée au repos, sans déplacement du mur

$K_{ta}$  = coefficient de poussée active sous l'effet du séisme

$K_{tp}$  = coefficient de poussée passive sous l'effet du séisme

q = surcharge en t/m<sup>2</sup>

$\vartheta = \text{arc tg } \frac{k_h}{1-k_v}$

k<sub>h</sub> = coefficient sismique horizontal

k<sub>v</sub> = coefficient sismique vertical

x = distance du point considéré, à partir du sommet du mur, en m

$\vartheta_0$  = inclinaison de la surface libre du terrain

γ = densité du sol en t/m<sup>3</sup>

δ = angle de frottement entre le terrain et le mur

φ = angle de frottement interne du terrain

ψ = angle entre le parement amont du mur et la verticale.

b) SSRB "Report on the Aseismic Design of Sub-Structures of Railway Bridges (1968)" de la Japan Society of Civil Engineers.

La poussée active d'un sol sableux se calcule par la méthode de Mononobe-Okabe. Si l'on conserve les mêmes symboles que pour les normes SEHB (ce qui n'est en fait pas le cas dans les normes SSRB originales), on a (fig.3.10):

$$P_{ta} = (1 - k_v) \cdot K_{ta} \cdot \left[ \gamma \cdot x + \frac{\cos \psi}{\cos(\psi - \vartheta_0)} \cdot q \right]$$

$$K_{ta} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi + \vartheta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta_0 - \vartheta)}{\cos(\delta + \psi + \vartheta) \cdot \cos(\psi - \vartheta_0)}} \right]^2}$$

Dans l'expression de K<sub>ta</sub>, on suppose  $\delta = \frac{1}{2} \varphi$  et  $\sin(\varphi - \vartheta_0 - \vartheta) = 0$  lorsque  $(\varphi - \vartheta_0 - \vartheta)$  est négatif.

Selon les circonstances, on tient compte de l'effet de la cohésion sur la poussée de la terre; sur un mur immobile, la poussée sismique a pour valeur :

$$p_{ta} = \gamma \cdot x \cdot \left[ K_s + (K_{ta} - K_a) \right]$$

où  $K_a$  = coefficient de poussée active statique, avec  $\delta = 0$

$K_{ta}$  = coefficient de poussée active pendant le séisme, avec  $\delta = 0$

$K_s$  = coefficient de poussée au repos.

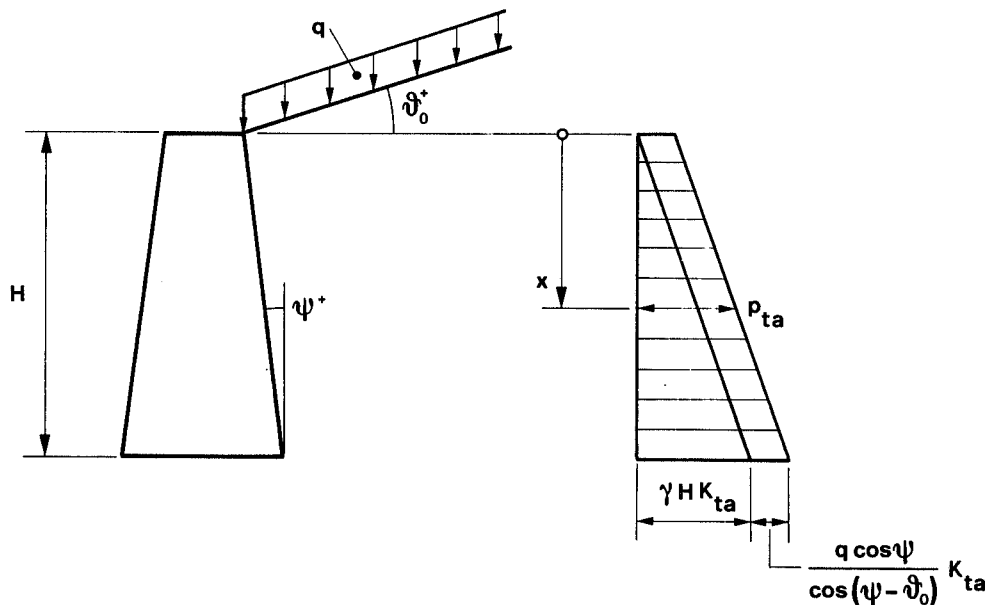


Fig.3.10. Poussée active selon SSRB.

c) JHPC "Specifications for the Design of National Highways (1962)", de la Japanese Highway Public Corporation.

La poussée active est calculée selon la théorie de Rankine:

- pour les sols sableux  $p_{ta} = (1+k_h) \gamma \cdot K_a \cdot x$
- pour les sols cohérents  $p_{ta} = (1+k_h) (\gamma \cdot K_a \cdot x - 2 c \sqrt{K_a})$ .

### 3.223. Nouvelle-Zélande

Le règlement néo-zélandais (New Zealand Ministry of Works, 1973) distingue trois catégories de murs de soutènement selon leur importance:

- catégorie 1 : murs supportant de grandes structures ou remplissant une fonction importante et dont la rupture pourrait entraîner des conséquences désastreuses;
- catégorie 2 : murs ayant au moins 6 m de hauteur et ne jouant pas le même rôle que ceux de la catégorie 1, mais dont la reconstruction serait difficile ou très onéreuse, ou encore dont la rupture aurait des conséquences sérieuses;
- catégorie 3 : murs de moindre importance, pour lesquels le cas de charge sismique n'est pas pris en considération.

D'autre part, les normes néo-zélandaises subdivisent le pays en trois zones de risques différents.

Les coefficients sismiques applicables aux catégories de murs 1 et 2 sont donnés dans le tableau 3.1 pour chacune des trois zones.

Tableau 3.1. Coefficients sismiques applicables aux murs de soutènement.

Catégorie d'importance	Coefficient sismique $k_h = a/g$		
	zone A	zone B	zone C
1	0.24	0.18	0.12
2	0.17	0.13	0.09

L'intensité de la poussée dépend en partie de la déformation du mur. Par exemple, pour que la poussée active puisse se développer, il faut que l'ouvrage se déplace d'une valeur au moins égale au 1/1000 de sa hauteur dans le cas d'un sol pulvérulent. Les normes recommandent d'adopter les coefficients de poussée suivants:

- structures flexibles telles que murs en console, de hauteur supérieure à 5 m, fondés sur des sols rocheux; l'état actif se

développe, et l'on appliquera le coefficient  $K_{ta}$  défini ci-dessous:

- structures intermédiaires, telles que murs en console de moins de 5 m de hauteur, fondés sur le rocher ou sur des pieux: appliquer le coefficient  $0,5 (K_s + K_{ta}) + \Delta K_{ta}$  ;

Rappelons que  $K_{ta}$  est le coefficient de poussée active totale agissant pendant le séisme,  $K_s$  le coefficient de poussée "au repos", c'est-à-dire sur un mur qui ne se déforme pas et dont la fondation ne se déplace pas, et  $\Delta K_{ta}$  l'augmentation de poussée due au séisme.

- structures rigides, telles que murs à contreforts ou murs-poids, fondés sur le rocher ou sur des pieux, que l'on peut considérer comme des corps indéformables et parfaitement encastrés à la base; l'on appliquera alors le coefficient  $(K_s + \Delta K_{ta})$ .

La valeur de ces coefficients dépend de la nature du sol:

a) Sols pulvérulents secs

Le calcul prescrit par les normes néo-zélandaises est une application de la théorie de Mononobe-Okabe. Par rapport aux normes japonaises, il néglige l'accélération verticale et admet une répartition trapézoïdale et non triangulaire des poussées (fig.3.11).

Avec les désignations adoptées à la page 30, la poussée active totale  $P_{ta}$  s'exprime par la formule:

$$P_{ta} = \frac{1}{2} K_{ta} \gamma H^2$$

$$K_{ta} = \frac{\cos^2(\varphi - \vartheta - \psi)}{\cos \vartheta \cdot \cos^2 \psi \cdot \cos(\delta + \psi + \vartheta) \cdot \left[ 1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \vartheta_0 - \vartheta)}{\cos(\delta + \psi + \vartheta) \cdot \cos(\psi - \vartheta_0)}} \right]^2}$$

où  $\vartheta = \arctan k_h$ .

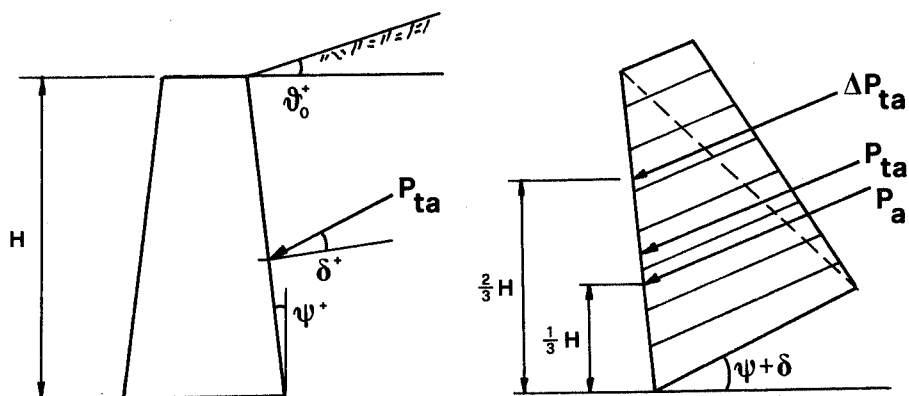


Fig.3.11. Poussées actives pendant le séisme.  
Conditions de Coulomb.

Pour trouver le point d'application de  $P_{ta}$ , on considère cette force comme composée de la poussée statique  $P_a$  et d'un incrément sismique  $\Delta P_{ta} = P_{ta} - P_a$ , dont les positions sont connues en vertu de l'hypothèse admise pour la répartition des poussées statiques et dynamiques. Cette supposition est proche de la réalité, car on sait que dans la plupart des cas, les forces d'inertie diminuent du sommet à la base du mur.

La figure 3.12 indique la valeur du coefficient  $K_{ta}$  dans les hypothèses de Rankine ( $\psi = 0, \delta = \vartheta_0$ ); la figure 3.13 donne le coefficient  $K_{ta}$  dans les hypothèses de Coulomb ( $\delta = 2/3$  de  $\varphi$ ).

b) Sols pulvérulents saturés

Les normes néo-zélandaises admettent que les équations de Mononobe-Okabe peuvent être appliquées, moyennant une modification de la valeur de la densité du terrain et de l'angle

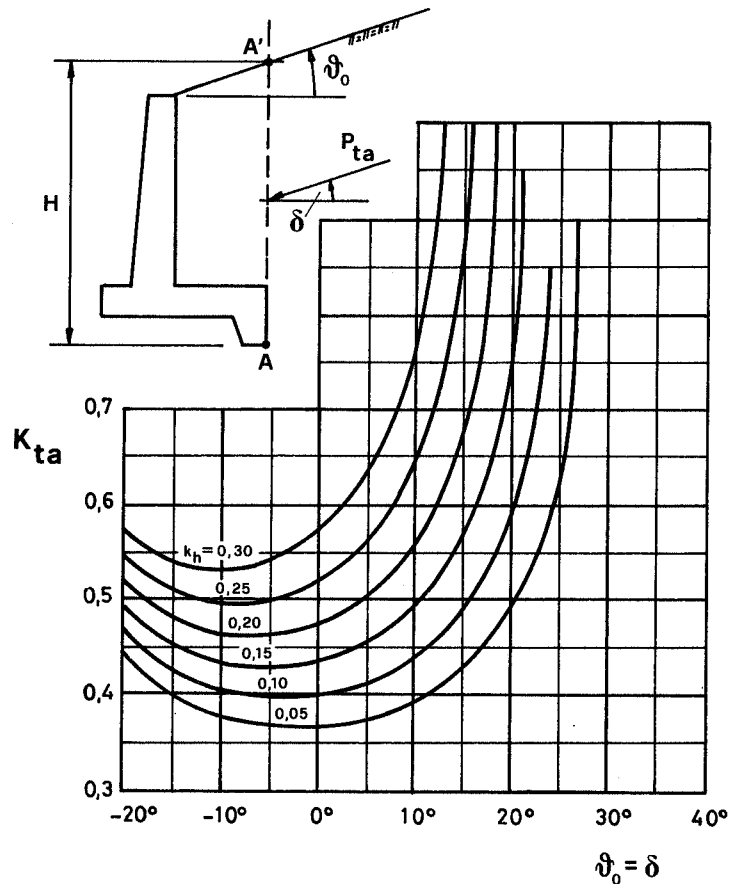


Fig.3.12. Coefficient de poussée active  $K_{ta}$  sur le plan vertical  $AA'$  pour  $\varphi = 30^\circ$  selon Rankine.

D'après le "New Zealand Ministry of Works" (1973).

de frottement interne. Cette manière de procéder est contestable car elle donne des valeurs peu sûres (Dowrick, 1977).

D'ailleurs, cette situation ne devrait pas se présenter, puisqu'un bon drainage est indispensable pour éviter des désordres et qu'il est déjà imposé par les règles de l'art usuelles.

### c) Sols cohérents

On recourt dans ce cas à la méthode graphique classique.

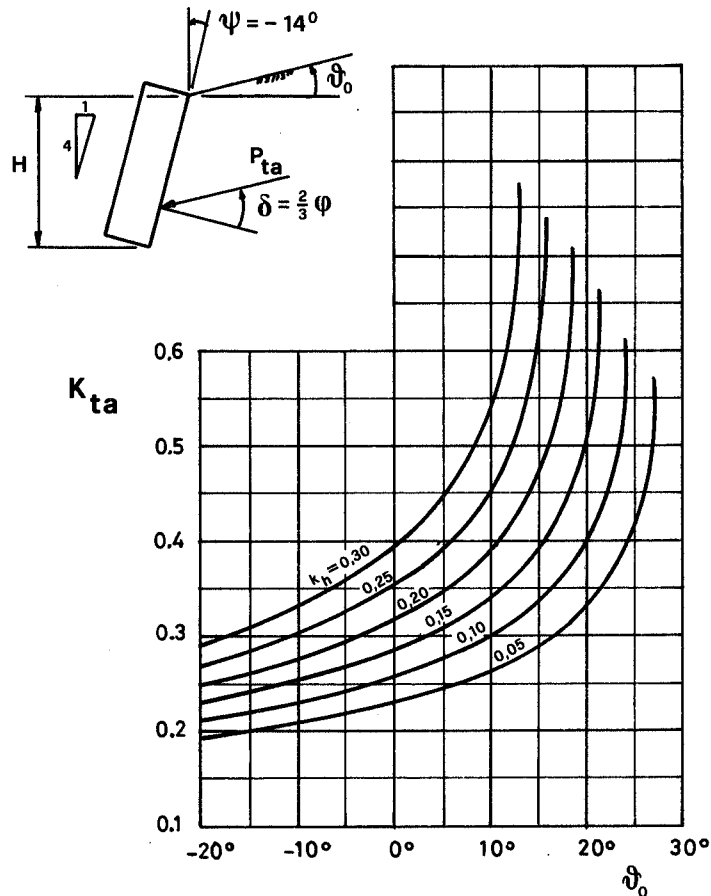


Fig.3.13. Coefficient de poussée active  $K_{ta}$  sur un mur incliné, pour  $\phi = 30^\circ$ , selon Coulomb.

D'après le "New Zealand Ministry of Works" (1973).

d) Murs absolument rigides (indéformables et dont la fondation ne se déplace pas)

Les poussées qui se développent sont plus grandes que les poussées actives agissant sur un mur déformable. La poussée totale prend la valeur

$$P_{ta} = \frac{1}{2} \gamma H^2 (K_s + \Delta K_{ta}).$$

On admet en général la valeur  $K_s = 1 - \sin\phi$ .

e) Stabilité des murs (coefficients de sécurité)

Les normes recommandent d'adopter les coefficients de sécurité  $n$  suivants, dans les conditions normales et dans le

cas d'un séisme:

	Conditions normales	En cas de séisme
- glissement	$n \geq 1.5$	$n \geq 1.2$
- renversement	$n \geq 2.0$	$n \geq 1.5$
- rupture de la base	$n \geq 3.0$	$n \geq 2.0$
- rupture du talus	$n \geq 1.5$	$n \geq 1.3$

f) Dimensionnement des murs

Pour le contrôle des dimensions à l'état ultime, c'est-à-dire à la rupture, la résistance  $U$  de la section doit satisfaire aux conditions suivantes:

- pour un calcul sommaire :  $U \geq 1,35 (DL + 1,35 P_s + W)$  ;
- pour un calcul plus nuancé, tenant compte du coefficient sismique :  $U \geq 1,08 [k DL + 1,25 (P_{ta} + W)]$

où DL = effet des charges permanentes

$P_s$  = effet de la poussée statique

$P_{ta}$  = effet de la poussée sismique

$W$  = effet de la pression hydrostatique

$k$  = coefficient égal à 1,2 ou 0,8, pour tenir compte de l'accélération verticale.

Pour le contrôle à l'état de service, dans le stade élastique, tous les coefficients relatifs aux charges sont égaux à 1 et la contrainte admissible est majorée de 1/3.

3.224. Union soviétique

Contrairement aux autres normes, les règles soviétiques SN PII.A.12-69 (d'après IAEE, 1973) ne comportent que des recommandations générales sur les dispositions constructives à adopter:

- la maçonnerie de pierres sèches est autorisée pour des murs

ne dépassant pas 50 m de longueur. Elle est interdite le long des voies de chemin de fer situées dans les zones d'intensité 8 et 9 MSK et sur les routes dans les zones d'intensité 9 ;

- la hauteur des murs de soutènement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes:

- murs en béton non armé,
  - dans les zones d'intensité 8 : 12 m
  - dans les zones d'intensité 9 : 10 m
- maçonnerie hourdée au mortier,
  - dans les zones d'intensité 8 : 12 m
  - dans les zones d'intensité 9 :
    - routes 10 m
    - voies ferrées 8 m
- maçonnerie de pierres sèches,
  - dans les deux zones : 3 m

- des joints verticaux doivent être aménagés dans le mur, au maximum tous les 15 m. Ils coïncideront si possible avec les limites des zones de terrain de même qualité;

- quand les zones adjacentes se trouvent à des niveaux différents, la transition d'un niveau à l'autre sera effectuée en escaliers de pente moyenne 1:2 ;

- les murs à voûtes multiples sont interdits.

### 3.3. ETAT DES RECHERCHES

La poussée des terres sur les murs de soutènement à fait l'objet de nombreux essais sur modèles. Mononobe (1933) a vérifié la validité de ses équations en soumettant une boîte remplie de sable à des vibrations harmoniques sur une table vibrante: les résultats obtenus montrent que la formule donnant la poussée totale agissant sur le mur est correcte mais la question de sa répartition reste ouverte.

En mesurant la poussée d'un sable sec sur la paroi d'une boîte soumise à des vibrations horizontales, Matsuo (1941) est arrivé aux résultats suivants:

- la poussée de la terre pendant les vibrations peut être divisée en une composante statique et une composante dynamique. La composante statique correspond à la poussée de la terre au repos, y compris l'augmentation due à la consolidation par vibration. La composante dynamique correspond à la variation de cette poussée autour de la valeur statique;

- la répartition des pressions n'est pas hydrostatique, contrairement à ce qu'avaient admis Mononobe et Okabe, selon lesquels la poussée augmenterait linéairement avec la profondeur. Les essais ont montré que la composante dynamique est plus grande au sommet des murs qu'à la base.

Matsuo et Ohara (1960) ont entrepris de nouveaux essais sur la répartition de la poussée dans le cas d'un sable sec. Ils ont constaté que selon le degré de flexibilité du mur, un déphasage peut apparaître entre les poussées à différents niveaux (fig.3.14); dans le cas d'un mur "rigide", indéformable, la phase est la même sur toute la hauteur du mur, alors que pour un mur "flexible", déformable, on constate une différence entre le sommet et le milieu.

Le diagramme des pressions dynamiques présente un maximum vers le milieu de la hauteur du mur (fig.3.15).

Ishii et al.(1960) ont étudié l'influence des déformations et des mouvements d'un mur sur l'intensité et sur la distribution des pressions, en soumettant une boîte remplie de sable sec à des vibrations horizontales. Les résultats obtenus confirment ceux de Matsuo en ce qui concerne la forme des diagrammes des poussées dynamique et statique.

Il est clair que selon la flexibilité du mur, la poussée peut prendre n'importe quelle valeur entre l'état passif (butée) et l'état actif. Ishii et al. ont mesuré l'influence de cette flexibilité sur la composante dynamique (fig.3.16);

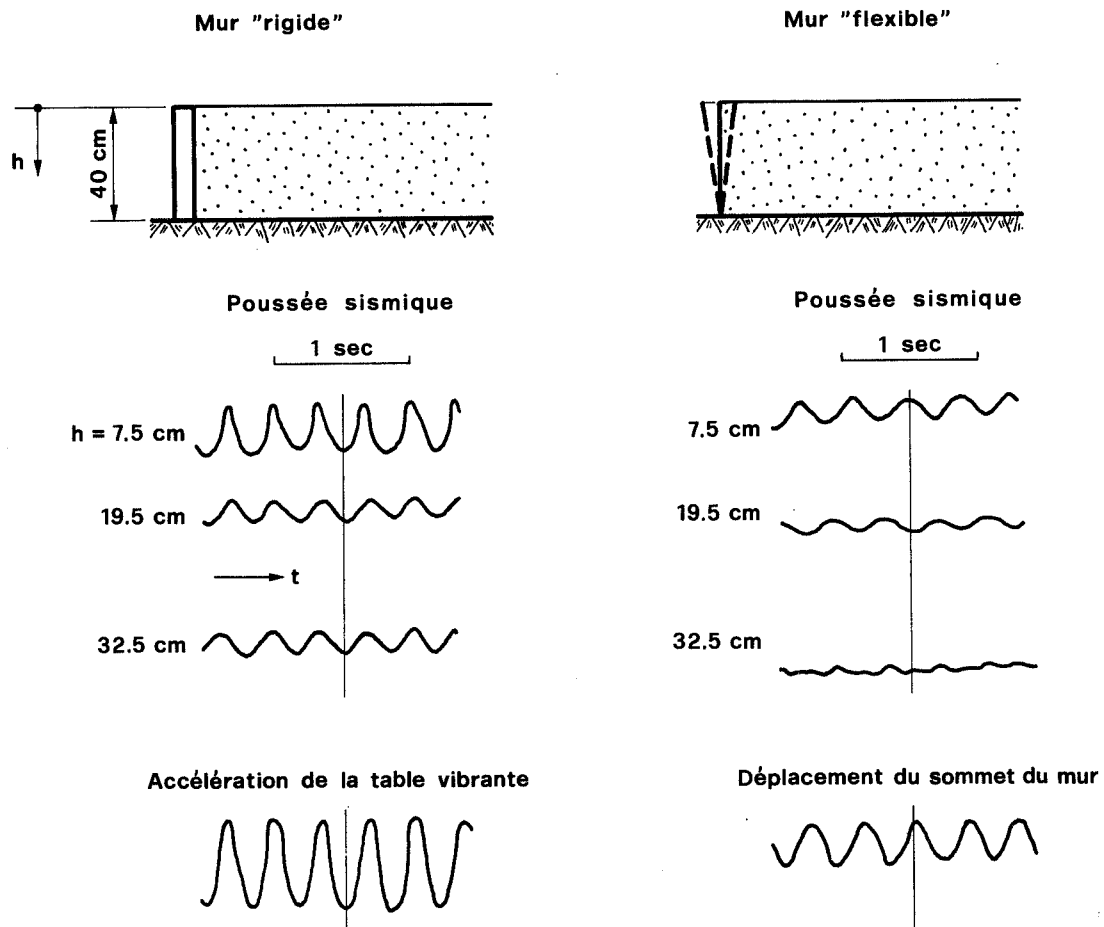


Fig.3.14. Enregistrement de la variation de poussée à trois niveaux différents sur un modèle de mur de 40 cm de hauteur.

D'après Matsuo et Ohara (1960).

on constate que l'amplitude de cette poussée dynamique passe tout d'abord par un minimum pour une certaine valeur du déplacement, pour augmenter ensuite avec ce déplacement.

La poussée de la terre pendant les vibrations peut donc changer sensiblement selon l'ampleur des mouvements du mur, les conditions de remblayage (consolidation), les caractéristiques des fondations et la nature des vibrations.

Les résultats obtenus indiquent également que la composante statique constitue la majeure partie de la poussée totale quand l'accélération des vibrations ne dépasse pas 0,2 g à 0,3 g, et que l'on peut dans ce cas considérer le diagramme des poussées comme hydrostatique. Dans tous les cas, la poussée

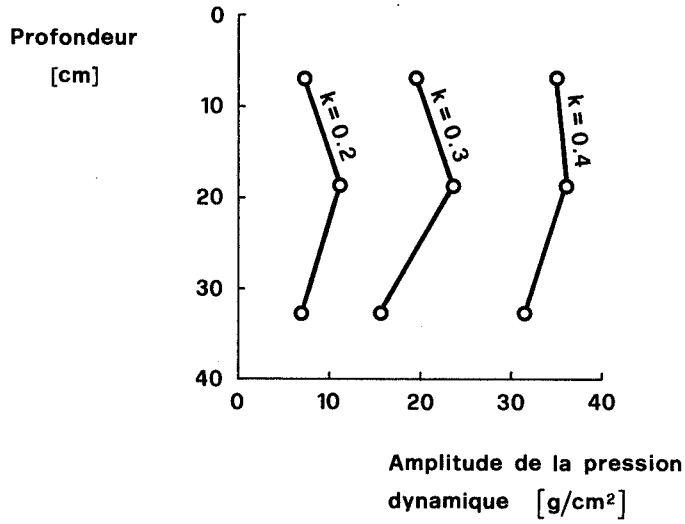


Fig.3.15. Amplitude de la composante dynamique de la poussée sur un modèle de mur "rigide".

D'après Matsuo et Ohara (1960).

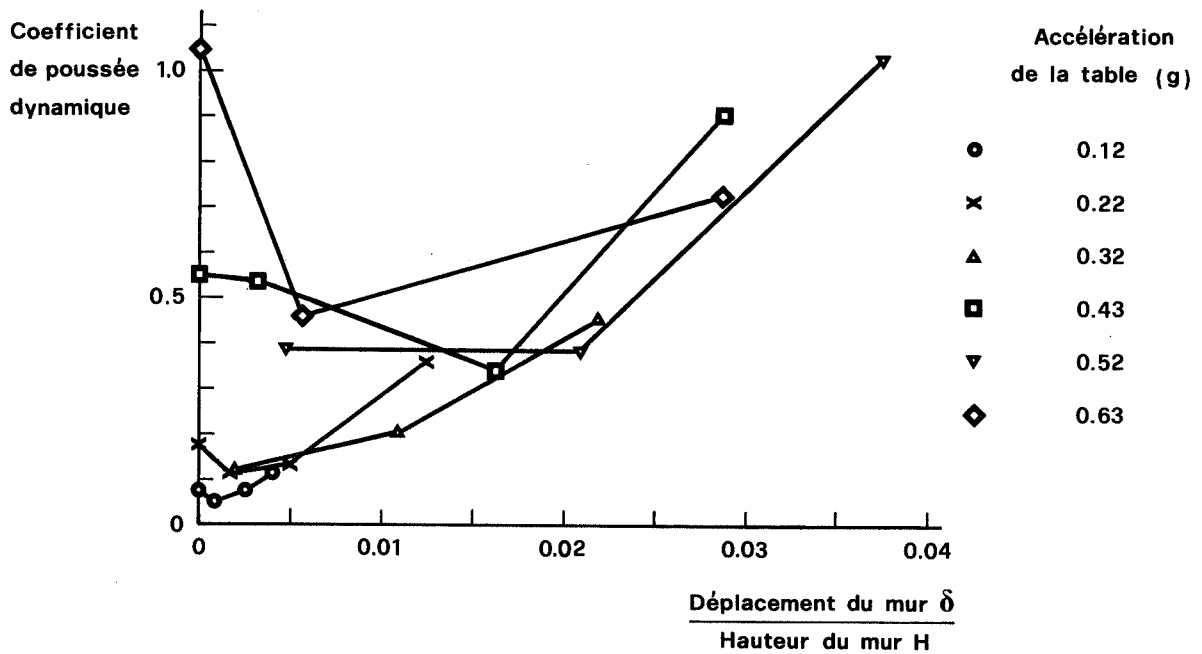


Fig.3.16. Amplitude de la poussée dynamique en fonction du déplacement du mur.

D'après Ishii et al. (1960).

totale mesurée est au maximum égale ou inférieure à celle que donne la formule de Mononobe-Okabe.

Matsuo et Ohara (1965) ont entrepris de mesurer les poussées sur un modèle de mur de quai. Leurs résultats ont été contestés, en raison des difficultés rencontrées dans les techniques de mesure des pressions intersticielles, et du passage du modèle à la réalité (Newmark et Rosenblueth, 1971).

S'il y a peu de différence entre la valeur de la résultante des poussées mesurées et la valeur calculée, il reste à définir le point d'application de cette force. La majorité des auteurs sont d'avis qu'il se trouve au-dessus du tiers de la hauteur. Sur la base des résultats expérimentaux connus, Seed et Whitman (1970) concluent que la composante dynamique des poussées doit être appliquée à 60% de la hauteur du mur à partir de la base, au lieu du tiers comme dans la méthode de Mononobe-Okabe.

Scott (1973) a développé une méthode de calcul basée sur l'analyse mathématique d'un modèle permettant de tenir compte à la fois des modifications des propriétés du sol avec la profondeur, et de la flexibilité des murs. Il considère le terrain comme une poutre massive (donc travaillant essentiellement au cisaillement) attachée au mur par des ressorts représentant l'interaction sol-mur, poutre soumise à une excitation quelconque à la base (fig.3.17). Les résultats sont les suivants: dans le cas où les propriétés du sol ne dépendent pas de la profondeur, le diagramme de la poussée dynamique est une cosinusoïde, avec un maximum à la surface du sol et une valeur nulle à la base du mur; le point d'application de la résultante dynamique est situé à la hauteur  $2H/\pi$  au-dessus de la base.

D'après Scott, le mur se comporte de la façon suivante: sous l'action des poussées et moments dynamiques (supérieurs aux valeurs calculées selon Mononobe-Okabe), le mur se déforme et se déplace, les poussées s'accroissent et, si le déplacement est assez grand, un coin de sol glisse vers le bas, derrière le mur. L'hypothèse du calcul de Mononobe-Okabe correspond à la condition de rupture.

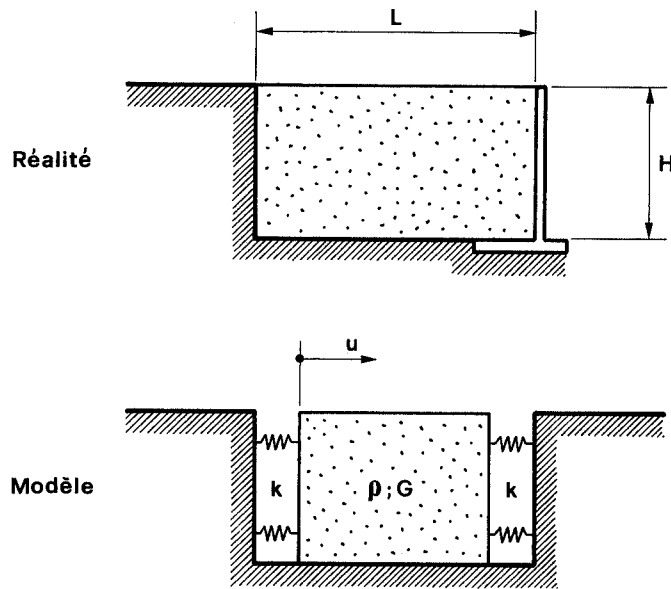


Fig.3.17. Modèle adopté par Scott (1973).

### 3.4. COMMENTAIRES

Par sa simplicité, la méthode de Mononobe-Okabe reste la plus répandue des méthodes de calcul existantes. Quelques modifications ont été apportées par d'autres auteurs sur la forme du diagramme de poussée, c'est-à-dire sur la définition du point d'application de la force résultante, mais dans l'ensemble, la méthode a peu changé.

Le comportement d'un mur soumis à l'action d'un séisme dépend à la fois de la poussée statique (qui est une fonction du degré de compactage du sol) et de la poussée dynamique. Pour les accélérations mesurées dans la majorité des séismes, l'augmentation de la densité par consolidation est très faible, de sorte qu'il est possible d'appliquer les méthodes statiques de calcul en majorant légèrement les coefficients.

Il faut également tenir compte du déplacement du mur, dont l'influence sur la poussée n'est pas négligeable. On le

fait en corrigeant le coefficient de poussée dérivant de la méthode de Mononobe-Okabe, méthode fondée sur la prise en compte du déplacement du mur sous l'effet de la poussée active.

Il va sans dire que comme pour n'importe quelle construction anti-sismique, la seule vertu du calcul ne suffit pas à garantir la sécurité. Les murs bien conçus pour résister aux sollicitations statiques, avec des dispositions adéquates, sont aussi capables de résister à des séismes modérés. Ce point de vue apparaît nettement dans les normes néo-zélandaises et soviétiques.

## 4. TUNNELS

### 4.1. DEGATS CONSTATES

Les dégâts les plus couramment observés sont les ruptures de talus et les chutes de pierres à l'entrée des tunnels. On connaît peu de cas où le revêtement intérieur ait subi des dégâts irréparables.

Les causes de désordres peuvent être de trois sortes:

- le tunnel traverse une zone de failles actives;
- l'ouvrage se trouve dans une région qui présente des accidents géologiques; les dégâts peuvent alors être causés par la rupture des terrains environnants;
- les efforts produits dans la construction par les déformations dynamiques des terrains environnants dépassent la résistance du revêtement.

Des 14 tunnels de chemin de fer se trouvant près de l'épicentre du séisme de Kern County (USA, 1952), d'intensité MM VIII ou MM IX, 4 ont été gravement endommagés parce qu'ils traversaient une zone de failles (fig.4.1). Les autres n'ont subi que des dégâts mineurs.

Des déformations et des fissures peuvent apparaître sur la voûte (fig.4.2 et 4.3) dans les endroits où le terrain est de mauvaise qualité ou sujet à exercer des charges excentriques. Ainsi, lors du séisme de Kanto (1923), sur les 116 tunnels de chemin de fer situés dans la zone soumise aux séismes, 82 ont subi des dégâts: destruction des portails, fissures transversales et longitudinales du revêtement, déformations et écrasement du béton.

Une comparaison des dégâts constatés dans les tunnels japonais a permis de mettre en évidence les points communs suivants:



Fig.4.1. Destruction d'un tunnel de chemin de fer provoquée par une faille. Kern County (1952).

Photo du Southern Pacific Railroad.

D'après Steinbrugge (1970).

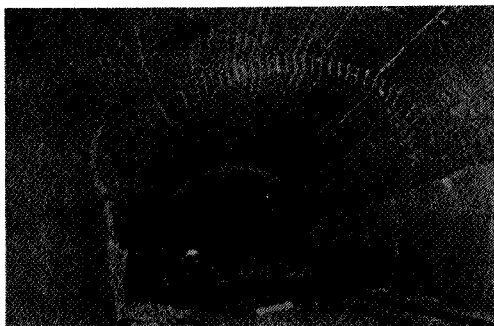


Fig.4.2. Tunnel de Nagasakayama, Kanto (1923).

D'après Okamoto (1973).



Fig.4.3. Galerie d'adduction de la centrale hydro-  
électrique d'Uchinami. Kitamino (1961).

D'après Okamoto (1973).

- les revêtements épais sont dans l'ensemble plus vulnérables que les revêtements minces, indépendamment des conditions géologiques (tableau 4.1);

- si la comparaison porte uniquement sur les caractéristiques géologiques du terrain traversé, on constate que le taux de dégâts diminue avec l'augmentation de la qualité du sol environnant (tableau 4.2).

Les observations qui précèdent montrent que le comportement d'un tunnel lors d'un séisme dépend des terrains environnants et qu'en cas de sol de mauvaise qualité, on obtiendrait l'effet inverse de celui que l'on recherche si l'on tentait d'améliorer la résistance en augmentant l'épaisseur de la voûte. La solution la plus adéquate consiste à consolider les terrains environnants.

Tableau 4.1. Dégâts causés aux tunnels selon l'épaisseur de la voûte.

D'après Okamoto (1973).

Epaisseur du revêtement	Taux de dégâts
40 cm	82 %
30 cm	38 %
20 cm	16 %

Tableau 4.2. Dégâts causés aux tunnels selon les caractéristiques géologiques du terrain traversé.

D'après Okamoto (1973).

Types de terrain	Taux de dégâts
Roche dure	16 %
Roche tendre	40 %
Roche fissurée	44 %
Terre ou mélange de terre et gravier	61 %

#### 4.2. TECHNIQUES ACTUELLEMENT EN USAGE

Le tunnel, structure supportée de façon continue sur toute sa longueur, constitue un cas particulier de système ayant un nombre infini de degrés de liberté. A cette complexité s'ajoute encore la difficulté d'estimer correctement les charges

provoquées par les ondes sismiques et l'interaction entre le sol et la structure.

Du point de vue sismique, selon Newmark et Rosenblueth (1971), le dimensionnement d'un tunnel doit prendre en compte quatre sortes de problèmes:

- le calcul des efforts transversaux en traitant la structure comme un anneau;
- un calcul des moments longitudinaux et des efforts tranchants, en considérant le revêtement du tunnel comme une poutre;
- l'effet des compressions et tractions longitudinales;
- l'effet des liaisons avec d'autres tunnels ou d'autres installations.

Les efforts transversaux dus aux effets sismiques interviennent rarement dans le dimensionnement, sauf peut-être dans les cas où l'ouvrage est très rigide dans le sens longitudinal, par rapport au terrain environnant.

Outre les essais sur modèles et les programmes de calcul par éléments finis, il existe une méthode approximative de dimensionnement, basée sur l'hypothèse que la structure est suffisamment flexible pour qu'elle puisse suivre les déplacements et déformations du terrain environnant. Dans un terrain linéairement élastique et homogène, les équations du mouvement s'écrivent, pour les ondes de pression:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = c^2 \frac{\partial^2 u}{\partial x^2}$$

où  $u$  = déplacement d'une particule dans la direction de l'onde;  
 $c$  = célérité de l'onde.

La courbure  $\frac{\partial^2 u_1}{\partial x^2}$  produite par une onde de cisaillement se déplaçant à une vitesse  $c_s$  a pour valeur  $\ddot{u}_1/c_s^2$  (voir formule) où  $\ddot{u}_1$  est l'accélération du sol dans une direction

perpendiculaire à l'axe du tunnel. On en déduit facilement le moment de flexion correspondant.

La déformation spécifique axiale  $u'_2$  de la structure est égale à  $-\dot{u}_2/c_p$ , où  $\dot{u}_2$  est la vitesse d'une particule du sol dans la direction de l'axe longitudinal et  $c_p$  la vitesse de propagation de l'onde longitudinale. On peut évaluer immédiatement les efforts normaux correspondants. Rappelons que  $c_s$  et  $c_p$  dépendent uniquement des caractéristiques du terrain traversé par les ondes.

En général, il est difficile de reconnaître les types d'ondes qui composent un enregistrement sismique. On tourne la difficulté en supposant que l'accélération d'une particule dans la direction considérée est égale à l'accélération totale.

Il ne faut pas perdre de vue que les effets les plus importants des séismes sur les structures résultent de déformations non-linéaires du sol. C'est pourquoi l'on doit se contenter de méthodes simplistes, donnant uniquement un ordre de grandeur des efforts.

Il est essentiel de protéger le tunnel contre les effets des séismes par des dispositions constructives adéquates (Okamoto, 1973):

- le tracé doit autant que possible éviter les endroits susceptibles de provoquer des charges excentriques, par exemple à flanc de coteau;
- pour la même raison, on comblera tous les vides annulaires derrière le revêtement, vides qui peuvent devenir des amorces de fissures;
- les terrains de mauvaise qualité seront consolidés;
- des ouvrages de protection (mur frontal par exemple), seront édifiés à l'entrée du tunnel, contre les glissements de talus ou les chutes de pierres.

Les mêmes recommandations apparaissent dans les normes

soviétiques SN PII.A.12-69 (IAEE 1973), qui prescrivent les dispositions générales suivantes:

- revêtements en béton armé pour les tunnels situés jusqu'à 50 m de profondeur dans les régions d'intensité sismique 9<sup>\*)</sup>;
- pour les tunnels de chemin de fer dans les régions d'intensité 8 et 9, revêtement en béton armé sur les tronçons proches des portails quand l'épaisseur de la couverture est inférieure à 15 m;
- pour les tunnels routiers dans les régions d'intensité 9, revêtement en béton armé sur les tronçons proches des portails. L'utilisation de voussoirs préfabriqués est permise à condition que le jointoyage soit exécuté au moyen de mortier in situ;
- portails en béton armé à l'entrée des tunnels de chemin de fer;
- protection correcte des talus situés au-dessus des portails et en déblai pour éviter des éboulements qui risqueraient d'obstruer l'entrée.

#### 4.3. ETAT DES RECHERCHES

Les études effectuées sur les structures longues et enterrées, comme les tunnels et les tuyaux, se fondent principalement sur des essais sur modèles ou sur les observations faites sur des constructions existantes lors de séismes. On a également imaginé des méthodes théoriques de calcul, mais leur application exige l'intervention d'un puissant ordinateur, en raison du grand nombre de degrés de liberté du système.

Sakurai et Takahashi (1969) ont analysé les mesures obtenues sur des conduites enterrées, lors des séismes successifs

---

\*) Cette définition correspond vraisemblablement au degré IX de l'échelle MSK.

de Matsushiro, qui se sont produits par centaines entre 1965 et 1967. Leurs conclusions, bien qu'elles ne soient pas directement applicables aux tunnels, n'en sont pas moins très démonstratives:

- il n'y a pas de différence entre les déformations des tuyaux et celles des terrains environnants;
- les déformations longitudinales sont prédominantes par rapport aux déformations de flexion.

Okamoto et al. (1973) ont observé le comportement sismique d'un tunnel de chemin de fer sous-fluvial. L'ouvrage est composé de 6 viroles en acier de section ovale, mesurant 7,30 m de hauteur, 13 m de largeur et 80 m de longueur chacune, avec revêtement intérieur en béton de 1,0 m d'épaisseur. Les mesures montrent que:

- les déformations longitudinales sont plus grandes que les déformations de flexion et se produisent plus fréquemment;
- les fréquences dominantes des déformations du tunnel correspondent aux fréquences propres du sol;
- les basses fréquences de vibration du sol ont une grande influence sur la déformation du tunnel;
- dans les séismes majeurs, ce sont les vibrations lentes, dont la période atteint plusieurs secondes, qui produisent de grandes déformations du sol;
- les déformations du tunnel augmentent avec l'accélération des vibrations.

Un autre tunnel a fait l'objet d'essais exécutés par Okamoto et al. sur un modèle au 1/250, placé sur une table vibrante. Le tunnel était représenté par un tube en caoutchouc siliconé et le sol par de la gélatine. Le faible module d'élasticité de ces matériaux a permis de mesurer facilement les déplacements et déformations par des moyens optiques. Ces essais ont montré que la période propre du sol est largement influencée

par l'existence du tunnel et que les joints transversaux, travaillant comme des charnières, réduisent très localement les contraintes.

Un modèle mathématique pour l'analyse des tunnels a également été proposé par Okamoto et al. Les auteurs considèrent le tunnel comme une poutre supportée sur le sol par des ressorts linéairement élastiques et des ressorts inélastiques (non-linéaires), dans les directions longitudinale et transversale. Ils supposent que la période propre du sol n'est pas influencée par la présence de l'ouvrage et que le mouvement du terrain résulte uniquement de la transmission des vibrations par cisaillement des couches de surface. Les études ont porté sur l'effet des joints transversaux, de la liaison entre la tour de ventilation et le tunnel, des propriétés non-linéaires du sol.

Goto et al. (1973) ont étudié la réponse sismique d'un tunnel par la méthode des éléments finis (fig.4.4 et 4.5).

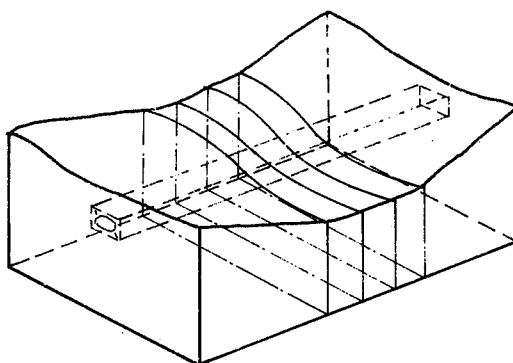


Fig.4.4. Découpage en tranches du système tunnel-sol.

D'après Goto et al. (1973).

L'effet de la continuité longitudinale entre les sections adjacentes est représenté par des ressorts de cisaillement et le tunnel est considéré comme une poutre travaillant en flexion et torsion dans la direction longitudinale. Les résultats du calcul démontrent l'importance du changement des propriétés dynamiques du sol (fig.4.6). La présence d'un joint transversal n'a modifié le diagramme des poussées que très localement.

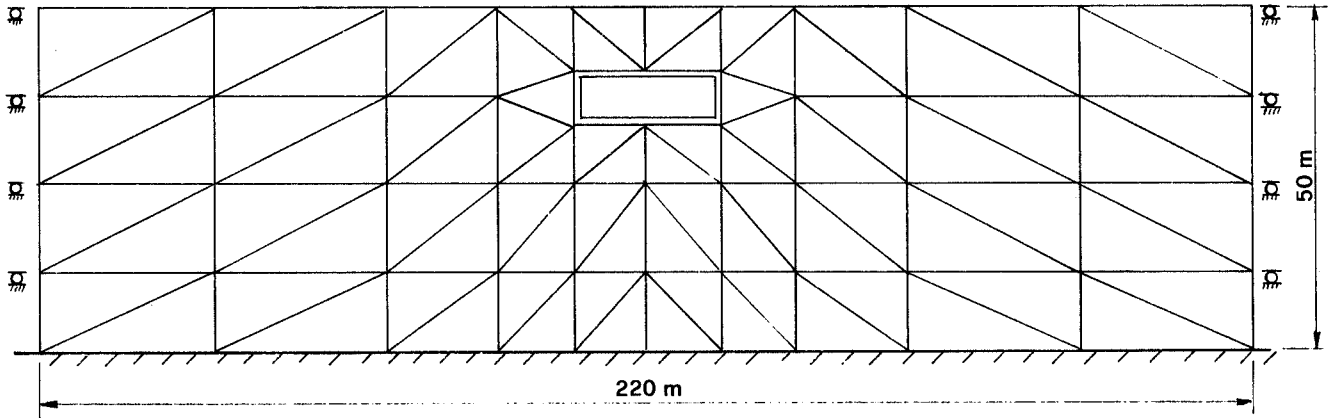


Fig.4.5. Découpage des éléments finis dans une section transversale.

D'après Goto et al. (1973).

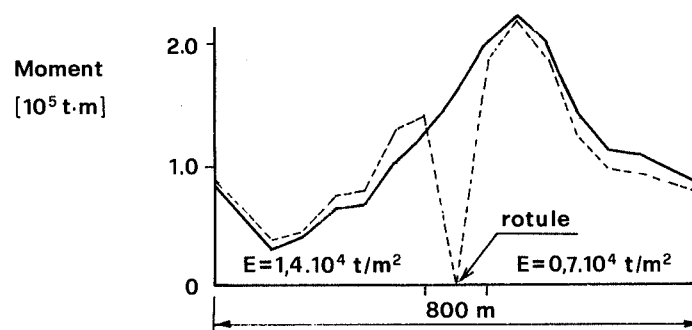


Fig.4.6. Répartition des moments maximums de flexion le long du tunnel.

D'après Goto et al. (1973).

Trait plein : ouvrage sans joint.

Trait pointillé : ouvrage avec joint transversal.

Kuribayashi et Iwasaki (1973) ont étudié par éléments finis l'effet d'un sol meuble sur la réponse sismique d'un tunnel préfabriqué et immergé, mesurant 8,45 m de hauteur, 37,40 m de largeur et 1350 m de longueur. Les résultats ont été comparés à ceux d'un essai sur modèle à l'échelle 1/500 où le sol est représenté par de la gélatine ( $E = 0,04$  à  $2 \text{ kg/cm}^2$ ) pour simuler des sols meubles et des sols rigides, et le tunnel par du caoutchouc. Les premiers résultats auxquels sont arrivés ces auteurs montrent que le comportement du tunnel est fortement

influencé par les déformations de la couche du sol meuble (fig.4.7).

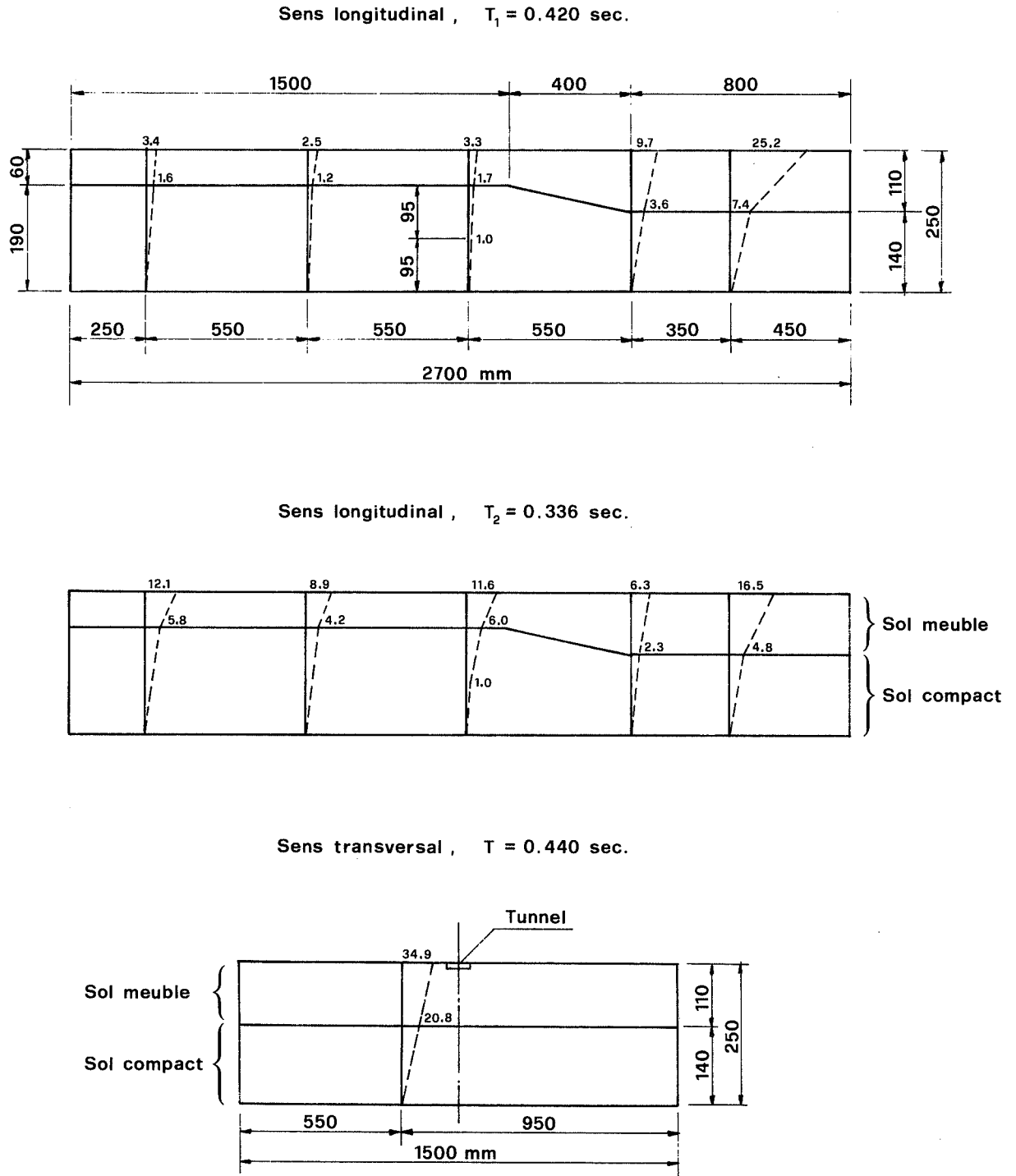


Fig.4.7. Modes propres du modèle sol-tunnel  
(mesurés par méthode optique).

D'après Kuribayashi et Iwasaki (1973).

Les recherches effectuées au cours des dernières années portent principalement sur l'étude expérimentale de tunnels immergés. Des méthodes de calcul tenant compte de l'interaction sol-tunnel ont été développées, soit au moyen des éléments finis, soit en considérant le tunnel comme une poutre en milieu élastique. La portée de ces méthodes est encore limitée, en raison de la complexité des solutions proposées.

Plusieurs problèmes restent encore à éclaircir. La rupture des terrains environnants ou la traversée d'une faille peut provoquer des efforts plusieurs fois supérieurs à ceux qui ont été évalués dans les paragraphes précédents. Il n'existe pas encore, à notre connaissance, de critère de dimensionnement dans ces cas-là. Il serait également intéressant de connaître l'effet des ondes qui se propagent obliquement par rapport à l'axe du tunnel, des caractéristiques non-linéaires du terrain ou de la présence de points durs comme les raccordements avec les puits d'aération et les portails.

#### 4.4. COMMENTAIRES

Les expériences passées ont montré qu'en ce qui concerne les tunnels, les cas de destruction ou même de gros dégâts sont assez rares. Il est permis de penser qu'une conception correcte en vue de l'utilisation normale de la construction, ainsi qu'une exécution soignée, confèrent déjà une bonne résistance anti-sismique aux tunnels. Les mesures constructives préconisées ne sont pas uniquement dictées par les sollicitations sismiques: la souplesse du revêtement, la qualité du terrain traversé, etc., sont des facteurs dont on doit aussi tenir compte dans le dimensionnement statique.

Sur le plan sismique, le dimensionnement d'un tunnel reste un problème délicat. La difficulté essentielle réside dans le choix des hypothèses de calcul: nature du terrain, interaction sol-tunnel, etc. Ceci explique le succès des essais

sur modèles, avec des matériaux très déformables, comme le caoutchouc et la gélatine.

## 5. PONTS

### 5.1. DEGATS CONSTATES

#### 5.11. Remarques préliminaires

Jusque dans les années 1960, les effets des séismes sur les ponts ont été rarement traités dans la littérature spécialisée internationale, même si dans de nombreux cas, des dommages sérieux ont été constatés au Japon. Jusqu'alors, on se préoccupait surtout des bâtiments.

Il faut attendre l'apparition de séismes majeurs dans les zones dont l'infrastructure routière est assez dense, tels que Niigata (1964), San Fernando (1971), pour que l'attention des spécialistes soit éveillée. L'ampleur des dégâts montre l'urgence d'une réévaluation des méthodes de dimensionnement.

Notons tout d'abord que les ponts sont généralement considérés comme des structures peu vulnérables aux effets des séismes. Sur l'échelle de Mercalli modifiée, qui définit douze degrés d'intensité des séismes selon leurs effets sur les constructions, un séisme qui produit des dommages aux ponts appartient au degré X et celui qui provoque leur destruction au degré XI. Ce sont donc des séismes très violents.

Par rapport à d'autres constructions (bâtiments sur radier, par exemple), les ponts présentent une caractéristique commune, celle de reposer sur des appuis qui peuvent se déplacer différemment lors des secousses. D'une part, en raison de la distance entre les appuis, les vibrations dues aux ondes sismiques ne sont pas les mêmes: une onde de compression ou de cisaillement qui se déplace dans la direction longitudinale du pont n'atteint pas toutes les piles en même temps; d'autre part, la nature géologique et topographique du sol peut différer d'une pile à l'autre. Même sur les ouvrages courts, on a constaté que les culées tendent à se déplacer différemment.

Cette sensibilité des ponts aux mouvements différentiels longitudinaux, latéraux et verticaux des piles et culées est la cause principale des dégâts constatés. Elle explique aussi pourquoi les dégâts se produisent généralement à la liaison entre la superstructure et les piles.

#### 5.12. Exemples de dégâts

Les genres de dommages les plus fréquemment observés diffèrent selon les éléments d'ouvrages:

##### a) Culées

La poussée dynamique des remblais, jointe à l'insuffisance de portance du sol de fondation, a pour effet de faire tasser, basculer et même glisser la culée. On observe également:

- dans les remblais d'accès, un tassement différentiel dû au fait que les conditions de fondation de la culée diffèrent de celles du remblai, de sorte que le régime des vibrations diffère également (fig.5.1);

- des fissures et des ouvertures de joints dans les murs en retour (fig.5.2);

- des déplacements de ces murs, entraînant des dislocations dans le remblai d'accès (fig.5.3).

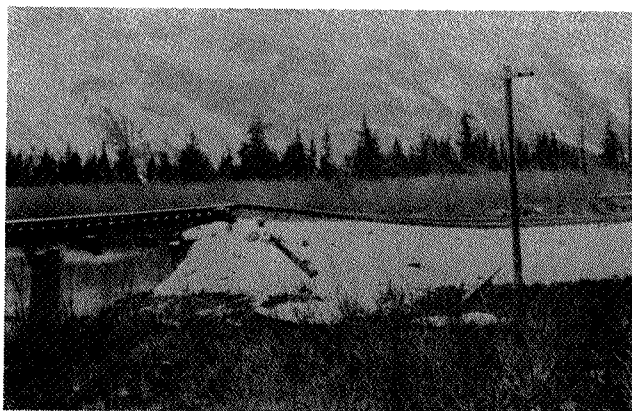


Fig.5.1. Tassement différentiel entre une pile du pont, la culée et le remblai d'accès. Alaska (1964).

D'après Seed (1970).

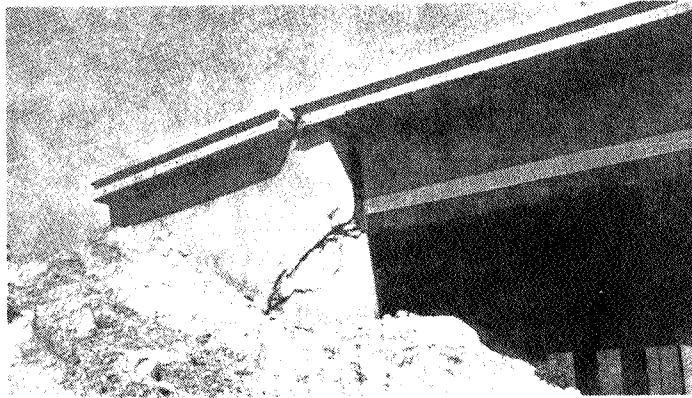


Fig.5.2. Fissuration du mur en retour d'une culée. San Fernando (1971).

D'après Lew et al. (1971).

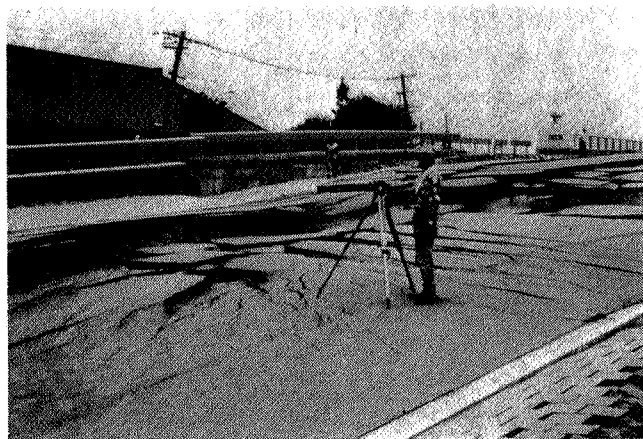


Fig.5.3. Dislocation dans le remblai d'accès, sous l'effet du déplacement des murs en retour de la culée. Niigata (1964).

D'après Seed (1970).

b) Piles  
~~~~~

Comme les culées, les piles sont sujettes à tasser et à basculer (fig.5.4), mais également à se fissurer et à se rompre par torsion, par effort tranchant, ou encore à s'écraser sous l'action combinée de la flexion et de la compression provenant de l'accélération verticale (fig.5.5).

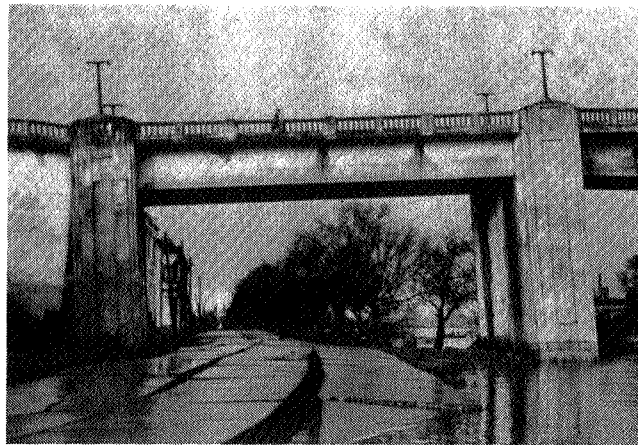


Fig.5.4. Déplacement du pont d'Isla-Teja sous l'action des poussées exercées sur les culées.

D'après Seed (1970).

c) Appuis  
~~~~~

Les dégâts se produisent essentiellement aux appuis fixes: déformation et rupture des tiges de scellement, fissuration du béton de la zone d'appui. Dans de nombreux cas, on estime que la force nécessaire pour rompre les tiges est supérieure au poids du pont; ceci impliquerait que le coefficient sismique soit plus grand que 1 si l'on se réfère à la méthode de calcul statique. En réalité, ce sont surtout les inégalités de mouvement des piles sur lesquelles s'appuie la superstructure qui sont à l'origine de ces dégâts.

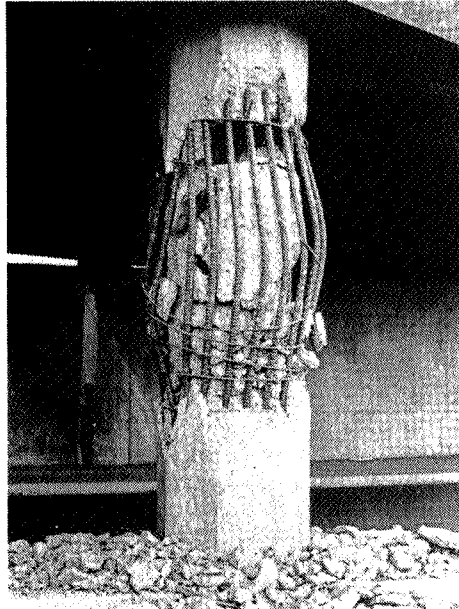


Fig.5.5. Ecrasement d'une pile de pont. San Fernando (1971).

D'après Lew et al. (1971).

Les appuis mobiles, en particulier les appuis glissants, risquent de ne pas retrouver leur position primitive. Si leur déplacement dépasse la limite pour laquelle ils ont été conçus, il peut en résulter la chute du tablier.

#### d) Superstructure

La plupart des dégâts subis par la superstructure sont dus à la destruction des appuis et à la faiblesse des piles et des fondations. Mis à part les cas relativement rares de chute du tablier, les dégâts sont assez peu importants: destruction des appareils d'appui (fig.5.6), collision des poutres avec les culées, distorsion horizontale du tablier au niveau des joints (fig.5.7).

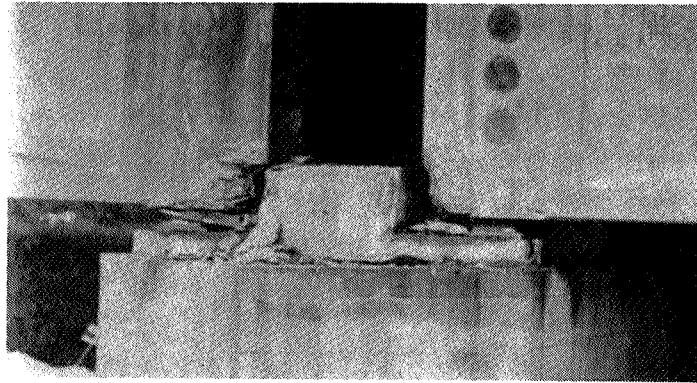


Fig.5.6. Destruction d'un appareil d'appui. Frioul (1976).

D'après Braga et Petrangeli (1976).

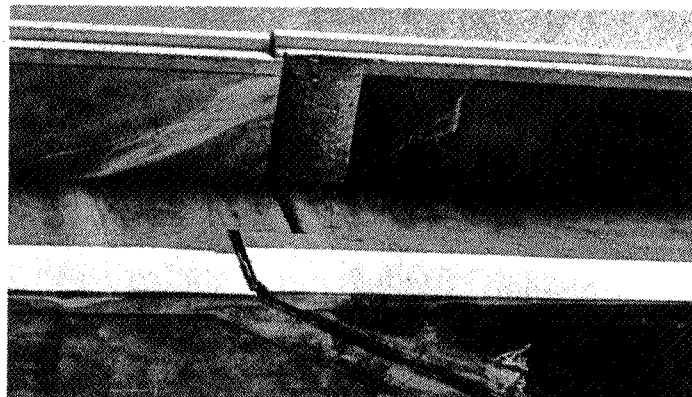


Fig.5.7. Déplacement du tablier au niveau des joints.

D'après Lew et al. (1971).

### 5.13. Origine des dégâts

Il semble que l'origine des dégâts mentionnés plus haut doit être recherchée dans les mouvements des culées, qui jouent à la fois le rôle de support de la superstructure et de soutien du remblai d'accès. Sous l'action de la poussée des terres, les culées ont tendance à se rapprocher, provoquant un déplacement du tablier et, par voie de conséquence, la rupture des appuis intermédiaires. Ce phénomène a causé la destruction de nombreux ponts lors du séisme de l'Alaska (1964). Les ouvrages en bois, grâce à leur flexibilité, ont simplement flambé sous l'action des forces axiales exercées par les culées (fig.5.8), alors que sur d'autres types d'ouvrages, le tablier s'est complètement effondré (fig.5.9).

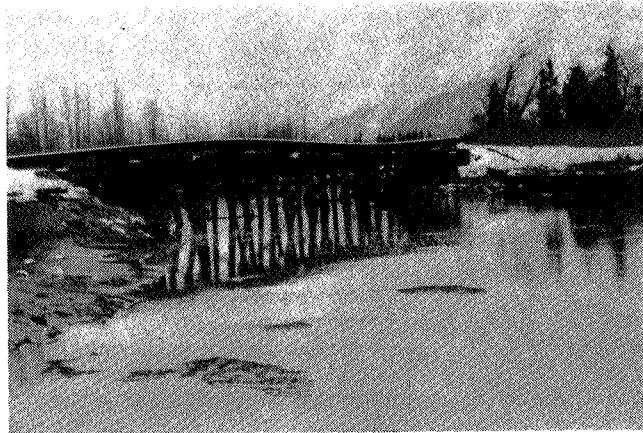


Fig.5.8. Voilement d'un tablier de pont sous l'effet du rapprochement des culées. Alaska (1964).

D'après Seed (1970).

Des constatations analogues ont été faites ailleurs : Evans (1971) a étudié les ouvrages endommagés par le séisme d'Inangahua en Nouvelle-Zélande (1968). Il a remarqué que les mouvements des culées sont tous dirigés vers le milieu de la rivière, ce qui explique les dégâts survenus aux appuis, les fissures dans les murs frontaux des culées, etc. Le pont de Hard Creek en fournit un exemple (fig.5.10).



Fig.5.9. Effondrement d'un tablier de pont. Alaska (1964).

D'après Seed (1970).

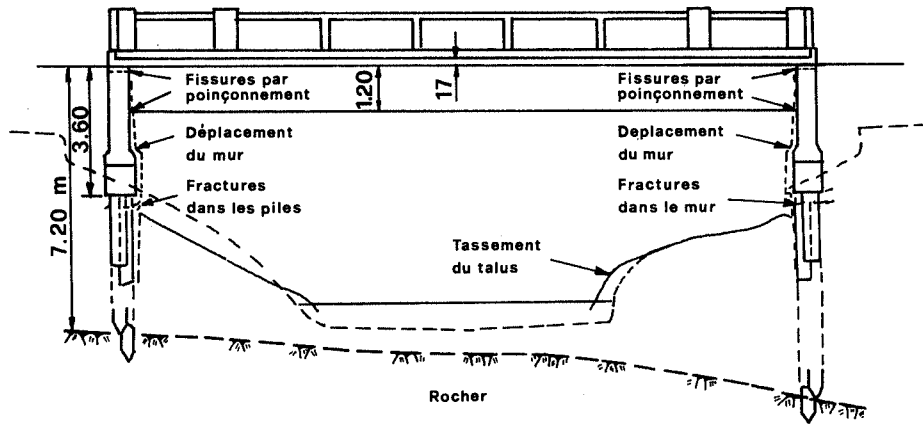
Ceci peut être rapproché d'un phénomène plus général désigné dans la littérature anglo-saxonne par le terme de "crowding", littéralement "serrage" (Lium, 1969). Il s'agit d'un raccourcissement de la distance entre les fondations, dont les causes sont :

- d'une part, l'action des ondes longues de vibration et de la durée prolongée des secousses. Il suffit que la longueur des travées soit inférieure à la demi-onde de compression dans le sol pour amorcer le rapprochement des fondations;
- d'autre part, les déplacements subséquents des remblais d'accès et des talus des rives.

Ce raccourcissement entraîne :

- une inclinaison des piles et une fissuration de la face intérieure des piles au niveau du terrain;
- un cisaillement des murs frontaux des culées;
- un déplacement des poutres du tablier par rapport à leurs appuis.

### ÉLEVATION



### PLAN

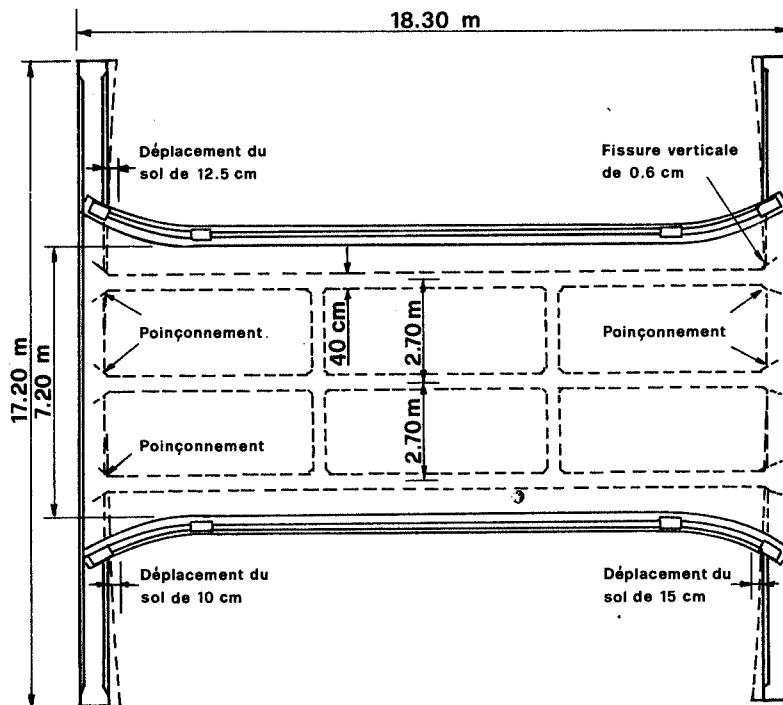


Fig.5.10. *Dommages survenus au Hard Creek Bridge. Inangahua (1968).*

D'après Evans (1971).

De nombreux cas de destruction sont imputables aux mouvements de terrain. Certains types de ponts y sont plus sensibles que d'autres. Le tablier des ponts à poutres simples tombe plus facilement que celui des ponts à poutres continues, par suite de la rupture des appuis, à moins que des dispositions constructives adéquates aient été prises. Le déplacement relatif des fondations des piles peut atteindre des dizaines de centimètres (à la suite du séisme d'El Centro, en 1940, on a constaté des déplacements du sol de plus de vingt centimètres); les écarts étant encore amplifiés par l'inclinaison des piles, la chute du tablier est prévisible (fig.5.11).

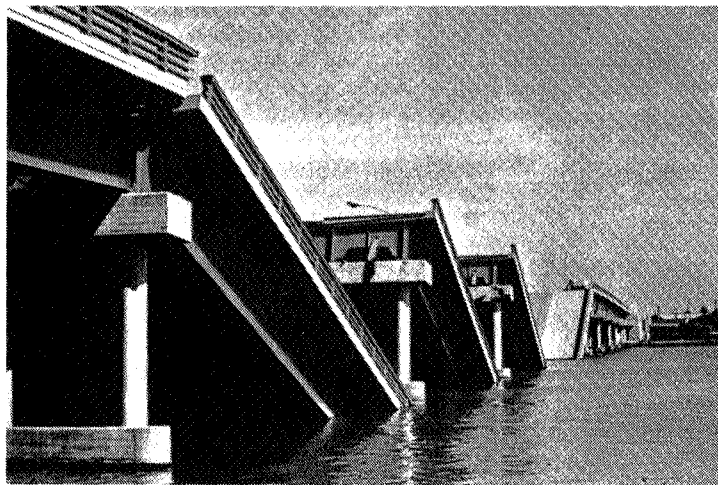


Fig.5.11. Chute du tablier d'un pont à poutres simples. Niigata (1964).

Photo du Japan National Committee on Earthquake Engineering (1965).

D'après Newmark et Rosenblueth (1971).

On a également observé des effondrements dus à la perte de portance des fondations. Ils résultent généralement du phénomène de liquéfaction du sol, qui entraîne de grands déplacements des fondations et une inclinaison des piles. Les déplacements

et tassements peuvent différer d'une pile à l'autre dans la même rivière. C'est le cas de nombreux ponts à Niigata (1964), où l'on a effectivement constaté une liquéfaction du sable au fond des rivières.

En terrain meuble, les mouvements du sol ne sont pas uniformes; il peut en résulter pour les fondations sur pieux des fissures par flexion des pieux.

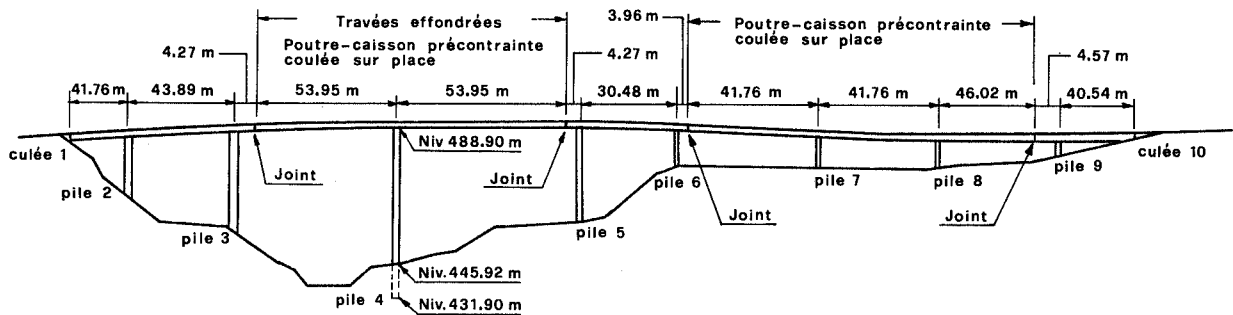
Les dommages survenus aux ponts sont imputables essentiellement aux déplacements différentiels du sol. Ils semblent résulter d'un mouvement selon l'axe du pont. Ce comportement ne peut pas s'expliquer par la direction de propagation des ondes sismiques: on a constaté que les ouvrages de même type situés dans les mêmes zones subissent les mêmes déplacements, quelle que soit la direction de l'axe longitudinal. En réalité, ce mouvement longitudinal a pour origine, d'une part les oscillations des piles qui se produisent dans le plan le plus flexible, indépendamment de la direction des ondes sismiques; d'autre part, les déplacements des remblais d'accès en direction de l'axe du pont.

Il faut aussi remarquer que les ouvrages à petites et moyennes travées sont plus vulnérables aux mouvements différentiels du sol qu'aux forces d'accélération sismique. Ces forces prennent de l'importance dans le cas des ponts à longues travées, des ponts élevés ou des ponts à travées de longueur moyenne mais très nombreuses.

Un exemple bien connu est celui de l'effondrement partiel du "South Connector Overcrossing" (dans la région de San Fernando), lors du séisme de 1971 (fig.5.12).

La partie qui s'est effondrée est formée d'une poutre-caisson en béton précontraint et d'une pile en béton armé. Le reste de l'ouvrage n'a subi que des dégâts mineurs. Les contrôles visuels sur place n'ont montré aucun signe évident de déplacement relatif du sol entre les piles. L'effondrement a pour origine la grande amplitude des vibrations de la superstructure

### ÉLÉVATION



### PLAN

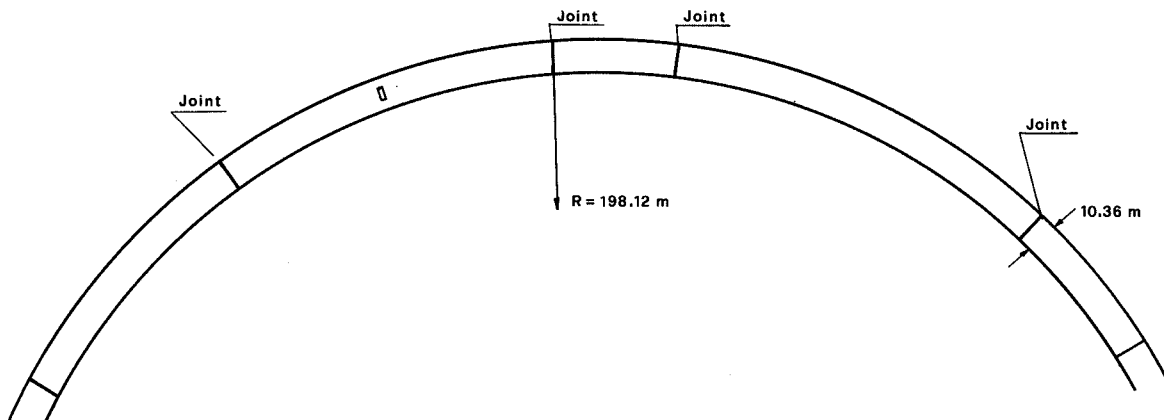


Fig.5.12. Plan et élévation du "South Connector Overcrossing".

San Fernando (1971). D'après Lew et al. (1971).

sous l'effet des fortes accélérations horizontales et verticales du sol (Woods et Jennings, 1971); il en est résulté un déplacement relatif du tablier hors des limites d'appui des joints de dilatation, ce qui a entraîné la chute du tablier.

Un autre exemple est celui d'un pont-caisson en béton armé, à sept travées, possédant un joint d'articulation identique à ceux du "South Connector Overcrossing" (fig.5.14 et 5.15). L'entretoise, partagée horizontalement à mi-hauteur,

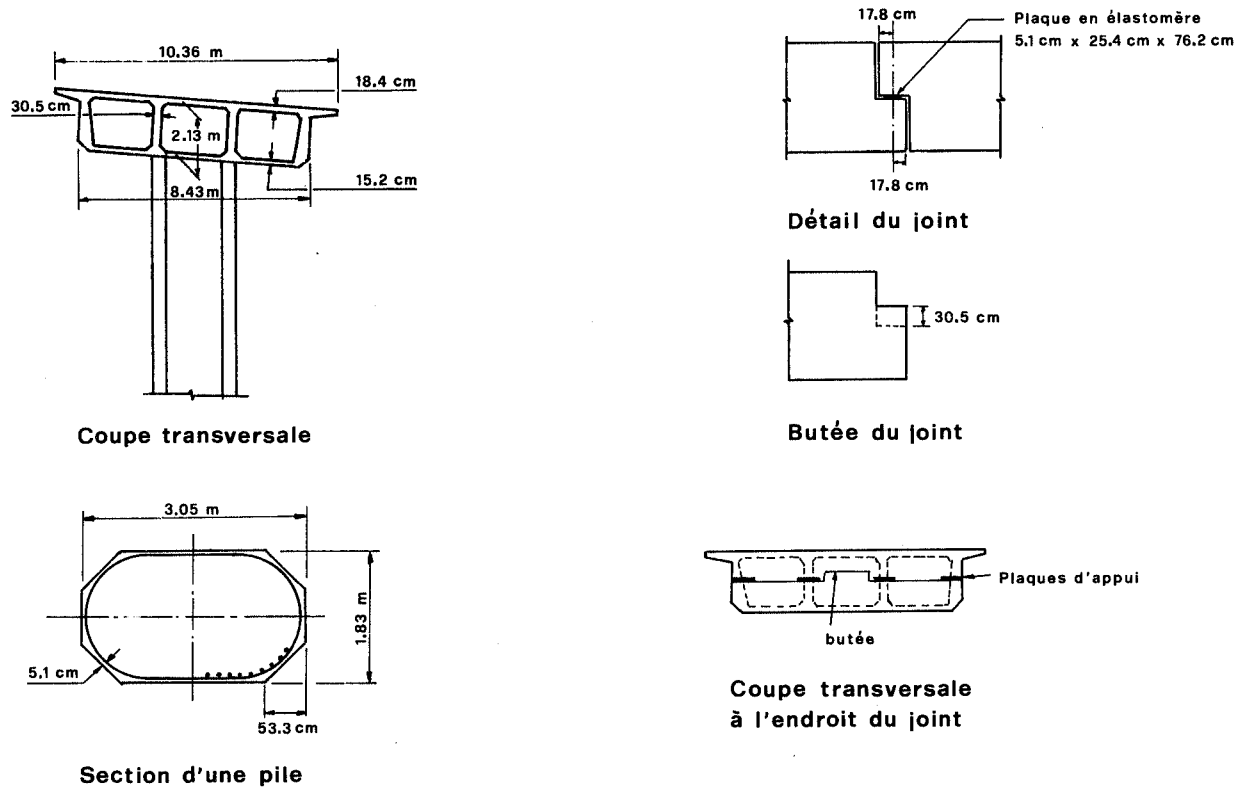
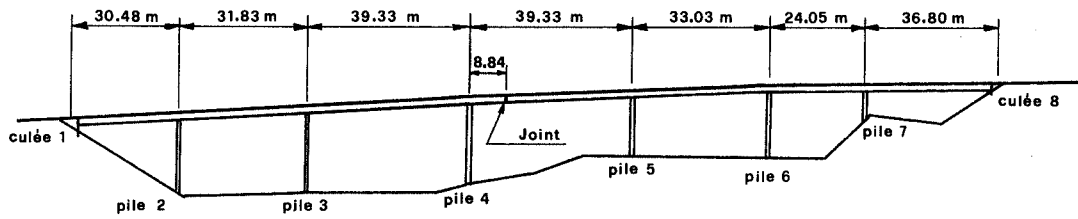


Fig.5.13. Détails du "South Connector Overcrossing".  
San Fernando (1971). D'après Lew et al. (1971).

possède dans sa partie centrale un ergot de butée (voir détail fig.5.13). De part et d'autre de cette butée, les poutres reposent sur des appuis en élastomère. Le pont s'est complètement effondré et l'on a pu constater des ruptures au sommet et à la base de certaines piles (fig.5.16 et 5.17). Il semble que l'effondrement soit dû à l'action combinée des mouvements du sol et des forces sismiques agissant sur le pont, dont les butées n'étaient destinées à fonctionner que dans le sens transversal.

Les dégâts observés à San Fernando (1971) montrent que les ponts du type "pendule inversé" (inverted pendulum), c'est-à-dire à travées lourdes (en raison de leur longueur), reposant sur des piles très élancées, peuvent être détruits par l'effet des vibrations. Ceci doit être signalé, car jusqu'alors, on admettait que les vibrations ne produisaient que des dégâts relativement mineurs.

**ÉLÉVATION**



**PLAN**

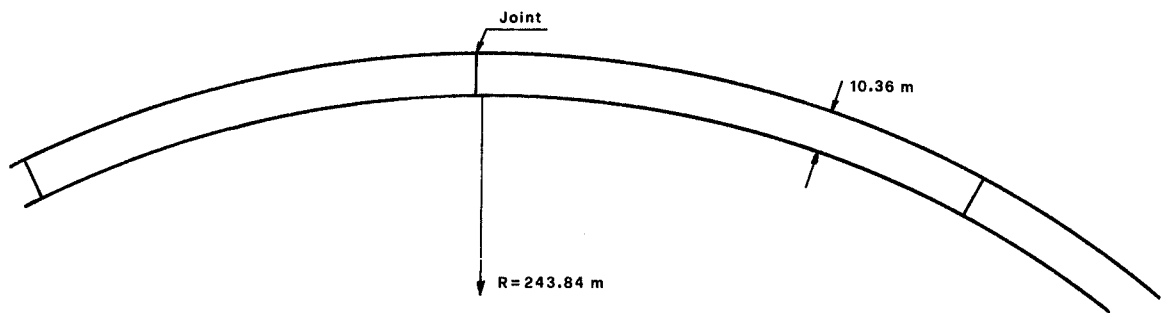
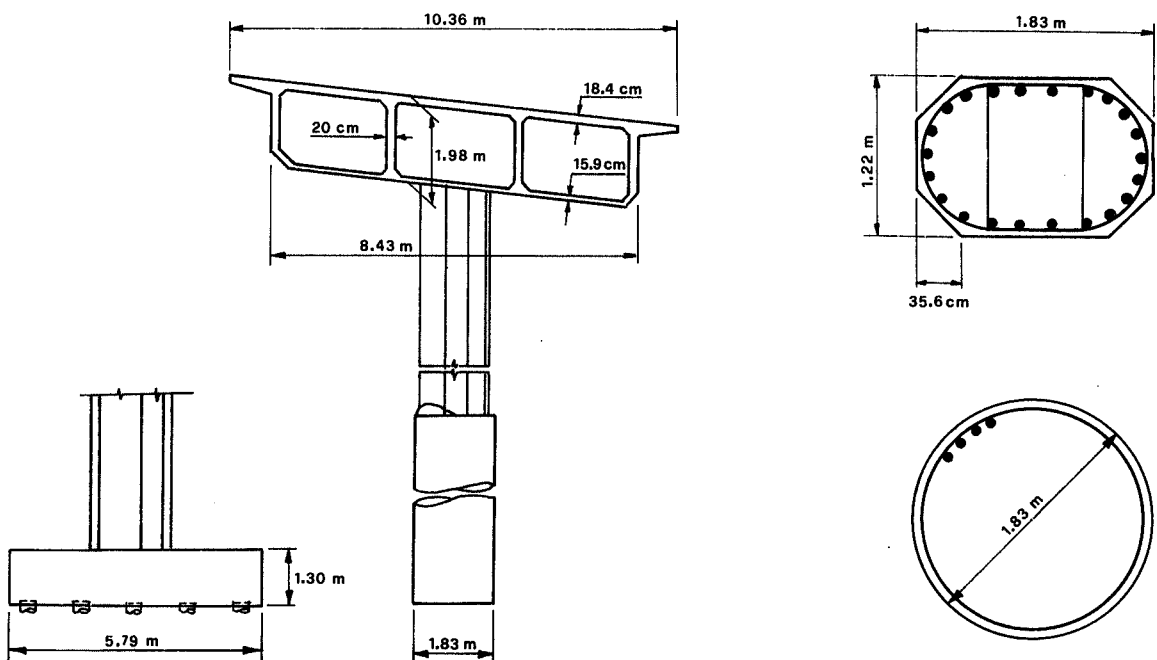


Fig.5.14. *Plan et élévation du pont no. 2, "IS 210/5 Separation and Overhead Structure". San Fernando (1971). D'après Lew et al. (1971).*



**Piles 2 et 3**

**Coupe transversale**

**Piles 4,5,6,7**

**Sections**

**des piles 4,5,6,7**

Fig.5.15. *Détails du pont no. 2, "IS 210/5 Separation and Overhead Structure". San Fernando (1971). D'après Lew et al. (1971).*

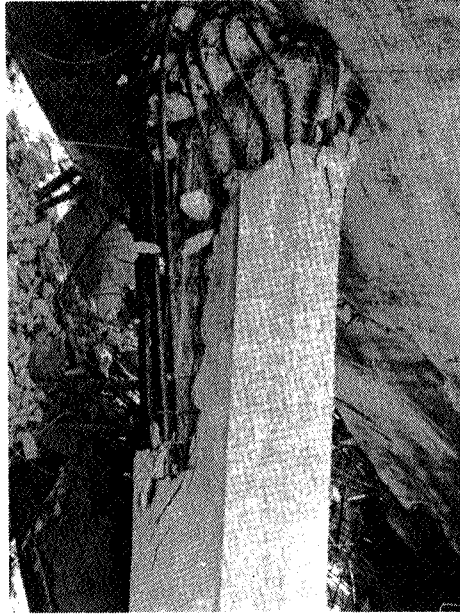


Fig.5.16. Rupture au sommet d'une pile du pont no. 2, "IS 210/5 Separation and Overhead Structure". San Fernando (1971). D'après Lew et al. (1971).

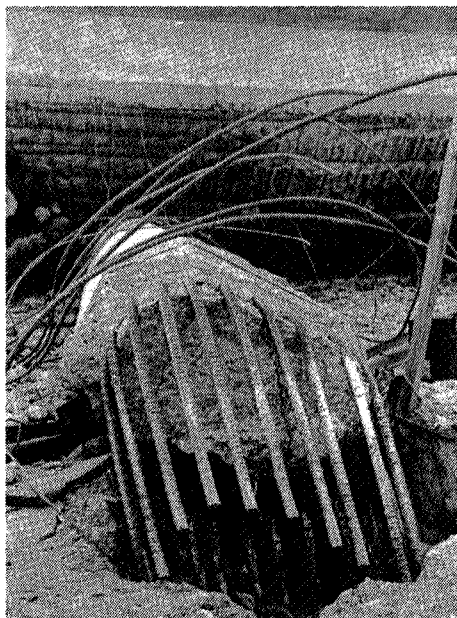


Fig.5.17. Arrachement d'une pile par dislocation de la tête de son pieu de fondation, au pont no. 2, "IS 210/5 Separation and Overhead Structure". San Fernando (1971). D'après Lew et al. (1971).

Le séisme de San Fernando (1971) a également mis en évidence la vulnérabilité des ponts biais. On peut citer par exemple le passage inférieur du Boulevard de Foothill, qui est un pont-caisson en béton armé à quatre travées (fig.5.18). Certaines piles ont été gravement endommagées (fig.5.19); le pont a tourné dans le plan horizontal et cette rotation s'est apparemment effectuée autour de la troisième colonne de la rangée d'appui no. 3, qui est restée pratiquement intacte. Les colonnes des appuis no. 2 et 4, prises dans les murs d'extrémité, ont subi des dégâts au sommet (fig.5.20). Cette rotation a également provoqué un déplacement latéral de la superstructure au droit des culées. Malgré les dommages subis aux appuis, la poutre-maîtresse est restée indemne.

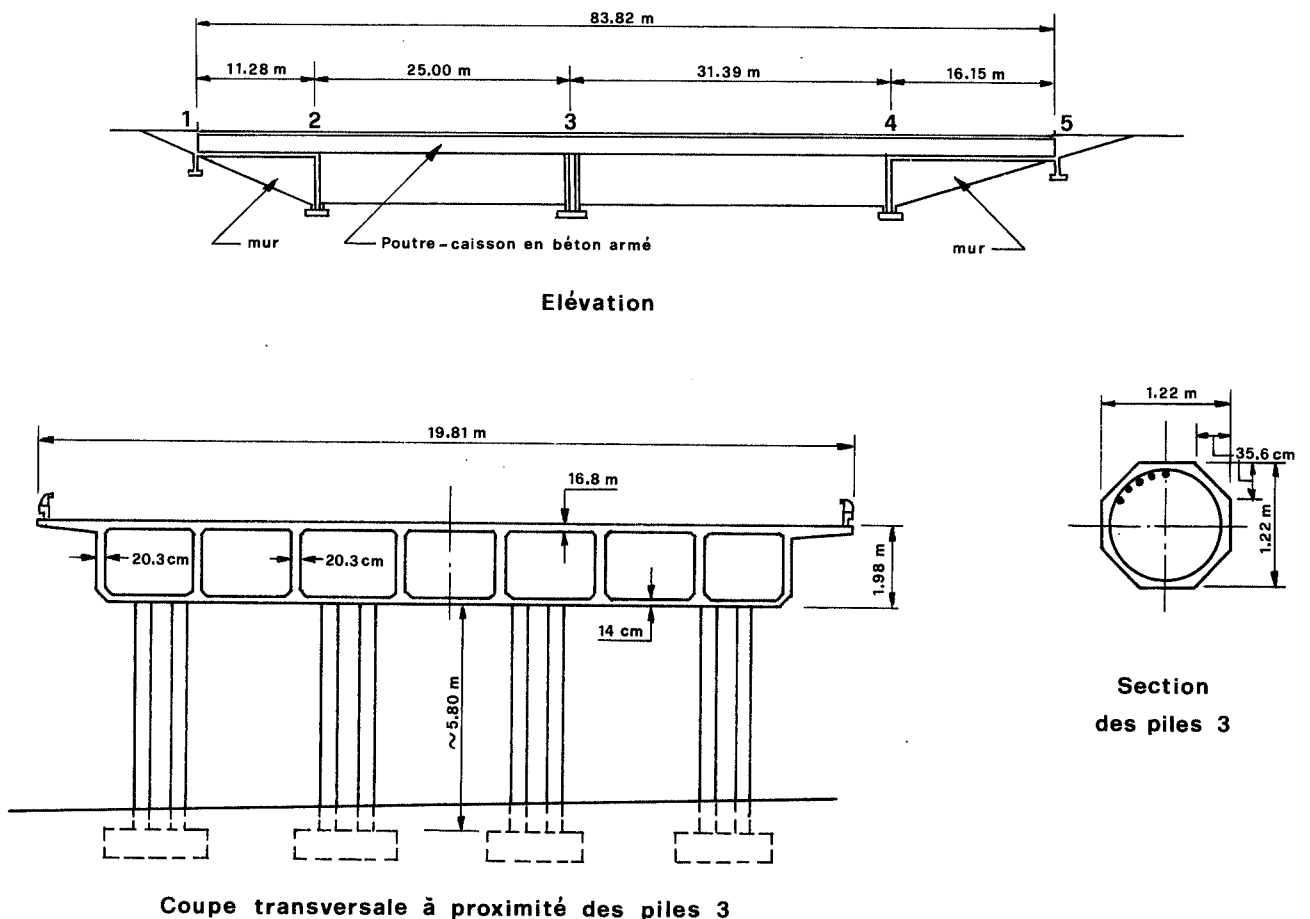


Fig.5.18. *Passage inférieur du Boulevard de Foothill. San Fernando (1971).*

D'après Woods et Jennings (1971).



Fig.5.19. Rupture des colonnes de la ligne d'appui no. 3 du passage inférieur du Boulevard de Foothill. San Fernando (1971).

D'après Lew et al. (1971).

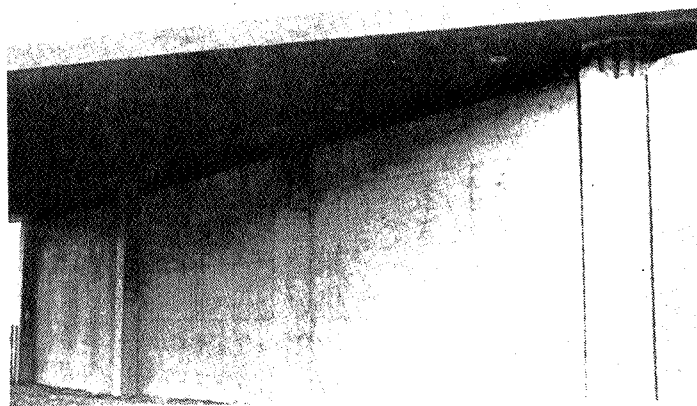


Fig.5.20. Passage inférieur du Boulevard de Foothill, San Fernando (1971). Endommagement des colonnes de la ligne d'appuis no. 4, séparée des murs d'extrémité par des joints verticaux. D'après Lew et al. (1971).

#### 5.14. Observations générales

Le passage en revue des dégâts causés aux ponts par les séismes a permis de mettre en évidence le rôle des facteurs tels que la nature du terrain, le genre de fondations, la hauteur des piles, le type de construction et l'intensité sismique. Leur importance relative varie de cas en cas, en raison de la complexité du comportement dynamique des sols et des fondations, et de l'interaction sol-structure. Si l'on veut établir une méthode de dimensionnement rationnelle, il est nécessaire de grouper les caractéristiques communes des ouvrages endommagés, en mettant à profit les expériences acquises lors de séismes majeurs.

Lium (1969) a recensé les dommages subis par les ponts des districts d'Anchorage, après le séisme de l'Alaska du 27 mars 1964. L'intensité sismique dans cette région a varié entre les degrés VIII et IX. Il n'y a eu que des dégâts mineurs à Anchorage. Par contre, à Girwood-Portage, qui est à 70 km au sud-ouest d'Anchorage, les dégâts sont considérables. La majorité des ouvrages fondés sur des alluvions saturées à grains fins sont détruits; les rails de la voie ferrée adjacente sont fortement courbés, manifestation d'un séisme d'intensité XI. Dans la même zone, des ouvrages construits sur des sols plus denses ont subi des dommages allant de la rupture des fers d'ancrage à la fissuration des murs de culée et des pieux de fondation; les rails de la ligne de chemin de fer voisine sont légèrement courbés, signe d'une intensité X. Une conclusion peut déjà s'imposer: la nature du terrain de fondation joue un très grand rôle sur l'intensité sismique et sur le comportement de la structure.

Les dégâts provoqués par ce séisme sont essentiellement dus au déplacement excessif du sol, aux tassements et à la perte de portance des fondations. Les dommages subis par la superstructure proviennent dans la majorité des cas de la rupture des éléments d'appui. Il est significatif que les forces d'accélération sismique ne représentent pas le cas de charge

critique pour le dimensionnement et qu'il importe davantage d'adopter des dispositions constructives adéquates, propres à permettre au pont de supporter sans dommages les mouvements différentiels du terrain de fondation. Ces dispositions, qui feront l'objet d'une analyse plus détaillée dans les prochains paragraphes, doivent d'une part empêcher les mouvements différentiels dans le plan de la superstructure, et d'autre part, isoler l'ouvrage des remblais d'accès.

Le séisme de Niigata (16 juin 1964) a mis en évidence sur une grande échelle les effets de la liquéfaction des sols sur les constructions. Les destructions ont été considérables dans la ville de Niigata, bâtie sur une plaine alluviale où l'intensité sismique s'est élevée à VIII.

Tous les ponts situés dans un rayon de 60 km autour de Niigata ont été contrôlés (tableau 5.1). Sur les 82 ouvrages examinés, 7 ont été gravement endommagés et 12 ont subi des dégâts dans leur infrastructure. Sur ces 7 ponts, 4 présentaient des dégâts à la superstructure, comme conséquence de ceux de l'infrastructure.

Tableau 5.1. Nombre de ponts endommagés selon le type de fondation.

Niigata (1964). D'après Iwasaki, Penzien et Clough (1972).

Types de fondations	Nombre total de ponts examinés	Nombre de ponts endommagés (y compris les dégâts légers)	Nombre de ponts sérieusement endommagés			
			Infra-structure	Super-structure	Du point de vue du trafic	Estimation globale
Semelles	18,5	10	1,5	0,5	0,5	0,5
Caissons	21	13	1	1	0,5	0,5
Pieux	46,5	29	4,5	2,5	4	2
Total	86	52	7	4	5	3

Remarque: Si l'ouvrage comporte deux types de fondations, le nombre de ponts est compté à raison de moitié pour l'un, moitié pour l'autre.

Une autre statistique des dégâts causés aux éléments des ponts a donné les résultats résumés dans le tableau 5.2.

Tableau 5.2. Domages constatés sur les éléments de ponts. Niigata (1964).  
D'après Iwasaki, Penzien et Clough (1972).

Types de structures		Nombre de structures contrôlées	Structures endommagées		
			Nombre de structures	Pourcentage	
Superstructure	Poutres métalliques	168 travées	19 travées	11,3 %	
	Poutres en béton armé	222 travées	33 travées	14,9 %	
	Poutres en béton précontraint	132 travées	11 travées	8,3 %	
	Poutres en bois	8 travées	8 travées	100 %	
	Total	530 travées	71 travées	13,4 %	
Infrastructure	Culées	Fondations sur semelles	24	4	16,7 %
		Fondations sur piles	99	19	19,2 %
		Fondations sur caissons	29	7	24 %
		Sous-total	152	30	19,7 %
	Piles	Fondations sur semelles	40	0	0 %
		Fondations sur pieux	214	21	9,8 %
		Fondations sur caissons	180	15	8,3 %
		Sous-total	444	36	8,1 %
	Total		596	66	11,1 %

Il est regrettable que les auteurs de ces statistiques n'aient pas opéré un classement selon le système statique des ponts contrôlés. Néanmoins, dans les exemples cités par la littérature, il est question dans la majorité des cas de systèmes à poutres simples, munis parfois de dispositifs destinés à empêcher la chute de la superstructure.

Malgré cette réserve, les observations faites à Niigata gardent toute leur valeur et permettent de conclure que:

- dans les zones de même intensité sismique, les ouvrages situés sur des terrains de mauvaise qualité subissent davantage de dégâts;
- pour un ouvrage donné, les dommages les plus graves sont concentrés aux endroits où le terrain est mauvais;
- les culées sont plus vulnérables que les piles, à cause des poussées exercées par la terre;
- les dommages semblent indépendants du type de fondation;
- les sols saturés d'eau, en se liquéfiant sous l'effet des vibrations sismiques, réduisent la capacité portante des fondations et permettent aux piles de se tasser, de pivoter et de glisser;
- les dommages subis par la superstructure sont semblables pour les différents types de constructions, excepté pour les ouvrages en bois;
- hormis les cas de chute du tablier, les dégâts survenus à la superstructure se réduisent à la rupture des appuis et des joints de dilatation. Ces dégâts résultent indirectement de la faiblesse de l'infrastructure.

La principale leçon à tirer du grand séisme de Niigata est que la liquéfaction du sol de fondation affecte profondément la stabilité d'un pont et qu'une attention particulière doit être portée à la conception et au dimensionnement des détails de construction, tels que les dispositifs destinés à empêcher la chute du tablier.

Les causes et les genres de dégâts constatés à Niigata (1964) ont été confirmés par les observations faites lors de séismes plus récents, aussi bien au Japon qu'ailleurs, par exemple à Madang (Nouvelle-Guinée) en 1970 (Ellison, 1971).

Sur les 47 ponts situés dans la région de Madang, où l'intensité sismique a été estimée à VIII, deux seulement n'ont subi aucun dommage et 16 des dommages insignifiants. 26 ponts, par contre, ont exigé d'importantes réparations; tous sont à poutres simples. Comme dans le cas des séismes japonais et de l'Alaska (1964), les dégâts ont eu pour origine la rupture des fondations sous l'effet des grands déplacements du sol. On a d'abord observé d'importants mouvements de rapprochement des culées, causant la rupture des appareils d'appui et l'ouverture des joints de dilatation. On a également signalé certains cas de rupture des murs en retour. Par rapport aux dégâts imputables à la qualité du terrain, ceux que l'on peut attribuer à la vibration de l'ouvrage étaient tout à fait négligeables.

Le séisme de San Fernando (Californie, 1971) a fourni une nouvelle occasion d'étudier le comportement des ponts modernes (Woods et Jennings, 1971). La plupart des ouvrages sont en béton armé ou précontraint et le type de construction le plus utilisé est celui de la poutre-caisson.

Sur les 70 ouvrages qui se trouvent dans un rayon de 16 km de l'épicentre et qui ont probablement été soumis à une accélération maximale du sol comprise entre 0,25 g et 0,50 g, 40 d'entre eux ont subi des dégâts importants, y compris cinq ponts qui se sont effondrés. Par contre, ceux qui sont situés en-dehors de ce rayon de 16 km n'ont subi que des dégâts mineurs, se réduisant essentiellement à des ouvertures de joints de dilatation dans la superstructure et à des tassements des remblais d'accès. On estime qu'il existe environ 400 ponts dans un rayon de 40 km et que nombre d'entre eux ont résisté à des accélérations du sol dépassant 0,15 g.

L'étude des dégâts constatés a permis de mettre en évidence les points communs suivants:

a) à une exception près, les ponts effondrés sont des structures formées de longues travées sur des piles relativement hautes, réagissant comme des "pendules inversés", c'est-à-dire comportant une masse importante au sommet de colonnes très flexibles. Par contre, les ponts à poutres continues, avec des travées courtes, se sont généralement bien comportés;

b) les ponts présentant un biais très prononcé ont subi de sérieux dégâts, aggravés par la tendance de ces constructions à tourner horizontalement, dans le sens d'une augmentation du biais. Cette rotation résulte probablement d'une interaction entre la structure et les remblais d'accès;

c) la superstructure des systèmes à poutres continues n'a subi que des dégâts relativement mineurs, même si l'infrastructure a été sérieusement endommagée;

d) la rigidité relative joue un rôle important sur la distribution des forces horizontales entre les culées et les piles. Si les culées doivent reprendre l'essentiel des efforts horizontaux, il faut leur appliquer un coefficient sismique de calcul plus élevé, en raison de leur manque de ductilité lors d'une rupture par cisaillement.

Les enseignements tirés de l'observation du séisme de San Fernando ne diffèrent pas sensiblement de ceux qui apparaissent dans toutes les discussions des causes d'effondrement de ponts sous l'effet des secousses sismiques. Généralement, la superstructure ne subit que des dégâts minimes, sauf si elle quitte ses appuis et tombe. La cause initiale se trouve dans les amples mouvements horizontaux et transversaux des culées et des piles qui, en poussant sur les poutres-maîtresses, entraînent les autres appuis; l'absence de dispositifs propres à limiter les déplacements d'appuis favorise la chute du tablier. Dans certains cas, les forces horizontales et les mouvements de torsion, conjugués avec l'effet de fortes accélérations verticales, peuvent provoquer la rupture des piles.

En résumé, les dommages subis par les ponts peuvent être

classés en trois catégories:

1. Dommages dus à la faiblesse du sol de fondation. Les fondations, en suivant les tassements et les déplacements horizontaux du terrain, provoquent une inclinaison des piles, qui peut dans certains cas devenir dangereuse.

2. Dommages dus à la faiblesse de l'infrastructure. Si les piles n'ont pas une résistance et une inertie géométrique suffisantes, elles se déforment de façon excessive sous l'action de leurs propres forces d'inertie et des forces transmises par la superstructure; à la limite, elles peuvent se rompre.

3. Dommages dus à la faiblesse des appuis. A cause de la nature même des forces sismiques, les différents éléments d'un pont ne se déplacent pas tous de la même façon. Si les différences de mouvement entre la superstructure et l'infrastructure dépassent les limites pour lesquelles les appuis ont été conçus, lesdits appuis sont endommagés plus ou moins fortement et il peut en résulter la chute du tablier.

Etant donné le degré élevé d'interaction entre les différentes parties d'un pont, il est évident qu'on n'a pas le droit de réduire le dimensionnement de l'ouvrage à un simple problème d'évaluation de la force sismique ou du coefficient sismique. Il ne suffit pas de contrôler la résistance. Il faut aussi envisager les possibilités de déformation et de déplacement; la chute du tablier peut parfois résulter tout simplement de la mauvaise conception d'un détail des appareils d'appui.

## 5.2. TECHNIQUES ACTUELLEMENT EN USAGE

### 5.21. Méthodes de calcul

Comme pour les autres structures, les méthodes de calcul des forces sismiques agissant sur les ponts appartiennent à deux catégories:

- l'analyse statique "équivalente",
- l'analyse dynamique.

Nous nous bornerons à en rappeler les principes généraux. Les lecteurs que ces questions intéressent sont renvoyés aux nombreux ouvrages et revues spécialisés sur la dynamique des constructions.

Dans l'analyse statique, les forces d'inertie agissant sur la structure sont remplacées par des forces statiques considérées comme équivalentes et qui s'ajoutent éventuellement aux autres charges; elles peuvent être estimées avec plus ou moins de raffinement pour simuler avec plus ou moins de fidélité le comportement réel de la construction. Les normes parasismiques définissent la force horizontale totale

$$V = CW$$

formule dans laquelle C exprime le rapport entre l'accélération sismique horizontale et l'accélération terrestre, rapport généralement compris entre 0,05 et 0,20; W désigne les charges permanentes. Cette force V est ensuite répartie sur la hauteur de la structure, selon une loi de distribution en fonction du niveau considéré. Les efforts intérieurs qui en résultent sont calculés par les méthodes statiques classiques, et combinés avec les effets des charges statiques verticales. Pour le dimensionnement des sections, on tolère en général une augmentation de 30 à 50% des contraintes admissibles.

Les forces statiques équivalentes calculées d'après les normes parasismiques présentent une particularité importante: elles sont très inférieures aux forces sismiques réelles que produirait un tremblement de terre majeur dans la région concernée. Cette manière de faire résulte d'un compromis de nature économique: réaliser un pont qui reste dans un état élastique lors de séismes majeurs représenterait une dépense très élevée. En fait, une certaine déformation plastique est tolérable et

permet d'absorber la différence entre les forces réelles et celles du calcul; c'est pourquoi certains règlements imposent un minimum de ductilité de la construction.

Les méthodes d'analyse statique n'offrent pas une précision suffisante pour le calcul des ouvrages importants; il faut alors recourir aux méthodes d'analyse dynamique, qui sont toutes basées sur la résolution des équations du mouvement ainsi que sur les relations statiques usuelles qui expriment les conditions d'équilibre et les relations entre la rigidité et les déformations.

Le premier stade de l'analyse dynamique consiste à représenter le pont sous forme d'un modèle mathématique. On le fait en réduisant la structure à un système physique analogue, dans lequel on remplace les masses réparties par des masses concentrées en un nombre fini de points. On obtient ainsi un nouveau système d'oscillateurs, d'un nombre fini de degrés de liberté, que l'on calculera en prenant en considération aussi bien le comportement linéaire que non-linéaire du pont entier (fig.5.21).

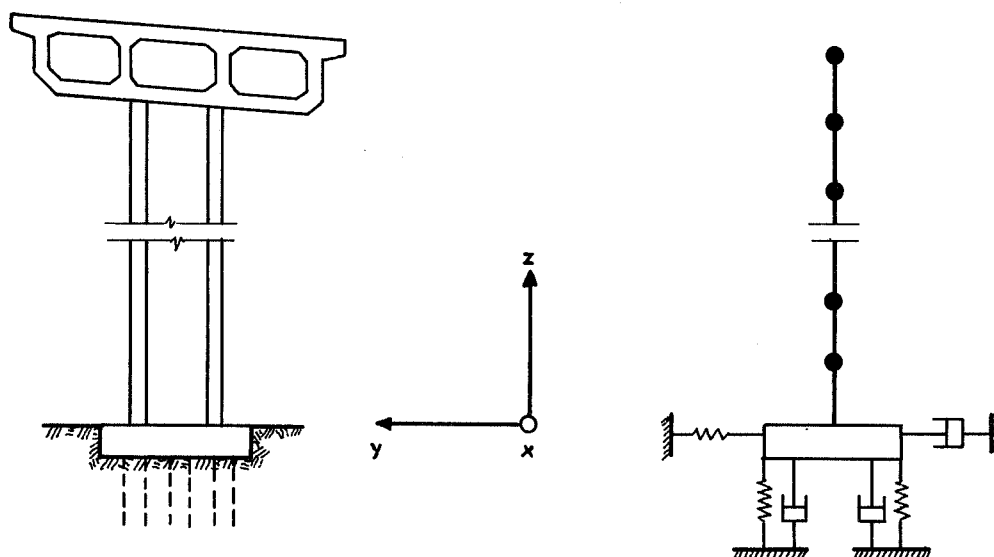


Fig.5.21. Exemple de "modélisation" mathématique d'une pile de pont et de sa fondation.

D'après Tseng et Penzien (1975).

Les équations du mouvement décrivant le comportement dynamique du modèle mathématique choisi se présentent généralement sous la forme

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -\ddot{x}_s [m]\{1\}$$

où

$[m]$	=	matrice des masses
$[c]$	=	matrice d'amortissement
$[k]$	=	matrice de rigidité
$\ddot{x}_s$	=	accélération du sol
$\{\ddot{x}\} \{\dot{x}\} \{x\}$	=	accélération, vitesse et déplacement des masses concentrées.

Pour la détermination des matrices  $[m]$ ,  $[c]$  et  $[k]$ , les difficultés dépendent du type d'analyse adopté, linéaire ou non-linéaire. Dans le cas de l'analyse linéaire, les matrices  $[m]$  et  $[k]$  sont calculées à partir des caractéristiques et des propriétés élastiques du pont. On néglige les termes associés à l'amortissement dans le calcul des fréquences propres et des modes propres. Il existe différentes techniques connues pour résoudre le problème des valeurs propres

$$\left[ [k] - \omega^2 [m] \right] \{x\} = 0$$

L'analyse non-linéaire est plus compliquée, car il n'est plus possible d'appliquer la méthode de superposition modale. Les équations du mouvement doivent être résolues selon la technique d'intégration pas-à-pas. La matrice des masses  $[m]$  est déterminée d'après les données du projet, mais les matrices de rigidité et d'amortissement ne peuvent plus être exprimées aussi simplement que dans l'analyse linéaire. Actuellement, on définit ces deux matrices en faisant intervenir les relations forces-déformations de la construction.

L'analyse dynamique, à partir d'un système à trois degrés de liberté, est très fastidieuse et ne peut être abordée que par l'application des méthodes matricielles préparées pour

l'ordinateur. Des programmes de calcul ont été développés en nombre croissant au cours de ces dernières années: mouvements du sol simultanés dans trois directions, analyse linéaire et non-linéaire. En raison de leur coût très élevé, ces programmes ne sont encore applicables qu'aux structures importantes ou spéciales.

## 5.22. Normes

### 5.221. Généralités

La majorité des normes parasismiques existantes (IAEE, 1973) sont essentiellement destinées aux bâtiments. Seuls quelques rares pays, qui sont en même temps les plus avancés en génie parasismique, possèdent des règlements spécifiques applicables aux ponts. On peut citer le Japon, la Nouvelle-Zélande, les Etats-Unis.

Ces règlements sont basés sur le concept des forces statiques horizontales équivalentes, dont la valeur dépend de facteurs tels que l'intensité sismique du lieu, la nature du terrain, l'importance de la structure, etc. On y trouve peu d'informations sur la nécessité de contrôler les déplacements et déformations susceptibles de compromettre la stabilité d'ensemble du pont.

Nous nous bornerons ici à l'examen des normes des trois pays mentionnés ci-dessus, qui semblent les plus à l'avant-garde.

### 5.222. Japon (Japan Society of Civil Engineers, 1973)

(voir aussi Iwasaki et al., 1972)

Les organisations comme la *Japan Road Association*, les *Japanese National Railways* ou la *Tokyo Expressway Corporation* ont chacune leurs propres règlements. En ce qui concerne les ponts-routes, ce sont les *Specifications for the Earthquake Resistant Design of Highway Bridges (1971)* ou *SEHB*, de la *Japan Road Association*, qui sont considérées comme les plus représentatives des normes japonaises.

A. Coefficient sismique de calcul  
.....

Les forces d'inertie appliquées aux pont-routes sont remplacées par une force statique équivalente égale au produit du poids propre de la construction par un coefficient sismique.

D'après les SEHB, ce coefficient dépend de la rigidité du pont.

Pour un pont relativement rigide,

$$k_h = v_1 \cdot v_2 \cdot v_3 \cdot k_0$$

où  $k_h$  = coefficient sismique horizontal de calcul ( $\geq 0,10$ );

$k_0$  = coefficient sismique horizontal de référence, admis égal à 0,2;

$v_1$  = facteur caractérisant la sismicité de la zone. Le territoire japonais est divisé en trois zones de sismicité différente, pour lesquelles  $v_1$  prend respectivement les valeurs 1,0 - 0,85 - 0,70 ;

$v_2$  = facteur caractérisant la nature du terrain (tableau 5.3);

$v_3$  = facteur caractérisant l'importance du pont (tableau 5.4).

Pour les ponts relativement flexibles (longues périodes fondamentales de vibration, piles élancées de hauteur supérieure à 25 m, etc.), les SEHB appliquent un coefficient sismique modifié pour tenir compte des différences qui existent entre les vibrations au sol et au sommet des piles

$$k_{hm} = k_h \cdot \beta$$

où  $k_{hm}$  = coefficient sismique horizontal de calcul;

$k_h$  = coefficient sismique horizontal correspondant au cas des structures rigides;

$\beta$  = facteur de correction, dépendant de la période propre fondamentale du pont, c'est-à-dire de sa flexibilité (fig.5.22).

On admet  $\beta = 1$  si la période est inférieure à 0,5 s, c'est-à-dire que la structure est alors considérée comme rigide.

Tableau 5.3. Facteur  $v_2$  représentant la nature du sol.

Groupe	Définitions	$v_2$
1	(1) Sols de l'ère tertiaire ou même plus anciens (par exemple roche-mère) (2) Couche diluviale d'épaisseur inférieure à 10 m au-dessus de la roche-mère	0,9
2	(1) Couche diluviale d'épaisseur supérieure à 10 m au-dessus de la roche-mère (2) Couche alluviale d'épaisseur inférieure à 10 m au-dessus de la roche-mère	1,0
3	Couche alluviale d'épaisseur inférieure à 25 m, comprenant une couche de sol meuble d'épaisseur de moins de 5 m	1,1
4	Autres cas	1,2

Tableau 5.4. Facteur d'importance  $v_3$ .

Groupe	Définitions	$v_3$
1	Ponts sur les autoroutes (routes à accès limité), les routes nationales et départementales	1,0
2	Autres ouvrages	0,8

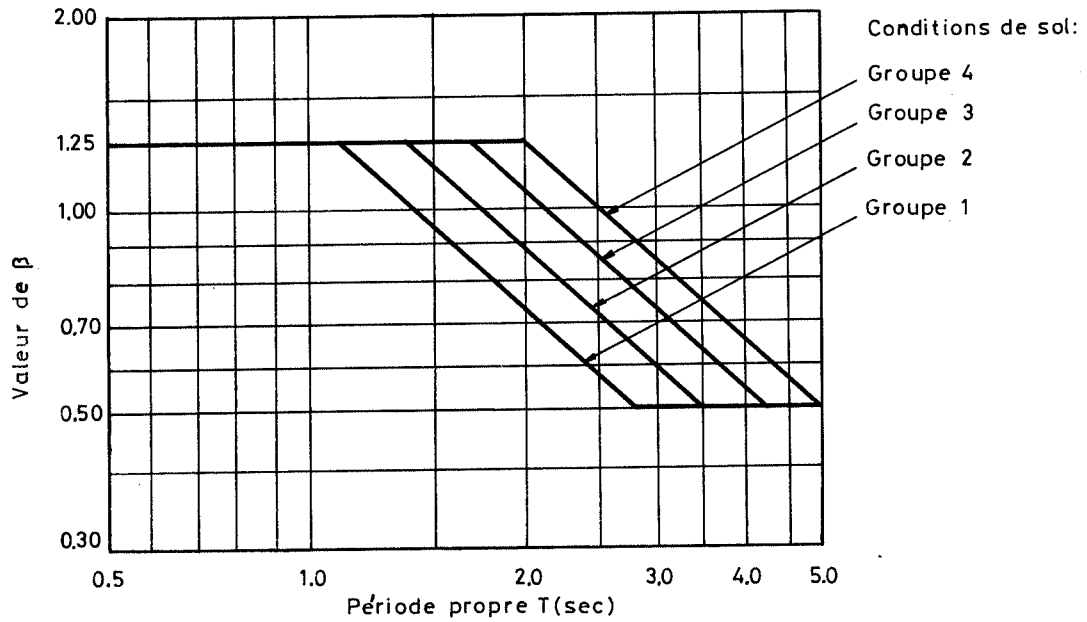


Fig.5.22. Facteur de correction  $\beta$ .

La période propre est évaluée pour chacun des systèmes individuels formés par une pile et par la partie de la superstructure supportée par cette pile, au lieu du système entier constitué par le pont. Les formules proposées se limitent aux cas suivants (tableaux 5.5 et 5.6):

- (1) Ouvrages fondés sur des semelles ou des pieux  
(tableau 5.5)

Ces fondations doivent se trouver en-dessous des couches de terrain susceptibles de se liquéfier et dont les caractéristiques sont définies dans la norme.

Tableau 5.5. *Périodes fondamentales des ponts fondés sur semelles ou sur pieux.*

Système statique		Direction	Formules de calcul des périodes fondamentales	
			Matériau des piles	
			Béton armé	Acier
1	Superstructures continues, avec des appuis fixes sur la plupart des piles (si des dispositifs de limitation de déplacements sont installés sur les appuis mobiles, ces derniers peuvent être considérés comme fixes). Les culées sont rigides et le pont a des appuis fixes sur l'une des deux au moins	transversale	$T = 2\pi \sqrt{\frac{0,3W_p + W_u}{3EIg} h^3}$ [A.1]	$T = 2\pi \sqrt{\frac{0,3W_p + W_u}{4,5 \cdot EIg} h^3}$ [A.2] *)
		Longitudinale	$T = \frac{\pi}{8} \sqrt{\frac{W_p}{EIg} h^3}$ [A.3]	
2	Autres types de ponts, par exemple, ceux dont les poutres sont simplement appuyées	Transversale ou longitudinale	$T = 2\pi \sqrt{\frac{0,3W_p + W_u}{3EIg} h^3}$ [A.4]	

\*) La formule [A.2] est applicable si le rapport de la longueur  $l$  entre les culées et l'écartement latéral entre les poutres extrêmes  $e$  est inférieur à 50.

où  $T$  = période fondamentale en sec. du système comprenant une pile et la partie de la superstructure supportée par cette même pile;

$W_p$  = poids de la pile en t;

$W_u$  = poids de la partie de la superstructure supportée par la pile, en t;

$E$  = module d'élasticité en t/m<sup>2</sup>;

$I$  = moment d'inertie de la pile dans la direction considérée, en m<sup>4</sup>;

$h$  = hauteur de la pile, en m;

$g$  = accélération terrestre (9,8 m/s<sup>2</sup>).

(2) Ouvrages fondés sur caissons  
(Tableau 5.6)

Tableau 5.6. Périodes fondamentales des ponts fondés sur caissons.

Système de structure		Direction	Formules de calcul des périodes fondamentales
1	Comme dans le tableau 5.5	trans- versale	Celle des formules [A.1], [A.2], [A.5]* qui donne la plus grande valeur de $\beta$ (figure 5.22)
		longitu- dinale	[A.3]
2	Comme dans le tableau 5.5	trans- versale ou longitu- dinale	Celle des formules [A.4] et [A.5] qui donne la plus grand valeur de $\beta$ (figure 5.22)

\* La formule [A.5] est la suivante:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\left( h + \frac{2}{3} \ell \right) W_u + \left( \frac{1}{3} h^2 + \frac{2}{3} h\ell + \frac{4}{9} \ell^2 \right) W_p + \frac{\ell^2}{9} W_c}{g \left( K_H \frac{b\ell^2}{36} + K_S \frac{A\ell^2}{9} + K_V \cdot \ell \cdot I_B \right)}}$$

où T = période fondamentale en sec. du système composé d'une pile et de la partie de la superstructure supportée par cette pile;

$W_p$  = poids de la pile, en t;

$W_u$  = poids de la partie de la superstructure supportée par la pile, en t;

$W_c$  = poids du caisson, en t;

h = hauteur de la pile, en m;

b = longueur du caisson dans la direction considérée, en m;

$A$  = section de la base du caisson, en  $m^2$ ;

$I_B$  = moment d'inertie de la base du caisson, dans la direction considérée, en  $m^4$ ;

$K_V$  = module vertical de réaction à la base du caisson, en  $t/m^3$ , c'est-à-dire pression nécessaire pour provoquer un tassement unitaire;

$K_H$  = module horizontal de réaction à la base du caisson, en  $t/m^3$ ;

$K_S$  = module horizontal de réaction pour les déformations de cisaillement à la base du caisson, en  $t/m^3$ .

Les normes SEHB admettent généralement un coefficient sismique vertical  $k_v = 0$ , excepté pour le dimensionnement des liaisons entre la superstructure et l'infrastructure ou pour le contrôle de la stabilité au renversement, où l'on doit admettre  $k_v = 0,10$ .

Pour les éléments enterrés de la structure, les SEHB considèrent que le coefficient sismique horizontal de calcul peut être égal à 0, c'est-à-dire qu'il n'est pas nécessaire de faire intervenir les forces sismiques. S'il existe une couche de terrain de mauvaise qualité, susceptible de se liquéfier, juste sous le niveau du sol, la notion d'élément "enterré" s'applique uniquement aux éléments situés au-dessous de la limite inférieure de la couche dangereuse.

Pour les ponts-rails, les *Specifications for the Design of Railway Structures (1970)* ou *SRS des Japanese National Railways* définissent le coefficient sismique horizontal suivant:

$$k_h = m_s \cdot m_i \cdot k_0$$

où  $k_h$  = coefficient sismique horizontal de calcul;

$k_0$  = coefficient sismique horizontal caractérisant la sismicité de la zone. Le territoire japonais est divisé en deux zones de sismicité différente, pour

lesquelles  $k_0$  prend respectivement les valeurs 0,20 et 0,15;

$m_s$  = facteur caractérisant la nature du terrain (tableau 5.7);

$m_i$  = facteur caractérisant l'importance du pont (tableau 5.8).

Tableau 5.7. Facteur caractérisant la nature du terrain,  $m_s$ .

Types de terrain		$m_s$
Meuble	$N^* = 0$ , épaisseur de la couche $\geq 2$ m	1,2
	$N \leq 2$ , épaisseur de la couche $\geq 5$ m	
	$N \leq 4$ , épaisseur de la couche $\geq 10$ m	
Normal	Couche diluviale ou alluviale, exceptés les sols meubles	1,0
Rocher	Couche de roche antérieure à l'ère tertiaire	0,8

\* N correspond au nombre de coups nécessaires pour obtenir une pénétration de 1 pouce lors du test standard.

Tableau 5.8. Facteur d'importance de l'ouvrage,  $m_i$ .

Degré d'importance de l'ouvrage	$m_i$
Important	1,1
Ordinaire	1,0
Peu important	0,9

Le coefficient sismique vertical est supposé égal à la moitié du coefficient sismique horizontal.

On tient compte du risque accru de vibration des parties supérieures des ouvrages de grande hauteur en majorant le coefficient sismique horizontal de calcul de 1% pour chaque mètre d'augmentation de hauteur. Cette majoration s'applique aux éléments situés à plus de 10 m de hauteur (fig.5.23).

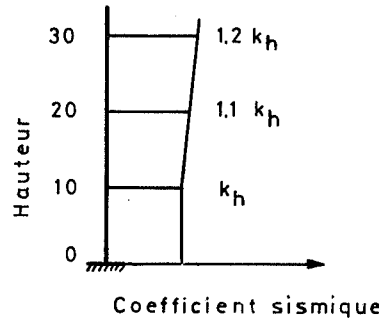


Fig.5.23. Coefficient sismique horizontal de calcul des parties élevées.

Quant aux éléments structuraux enterrés, le Report on the Aseismic Design of Sub-structures of Railway Bridges (1968) ou SSRB, établi sous l'autorité des Japanese National Railways, recommande les valeurs suivantes pour le facteur  $m_s$ , qui caractérise la nature du terrain (fig.5.24):

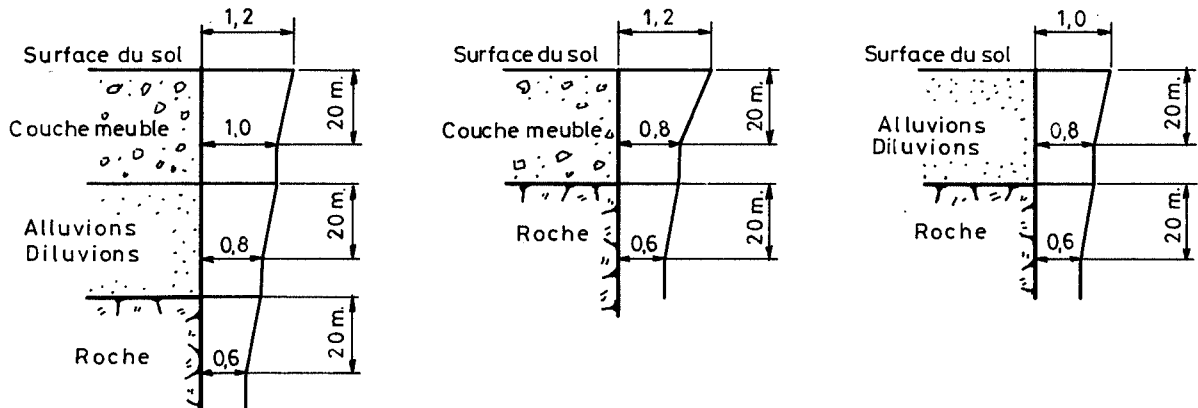


Fig.5.24. Facteur caractérisant la nature du terrain  $m_s$  en fonction de la hauteur des couches.

B. Poussées sismiques des terres

Tous les calculs sont basés sur la méthode de Mononobe-Okabe. Les formules peuvent changer légèrement selon les différentes normes (voir chapitre 3: murs de soutènement).

C. Poussées sismiques hydrodynamiques

Dans les SEHB, l'effet de la poussée dynamique de l'eau est prise en compte de la façon suivante:

(1) Structures du type mur (fig.5.25)

$$P = \frac{7}{12} k_h \cdot w_0 \cdot b \cdot h^2$$

où  $b$  = largeur du mur, en m;

$h$  = hauteur de l'eau, en m;

$k_h$  = coefficient sismique horizontal de calcul;

$P$  = résultante des poussées hydrodynamiques, en t;

$w_0$  = poids spécifique de l'eau, en t/m<sup>3</sup>.

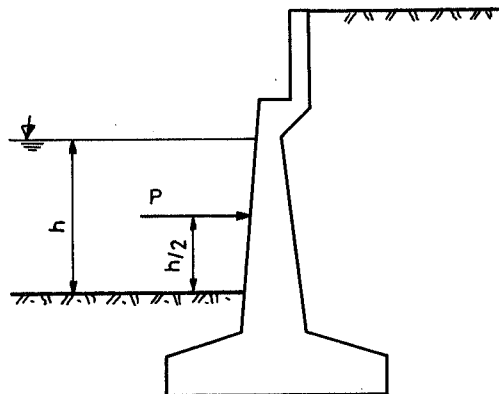


Fig.5.25. Structures du type mur.

(2) Structures du type colonne (fig.5.26)

$$P = \frac{3}{4} k_h \cdot w_0 \cdot b^2 \cdot h \left(1 - \frac{b}{4h}\right) \quad \text{si} \quad \frac{b}{h} \leq 2$$

$$P = \frac{3}{8} k_h \cdot w_0 \cdot b^2 \cdot h \quad \text{si } \frac{b}{h} > 2.$$

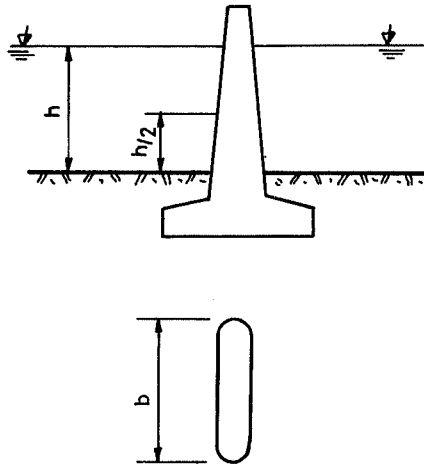


Fig.5.26. Structures du type colonne.

D. Contraintes admissibles  
.....

Les normes tiennent compte du caractère exceptionnel des actions sismiques en majorant les contraintes admissibles ou en réduisant les coefficients de sécurité imposés.

Pour les ponts-routes, les SEHB combinent les charges sismiques et le poids propre, et autorisent les majorations de contraintes admissibles suivantes:

Ouvrages en béton armé	{	béton	50%
		acier	50%
Eléments porteurs en acier	{	superstructure	70%
		infrastructure	50%
Contraintes de compression dans les structures en béton précontraint			65%
Sols de fondation			50%

Les SRS tiennent compte des effets sismiques sur les ponts-rails dans les cas de charge suivants: pont non chargé et pont soumis à une surcharge uniformément répartie, sans les

locomotives ni l'effet des chocs. Les contraintes admissibles peuvent être majorées comme il suit:

- Ouvrages en acier	70%
- Ouvrages en béton armé	50%
- Ouvrages en béton précontraint (contraintes de compression)	50%

E. Stabilité d'ensemble  
.....

Toutes les normes attirent l'attention sur la nécessité de prévenir la chute du tablier. Les SEHB rappellent qu'il faut de plus prendre en considération les points suivants:

- pour les ponts fondés sur des terrains de qualité variable ou formés de systèmes structuraux différents, on doit tenir compte des différences de réponse sismique et concevoir les détails en conséquence;

- une attention particulière doit être portée aux endroits comme les liaisons entre la superstructure et l'infrastructure, les connexions entre piles et fondations ou entre pieux et semelles, où la transmission des forces sismiques peut être assez brutale.

Pour empêcher la chute du tablier, les SEHB recommandent les dispositifs suivants:

(1) Butées ("Stoppers") aux appuis mobiles, pour limiter les déplacements pendant le séisme. La course totale admissible comprend le déplacement dû aux variations thermiques, celui qui résulte des déformations des poutres sous l'effet des surcharges, une marge pour couvrir les erreurs de construction, le tout majoré de 20 mm. Pour le dimensionnement de ces "stoppers", on majore le coefficient sismique horizontal de calcul de 50%.

(2) Augmentation de la distance s entre l'extrémité de l'appareil d'appui et le bord de la pile. Cette distance doit être

au moins égale à

$$s = 20 + 0,5 \ell \quad \text{si } \ell < 100 \text{ m}$$

$$s = 30 + 0,4 \ell \quad \text{si } \ell > 100 \text{ m}$$

où  $s$  est exprimé en cm;

$\ell$  = longueur de la travée, en mètres.

Pour les ouvrages fondés sur des terrains meubles, la valeur de  $s$  ne doit pas être inférieure à 35 cm.

(3) Joint de Cantilevers. La distance minimale entre les extrémités des poutres doit être au moins de 60 cm (fig.5.27).

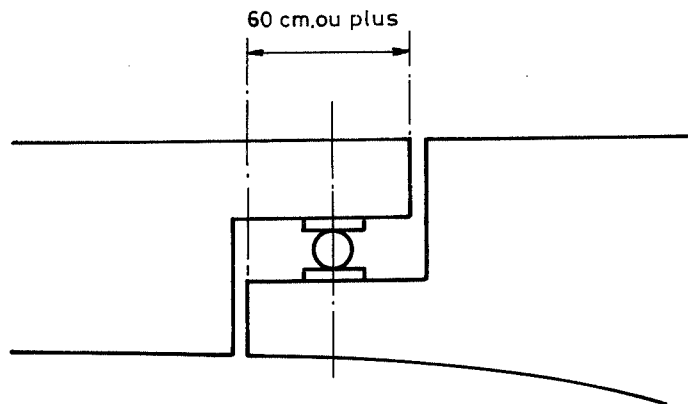


Fig.5.27. Distance entre les extrémités des poutres adjacentes.

(4) Liaison entre les poutres adjacentes. Les dispositifs de liaison des poutres adjacentes doivent permettre un déplacement égal à la valeur indiquée sous chiffre (1) dans le cas où l'un des deux appuis est mobile. Quand les deux appareils d'appui posés sur une même pile sont fixes, ces dispositifs de liaison ne doivent pas empêcher la libre rotation des poutres.

Les appareils d'appui doivent pouvoir transmettre les forces sismiques de la superstructure à l'infrastructure. Les tiges de scellement auront un diamètre d'au moins 25 mm et la longueur de scellement dans le béton ne sera pas inférieure à

10 fois le diamètre.

F. Infrastructure

a) Répartition des forces sismiques

Les SEHB prescrivent que la transmission des forces sismiques de la superstructure à l'infrastructure des ponts à poutres simples s'opère de la manière suivante (fig.5.28):

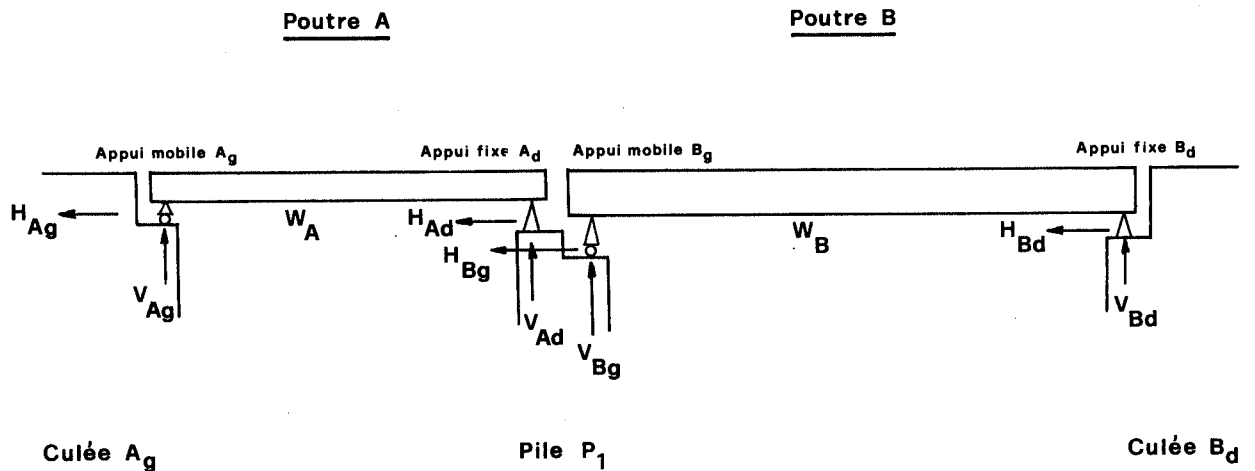


Fig.5.28. Transmission des forces sismiques horizontales.

Les forces sismiques horizontales ont pour valeur:

- sur la culée  $A_g$  :  $H_{Ag} = V_{Ag} \cdot f_{Ag}$  avec  $H_{Ag} \leq \frac{1}{2} k_h \cdot W_A$

- sur la pile  $P_1$  : la plus grande des valeurs

$$\begin{cases} H_{P_1} = k_h \cdot W_A \quad (H_{Ag} = 0 \text{ dans ce cas}) \\ H_{P_1} = \frac{1}{2} k_h \cdot W_A + V_{Bg} \cdot f_{Bg} \quad \text{avec} \quad V_{Bg} \cdot f_{Bg} \leq \frac{1}{2} k_h \cdot W_B \end{cases}$$

- sur la culée  $B_d$  :  $H_{Bd} = k_h \cdot W_B$

Dans ces formules, les symboles ont les significations suivantes:

- $k_h$  = coefficient sismique horizontal;
- $W_A$  = poids propre de la partie A;
- $W_B$  = poids propre de la partie B;
- $V_{Ag}$  = réaction verticale due à  $W_A$ , sur la culée  $A_g$ ;
- $V_{Ad}$  = réaction verticale due à  $W_A$ , sur la pile  $P_1$ ;
- $V_{Bg}$  = réaction verticale due à  $W_B$ , sur la pile  $P_1$ ;
- $V_{Bd}$  = réaction verticale due à  $W_B$ , sur la culée  $B_d$ ;
- $H_{Ag}$  = force sismique horizontale due à  $W_A$ , agissant sur la culée  $A_g$ ;
- $H_{Ad}$  = force sismique horizontale due à  $W_A$ , agissant sur la pile  $P_1$ ;
- $H_{Bg}$  = force sismique horizontale due à  $W_B$ , agissant sur la pile  $P_1$ ;
- $H_{Bd}$  = force sismique horizontale due à  $W_B$ , agissant sur la culée  $B_d$ ;
- $f_{Ag}$  = coefficient de frottement statique sur l'appui mobile  $A_g$ ;
- $f_{Bg}$  = coefficient de frottement statique sur l'appui mobile  $B_g$ .

Il est toujours très difficile de savoir dans quelle proportion la force sismique agissant sur la superstructure passe dans les piles. Dans les ponts-rails, la démarche est différente: les SSRB des *Japanese National Railways* fixent comme il suit les valeurs des forces sismiques horizontales transmises à l'infrastructure dans le sens longitudinal:

(1) Appuis en acier. Les forces sismiques  $T_f$  et  $T_m$  agissant sur un appui fixe et un appui mobile ont pour expression:

$$T_f = T - \frac{\mu R_m}{2} \geq \frac{1}{2} T$$

$$T_m = \mu R_m \leq \frac{1}{2} T$$

dans lesquelles T est la force sismique horizontale totale,  $R_m$  la réaction sur l'appui mobile, et  $\mu$  le coefficient de frottement sur cet appui mobile.

(2) Appuis en caoutchouc. Quand la force horizontale est entièrement reprise par des appuis en caoutchouc, elle est distribuée sur chaque appui proportionnellement à la rigidité au cisaillement.

#### b) Fondations

Le dimensionnement des fondations est traité dans les publications annexes suivantes:

- ES "Draft of Specifications for the Design and Construction of Earth Structures (1967)". Japanese National Railways.
- SSHB "Specifications for the Design of Sub-structures of Highway Bridges", Japan Road Association.
- SSRB "Report on the Aseismic Design of Sub-structures of Railway Bridges (1968)", Japan Society of Civil Engineers, commissioned by the Japanese National Railways.

Il ne fait aucun doute que la capacité portante d'une fondation diminue lors d'un séisme. Les normes précitées admettent que l'effet sismique se traduit par une réduction de l'angle de frottement interne du sol et qu'il est possible de calculer la capacité portante pendant le séisme au moyen des mêmes théories de dimensionnement que sous l'effet des poussées statiques. Ceci revient à exprimer la réduction de l'angle de frottement comme une fonction du coefficient sismique horizontal de calcul.

Pour les fondations sur semelles, les SSHB et les SSRB exigent que les coefficients de sécurité au glissement et au renversement ne soient pas inférieurs à 1,2. En ce qui concerne le poinçonnement, les SSHB recommandent une sécurité de 2.

Pour les fondations sur pieux comprimés, les normes exigent dans tous les cas un coefficient de sécurité de 2 au minimum.

A l'arrachement, les exigences diffèrent selon les normes et selon les terrains (tableau 5.9).

Tableau 5.9. Coefficient de sécurité à l'arrachement des pieux pendant le séisme.

Normes	Sable dense	Argile dure et rigide	Autres terrains
ES		*	
SSHB	2	3	*

\* On admettra que la résistance à l'arrachement ne dépasse pas le poids propre des pieux et on négligera l'effet du frottement latéral.

Tableau 5.10. Coefficients de sécurité des pieux à l'égard des efforts horizontaux, pendant le séisme.

Normes	Sable dense	Sable meuble	Argile dure et rigide	Argile meuble
ES	2	*	2	3
SSHB	2	*	3	*

\* On admettra que la résistance horizontale est nulle.

La stabilité des fondations sur caissons doit être contrôlée, selon les SSHB, sous l'effet des forces suivantes: réaction horizontale latérale, réaction verticale et réaction horizontale (cisaillement) à la base. Les coefficients de sécurité prescrits par les SSHB sont donnés au tableau 5.11.

Tableau 5.11. Coefficients de sécurité exigés des fondations sur caissons, selon les SSHB.

Efforts latéraux	Efforts verticaux	Efforts horizontaux à la base
1,1	2,0	1,2

5.223. Nouvelle-Zélande (Ministry of Works and Development, 1973).

(1) La force sismique minimale à considérer est

$$V = C.I.W$$

où V = force sismique horizontale totale dans la direction considérée;

C = coefficient sismique de base. Le pays est divisé en 3 zones, dont les coefficients sismiques respectifs sont donnés par la figure 5.29;

I = facteur d'importance (tableau 5.12);

W = poids propre du pont.

La période fondamentale peut être évaluée au moyen de la formule approchée

$$T = 0,20 \sqrt{\delta}$$

où  $T$  = période fondamentale en secondes;

$\delta$  = déplacement de la construction en cm, sous l'effet d'une force horizontale égale au poids propre du pont.

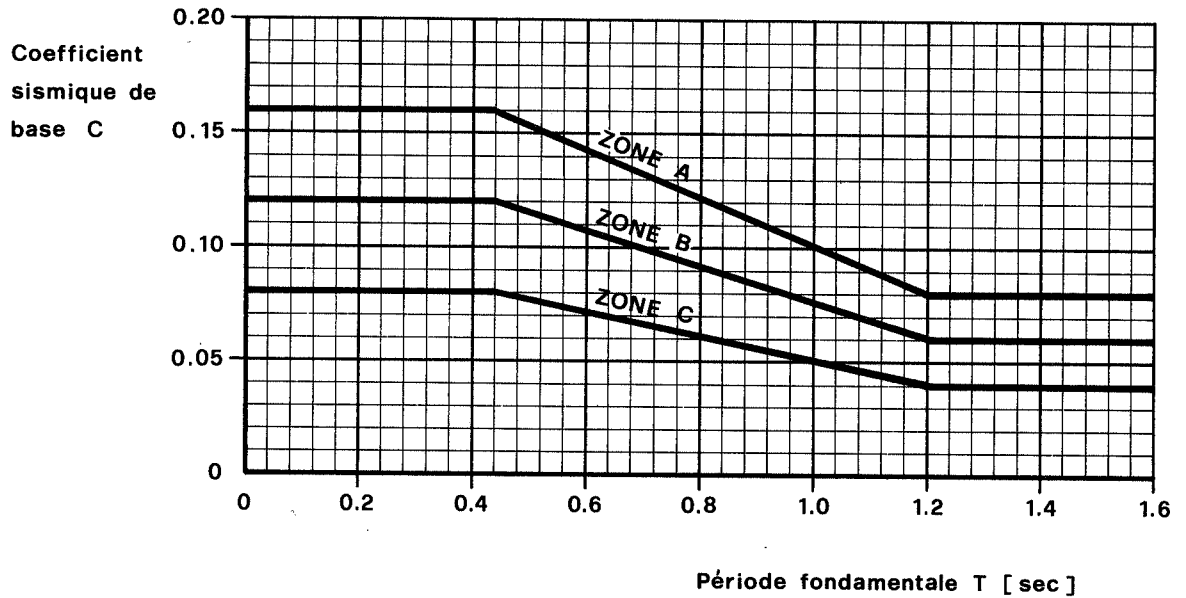


Fig. 5.29. Coefficient sismique de base C.

Tableau 5.12. Facteur d'importance I.

Catégories de ponts	Valeur minimale de I
1. Ponts soumis à un trafic de plus de 2500 véhicules par jour, ou enjambant des autoroutes ou des voies de chemin de fer	1,00
2. Ponts supportant entre 250 et 2500 véhicules par jour	0,85
3. Ponts supportant moins de 250 véhicules par jour	0,70

Si les masses des piles sont prises en compte, la force  $V$  est répartie sur la hauteur, comme pour les bâtiments:

$$F_x = V \frac{W_x \cdot h_x}{\sum W_x \cdot h_x}$$

où  $F_x$  = force horizontale appliquée au niveau  $x$  dans la direction considérée;

$W_x$  = poids propre de l'élément concentré au niveau  $x$ ;

$h_x$  = hauteur comprise entre la base et le niveau  $x$ .

Il faut noter que la norme a fixé les valeurs de ces forces sismiques de calcul en supposant qu'une bonne partie de l'énergie développée par le séisme est absorbée par les déformations post-élastiques de la construction et que l'ensemble de la structure présente un facteur de ductilité d'au moins 6 dans la direction considérée. Ce facteur de ductilité est en général défini par le rapport

$$\text{facteur de ductilité} = \frac{du}{dy}$$

où  $du$  = déplacement du centre de masse de la structure sous l'effet des charges ultimes;

$dy$  = déplacement du même centre de masse au moment de la première plastification des éléments de la structure.

D'après la norme, on peut obtenir la ductilité voulue, soit en favorisant la formation de rotules plastiques (généralement dans les piles plutôt que dans le tablier) soit en introduisant entre le tablier et les appuis des dispositifs ductiles limitant la grandeur des forces.

Il se peut aussi que pour des raisons économiques, on juge préférable de renoncer à la ductilité et d'admettre quelques ruptures fragiles lors d'un séisme majeur. Il s'agit d'ouvrages rigides, comme les ponts sur piles courtes ou les ponts à 1 ou 2 travées retenues transversalement sur les culées. La force sismique de calcul est encore évaluée au moyen de la formule

V = C.I.W mais dans laquelle on fixe pour le produit CI des valeurs plus élevées que précédemment (tableau 5.13).

Tableau 5.13. Valeurs du produit CI pour des ouvrages peu ductiles ou non ductiles.

Catégories	Zone A	Zone B	Zone C
1	0,24	0,18	0,12
2	0,20	0,15	0,10
3	0,17	0,13	0,09

(2) La combinaison des charges sismiques avec les autres charges dépend du genre de calcul:

- dimensionnement élastique, avec 33% de majoration pour la contrainte admissible:

$$DL + EP + OW + SG + ST + EQ + TP$$

- dimensionnement à l'état-limite ultime

$$1,08[kDL + 1,25(EP+OW) + SG + ST + 1,25EQ + TP]$$

où DL = poids propre;  
EP = poussée des terres sur les murs de soutènement;  
OW = pression hydrostatique normale;  
SG = effets de retrait;  
ST = tassement;  
EQ = charges sismiques;  
TP = effets thermiques;  
k = coefficient de prise en compte des accélérations verticales; on admettra la plus défavorable des 2 valeurs, k = 1,2 ou k = 0,8 selon les cas.

(3) Pour préserver l'intégrité de la structure, les normes recommandent les mesures suivantes:

- les liaisons entre deux travées adjacentes de la superstructure doivent être dimensionnées pour une force minimale égale à 0,2 fois le poids de la travée la plus lourde;
- les boulons d'ancrage des appuis doivent pouvoir résister à une force verticale montante égale à 0,1 fois la réaction descendante en ce point, sous l'effet du poids propre;
- on vouera une attention particulière à la possibilité de réduire le risque de dommages secondaires par l'aménagement d'un espace libre entre les éléments structuraux importants. Cet espace doit être supérieur à 9 fois le déplacement élastique relatif des éléments sous l'action des charges sismiques minimales spécifiées.

(4) Les culées sont dimensionnées pour les charges définies à la figure 5.30. Les poussées dynamiques des terres sont déterminées selon la théorie exposée au chapitre 3 sur les murs de soutènement. Pour le calcul de ces poussées et de la force d'inertie dans le tablier, on adoptera le coefficient sismique CI prévu pour les ouvrages non ductiles (tableau 5.13).

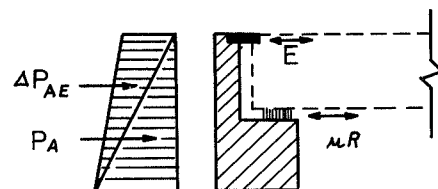
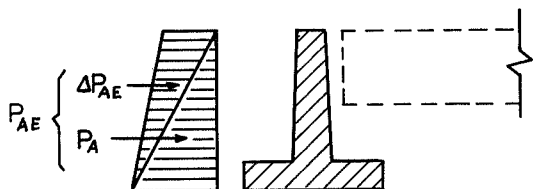
La figure 5.30 représente les forces à considérer dans le calcul des culées, appuis et ouvrages de soutènement des ponts, où

- E = force agissant dans le joint de dilatation;
- H = force d'inertie de la superstructure transmise par le dispositif de limitation des forces;
- $P_A$  = poussée active des terres;
- $P_0$  = poussée des terres au repos;
- $\Delta P_{AE}$  = incrément de la poussée active des terres sous l'effet du séisme;
- $P_{AE}$  = poussée active des terres pendant le séisme;
- R = réaction due au poids propre à l'appui sur culée;
- V = force d'inertie de la superstructure;
- $\mu$  = coefficient de frottement des appuis glissants (0,12 pour acier sur teflon, et 0,50 pour caoutchouc sur béton).

Type 1 : Culée non calculée pour réaliser un ancrage anti-sismique.

A. Culée indépendante, non liée à la superstructure.

B. Superstructure reposant sur des appuis glissants. Joint de dilatation.

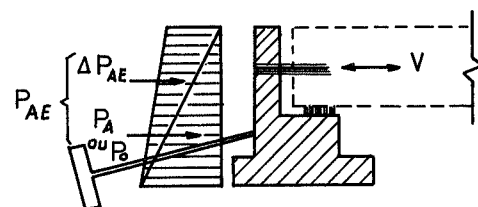
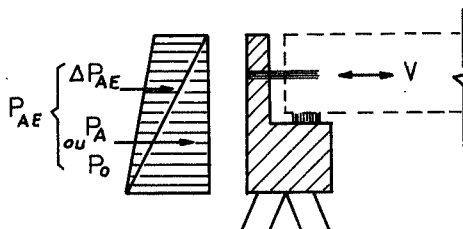
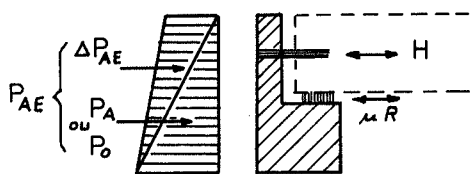


Type 2 : Culée calculée comme un ancrage anti-sismique.

A. Liaison assurée par un dispositif de limitation des forces. Appuis mobiles. Type de fondation quelconque.

B. Liaison rigide. Fondation rigide (par ex. fondation sur rocher, pieux inclinés).

C. Liaison rigide. Fondation déformable.

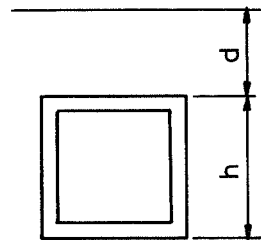
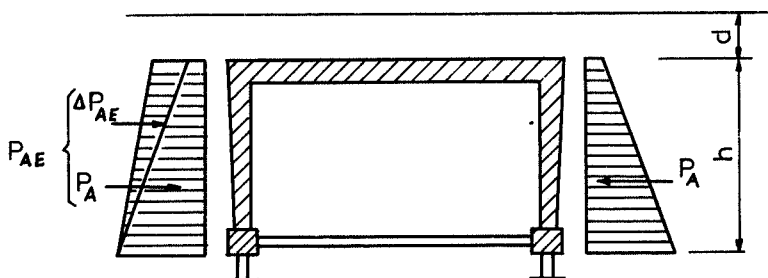


Note: Appliquer  $P_A$  quand H ou V agissent dans le même sens que la poussée des terres.  
Appliquer  $P_0$  quand H ou V agissent dans le sens contraire de la poussée des terres.

Type 3 : Structures de type cadre et de type conduite.

A. Epaisseur du remblai inférieure à la moitié de la hauteur de la structure ( $d < h/2$ ).

B. Epaisseur du remblai supérieure à la moitié de la hauteur de la structure ( $d > h/2$ ).



Absence de déplacement relatif des fondations.

Dans ce cas, les effets sismiques sont négligés.

Fig.5.30. Forces agissant sur les ouvrages de soutènement des ponts, pendant un séisme.

5.224. Etats-Unis

Il ne sera question ici que des normes de l'Etat de Californie, qui sont les plus avancées et qui ont toujours servi de base aux normes nationales.

A. Avant le séisme de San Fernando (1971, la force sismique .....  
était calculée au moyen des formules suivantes (California Division of Highways, 1968):

$$EQ = KCW \quad (1)$$

où EQ = force appliquée horizontalement au centre de gravité de la structure. Cette force est ensuite distribuée aux appuis proportionnellement à leur rigidité relative;

K = coefficient numérique représentant l'absorption d'énergie par la structure,

K = 1,33 : ponts où les forces horizontales sont absorbées par un mur de culée dont le rapport de la hauteur à la longueur est inférieur à 2,5;

K = 1,00 : ponts dont les piles résistent seules aux forces horizontales, le rapport de la hauteur à la longueur (mesurée dans la direction du mouvement) de ces piles étant supérieur à 2,5;

K = 0,67 : ponts où les forces horizontales sont absorbées par des cadres continus.

$$C = \frac{0,05}{\sqrt[3]{T}} \quad (\text{maximum, } C = 0,10) \quad (2)$$

où C = coefficient numérique représentant la rigidité de la structure.

$$T = 0,32 \sqrt{\frac{W}{P}} \quad (3)$$

où T = période de vibration de la structure, en secondes;

W = poids propre de la structure;

P = force nécessaire pour provoquer un déplacement horizontal d'un pouce de la structure.

Les forces sismiques EQ ainsi calculées ne doivent pas être inférieures à 0,02 W. On doit accorder une attention particulière aux structures fondées sur des sols meubles, capables de subir de grands mouvements, ainsi qu'aux grandes structures à piles massives.

B. Après le séisme de San Fernando (1971), l'étude des dégâts constatés a montré que les valeurs des coefficients recommandées précédemment sont trop faibles; les ouvrages ne peuvent supporter les accélérations observées que s'ils présentent une très grande ductilité et un bon amortissement. En attendant la parution d'une nouvelle réglementation, les modifications suivantes ont été provisoirement introduites par la "California Division of Highways" (1971):

EQ = 2 KCW pour les cadres fondés sur semelles. (1')

EQ = 2,5 KCW pour les cadres fondés sur pieux. (1'')

Il reste admis de majorer de 33% les contraintes admissibles.

C. Les normes du "California Department of Transportation" (1974) ont modifié les bases du dimensionnement des ponts, en tenant compte de la position du site par rapport à la faille, de la réponse sismique des sols et de la réponse dynamique de l'ensemble du pont.

(1) Méthode de la force statique équivalente

Elle s'applique surtout aux ouvrages dont tous les éléments porteurs possèdent approximativement la même rigidité. La force statique équivalente vaut

$$EQ = CFW$$

où EQ = force statique équivalente, appliquée au centre de gravité du pont;

F = facteur de forme, égal à 1,0 pour les ponts dont les piles résistent seules aux forces horizontales, et à 0,8 pour les ponts dont les forces horizontales sont absorbées par des cadres continus;

W = poids propre total du pont;

C =  $\frac{ARS}{Z}$  = coefficient de réponse combiné où

A = accélération maximale probable au niveau de la roche-mère, à l'endroit considéré (valeur fournie par les services géologiques);

R = réponse normalisée (ou "relative") de la structure aux excitations du rocher exprimé en fonction de la période T;

S = facteur d'amplification par le terrain, en fonction de la période T;

Z = réduction tenant compte de la ductilité de la structure et du risque d'effondrement du tablier.

La période T est donnée en secondes par la formule

$$T = 0,32 \sqrt{\frac{W}{P}}$$

où P = force nécessaire pour provoquer un déplacement horizontal de 1" (25 mm) de l'ensemble du pont.

Des précisions seront données plus loin sur les valeurs à adopter pour les différents coefficients A, R, S et Z.

Forces statiques équivalentes minima:

$$\begin{array}{ll} C \geq 0,06 & \text{si } A < 0,3 \text{ g} \\ C \geq 0,10 & \text{si } A \geq 0,3 \text{ g} \end{array}$$

(2) Méthode de la réponse modale spectrale

Dans le cas de structures complexes, une analyse dynamique par la méthode modale spectrale est requise; dans le calcul de la force sismique, on tient compte de l'effet des modes supérieurs d'oscillation.

(3) Cas spéciaux

Près des failles actives ou sur des sites présentant des conditions géologiques particulières, les ouvrages spéciaux, notamment les ponts dont la période fondamentale d'oscillation dépasse 3 secondes, doivent faire l'objet d'une analyse dynamique fondée sur la sismicité locale et la réponse du terrain.

(4) Dimensionnement des dispositifs de limitation des déplacements

Les dispositifs destinés à limiter les déplacements du tablier devront pouvoir résister à une force égale au quart de la "contribution du poids propre", moins l'effort tranchant provoqué par la force EQ dans les piles.

Dans le cas d'une poutre simple fixée à une extrémité et libre à l'autre, la "contribution du poids propre" est égale au poids propre de la superstructure entière pour le calcul des forces longitudinales sur la culée fixe; dans la direction transversale, les deux appuis agissent comme des appuis fixes; la "contribution du poids propre" se réduit, pour chacun d'eux, à la moitié du poids de la poutre.

La détermination du coefficient C de la force statique équivalente mérite quelques explications. Ce coefficient groupe les facteurs censés influencer la réponse de la structure aux forces sismiques: situation du site par rapport aux failles,

effet des secousses probables provenant de ces failles, effet des couches superficielles de terrain sur les mouvements à la surface, réponse dynamique du pont aux mouvements du sol, réduction de l'intensité de la force induite dans la structure par suite de la ductilité de la construction et risque d'effondrement.

Les valeurs de l'accélération maximale probable  $A$  au niveau de la roche-mère doivent être estimées par les sismologues et les géologues, en fonction du passé sismique de la région, de sa situation par rapport aux failles, etc. Le résultat se présente sous la forme d'une carte où sont tracés les contours des zones d'accélération maximum prévisible au niveau de la roche-mère.

L'accélération maximum ne suffit pas pour définir le mouvement sismique en un endroit donné. Il faut aussi indiquer les fréquences composant ce mouvement; elles sont estimées sur la base de la réponse dynamique d'un système à un degré de liberté soumis aux mouvements sismiques de la roche-mère. Une courbe de réponse normalisée moyenne  $R$  a été calculée à partir des enregistrements des accélérations observées sur la roche-mère lors de cinq séismes californiens (fig.5.31). Pour définir le spectre

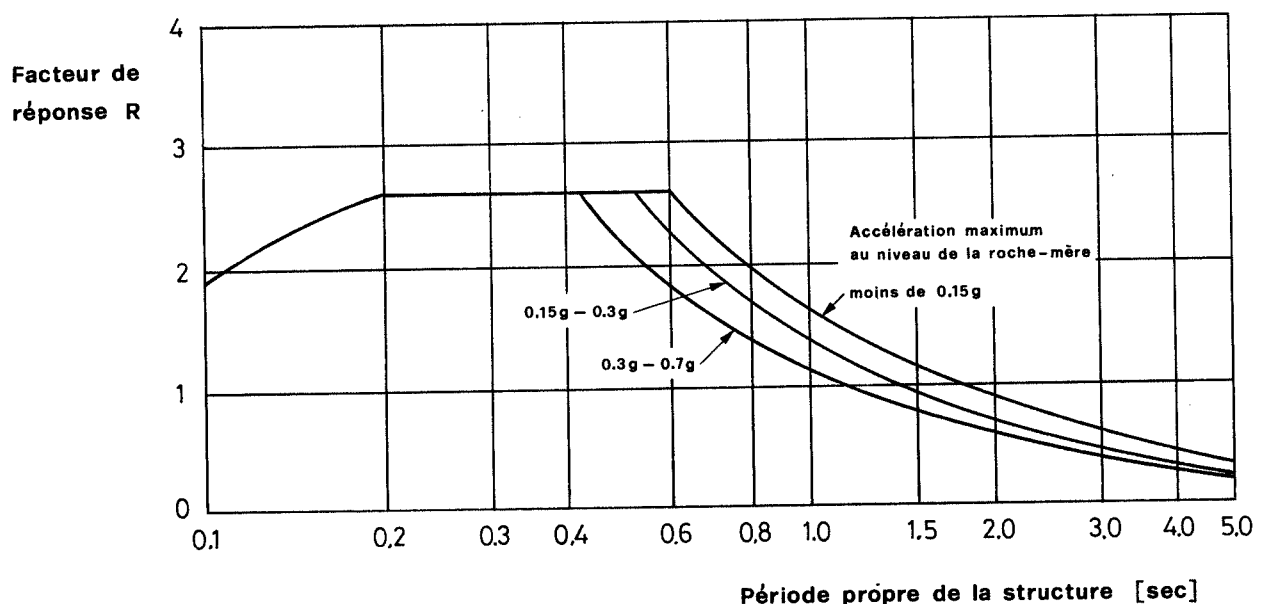


Fig.5.31. Spectre de réponse normalisé au niveau de la roche-mère.

D'après Gates (1976).

de réponse élastique (5% d'amortissement), c'est-à-dire l'accélération maximum de l'oscillateur à un degré de liberté en fonction de la période, dans n'importe quelle région de Californie, il suffit de multiplier l'accélération maximum au niveau de la roche-mère par l'ordonnée R de la courbe.

Le facteur d'amplification par le sol S représente l'effet de la modification des mouvements sismiques par les couches de terrain qui recouvrent la roche-mère. On considère le système comme une colonne de terrain unidimensionnelle soumise à des ondes sismiques se propageant depuis le rocher jusqu'au sommet de la colonne (fig.5.32). Le facteur d'amplification S ainsi obtenu dépend des propriétés du terrain; il est peu influencé par le contenu fréquentiel des excitations sismiques.

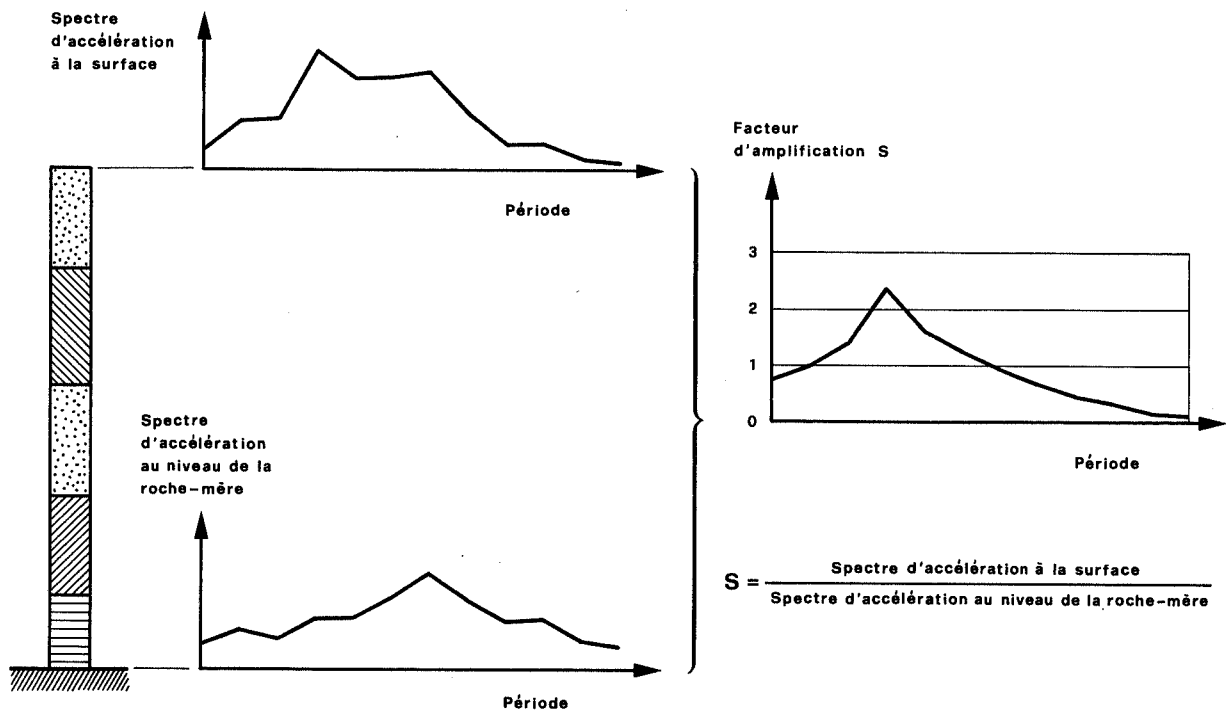


Fig.5.32. Définition du facteur d'amplification par le terrain S.

D'après Gates (1976).

Pour construire les courbes S (fig.5.33), une étude paramétrique a été réalisée en Californie. Un programme de calcul développé à cet effet a permis d'analyser de nombreuses combinaisons de terrains et de séismes. Les colonnes de terrain considérées sont censées représenter les couches alluviales des vallées ou bassins californiens. Les matériaux dans lesquels la vitesse

Épaisseur de la couche d'alluvions au-dessus du rocher

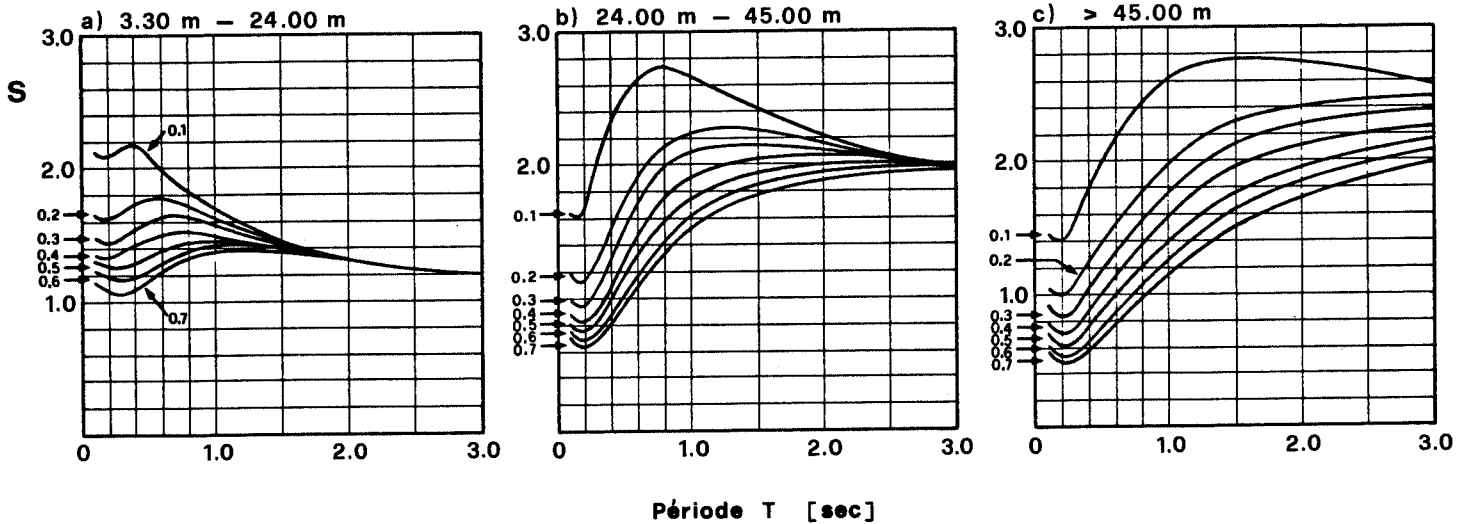


Fig.5.33. Facteur standard d'amplification par le terrain, pour différentes valeurs de l'accélération maximum comprises entre 0,1 g et 0,7 g au niveau de la roche-mère. D'après Gates (1976).

de propagation des ondes est de l'ordre de 760 - 910 m/s sont assimilés à du rocher.

Le produit ARS correspond à un spectre de réponse élastique à la surface du sol. Les séismes majeurs susceptibles de provoquer de grandes forces d'inertie étant beaucoup moins fréquents, il est raisonnable de tolérer dans ce cas quelques déformations plastiques. Les expériences passées ont montré que, grâce au fait que la réponse est inélastique et que l'amortissement en est augmenté, les piles sont capables de résister à des forces sismiques très supérieures à celles que donnerait une réponse élastique.

Le facteur de ductilité représente la possibilité de déformations élasto-plastiques d'un élément de la structure avant sa rupture; il dépend essentiellement des propriétés des matériaux utilisés, et dans une moindre mesure, du détail des joints et du système statique. Pour une colonne en béton armé correctement dimensionnée, sa valeur est en général comprise entre 4 et 6. Dans les ponts californiens, la valeur de base admise pour les piles se situe aux environs de 4.

De plus, les normes tiennent compte d'un facteur caractérisant le risque d'effondrement. Les ouvrages sur piles courtes

sont plus stables et beaucoup moins vulnérables que les ouvrages sur piles hautes. On admet un coefficient de réduction de 2 pour les ponts courts rigides dont la période fondamentale est inférieure à 0,6 seconde. Cette valeur décroît linéairement jusqu'à 1, valeur correspondant à une période de 3 secondes.

Les coefficients de ductilité et de risque sont ensuite combinés pour donner le coefficient de réduction  $Z$  qui varie de 8 pour une période de 0,6 seconde à 4 pour 3 secondes.

Dans les normes californiennes, les valeurs des coefficients  $C = \frac{ARS}{Z}$  sont données directement en fonction de l'épaisseur de la couche de terrain recouvrant la roche-mère (fig.5.34). La valeur maximum de  $C$  est 0,25.

Le facteur de forme  $F$  tient compte de la stabilité et de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Les critères californiens de dimensionnement ont été adoptés sur tout le territoire national des Etats-Unis (AASHTO, 1975). Les zones de risque sismique sont celles que définit le "Uniform Building Code (UBC)". L'accélération maximum  $A$  au niveau de la roche-mère est fixée à 0,5 g dans la zone 3, 0,22 g dans la zone 2 et 0,09 g dans la zone 1.

## 5.23. Dispositions constructives

### 5.231. Principes généraux

Les expériences passées ont montré que les dommages survenus aux ponts ont été généralement causés par les mouvements différentiels des fondations des piles et des culées, dans les trois directions: longitudinale, transversale et verticale.

La jonction entre les piles et les poutres, où s'opère la transmission des forces sismiques entre l'infrastructure et la superstructure, constitue l'élément le plus délicat de l'ouvrage. Pour prévenir les dégâts, on cherche donc,

- soit à limiter les déplacements différentiels entre les culées,

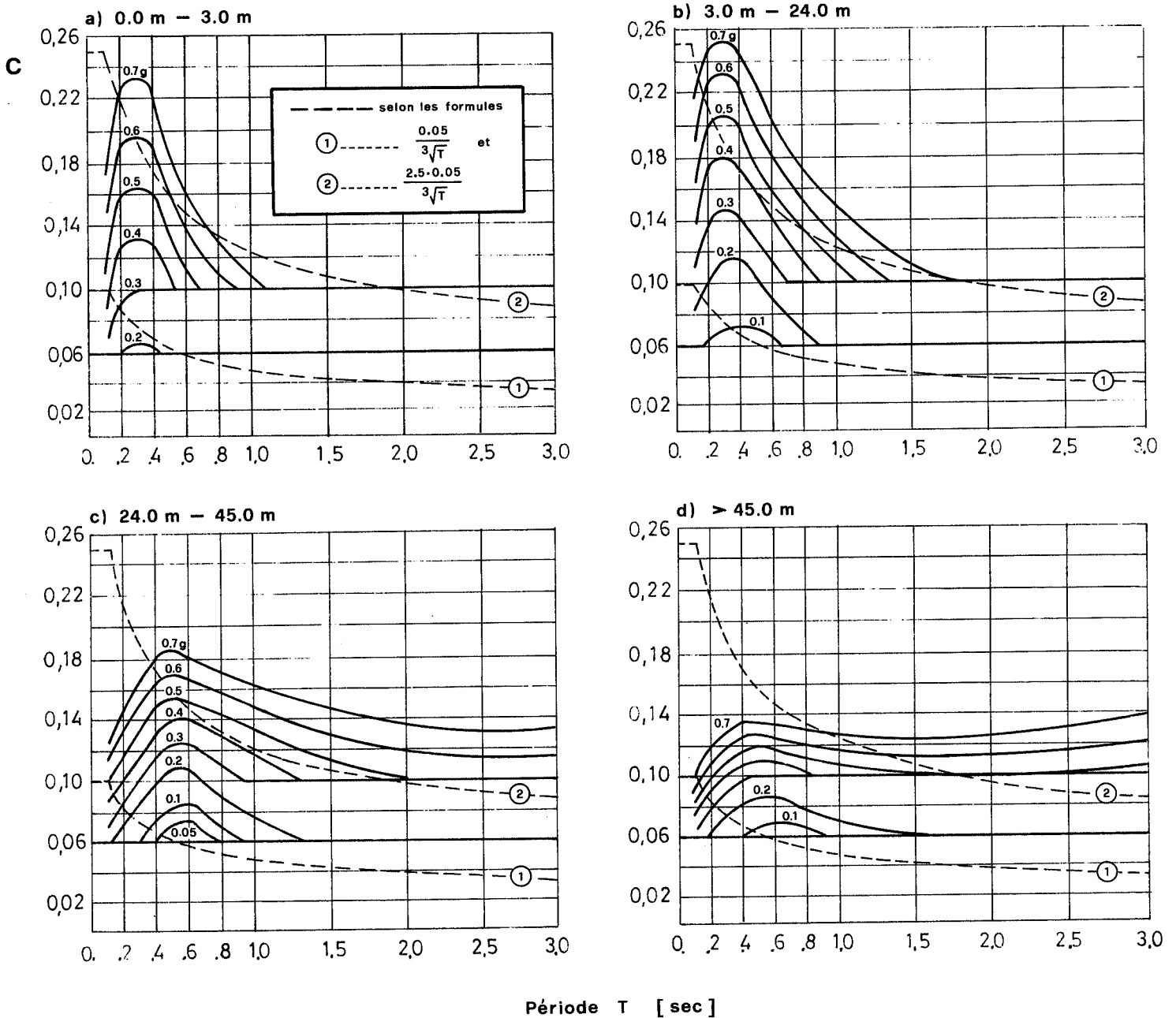


Fig.5.34. Coefficient de réponse combiné C pour différentes valeurs de l'accélération maximum au niveau de la roche-mère (0,1 g à 0,7 g) et de l'épaisseur des couches d'alluvions. D'après Gates (1976).

les piles et le tablier, de manière à réaliser une distribution plus uniforme des mouvements et des efforts aux appuis;

- soit de diminuer les efforts en intercalant des "isolateurs" (ressorts, amortisseurs, etc.) entre l'infrastructure et le tablier.

Dans les deux cas, il en résulte une réduction des forces agissant sur les piles, les culées et les fondations, et du risque de chute du tablier.

Le choix du système statique joue un rôle essentiel sur la résistance du pont aux séismes et sur le coût de la construction. On sait par exemple que du point de vue sismique, il est avantageux de réaliser une superstructure continue et liée à l'infrastructure, mais que les effets thermiques peuvent donner naissance à de grands moments de flexion dans les piles. Si, par contre, le tablier peut glisser sur les piles, il faudra reprendre les forces d'inertie horizontales en l'ancrant sur quelques appuis ou sur une culée massive. La solution optimale varie de cas en cas et doit tenir compte des facteurs comme la longueur des travées, la hauteur des piles et la nature des fondations.

Quelques exemples de réalisations récentes et la description de quelques dispositifs spéciaux destinés à améliorer la résistance antisismique illustreront les principes généraux énoncés ci-dessus.

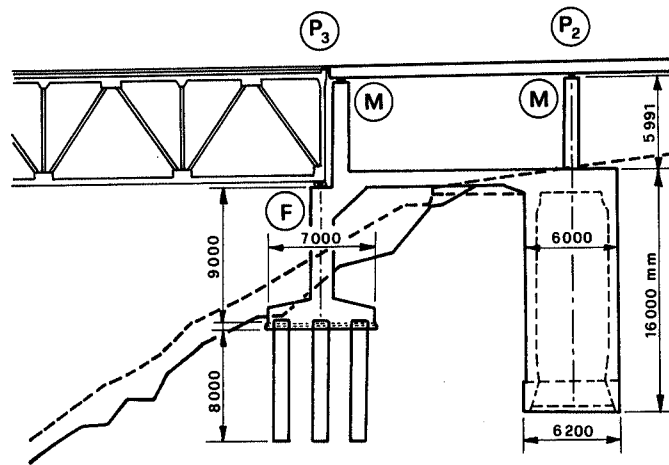
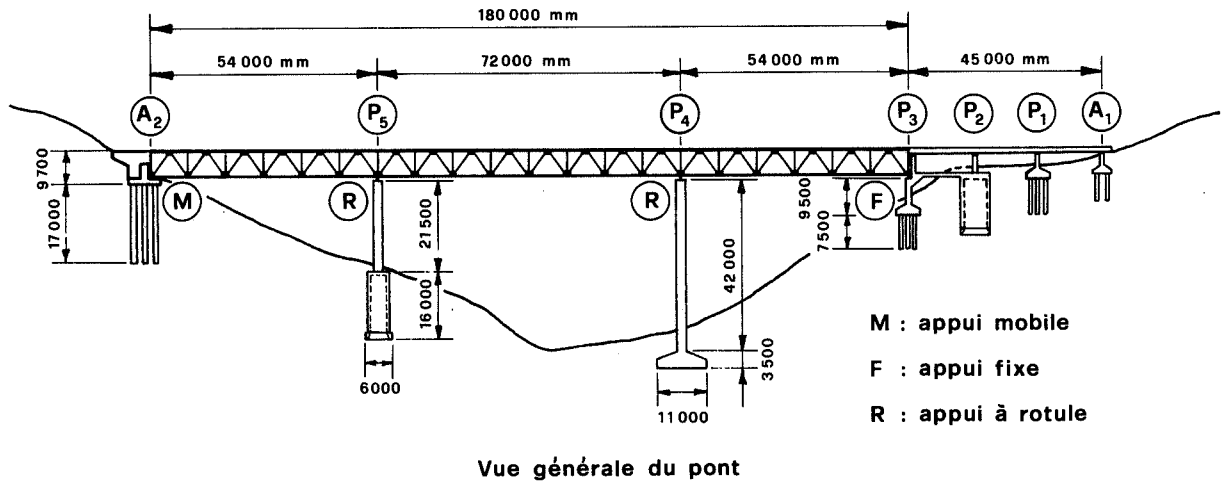
#### 5.232. Exemples de répartition des forces sismiques sur les appuis

PREMIER CAS - Une des culées reprend entièrement les forces sismiques longitudinales.

Le pont possède un appui fixe sur une des culées et des appuis mobiles sur l'autre culée et sur les piles. Dans l'ouvrage représenté sur la figure 5.35, on peut considérer que la culée droite absorbe presque la totalité des forces longitudinales malgré la présence d'appuis à rotule sur les piles intermédiaires. Ces dernières sont en effet plus affectées par les forces sismiques dans la direction transversale, où la rigidité relative des piles par rapport aux culées est plus importante que dans la direction longitudinale.

DEUXIEME CAS - Les piles hautes reprennent toutes les forces sismiques horizontales dans la direction longitudinale.

Le pont de Yoneyama (fig.5.36), situé sur une route



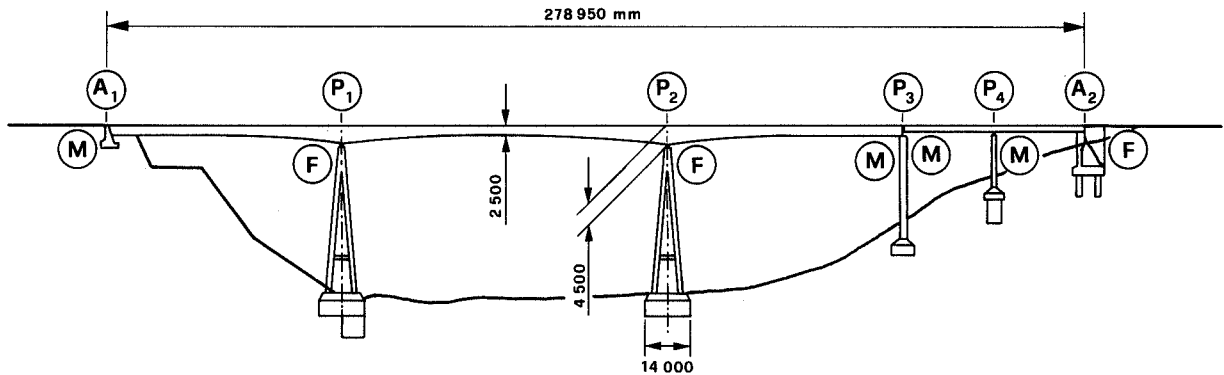
**Détail des piles P<sub>2</sub> et P<sub>3</sub>**

Fig.5.35. Pont de Sakai-gawa sur l'autoroute de Chuo.

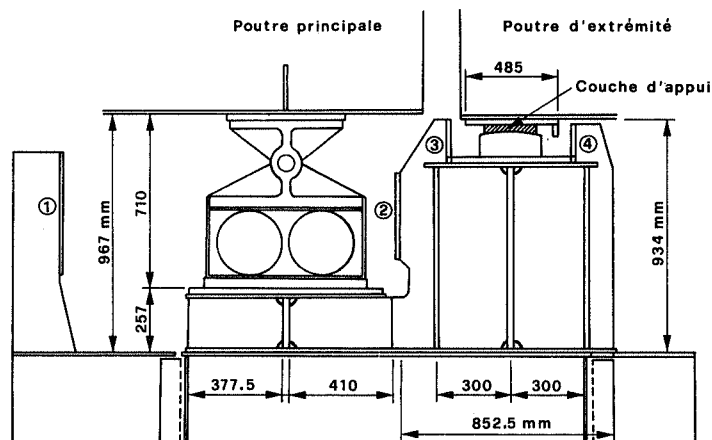
D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

nationale, est composé de poutres maîtresses métalliques et de piles formées de poutres-caissons métalliques. Les forces sismiques longitudinales du tablier sont transmises aux piles nos.1 et 2 par les appuis fixes. Sur la pile no. 3 sont installés des "stoppers" c'est-à-dire des butées, pour limiter les déplacements des poutres.

TROISIEME CAS - Les poutres maîtresses et les piles, rigidement liées, forment un cadre multiple continu résistant aux



Vue générale du pont



①, ②, ③, ④ : Stoppers

Détail des appuis mobiles en P<sub>3</sub>

Fig.5.36. *Pont de Yoneyama.*

D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

forces sismiques horizontales.

Dans le cas du pont-rail de Suzukinuma (fig.5.37), les piles sont formées de tubes métalliques dont les têtes sont noyées dans les poutres en béton pour former un cadre rigide qui reprend toutes les forces sismiques horizontales, dans les directions longitudinale et transversale.

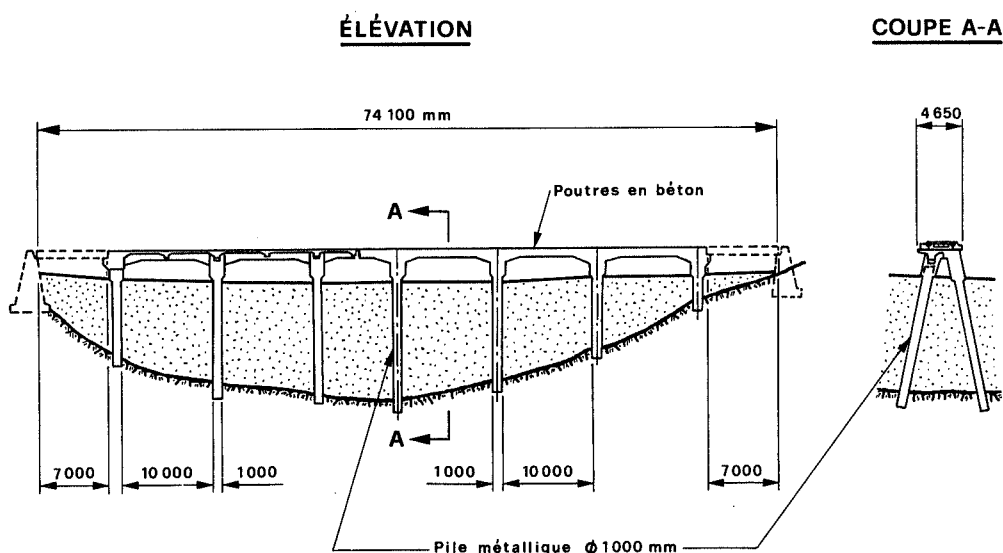


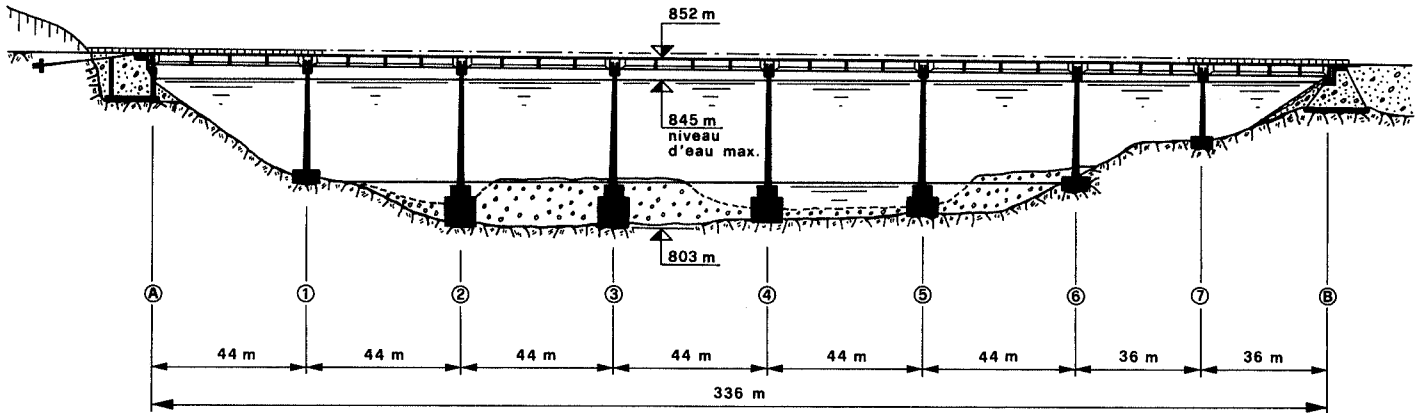
Fig.5.37. Pont-rail de Suzukinuma.

D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

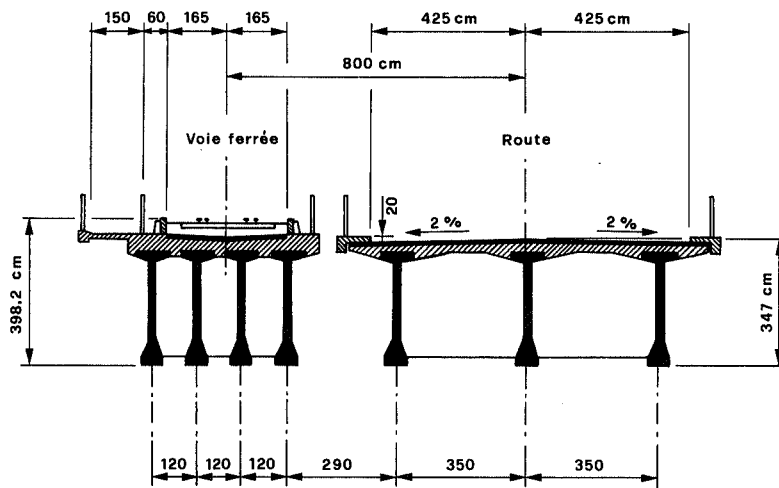
QUATRIEME CAS - Les deux culées reprennent toutes les forces sismiques longitudinales.

Le pont de Gülüskur (fig.5.38) est un ouvrage à poutres simples, préfabriquées, avec des tabliers continus en béton coulé sur place. La superstructure comprend deux tabliers disposés côte à côte, l'un supportant une voie ferrée, l'autre une route. Les forces sismiques transversales sont reprises, travée par travée, par les piles, qui sont très rigides dans cette direction. Les forces sismiques longitudinales sont absorbées principalement par les culées; seule une infime partie est supportée par les piles, relativement flexible dans cette direction. Aux culées, les mouvements horizontaux sont limités à la fois par des tampons sismiques et par des tirants. Des "stoppers" en béton limitent les mouvements différentiels entre les piles et le tablier.

**COUPE LONGITUDINALE**



**SECTION TYPE**



**SYSTÈME STATIQUE POUR LES FORCES SISMIQUES LONGITUDINALES**

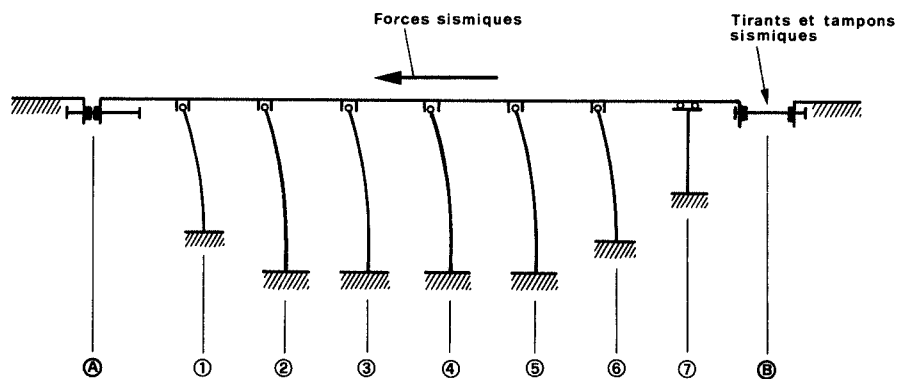


Fig. 5.38. *Pont de Gülüşkur.*

D'après Ostenfeld, Frandsen et Gotfredsen (1973).

5.233. Exemples de dispositifs antisismiques aux appuis et aux joints

PREMIER EXEMPLE - Dispositifs empêchant la chute des poutres maîtresses sous l'effet des forces sismiques horizontales.

Il existe de nombreux dispositifs permettant de limiter les déplacements des poutres au droit des appuis, afin d'empêcher la chute de la superstructure.

Dans l'exemple du pont-rail d'Arakawa (fig.5.39), la butée est placée au sommet de la pile et traverse un trou ménagé dans le tablier. Les poutres, en béton précontraint, sont liées entre elles par des tiges de connexion et un espace libre permet le jeu des déplacements dus à la température, au retrait et au fluage du béton.

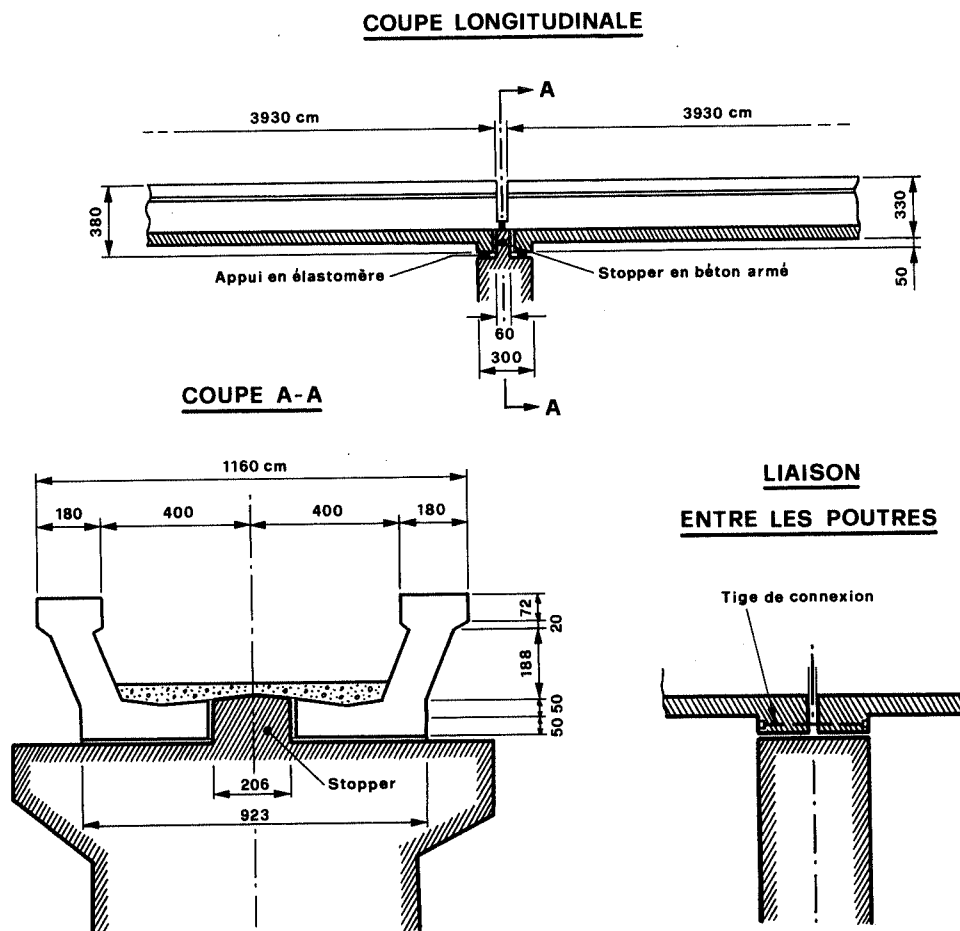


Fig.5.39. Pont-rail d'Arakawa.

D'après Inomata (1972).

La figure 5.40 montre un dispositif très utilisé au Japon pour des ponts à poutres simples: pendant le séisme, l'entretoise en béton précontraint viendra buter contre la poutre transversale en saillie sur le sommet de la pile. Les extrémités des poutres peuvent être liées par des tiges de connexion passant à travers un coussin formé de couches de matériaux amortisseurs (fig.5.41).

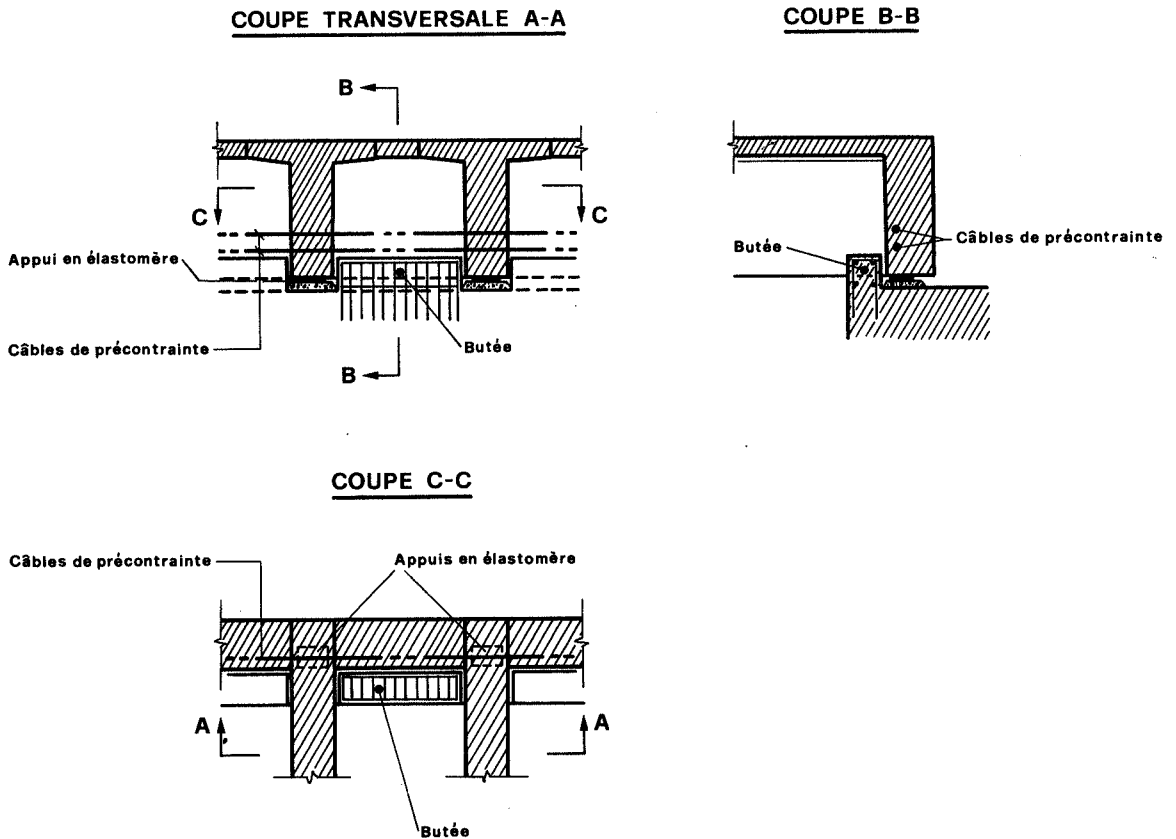


Fig.5.40. Stopper en béton armé.

D'après Inomata (1972).

Il existe aussi des appareils d'appui mobiles qui, tout en permettant aux poutres de se mouvoir librement sous les effets de la température, du retrait, du fluage, empêchent un déplacement excessif sous l'effet des séismes (fig.5.42).

La figure 5.43 donne un autre exemple d'appui mobile avec "stoppers". Les forces sismiques sont transmises aux piles par des nervures de la plaque inférieure, noyée dans le béton, et par les goujons d'ancrage.

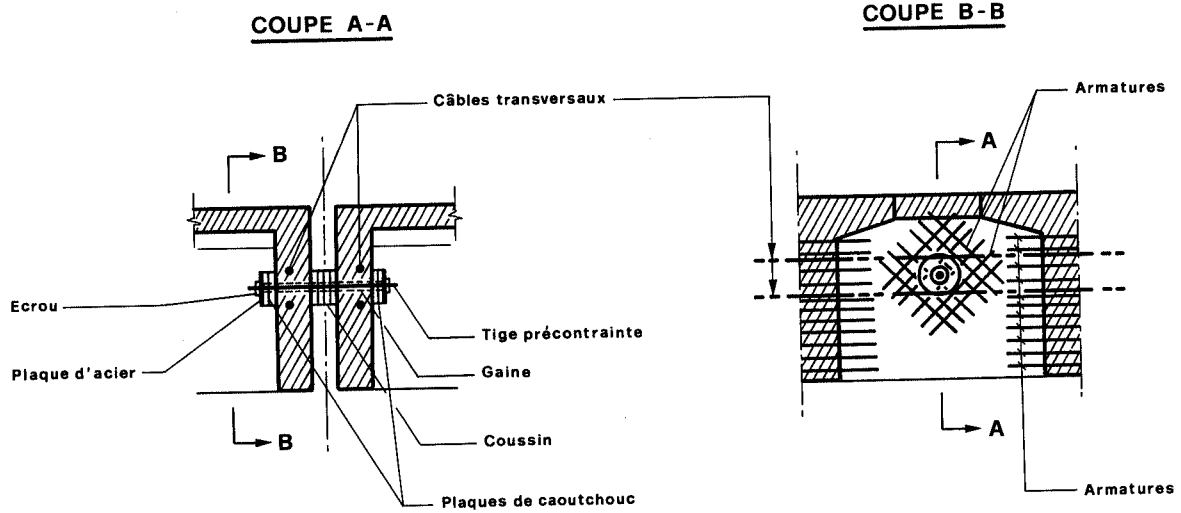


Fig.5.41. *Liaison entre les extrémités de poutres simples.*  
D'après Inomata (1972).

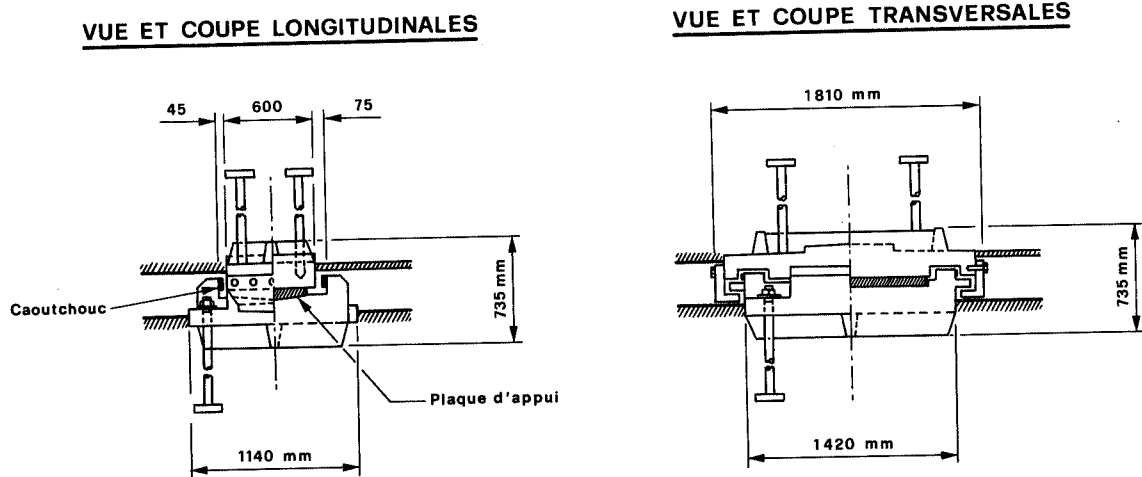
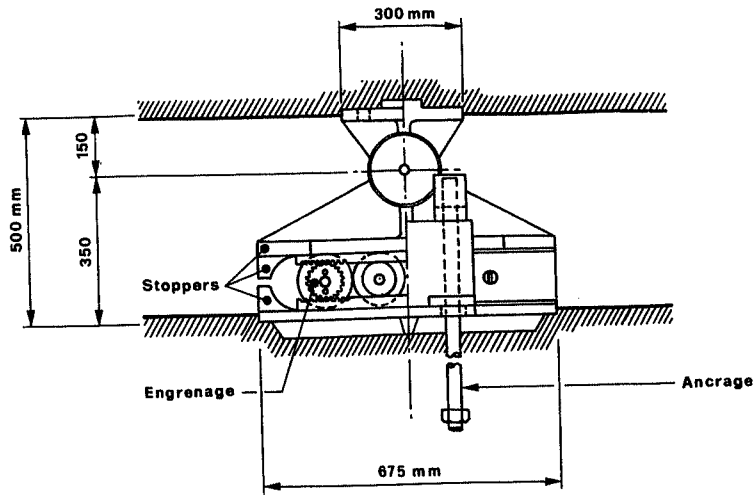


Fig.5.42. *Appui mobile du pont-rail de Tamagawa.*  
D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

COUPE LONGITUDINALE



COUPE HORIZONTALE

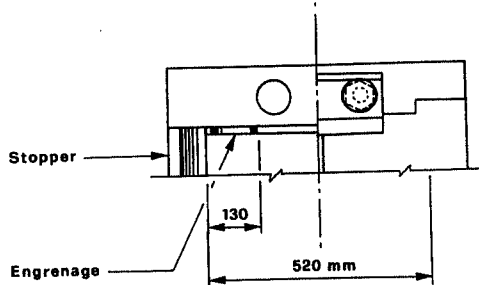


Fig.5.43. Appui mobile du pont de Shin-Aoyagi.  
D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

DEUXIEME EXEMPLE - Dispositifs servant à répartir les forces sismiques sur les appuis.

Le problème le plus difficile, quand il s'agit de dimensionner un pont à poutre continue, est de transmettre les forces sismiques longitudinales à chaque appui. Dans la conception classique, c'est l'appui fixe qui reprend la totalité de ces forces. Cette disposition devient peu économique dans le cas où le pont est très long et les travées très nombreuses, car cet appui fixe doit être très robuste pour absorber une force horizontale énorme.

On a proposé, par exemple, des amortisseurs à huile (fig. 5.44). Les appuis équipés de cet appareil fonctionnent comme les appuis mobiles lorsque les déplacements sont lents (par exemple sous l'effet des variations de température, du retrait et du fluage), mais réagissent comme des appuis fixes lorsqu'il s'agit de mouvements brusques comme dans le cas de séismes. La force sismique horizontale peut alors être répartie sur tous les appuis. Un appui fixe est néanmoins nécessaire, pour absorber les forces de freinage à l'état de service (fig.5.45).

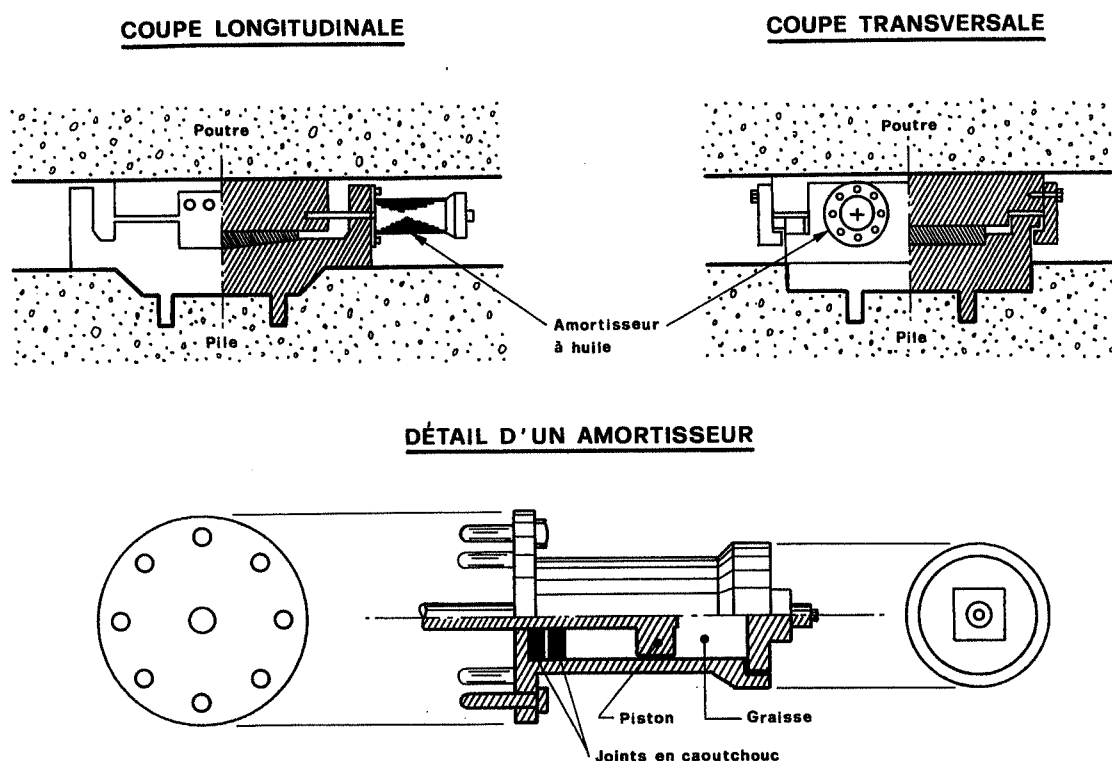


Fig.5.44. Appuis équipés d'amortisseurs à huile.

D'après Inomata (1972).

Un autre système développé pour les ponts de la compagnie "Tokyo Expressway" consiste à relier la superstructure aux piles par des câbles de précontrainte, connus sous le nom d'amortisseurs SU (fig.5.46).

Sous l'effet des variations de température, les câbles subissent les mêmes allongements ou raccourcissements que le

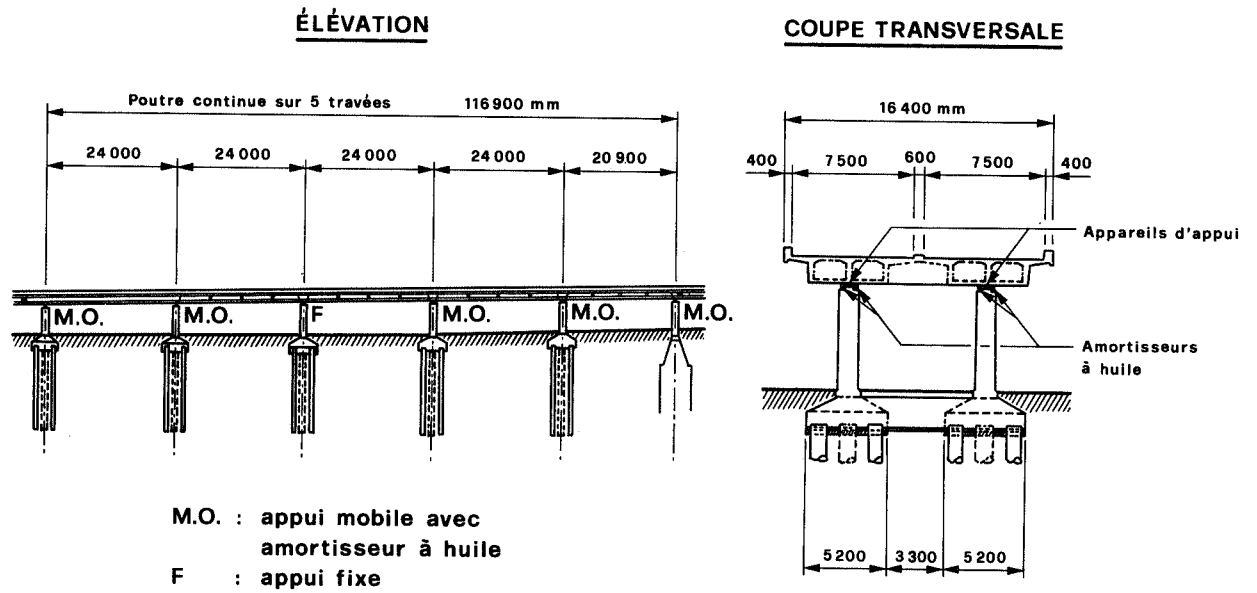


Fig.5.45. Pont de la "Tokyo Expressway" équipé d'amortisseurs à huile.

D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

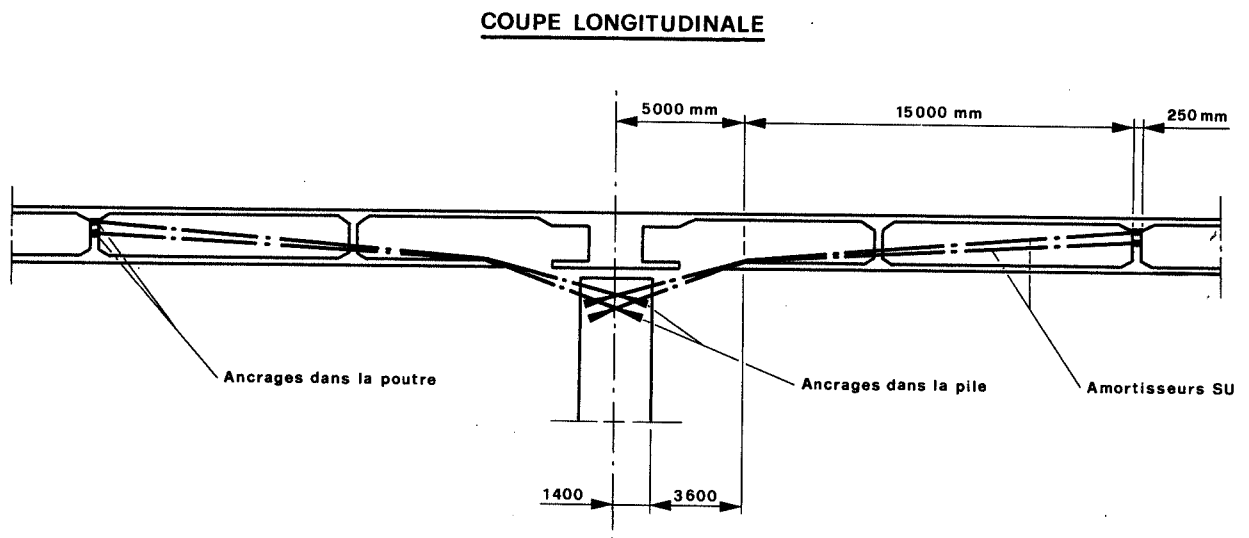


Fig.5.46. Pont de la Tokyo Expressway équipé d'amortisseurs SU (liaison par câbles précontraints).

D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

tablier; le sommet de chaque pile se déplace donc comme s'il était lié au tablier par un appui fixe, et les déplacements horizontaux provoqués par un tremblement de terre se répercutent également sur toutes les piles.

Remarque: Des appuis fixes ordinaires ne seraient pas capables de transmettre les efforts d'origine sismique, qui sont un multiple des efforts de freinage par exemple; les câbles précontraints, par contre, supportent des efforts de plusieurs MN.

La figure 5.47 montre un autre système d'amortisseur pour appuis mobiles. Un tube métallique noyé dans la poutre en béton descend dans une boîte fixée au sommet de la pile. Cette boîte est remplie d'un matériau visqueux (mélange d'asphalte et de solution de polyme) qui ne s'oppose pas aux mouvements lents dus aux effets de température, mais qui résiste aux déplacements rapides pendant le séisme. Le dispositif est prévu uniquement pour résister aux forces horizontales, les charges verticales étant reprises directement par les appareils d'appui.

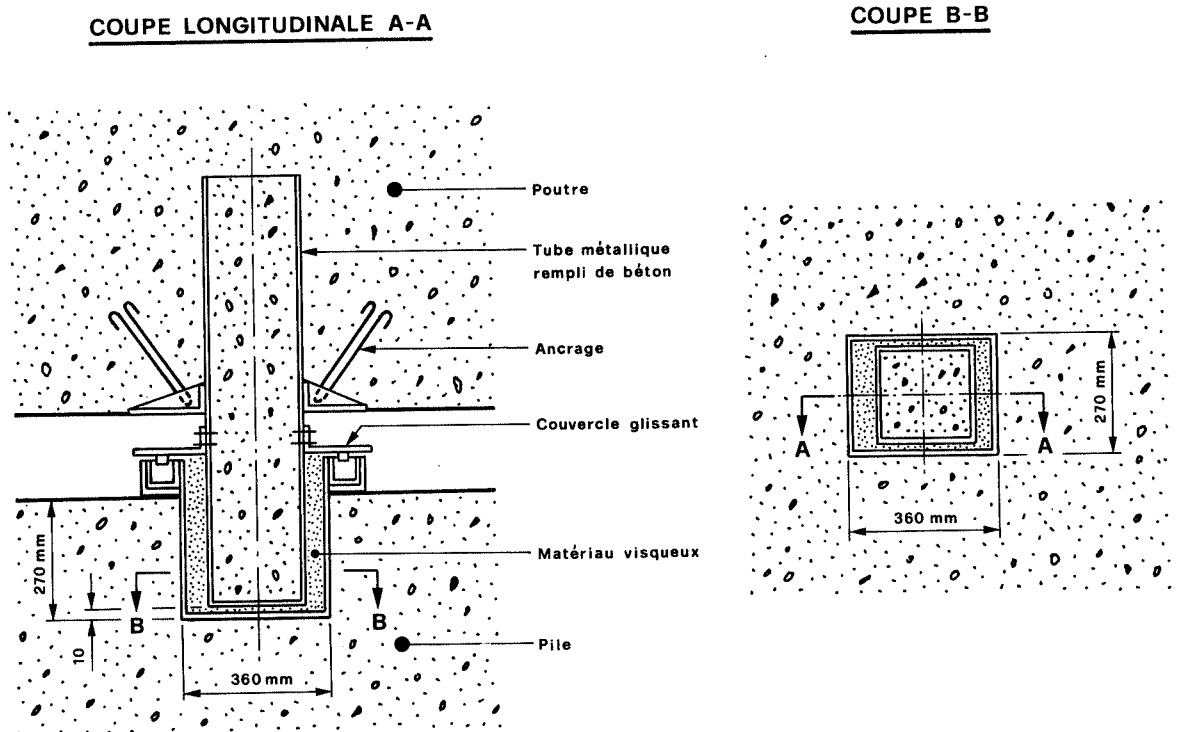


Fig.5.47. *Amortisseur visqueux.*

D'après Kitta et al. (1973).

Ces amortisseurs visqueux sont installés à tous les appuis mobiles (fig.5.48), l'appui fixe n'étant là que pour reprendre les forces de freinage à l'état de service.

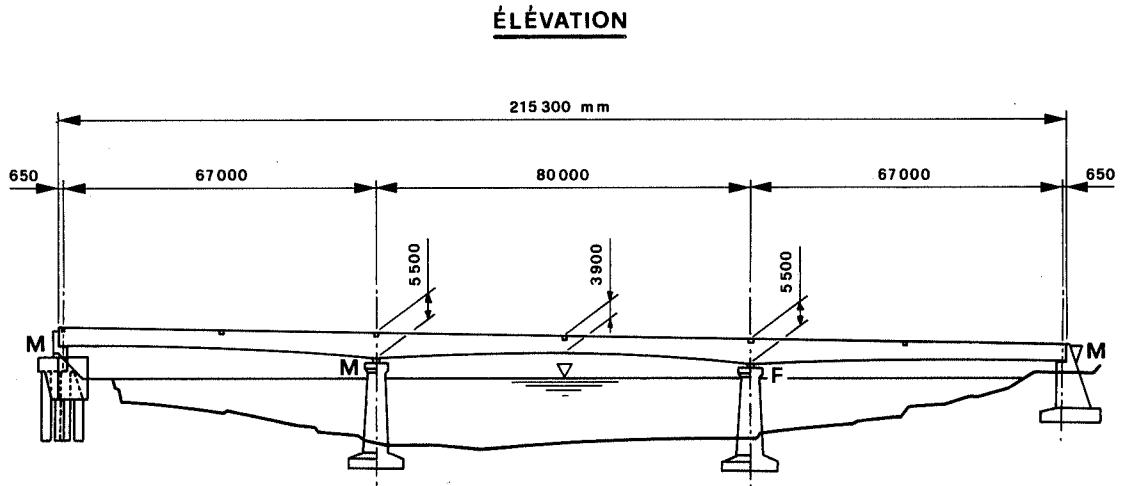


Fig.5.48. Pont-rail de Kisogawa.

D'après la "Japan Society of Civil Engineers" (1973).

TROISIEME EXEMPLE - Dispositifs permettant à la superstructure de flotter.

Les forces sismiques agissant sur les piles et culées peuvent être considérablement réduites si l'on permet au tablier de se déplacer, même dans une mesure restreinte, par rapport à l'infrastructure. Partant de ce principe, Leonhardt (1972) a imaginé des appuis glissants spéciaux (fig.5.49).

Aux endroits qui présentent une grande rigidité, comme les culées, les mouvements sismiques de la superstructure doivent être amortis. On peut utiliser à cet effet des amortisseurs en néoprène (fig.5.50).

A côté de ces appuis glissants, il existe également d'autres moyens de permettre un certain déplacement de la superstructure, mais sans dispositifs propres à limiter le mouvement (fig.5.51): piles flexibles, piles articulées, par exemple.

#### 5.234. Transmission des forces sismiques aux culées

La plupart des dommages survenus aux ponts se sont produits aux culées. Celles-ci doivent résister aux poussées des

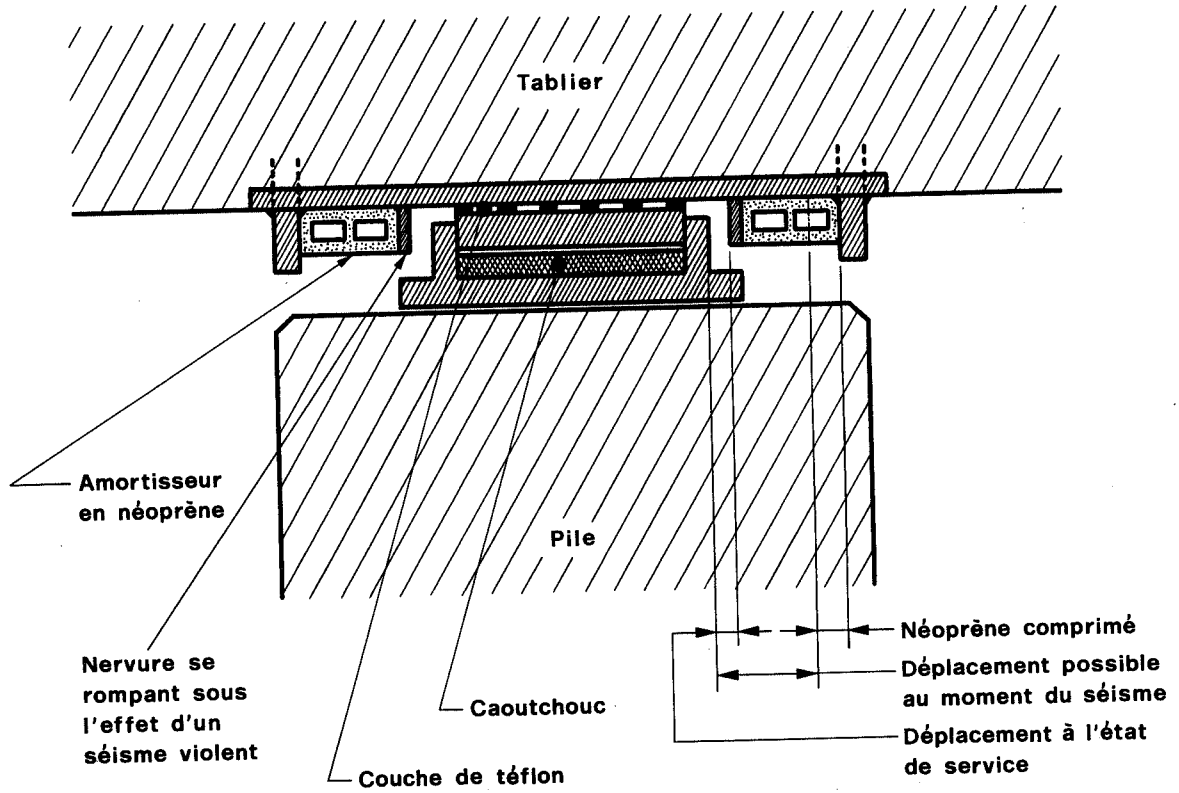


Fig.5.49. Appui glissant, permettant à la superstructure de flotter. D'après Leonhardt (1972).

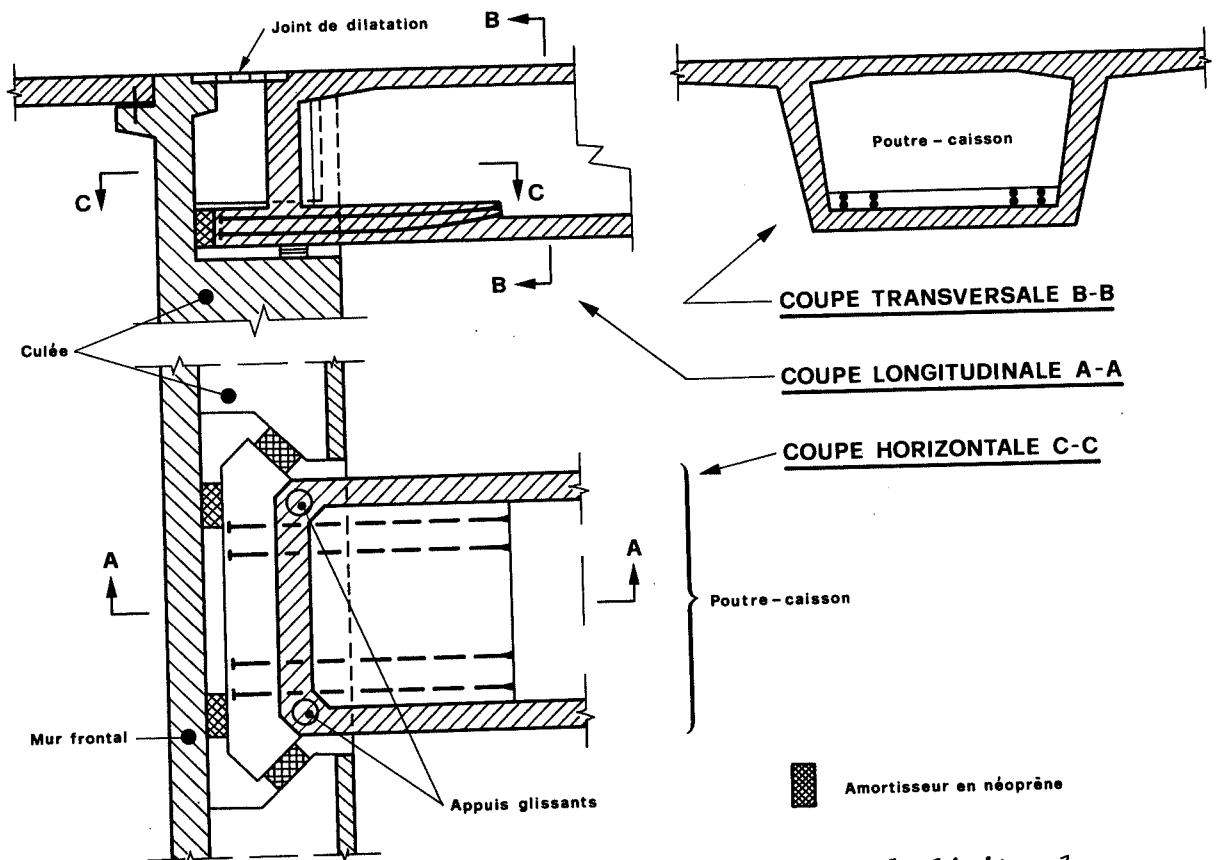


Fig.5.50. Amortisseurs en néoprène permettant de limiter les déplacements du tablier. D'après Leonhardt (1972).

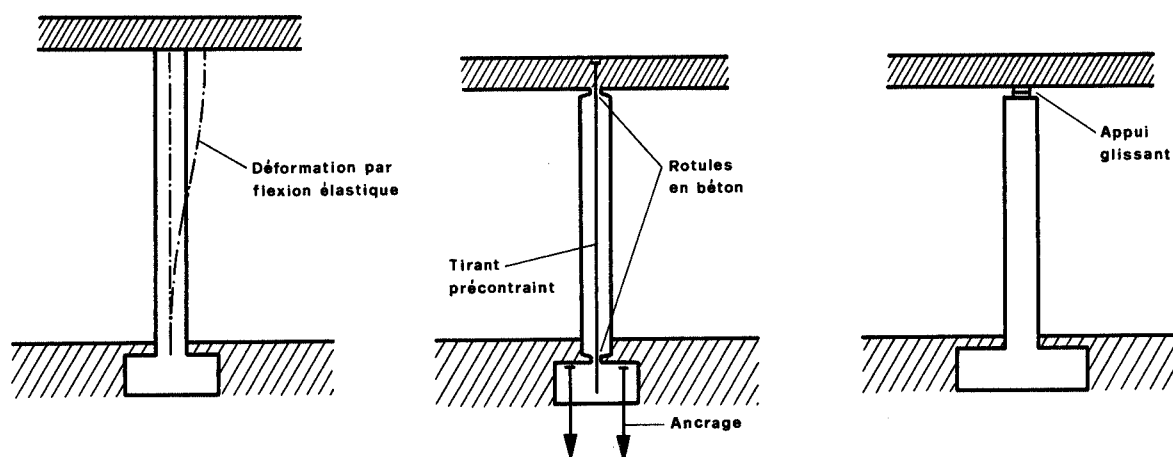


Fig.5.51. Piles permettant au tablier de se déplacer.

D'après Leonhardt (1972).

terres du remblai d'accès et, selon le système statique adopté, elles doivent absorber presque la totalité des forces sismiques horizontales, en raison de leur grande rigidité par rapport aux piles. A cause du manque de ductilité des culées, on impose des charges sismiques de calcul plus élevées.

L'action de ces forces sismiques peut être fortement réduite si l'on isole la superstructure par rapport aux culées. C'est surtout avantageux dans la direction transversale, où les forces peuvent être directement absorbées par les piles, mais il faut alors chercher à diminuer au maximum la rotation horizontale du tablier, en rapprochant le plus possible le centre de masse de la superstructure du centre de rigidité des piles. Ceci n'est pas toujours possible lorsque la géométrie du tablier et des piles est dictée par d'autres considérations et que la torsion devient trop grande; on doit alors compter sur les culées pour résister aux forces latérales.

Dans la direction longitudinale, les mouvements relatifs

entre les culées et la superstructure sont à l'origine de nombreux dégâts: le choc entre le tablier et la partie supérieure des murs ne peut pas être évité si l'on n'a pas ménagé un espace suffisamment large. Une autre solution consiste à introduire dans cet espace vide des dispositifs d'absorption d'énergie, comme des tampons en caoutchouc, par exemple (Evans, 1971).

Un autre moyen de réduire les dégâts consiste à intercaler des tampons élastiques entre les culées et le remblai d'accès; des tranchées, de plus de 15 cm de largeur, sont remplies par une feuille de tôle ondulée ou de polyéthylène expansé, résistant aux attaques chimiques du sol (Lium, 1969). Ces dispositifs sont surtout recommandés pour les ponts-cadres rigides situés dans les régions à haute sismicité.

#### 5.24. Résumé et synthèse des observations

Les normes parasismiques concernant les ponts admettent implicitement comme critère principal de dimensionnement que des dommages peuvent se produire lors de séismes majeurs, mais ne doivent pas entraîner l'effondrement total ou partiel de la construction. Cette conception se reflète dans les valeurs des forces sismiques admises dans le calcul, forces nettement inférieures à celles que provoquent des séismes réels. Le choix de ces forces résulte en général d'un compromis entre les critères suivants: risques (probabilité, sismicité de la région), destination de la structure (conséquences d'un effondrement), type de structure et nature du terrain. Le tableau 5.14 résume les choix faits par quelques normes existantes.

Selon toutes les normes, le calcul de la période propre du pont est assimilé à celui d'un oscillateur simple à un seul degré de liberté. Les formules recommandées donnent des résultats satisfaisants dans les cas courants et simples. Pour des structures plus complexes, il est conseillé de calculer la période propre selon les méthodes d'analyse dynamique.

Tableau 5.14. Coefficients sismiques horizontaux de calcul pour les ponts-routes.

Pays	Intervalles de valeurs dans lesquels se trouvent les coefficients sismiques de calcul, correspondant à la zone de plus grande sismicité	Facteurs influençant le coefficient sismique de calcul						Majoration de la contrainte admissible
		Zone	Nature du terrain ou type de fondation	Période de vibration	Importance de la construction	Ductilité	Système de structure	
Japon (SEHB) 1971	0,14 — 0,24	x	x		x			Acier 70%
	0,075 — 0,30	x	x	x	x		0	Béton armé 50%
Nouvelle Zélande 1973	0,11 — 0,16	x		x	x	x		33%
	0,17 — 0,24	x			x			
Etats-Unis (Californie, 1974)	0,10 — 0,25	x	x	x		x	x	33%

x = facteur intervenant explicitement.

0 = facteur intervenant implicitement ou indirectement.

La réduction apportée à la charge sismique réelle et l'exigence d'une certaine ductilité de la structure relèvent de considérations économiques. Pour la majorité des ponts, il serait beaucoup trop coûteux d'assurer un comportement élastique en cas de

séismes majeurs. Un facteur de ductilité compris entre 4 et 6 est généralement admis. Dans les normes californiennes, le facteur de ductilité  $Z$  est explicitement contenu dans la formule définissant le coefficient sismique  $C$ ; on peut ainsi se contenter d'un calcul de dimensionnement dans la zone élastique, sans introduire à nouveau ce coefficient  $Z$  dans la formule.

Si l'on admet une certaine ductilité de la construction, on doit s'assurer que les mécanismes plastiques peuvent se produire et que les rotules plastiques sont localisées dans les parties visibles et accessibles des piles, pour faciliter les éventuels travaux de réparation. Cette vérification pose en général peu de problèmes, les mécanismes qui se forment dans les ponts étant relativement simples.

L'influence importante de la nature du sol sur la réponse de la structure est prise en compte différemment selon les pays. En Nouvelle-Zélande, cet effet est ignoré. Au Japon, le coefficient sismique est corrigé par un facteur forfaitaire tenant compte uniquement de la nature du terrain. Les normes de Californie vont plus loin, en proposant de véritables spectres d'accélération (coefficient sismique  $C$ ) pour différentes valeurs de l'accélération au niveau de la roche-mère, spectres amplifiés par les couches supérieures du sol; ces spectres, contestés par certains auteurs en raison du caractère simpliste du modèle utilisé, ne constituent pas moins une méthode pratique de prise en compte de l'interaction sol-structure (Gates, 1976).

Bien qu'on ait pu enregistrer des accélérations verticales atteignant jusqu'aux deux-tiers des accélérations horizontales, les normes négligent les forces sismiques verticales, sauf pour le calcul des liaisons entre la superstructure et l'infrastructure, et pour le contrôle de la stabilité au renversement. Le coefficient sismique vertical généralement admis est voisin de 0,10. Il faut souligner qu'à notre connaissance, la littérature ne mentionne aucun cas où des dégâts importants seraient dus aux accélérations verticales.

Les dommages survenus aux ponts sont dus essentiellement à des mouvements différentiels entre l'infrastructure et le

tablier. Il est de toute importance d'adopter des dispositions constructives adéquates, car même si, du point de vue du calcul, un ouvrage est dimensionné pour résister à une force sismique très élevée, il peut s'effondrer à cause de la mauvaise conception d'un détail de construction, en particulier d'un dispositif devant assurer la continuité des éléments du pont (attaches horizontales entre des poutres simples, butées destinées à limiter les déplacements des appuis mobiles, etc.).

On améliore la réponse d'un pont aux actions sismiques au moyen d'amortisseurs ou de "stoppers". Ceux-ci ont pour effet de

- répartir la force horizontale longitudinale de la superstructure sur les appuis mobiles, dans le cas d'une poutre continue;
- réduire les forces d'inertie transmises aux piles, en absorbant une certaine partie de l'énergie;
- diminuer les déplacements relatifs au sommet des piles pendant les secousses sismiques.

Le choix du système statique, bien qu'il se fasse en général selon des critères non sismiques, a une grande influence sur la réponse du pont et sur le coût de l'ouvrage. Les avantages et inconvénients de quelques types de structure figurent dans le tableau 5.15 (Chapman, 1973).

Les ouvrages des types 1.13, 1.22 et 1.33 ont l'inconvénient d'être fixés à une culée généralement rigide, dont la faible ductilité augmente la valeur de la force sismique de calcul. En plus, une trop grande concentration de forces en un même endroit, surtout quand le pont est long, nécessite un ancrage de la culée.

Les ouvrages à superstructure continue mais non liée à l'infrastructure ont en général une bonne résistance anti-sismique. Dans le cas de grandes travées, il est parfois intéressant de placer des appuis fixes sur les piles, en raison de leur ductilité, plutôt que sur les culées.

Dans le cas de structures biaises ou courbes, il faut se rappeler que les mouvements différentiels longitudinaux peuvent provoquer des déplacements transversaux, aux joints de la superstructure.

Tableau 5.15. Avantages et inconvénients de différents systèmes statiques.

D'après Chapman (1973).

	Avantages	Inconvénients
<p>1. <u>POUTRES SIMPLES</u></p> <p>1.1. <u>Poutres totalement indépendantes</u></p> <p><i>Longitudinalement:</i></p> <p>1.1.1. Appuis des poutres sur les piles munis de butées et/ou de goujons aux extrémités de chaque travée.</p> <p>1.1.2. Poutres fixées aux piles par des butées à une extrémité de la travée et appui mobile à l'autre.</p> <p>1.1.3. Poutres totalement interconnectées et glissant sur les piles; appui fixe sur une culée.</p>	<p>Bonne conservation de l'intégrité de l'ouvrage pendant le séisme. Faible sensibilité au tassement différentiel. Bonne répartition des forces longitudinales sur les piles.</p> <p>Aucun problème de raccourcissement de la superstructure.</p> <p>Aucun problème de raccourcissement de la superstructure.</p>	<p>Nécessité de prévoir des dispositifs permettant à la superstructure de se raccourcir.</p> <p>Précautions nécessaires pour empêcher l'extrémité libre de quitter la pile: "stoppers" par exemple.</p> <p>Force horizontale très grande sur la culée; faible réaction verticale; nécessité éventuelle d'un ancrage sur cette culée.</p>

Tableau 5.15 (suite)

	Avantages	Inconvénients
<p><u>Transversalement:</u></p> <p>1.11. Poutres fixées aux piles par des butées.</p>	<p>-----</p>	<p>-----</p>
<p>1.2. <u>Dalle continue coulée sur place, au-dessus des poutres</u></p> <p><u>Longitudinalement:</u></p>	<p>Tous les avantages de 1.11, plus l'absence de joints dans la dalle. Possibilité de redistribution des réponses sismiques inégales dans le sens transversal.</p>	<p>Comme en 1.11. Précautions nécessaires pour éviter des dégâts dans le tablier sous l'effet des mouvements différentiels verticaux des piles.</p>
<p>1.22. Appui fixe sur une culée et appuis mobiles sur les autres supports.</p>	<p>Comme en 1.13.</p>	<p>Comme en 1.13.</p>
<p><u>Transversalement:</u></p> <p>1.21. Poutres fixées par des butées à quelques piles ou à toutes les piles.</p>	<p>Mobilité de la superstructure sur les culées.</p>	<p>-----</p>

Tableau 5.15 (suite)

Avantages	Inconvénients
<p>1.3. <u>Dalle continue, entretoises coulées sur place pour assurer le monolithisme de la superstructure</u></p> <p><u>Longitudinalement:</u></p> <p>1.31. Poutres fixées à quelques piles par des butées ne transmettant pas les moments et glissant sur les autres piles; éventuellement poutres fixées à toutes les piles.</p> <p>1.32. Poutres fixées à quelques piles par des butées capables de transmettre les moments et glissant sur les autres piles; éventuellement poutres fixées à toutes les piles.</p> <p>1.33. Appui fixe sur une culée, appuis glissants sur les autres supports.</p>	<p>Comme en 1.11 et, en plus, sensibilité au tassement différentiel.</p> <p>Comme en 1.31; en plus, rigidité plus grande des piles et majoration des efforts dus au raccourcissement du tablier.</p> <p>Comme en 1.13.</p>
<p>Comme en 1.21, sauf pour les tassements différentiels.</p> <p>Comme en 1.31; en plus, hyperstaticité plus grande, conférant une meilleure sécurité à la rupture.</p> <p>Comme en 1.13.</p>	<p>Comme en 1.13.</p>

Tableau 5.15 (suite et fin)

	Avantages	Inconvénients
<p><u>Transversalement:</u></p> <p>1.31. Poutres fixées à quelques piles par des butées soit sur deux appuis ou davantage, soit sur un seul appui; éventuellement poutres fixées à toutes les piles.</p> <p>1.32. Poutres fixées à quelques piles ou éventuellement à toutes les piles par des connections monolithiques.</p> <p>2. <u>POUTRES CONTINUES</u></p>		<p>(Solution à choisir selon la stabilité des autres piles et la résistance à la torsion de la superstructure.)</p> <p>Rotation du sommet des piles sous l'effet des déplacements transversaux et par conséquent torsion dans l'infrastructure et soulèvement aux extrémités des ponts courbes.</p> <p>Du point de vue sismique, analogie avec le cas 1.3.</p>

### 5.3. ETAT DES RECHERCHES

#### 5.31. Domaines étudiés

L'un des premiers problèmes à résoudre dans l'étude d'un ouvrage antisismique consiste à évaluer la sismicité de l'endroit. Il faut estimer à la fois la fréquence et l'intensité des séismes qui peuvent survenir durant un certain intervalle de temps. On possède parfois des cartes de risque sismique, indiquant les lignes d'égale accélération maximum probable.

Ces cartes, établies par des sismologues et des géologues à partir d'une étude statistique des tremblements de terre observés dans le passé servent de base aux normes parasismiques concernant les différentes sortes de structures. La valeur de ces cartes dépend des connaissances que l'on a de l'histoire sismique de la région, histoire en général relativement courte; ces documents sont donc sujets à de fréquentes mises au point.

L'accélération maximum ne définit pas complètement un mouvement sismique en un endroit donné. Pour caractériser le contenu fréquentiel de ce mouvement, on choisit comme critère la réponse dynamique maximum d'un oscillateur simple, à un degré de liberté, ou spectre de réponse. Housner (1959) a proposé d'utiliser des spectres de réponse moyenne, idéalisée, obtenue à partir des accélérogrammes enregistrés lors des quatre séismes américains les plus sévères (fig.5.52). D'autres manières de définir ces courbes à partir de séismes naturels ou artificiels ont été proposées ces dernières années, aussi bien aux Etats-Unis qu'ailleurs, en tenant compte de facteurs tels que la magnitude, l'accélération maximum au niveau du sol, la distance à l'épicentre, la nature du terrain, etc. Il est clair que ces spectres de réponse sont des données communes à toutes les sortes de structures; ils sont constamment remis au point pour tenir compte des nouvelles informations recueillies lors des séismes les plus récents et des facteurs susceptibles d'affecter la réponse de l'oscillateur.

Pour définir les forces sismiques à introduire dans les calculs de résistance des ouvrages, il ne suffit pas de connaître

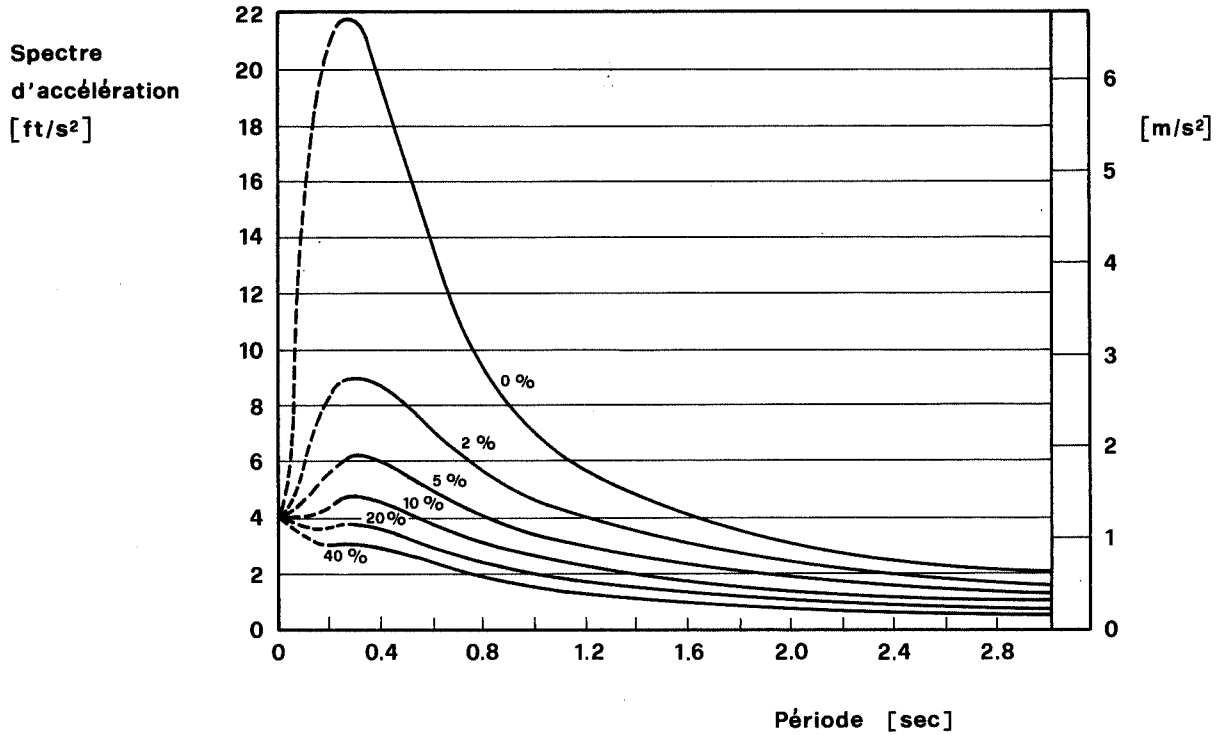


Fig.5.52. Spectre d'accélération moyenne, pour plusieurs valeurs de l'amortissement (accélération maximum au sol:  $4 \text{ ft/sec}^2 = 1,20 \text{ m/s}^2$ ).

D'après Housner (1959).

les mouvements du sol et les propriétés dynamiques des structures. Il faut aussi tenir compte de facteurs socio-économiques, tels que l'importance de la construction, le coût de la protection, etc.

Plusieurs éléments sont nécessaires pour définir les propriétés dynamiques d'une construction: périodes propres, modes propres, amortissement, caractéristiques élasto-plastiques, etc. Ces valeurs caractéristiques sont influencées par la nature des terrains environnants.

Connaissant ces propriétés et les mouvements du sol, on peut, par des méthodes d'analyse appropriées, calculer la réponse dynamique de la structure. Les essais in situ et en laboratoire sur des modèles apportent une aide souvent nécessaire dans l'analyse de constructions complexes.

Cette démarche s'applique à tous les types de structures. Certains domaines de recherche, comme l'établissement de cartes

sismiques ou des spectres de réponse, font constamment l'objet de nouvelles publications. Il ne sera pas fait mention dans ce chapitre des études concernant les défaillances des sols de fondation, perte de portance, liquéfaction, etc., bien qu'elles aient été la cause de dégâts importants subis par des ponts lors de certains séismes. Cette question a été traitée au chapitre 1. Les domaines passés en revue ici sont ceux qui relèvent de problèmes spécifiques aux ponts: propriétés dynamiques, méthodes d'analyse théorique et expérimentale, dispositifs propres à réduire les effets sismiques.

### 5.32. Propriétés dynamiques des ponts

Les périodes propres de vibration, les modes propres correspondants et la capacité d'absorption d'énergie ou amortissement sont des caractéristiques de la structure. Leur détermination expérimentale doit permettre d'améliorer les modèles mathématiques utilisés dans les analyses dynamiques. Pour les essais, les structures réelles sont soumises à des oscillations de très faible amplitude; l'excitation est destinée soit à provoquer des vibrations libres, soit à produire des vibrations forcées mettant l'ouvrage en résonance. On trouvera ci-dessous quelques exemples extraits du rapport d'Iwasaki, Penzien et Clough (1972).

Le pont de Torii (fig.5.53) a été ausculté pendant les diverses phases de sa construction. La fondation en caisson de la pile no. 1 a été essayée isolément; l'excitation était produite par un vibreur mécanique installé au sommet du caisson et capable de donner naissance à des forces dynamiques horizontales atteignant jusqu'à 10 tonnes dans la gamme de fréquences de 0,5 à 20 Hz. Dans la phase suivante, c'est la structure entière qui a été excitée dans la direction transversale par un vibreur de 20 tonnes placé sur le tablier, entre les deux piles. On a constaté que:

- les fréquences propres de la fondation en caisson sont respectivement de 12 et 13 Hz dans les directions longitudinale et transversale. L'amortissement est de 15% dans les deux sens. Le mode de vibration correspond à une combinaison de basculement et de translation, le centre de rotation se trouvant à la base de la fondation pour les mouvements longitudinaux et à 10 m plus bas pour les mouvements transversaux;

- pour le pont entier, sous l'effet d'une excitation transversale, les trois premières fréquences propres sont de 3,2, 4,1 et 5,7 Hz. Dans ces trois modes, l'amortissement est approximativement égal à 2,8%.

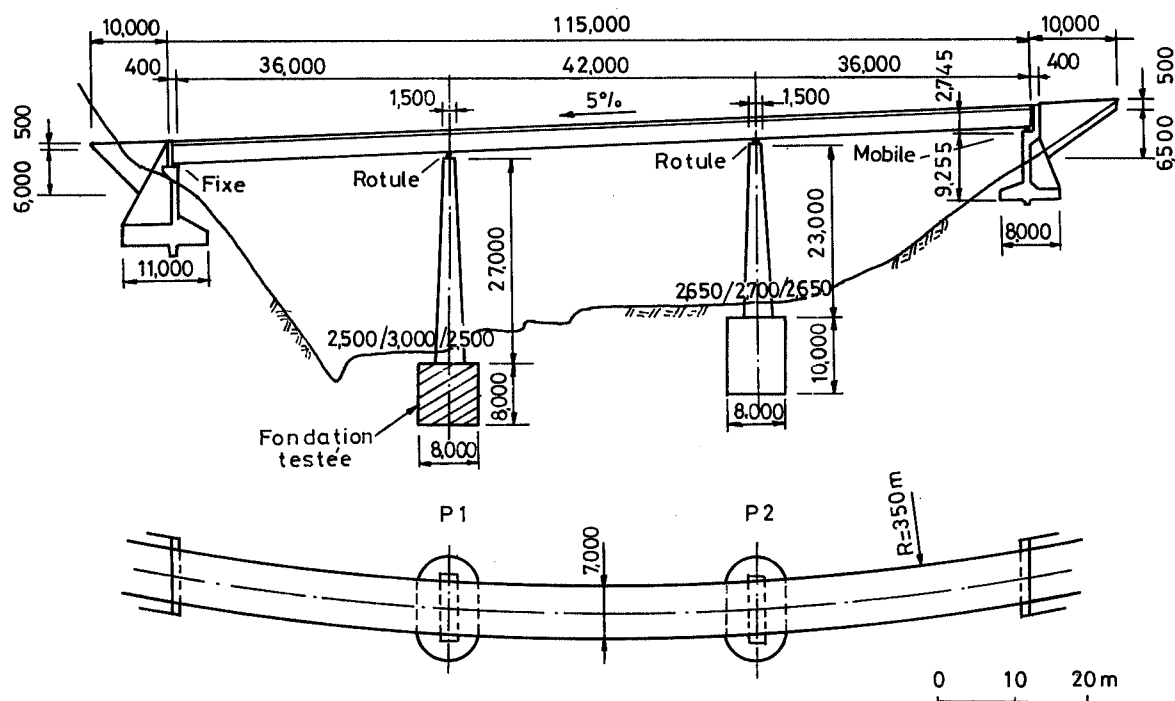


Fig.5.53. Vue générale du pont de Torii (Japon).

D'après Kuribayashi et Iwasaki (1970).

Le pont de Sokozawa (fig.5.55) a été l'objet de deux séries d'essais pendant sa construction. La première a été effectuée sur la pile no. 3 juste avant la mise en place du tablier; les vibrations entretenues étaient provoquées par un excitateur

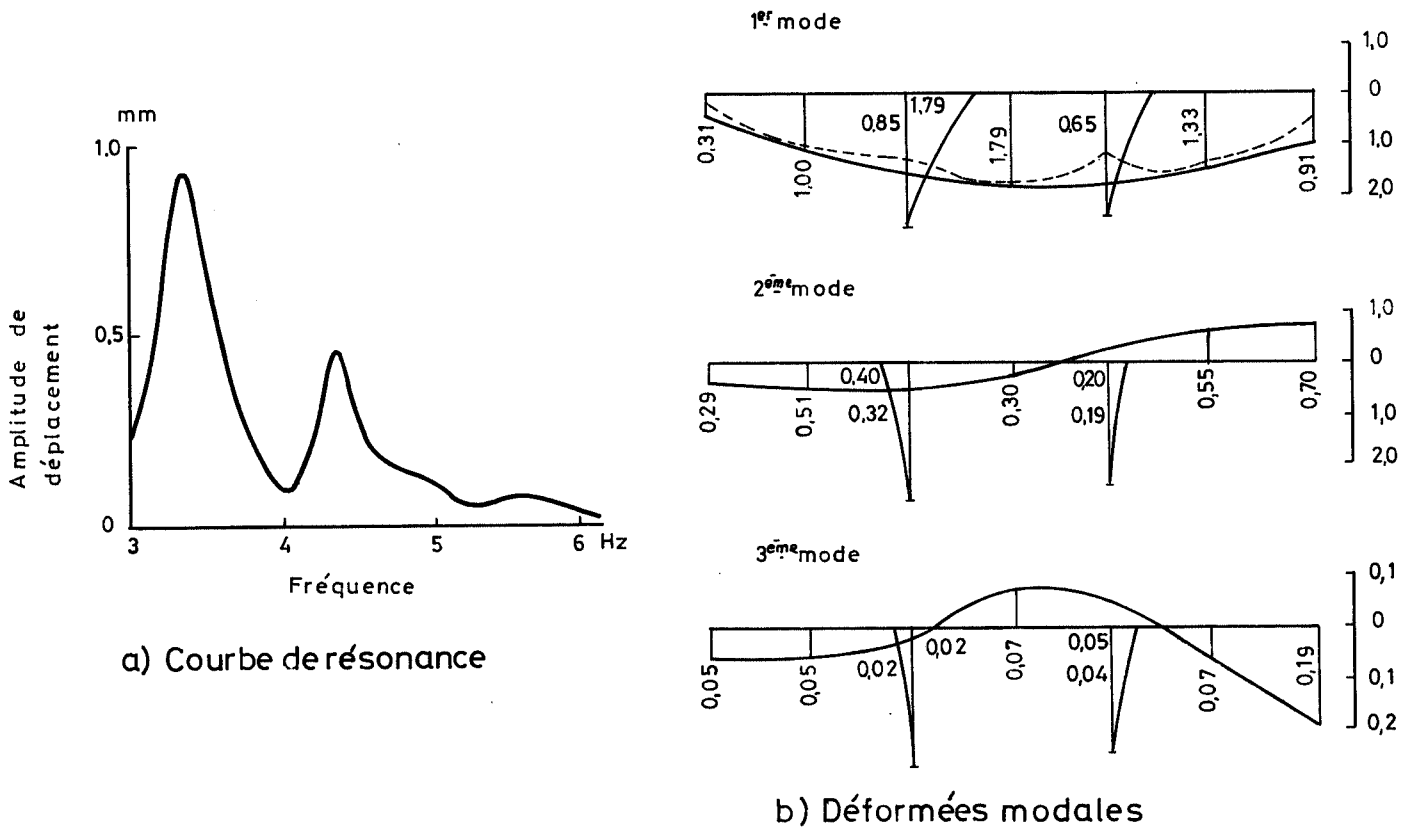


Fig.5.54. Pont de Torii (Japon). Résultats d'essais sur la structure entière, sous l'effet d'une excitation transversale.

D'après Kuribayashi et Iwasaki (1970).

mécanique, et les vibrations libres par une poussée de 2 tonnes exercée par une fusée tirée du sommet de la pile. Les essais ont permis de mesurer des fréquences de résonance de 0,77 Hz et 4,62 Hz dans la direction longitudinale, et de 2,38 Hz dans la direction transversale. L'amortissement déduit des mesures est compris entre 0,6% et 1%.

La seconde série d'essais portait sur l'ensemble de la structure, excitée dans la direction transversale par un excitateur mécanique installé sur le tablier. Les fréquences les plus basses observées ont été de 1,53, 2,38 et 2,63 Hz, avec des amortissements respectifs de 1,3%, 1,7% et 1,7%.

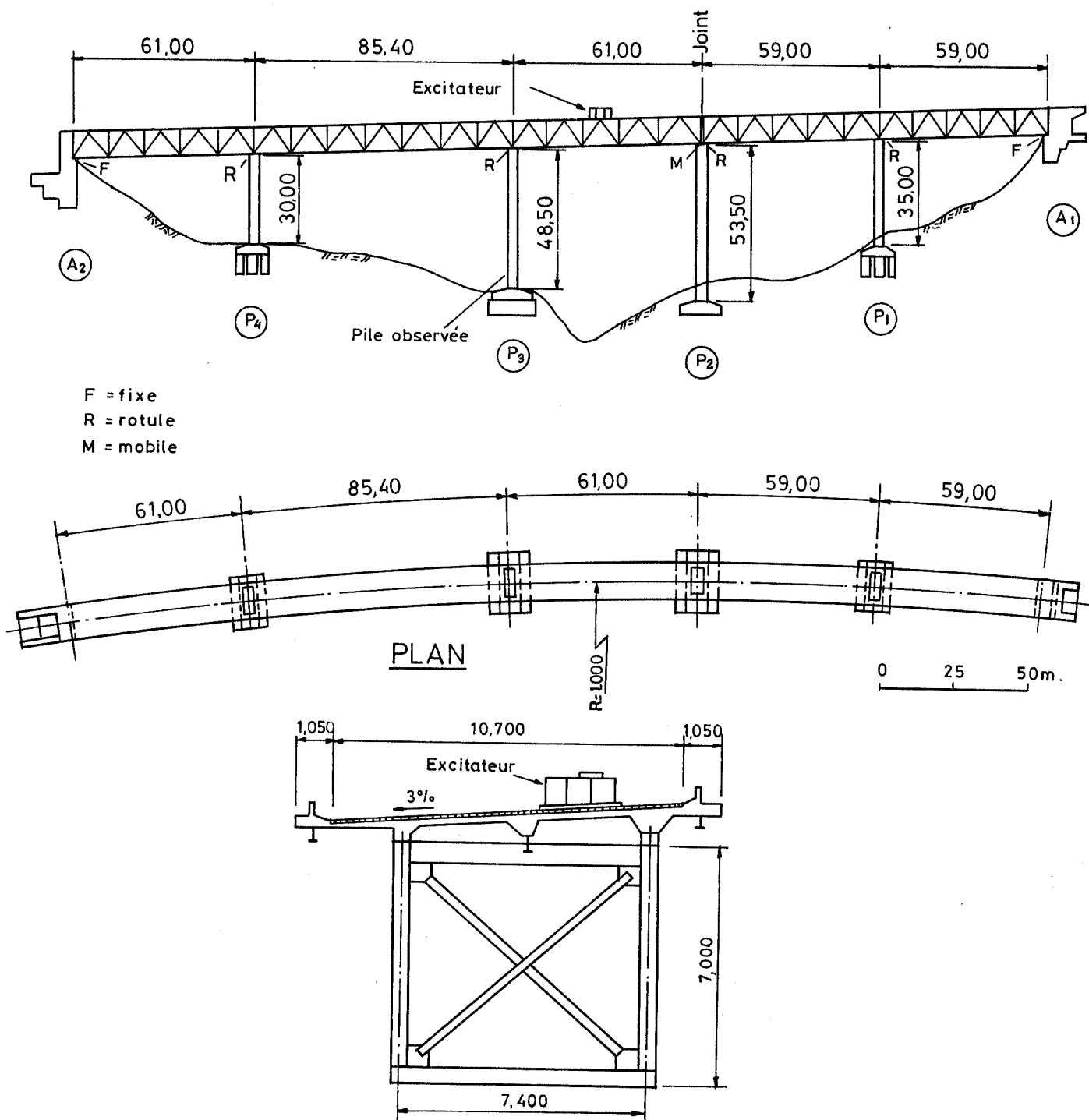


Fig.5.55. Vue d'ensemble du pont de Sokozawa (Japon).  
D'après Kuribayashi et Iwasaki (1970).

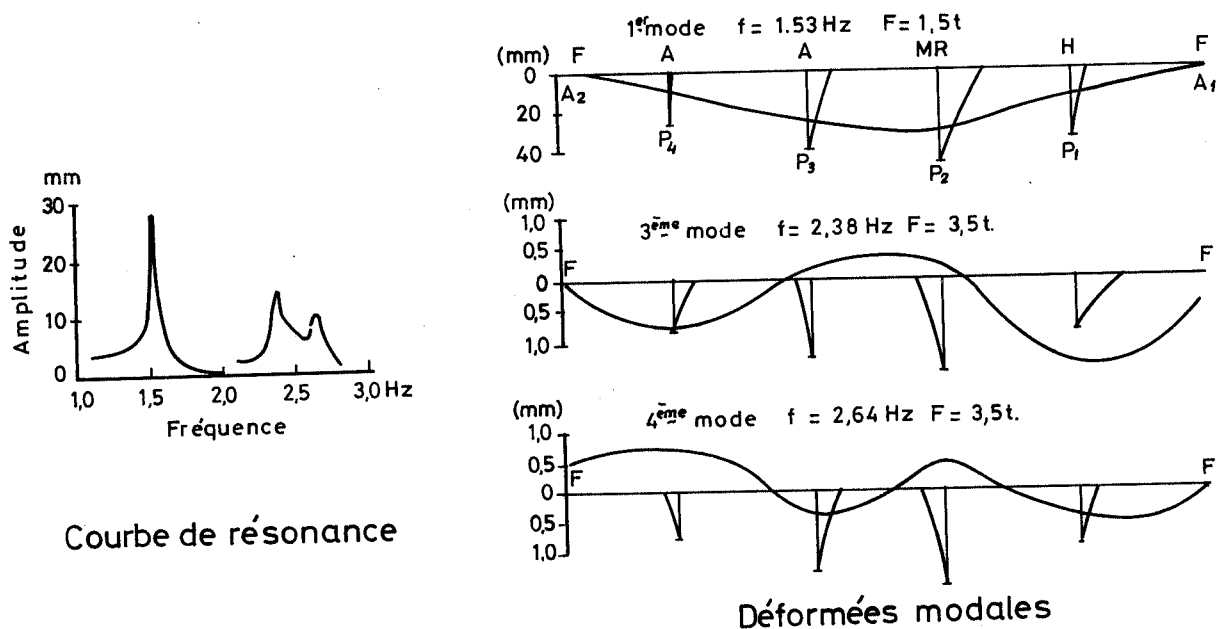


Fig.5.56. Pont de Sokozawa. Résultats des essais exécutés sur la structure entière, excitée transversalement.

D'après Kuribayashi et Iwasaki (1970).

Kuribayashi et Iwasaki (1973) ont analysé les résultats d'essais d'une trentaine de ponts japonais, auscultés entre 1958 et 1969. La plupart de ces ouvrages ont été dimensionnés sur la base de coefficients sismiques horizontaux compris entre 0,15 et 0,30. Sur certains ponts, les essais ont eu lieu pendant les différentes phases de la construction (fondations, piles, structure entière). Les auteurs en ont tiré les conclusions suivantes:

- les caissons et semelles de fondation se comportent comme des corps rigides et vibrent selon les modes de balancement. Les pieux réagissent comme des poutres élastiques enfouies dans des couches de terrain et leurs modes de vibration correspondent à des déformations de flexion. Les modes de vibration des piles correspondent à des déformations de flexion et quelquefois de cisaillement. Les tabliers oscillent comme des corps rigides dans la direction longitudinale et comme des poutres flexibles dans la direction transversale;

- on peut établir une certaine relation entre le degré

d'amortissement et la période propre; la corrélation approximative est indiquée à la figure 5.57.

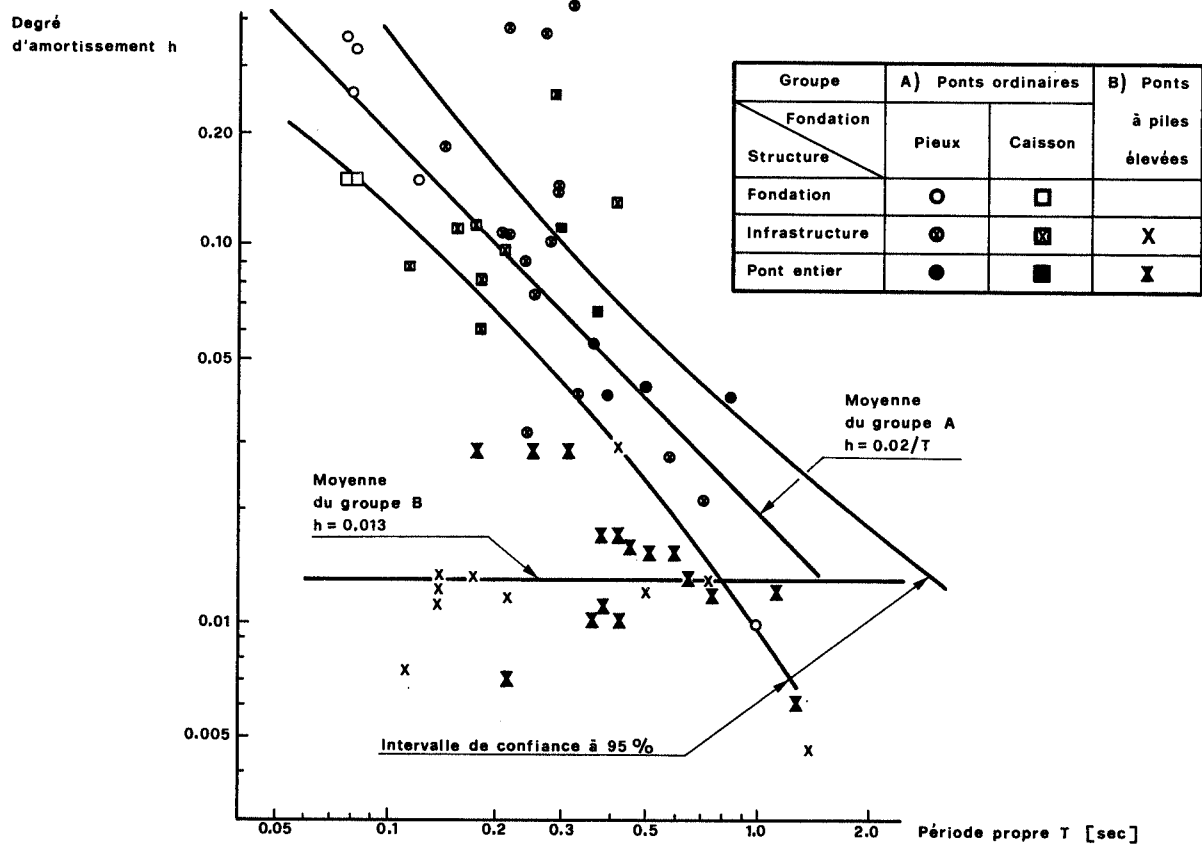


Fig.5.57. Degrés d'amortissement et périodes propres de ponts japonais.

D'après Kuribayashi et Iwasaki (1973).

Le groupe A correspond aux modes fondamentaux des ponts ordinaires, le groupe B aux trois premiers modes des ponts à piles de hauteur supérieure à 25 m. Dans le premier cas, où les piles sont basses, les modes fondamentaux de vibration sont dus essentiellement aux mouvements de basculement ou de translation des fondations et on peut raisonnablement penser que la plus grande partie de l'énergie de vibration se dissipe à travers les fondations dans les terrains environnants. Dans le deuxième cas, où les piles élancées oscillent sous l'effet de leur déformation propre par flexion, l'amortissement est comparativement beaucoup plus faible et l'énergie se dissipe pratiquement toute dans la structure elle-même;

- les périodes fondamentales varient de 0,07 sec à 1,0 sec pour

les fondations et de 0,3 sec à 1,2 sec pour les ouvrages entiers. Elles augmentent au fur et à mesure que l'infrastructure devient plus haute (fig.5.58) ou que le sol devient plus meuble.

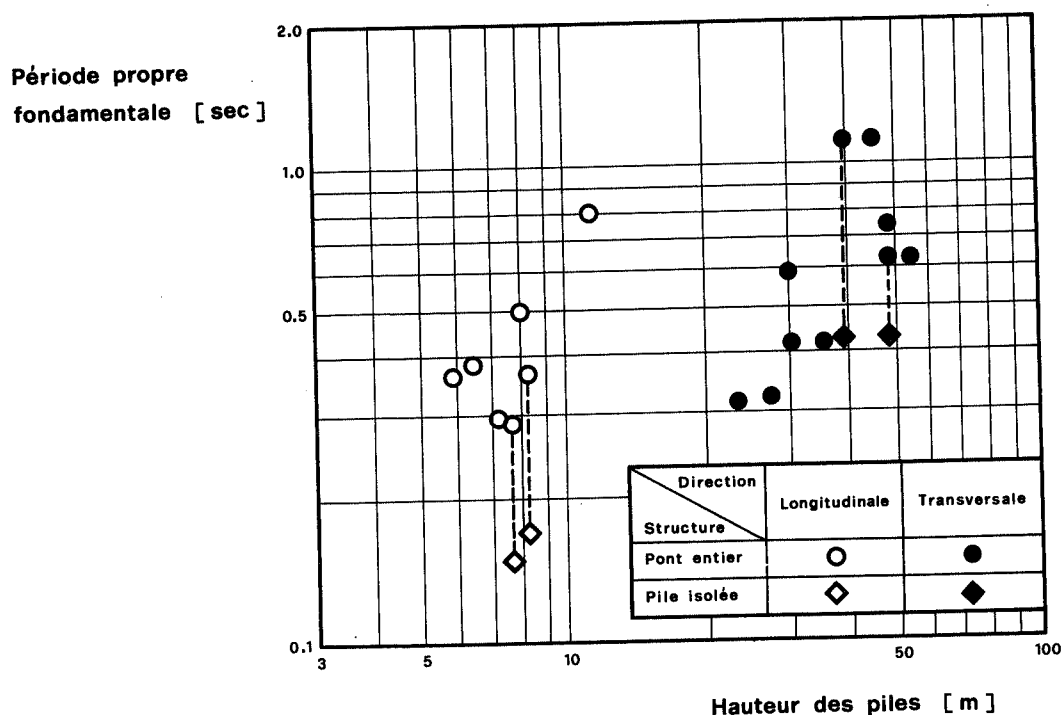


Fig.5.58. Période propre fondamentale en fonction de la hauteur des piles de ponts japonais. D'après Kuribayashi et Iwasaki (1973).

Comme il a été signalé plus haut, les résultats obtenus dans tous ces essais ne sont valables que dans le domaine linéaire, c'est-à-dire pour des vibrations de très faible amplitude. Dans le cas de grandes oscillations, les propriétés dynamiques peuvent être tout à fait différentes: la période propre et l'amortissement croissent au fur et à mesure que l'amplitude des oscillations augmente.

Ces observations sont confirmées par les essais effectués sur des ponts néo-zélandais (Iwasaki, Penzien et Clough, 1972). L'analyse des résultats montre une augmentation sensible des périodes propres sous l'effet de la déformabilité des sols de fondation; la période propre augmente aussi avec l'amplitude des oscillations. Le degré d'amortissement mesuré varie de 6% à 23% pour l'infrastructure et de 2% à 5% pour la structure entière.

### 5.33 Réponse dynamique des structures réelles en cas de séismes majeurs

Un réseau d'accélérographes installés au Japon sur de nombreux ponts et sur le sol environnant a permis d'enregistrer la réponse dynamique de ces ouvrages. Des enregistrements sont publiés annuellement depuis 1966 par le *Public Works Research Institute*, avec ceux qui ont été obtenus sur d'autres types de constructions.

Kuribayashi et Iwasaki (1969) ont étudié les enregistrements réalisés au sol et au sommet des piles de 15 ponts. Les terrains de fondation vont de l'argile meuble à la roche dure. Tous les types de fondations sont représentés: semelles, caissons, piles. La hauteur du tablier de ces ponts est inférieure à 10 m et la longueur des travées ne dépasse pas 100 m.

Les auteurs ont comparé les réponses obtenues au sommet des piles avec l'accélération du sol environnant (fig.5.59).

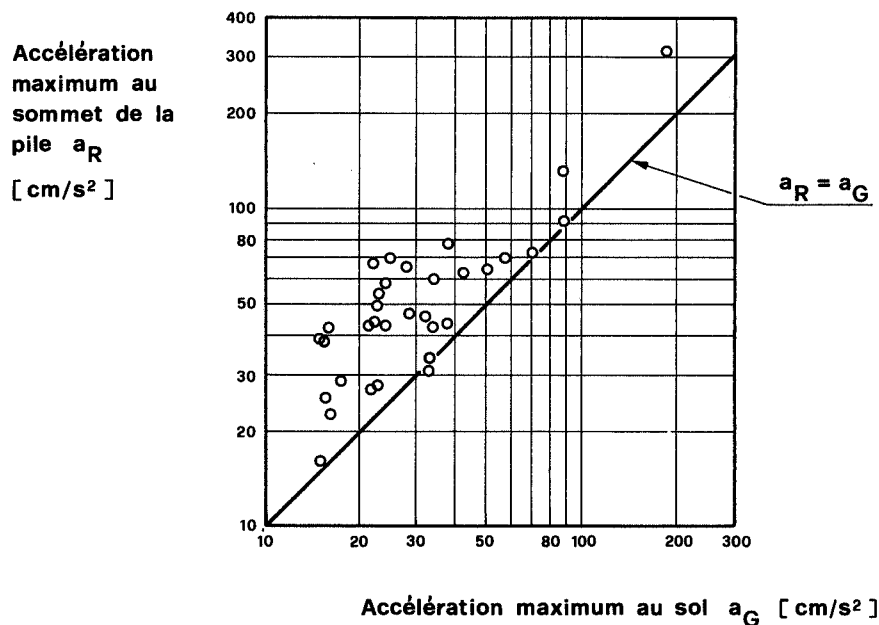


Fig.5.59. Accélérations longitudinales mesurées sur 15 ponts japonais.

D'après Kuribayashi et Iwasaki (1969).

Il en ressort que,

- dans la majorité des cas, l'accélération maximum au sommet des piles est supérieure à l'accélération maximum au niveau du sol;
- l'écart se réduit au fur et à mesure que l'intensité sismique ou l'accélération au sol augmente.

Kuribayashi et Iwasaki (1969) ont rapporté les mesures faites sur le pont d'Ochiai, dans une région qui a déjà connu de nombreux séismes (fig.5.60). L'ouvrage n'a pas subi de dégâts significatifs, bien que l'accélération au sol ait parfois dépassé 0,2 g. La relation empirique entre l'accélération maximale  $a_R$  au sommet de la pile no. 11 et l'accélération maximum  $a_G$  au sol s'écrit:

$$a_R = 8,33 a_G^{0,50} \text{ en cm/s}^2$$

(fig.5.61), ou, sous une autre forme:

$$\beta = 8,33 a_G^{-0,50}$$

où  $\beta$  est le coefficient dynamique défini comme le rapport  $a_R/a_G$ . Cette dernière équation confirme ce qui a été dit précédemment: l'écart entre les deux accélérations diminue lorsque l'accélération au sol augmente; elle donne à penser également que le pont réagit comme une structure non-linéaire, du fait de la non-proportionnalité des accélérations.

Des résultats similaires ont été obtenus sur d'autres ponts (Iwasaki, Penzien et Clough, 1972). L'observation directe de la réponse sismique des ouvrages réels reste une préoccupation d'actualité, étant donné l'évolution constante des méthodes de calcul et de construction.

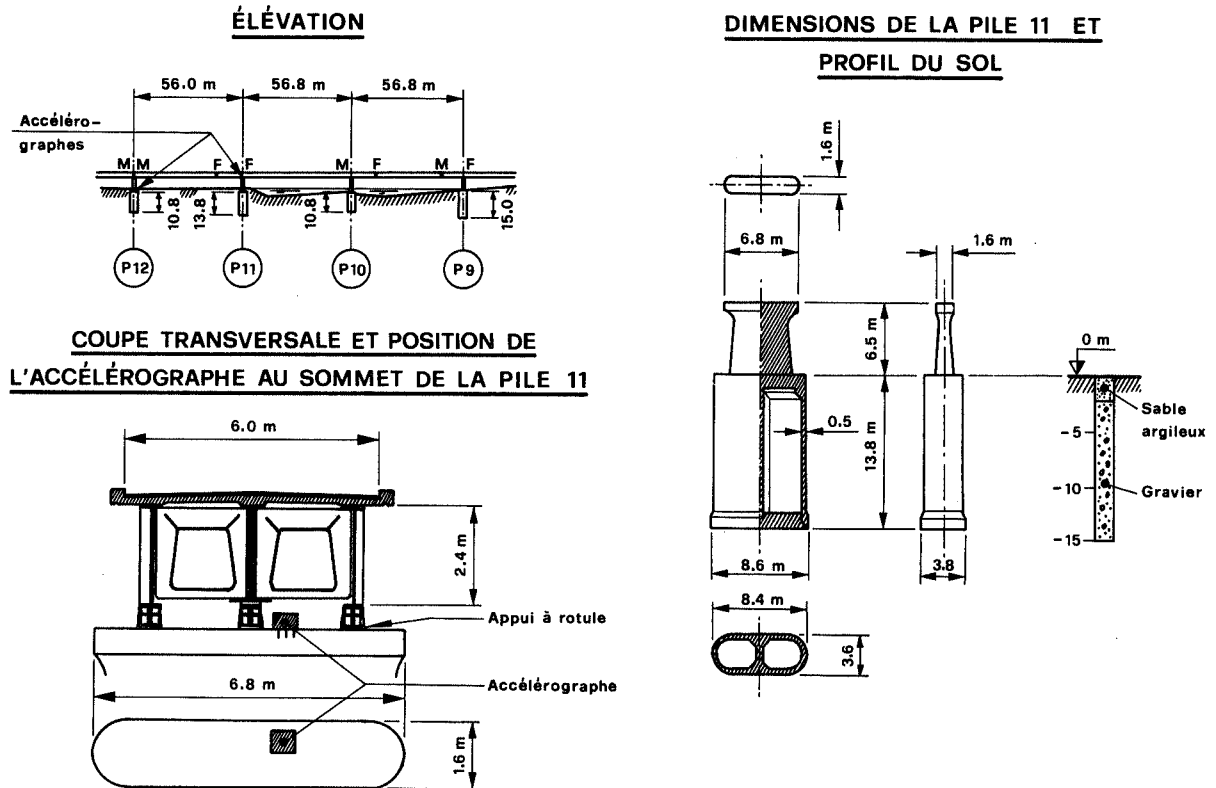


Fig.5.60. *Pont d'Ochiai (Japon).*  
D'après Kuribayashi et Iwasaki (1969).

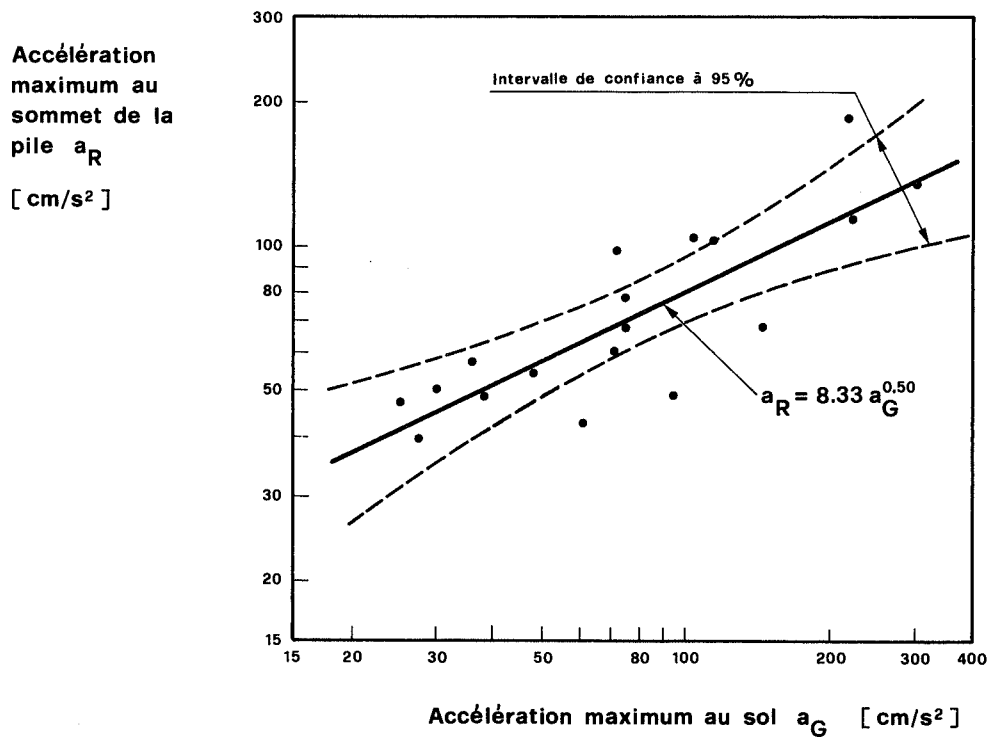


Fig.5.61. *Pont d'Ochiai. Accélérations longitudinales mesurées.*  
D'après Kuribayashi et Iwasaki (1969).

## 5.34. Analyses théoriques

### 5.341. Méthodes

La méthode qui consiste à appliquer une force statique réputée équivalente à l'effet du séisme ne permet pas une étude détaillée de la réponse de la structure aux excitations sismiques. Seule une analyse dynamique permet de traiter correctement le problème, surtout quand il s'agit d'ouvrages importants ou sortant de l'ordinaire.

Les méthodes d'analyse dynamique sont au nombre de deux: la méthode modale spectrale et la méthode dite du comportement temporel ou "time-history". La première permet de déterminer les valeurs maximums de la réponse de la structure à partir de spectres de réponse appropriés. La deuxième donne la réponse en fonction du temps, sur la base des accélérogrammes choisis pour représenter la fonction d'excitation. L'application de l'une ou l'autre de ces méthodes implique:

- l'établissement d'un modèle mathématique précis englobant la structure entière, y compris les piles, les fondations et le sol environnant;
- le choix d'une fonction d'excitation appropriée au site;
- l'interprétation des résultats.

Les modèles, même pour simuler le comportement de structures simples, restent complexes et nécessitent une grande somme de calculs. Les progrès consistent à simplifier ces modèles tout en leur conservant une précision suffisante pour le dimensionnement de la structure. A titre d'illustration, quelques exemples de ponts ayant fait l'objet d'une analyse dynamique sont donnés ci-dessous.

### 5.342. Projet de pont à piles de grande hauteur

Le pont de Yonoyema (fig.5.62), légèrement en courbe et fondé sur du rocher, a été calculé avec un coefficient sismique

horizontal de 0,2. Une analyse dynamique détaillée a cependant été exécutée, à cause de la grande hauteur des piles, qui avoisine 43 m.

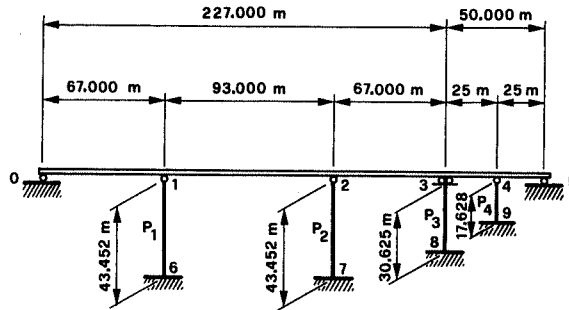


Fig.5.62. Modèle analytique du pont de Yonoyema.

D'après Kuribayashi, Iwasaki et Oyamada (1967).

Dans le modèle utilisé (fig.5.62), on considère les poutres et les piles comme des éléments uniformes et l'on admet que les mouvements aux noeuds 0-5-6-7-8 sont en phase. Les effets sismiques sont calculés à partir des spectres de réponse moyens du *Public Works Research Institute* (fig.5.63) et l'accélération maximum au niveau du sol est admise égale à 0,2 g.

La réponse maximum de la structure est évaluée selon deux méthodes de superposition modale: l'une consiste à faire la somme des valeurs absolues des réponses modales maximums alors que l'autre prend la racine carrée de la somme des carrés des réponses modales maximales. Les résultats de l'analyse dynamique ont montré que l'excitation transversale engendre les conditions les plus défavorables (fig.5.64). Sur la base de ces résultats, les auteurs du projet ont été amenés à revoir le calcul des dimensions du pont.

### 5.343. Projets de ponts fondés sur pieux

Des programmes de calcul basés sur la méthode des éléments finis permettent de tenir compte de l'interaction sol-structure. Ceci est essentiel pour les constructions fondées sur des sols meubles.

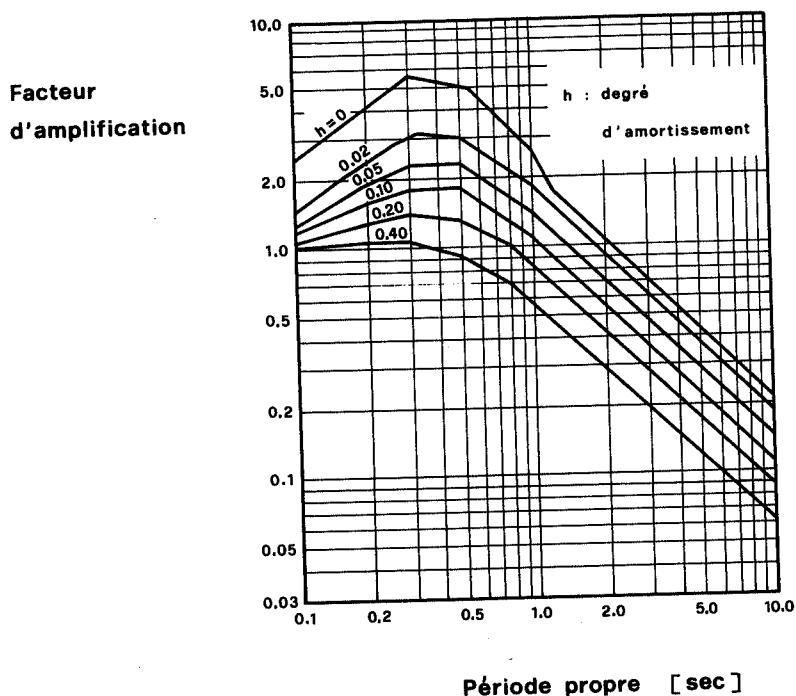


Fig.5.63. *Spectres d'amplification du "Public Works Research Institute".*  
D'après Takata, Okubo et Kuribayashi (1966).

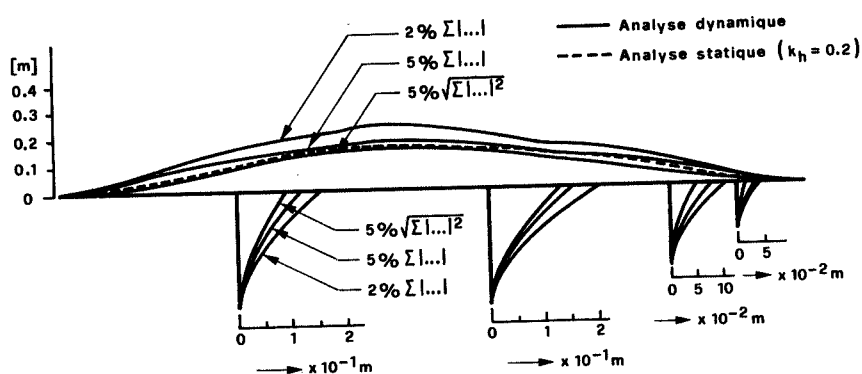


Fig.5.64. *Pont de Yonoyema. Déplacements maximums calculés.*  
D'après Kuribayashi, Iwasaki et Oyamada (1967).

L'étude d'un pont au stade de projet, exécutée par l'Université de Californie à Berkeley (Penzien, 1970) à la demande de la *California State Division of Highways* illustre la méthode

générale appliquée pour déterminer les efforts sismiques affectant un ouvrage fondé sur pieux à travers une épaisse couche d'argile (fig.5.65).

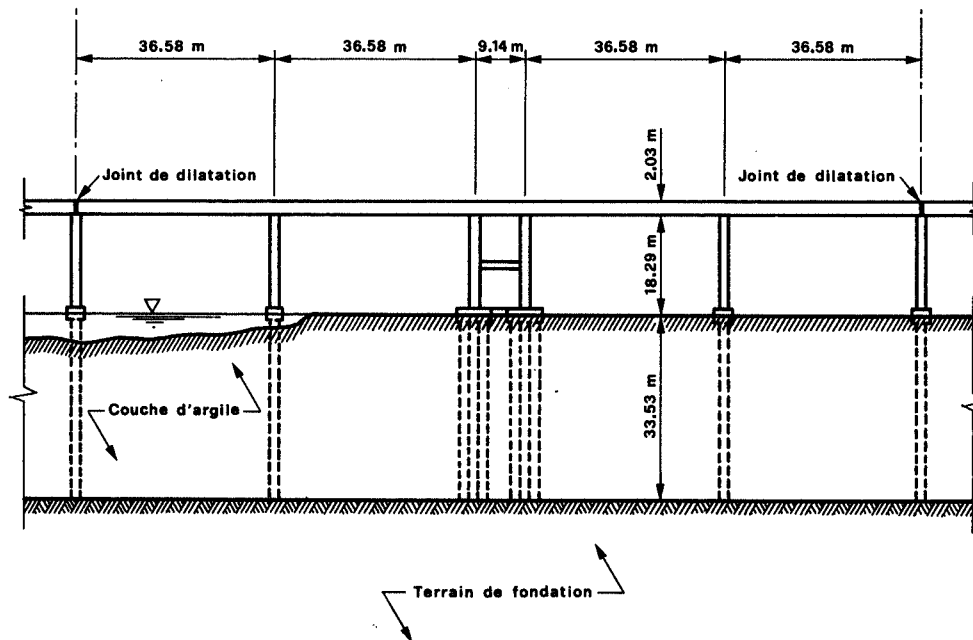


Fig.5.65. Pont d'Elkhorn Slough. Disposition projetée.

D'après Penzien (1970).

L'analyse a été divisée en deux parties:

- détermination de la réponse dynamique de la couche d'argile seule, excitée à sa base par un mouvement sismique donné;
- détermination de l'interaction de la structure entière, y compris les piles, avec la couche d'argile.

Dans cette étude, le système sol-structure est représenté par des modèles discrétisés. Des essais spécialement mis au point lors de ce travail ont permis de déterminer les propriétés dynamiques de la couche d'argile.

Les conclusions de l'étude sont les suivantes:

(1) Une couche épaisse d'argile peut filtrer les composantes de haute fréquence des accélérations sismiques remontant de la roche-mère à la surface. Les basses fréquences, proches de la fréquence fondamentale de la couche d'argile, sont amplifiées et dans ce cas, les structures érigées sur le site et dont les fréquences fondamentales sont voisines de celle de la couche d'argile, subissent des sollicitations supérieures à celles qui se produiraient normalement si ces structures étaient directement excitées par les accélérations de la roche-mère. La réponse du Pont d'Elkhorn Slough à une excitation correspondant à l'accélérogramme Nord-Sud du séisme d'El Centro a été calculée; l'accélération maximum du tablier est de 1,2 g quand on considère l'ensemble du système argile-pieux-structure, et 0,9 g s'il s'agit uniquement de la structure.

(2) Dans le calcul de la structure, y compris les liaisons entre les pieux et la superstructure, il faut tenir compte de l'importance de la ductilité, qui absorbe une grande partie de l'énergie lors de séismes majeurs.

(3) Les déformations qui peuvent se produire dans une couche d'argile soumise à une excitation semblable à celle d'El Centro provoquent dans les pieux des courbures comparables à celles qui correspondent au "coulement" du matériau. Il importe de dimensionner les pieux de telle façon qu'ils puissent subir de grandes déformations inélastiques sans perdre leur capacité portante.

(4) Les pieux sont obligés de se déformer avec le milieu argileux. Ceci signifie qu'il faut accorder la plus grande attention aux courbures de ces pieux. Les pieux de petit diamètre sont plus avantageux que ceux de grand diamètre.

(5) Si les pieux sont enfoncés jusqu'à la couche de sable compacte, sous la couche d'argile, il faut s'attendre à la formation de grandes courbures dans la zone de contact entre les deux couches lors d'un séisme majeur. A cet endroit, les pieux doivent présenter une grande ductilité.

(6) Dans le cas d'Elkhorn Slough, des essais supplémentaires doivent encore être faits sur le module d'élasticité de l'argile, pour l'étude de la stabilité latérale des pieux dans les conditions statiques. Sous l'effet de l'excitation transitoire de courte durée produite par un séisme, la stabilité des pieux ne pose pas de problème.

(7) Des séparations adéquates doivent être aménagées dans les joints de dilatation du tablier, pour empêcher les sections adjacentes de se heurter pendant un séisme majeur.

Une étude similaire mais plus simple a été entreprise pour un projet de pont à Tamaki, Auckland (Dowrick, 1977). On admet que les pieux du pont se déforment comme le sol; ceci implique la possibilité d'un comportement inélastique à leur sommet.

#### 5.344. Ponts de grande longueur, à plusieurs travées

Suite aux graves dommages causés aux ponts de San Fernando (1971), un programme de recherches a été lancé à l'Université de Berkeley, Californie, sous le patronage de la *Federal Highway Administration*, afin de déterminer les origines de ces dégâts et d'améliorer les méthodes de dimensionnement. Les études analytiques ont porté essentiellement sur les ponts de grande longueur à plusieurs travées, ce type d'ouvrage ayant subi de sérieux dommages.

Le "South Connector Overcrossing" (fig.5.12, 5.13), par exemple, est caractérisé par une dalle-caisson continue courbe, munie de joints de dilatation spéciaux (fig.5.66), qui diminuent sensiblement la rigidité latérale du tablier. Dans le cas de forte secousse, les piles qui assurent presque la totalité de la résistance latérale peuvent s'écarter assez pour provoquer la plastification des barres de liaison longitudinales et éventuellement la chute des éléments du tablier. Il est clair que pour déterminer la réponse dynamique et les conditions de rupture de ces structures, il faut simuler correctement leur comportement non-linéaire dans l'analyse sismique.

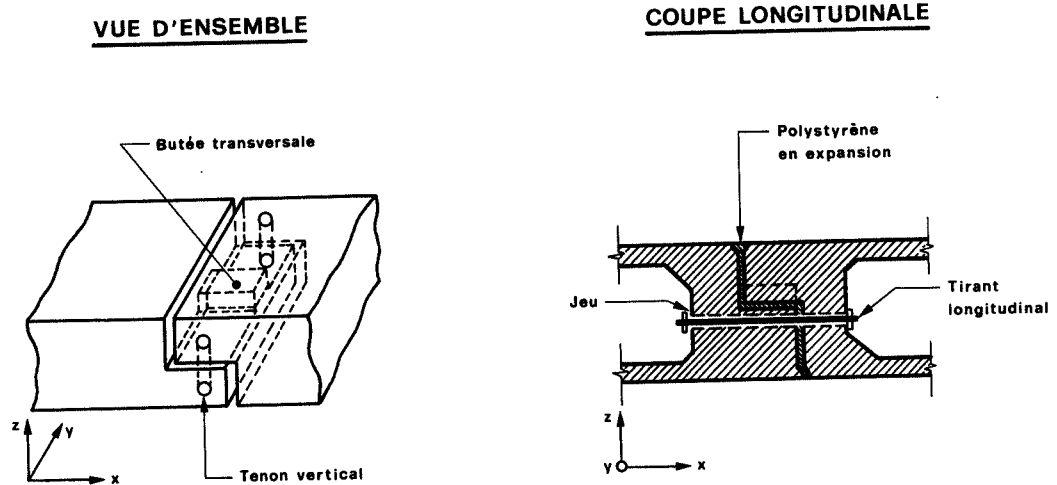


Fig.5.66. Pont du "South Connector Overcrossing". Joint de dilatation type.  
D'après Tseng et Penzien (1973).

Tseng et Penzien (1973) ont présenté pour les ponts de grande longueur à plusieurs travées un modèle mathématique qui permet de tenir compte des caractéristiques non-linéaires des piles et des joints de dilatation. La dalle-caisson est représentée par des éléments de poutres élastiques, et les piles par des éléments prismatiques élasto-plastiques. Les joints de dilatation sont idéalisés de façon à pouvoir représenter les effets de choc, les contraintes exercées par les tirants de liaison, etc. (fig.5.67). L'interaction sol-structure, importante pour les piles courtes, est représentée par une combinaison de ressorts et d'amortisseurs tri-dimensionnels à la base de chaque pile; elle peut être négligée aux culées des ponts de grande longueur car elle affecte très peu la réponse du système entier. La masse du pont complet est concentrée aux points nodaux (fig. 5.68); à chaque masse ponctuelle sont associées trois composantes de forces et trois composantes de moments. Enfin, les joints de dilatation des ponts présentés dans les exemples qui suivent ne comportent pas de tenons verticaux.

Un programme de calcul sur ordinateur dit NEABS (Tseng et Penzien, 1973) fondé sur un algorithme d'intégration pas à pas

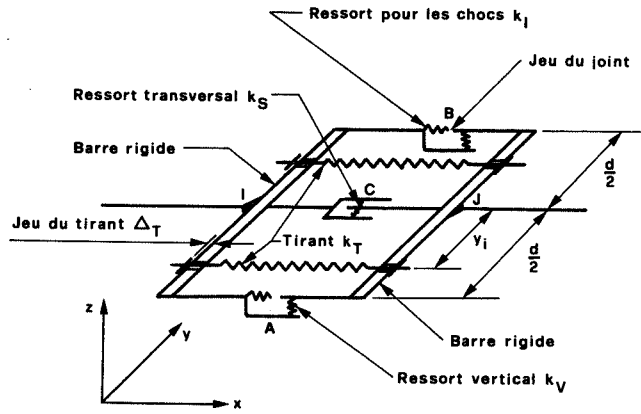


Fig.5.67. Joint de dilatation idéalisé.

D'après Tseng et Penzien (1973).

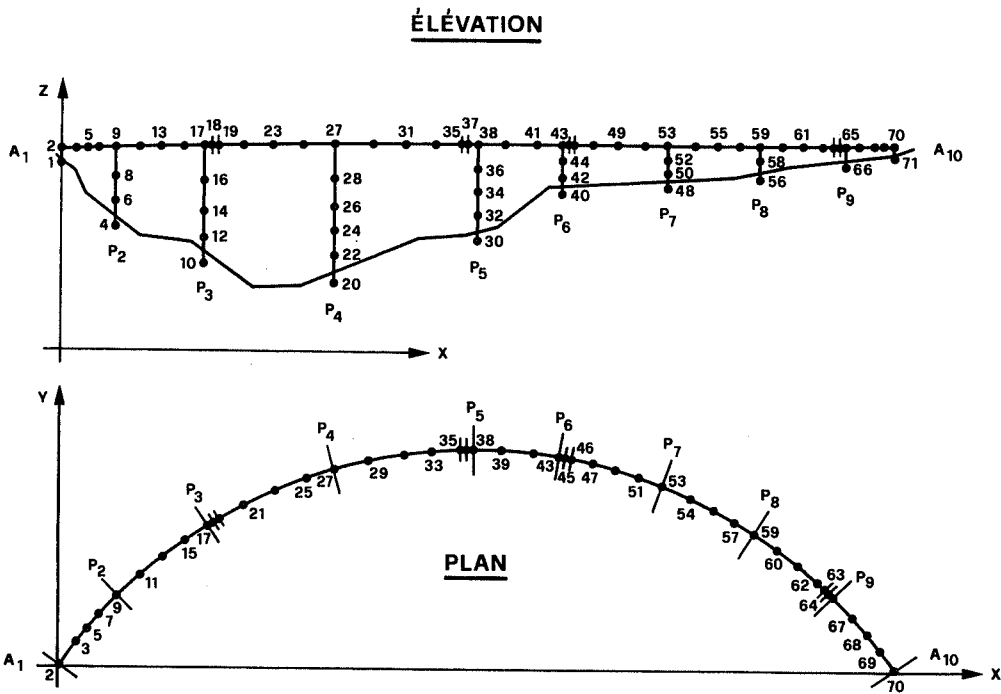


Fig.5.68. Modèle à masse discrétisée du "South Connector Overcrossing".

D'après Tseng et Penzien (1973).

a été développé pour l'analyse non-linéaire des structures du type décrit plus haut. Les excitations peuvent se présenter sous forme de charges dynamiques et/ou de mouvements des appuis.

Selon cette méthode, Tseng et Penzien ont étudié la réponse sismique des ouvrages suivants:

- South Connector Overcrossing,
- Figueroa Street Undercrossing, ouvrage courbe (fig.5.69),
- une version rectiligne du même Figueroa Street Undercrossing, pour examiner l'effet de la courbure de la superstructure sur la réponse du système complet (fig.5.70).

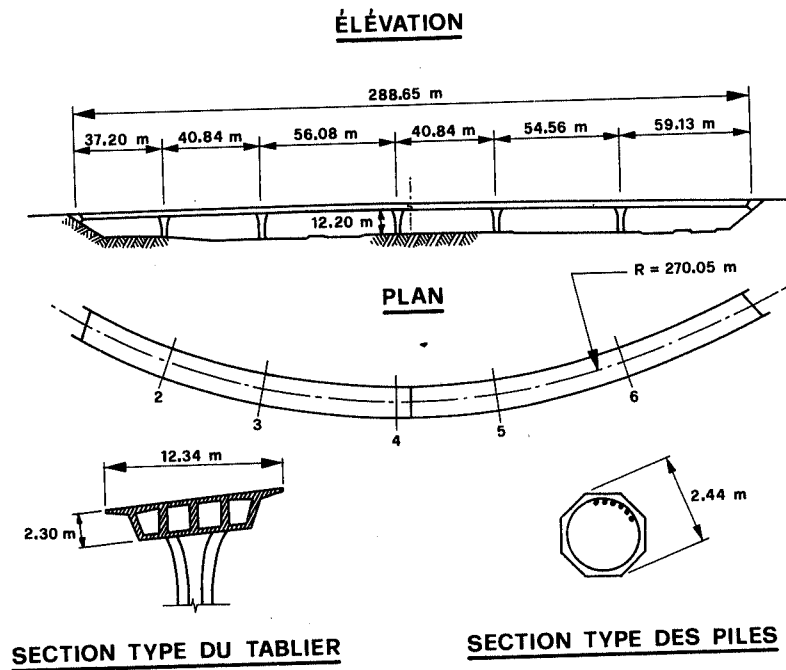


Fig.5.69. *Figueroa Street Undercrossing.*

D'après Tseng et Penzien (1973).

Le calcul des fréquences et des modes propres de ces trois ouvrages dans leur état élastique linéaire (fig.5.71, 5.72 et 5.73) montre que:

- le South Connector Overcrossing est un ouvrage relativement flexible;
- les périodes propres restent approximativement les mêmes dans

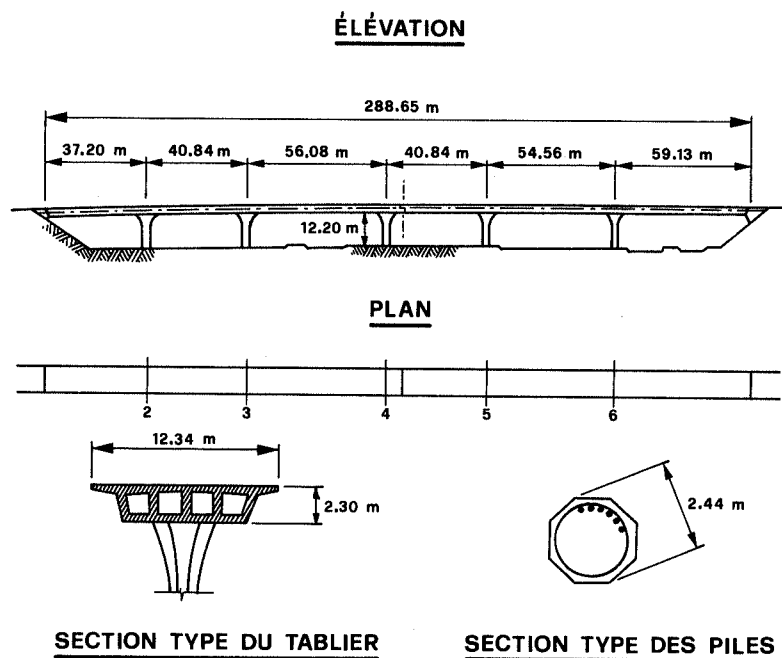


Fig.5.70. Version rectiligne du Figueroa Street Undercrossing.

D'après Tseng et Penzien (1973).

les deux versions du Figueroa Street Undercrossing, alors que les déformées modales changent sensiblement. Dans le pont courbe, les déformations modales horizontales se répercutent dans le plan vertical, ce qui n'est pas le cas pour le pont droit.

La fonction d'excitation introduite dans le calcul est un accélérogramme généré artificiellement et considéré comme représentatif des mouvements du sol dans la zone en question. Les ouvrages sont soumis en même temps à des accélérations transversales et verticales, dont les intensités maximums sont ajustées pour les différents cas envisagés: secousses majeures (accélération verticale maximum 0,3 g, transversale 0,5 g) et secousses modérées.

Les conclusions générales des auteurs de cette étude sont:

- l'effondrement d'une partie du South Connector Overcrossing lors du séisme de San Fernando (1971) est dû à l'incapacité des

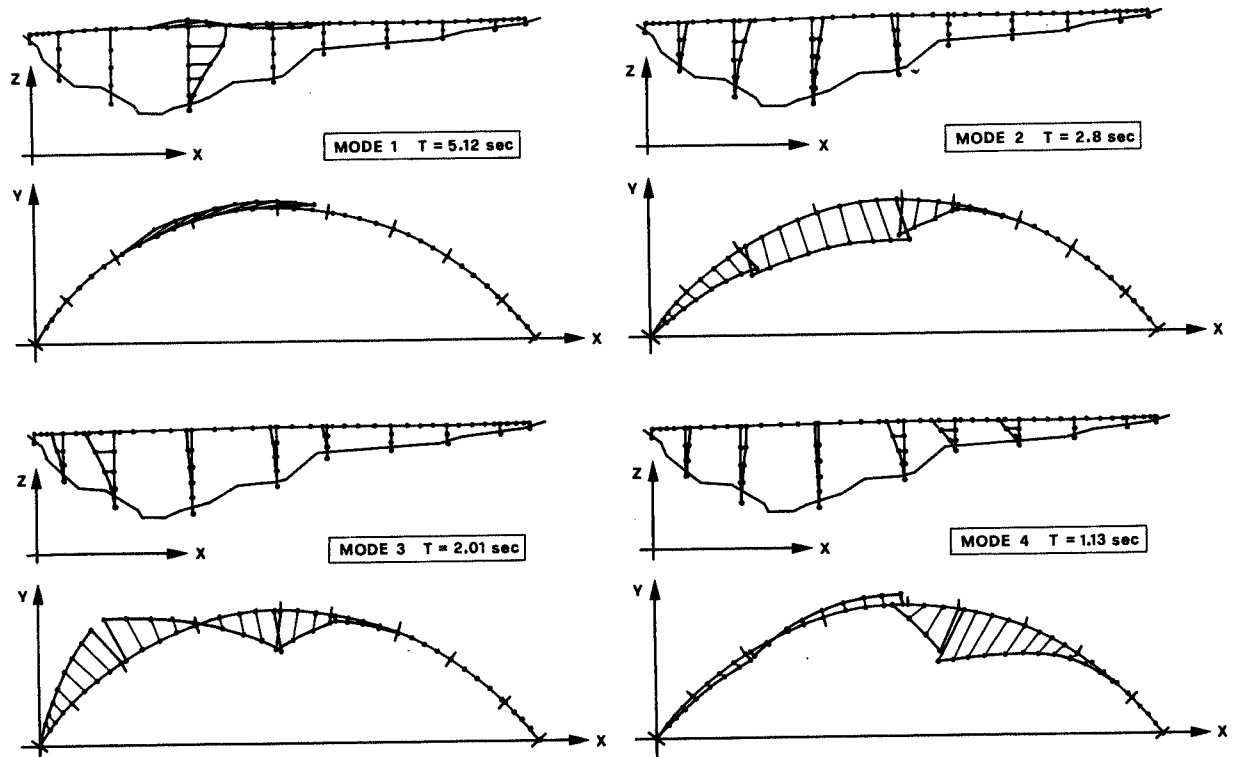


Fig.5.71. Périodes et modes propres du South Connector Overcrossing.

D'après Tseng et Penzien (1973).

barres de liaison longitudinales d'empêcher une ouverture excessive des joints de dilatation;

- le pont courbe du Figueroa Street Undercrossing peut résister à des séismes majeurs de même intensité que celui de San Fernando, mais en subissant cependant des dégâts par flexion à la base des piles centrales;

- la résistance et la répartition des piles entre les joints de dilatation peuvent affecter de manière significative la réponse sismique de la structure;

- pour un pont normalement dimensionné, soumis à des séismes sévères, une plastification par flexion apparaît souvent à la base des piles. Il faut éviter qu'elle se produise au sommet des piles,

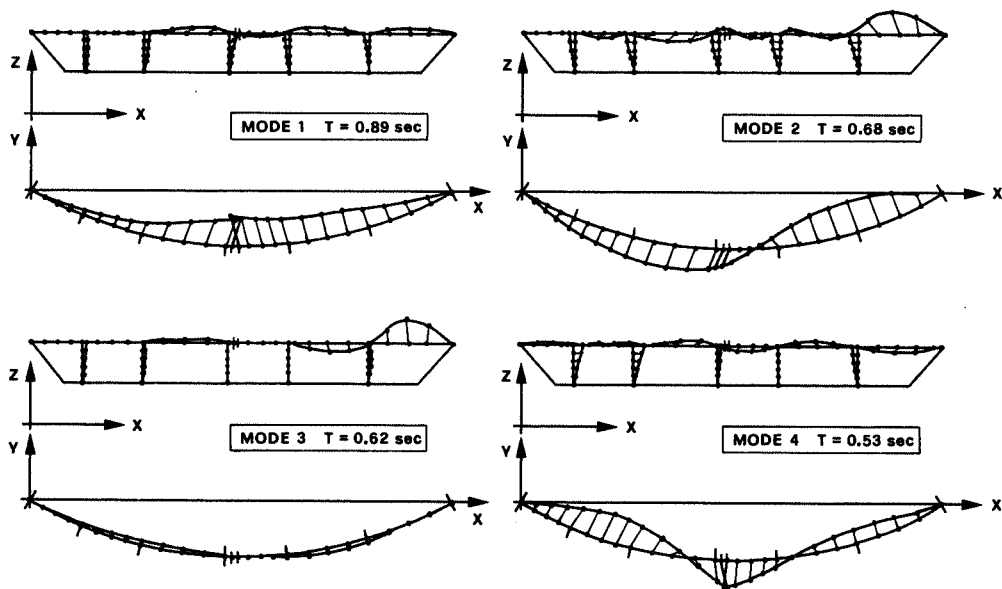


Fig.5.72. Figueroa Street Undercrossing. Périodes et modes propres de la version courbe. D'après Tseng et Penzien (1973).

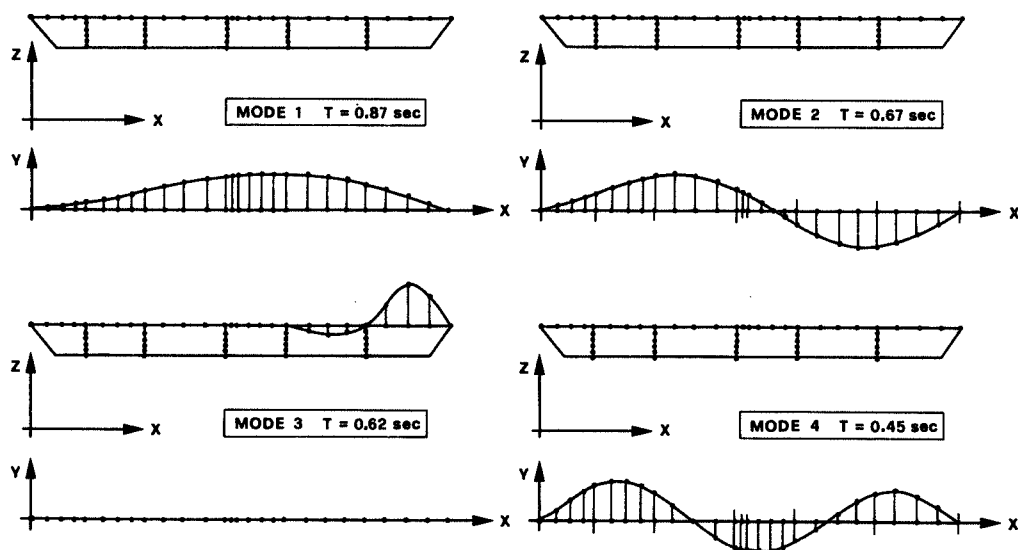


Fig.5.73. Figueroa Street Undercrossing. Périodes et modes propres de la version rectiligne. D'après Tseng et Penzien (1973).

afin d'empêcher que les dégâts ne se propagent dans le tablier;

- les tirants de liaison longitudinaux réduisent efficacement l'amplitude de la réponse en déplacement des ponts courbes. Ils doivent offrir une bonne résistance et une ductilité suffisante pour maintenir l'écartement des joints dans les limites admissibles aux appuis;

- il faut se rendre compte que les joints de dilatation des ponts courbes s'ouvrent plus largement que ceux des ponts droits, et prendre des mesures appropriées;

- dans le cas de séismes modérés ou sévères, la réponse du pont est très influencée par les accélérations verticales, tout particulièrement dans les ponts courbes, où les déformations horizontales s'associent à des déformations verticales.

#### 5.345. Ponts courts à travées peu nombreuses

Ce type d'ouvrage fait aussi partie du projet de recherches cité précédemment (Chen et Penzien, 1975). Il est caractérisé par un nombre restreint de travées, des piles relativement courtes et rigides, dont l'interaction avec le sol de fondation est appréciable, et des culées étroites (fig.5.74).



Fig.5.74. North Connector Undercrossing. Structure-type.

D'après Chen et Penzien (1975).

Le modèle mathématique développé comprend: des éléments finis pour les remblais d'accès, des éléments prismatiques pour la structure, des ressorts et amortisseurs pour représenter l'interaction sol-structure, etc.

La version rectiligne d'un pont courbe existant (le North Connector Undercrossing), a été étudiée sur la base de modèles bi-dimensionnels (fig.5.75).

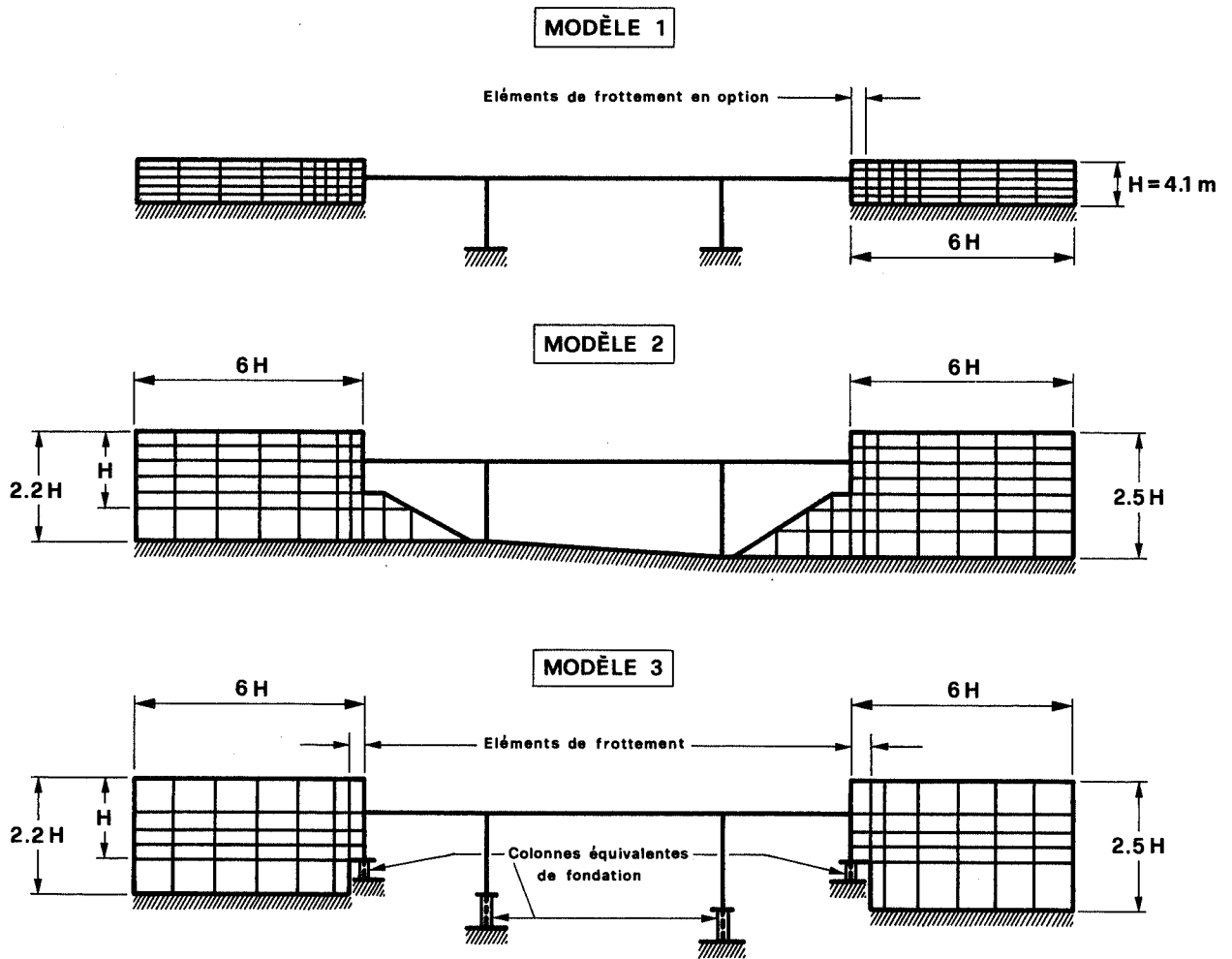


Fig.5.75. *North Connector Undercrossing. Modèles mathématiques adoptés.*

D'après Chen et Penzien (1975).

L'excitation a été appliquée dans la direction longitudinale, avec une accélération maximum normalisée de  $0,3 \text{ g}$ . Dans le modèle no. 1, on a supposé que les bords fixes étaient situés à la base des culées et des piles, et à une profondeur  $H$  pour les remblais d'accès. Dans le modèle no. 2, les bords fixes ont été placés aux profondeurs  $2,2 H$  et  $2,5 H$  pour les remblais, c'est-à-dire au même niveau que la base des piles, afin de permettre aux culées de pivoter et de se déplacer par translation avec le

sol. Dans le modèle no. 3, les bords fixes des remblais sont identiques à ceux du modèle no. 2, mais les piles et culées réelles sont prolongées par des éléments qui représentent la flexibilité de la fondation.

Les résultats du calcul montrent que la distribution des poussées statiques et dynamiques sur les culées changent selon le modèle mathématique adopté et que la résultante dynamique maximum augmente avec la flexibilité de l'ensemble pont-sol. Il est clair que la présence des remblais accroît sensiblement les forces sismiques agissant sur le tablier et sur les piles.

### 5.35. Essais sur modèles

Les essais sur modèles, dans le domaine linéaire, ne sont justifiés que pour des structures très complexes; pour les structures ordinaires, les modèles mathématiques peuvent être formulés et analysés avec une meilleure précision, plus rapidement et à moindres frais. La plupart des essais sur modèles se justifient lorsqu'on veut explorer en détail le domaine non-linéaire ou pousser l'étude jusqu'à l'effondrement de l'ouvrage. On en trouvera ci-dessous quelques exemples intéressants.

#### 5.351. Viaduc

Kuribayashi, Takada et Kimura (1963) ont étudié sur modèles un tronçon de viaduc composé d'une poutre-caisson en béton précontraint et de quatre piles en béton armé. Il s'agissait de déterminer les caractéristiques dynamiques et d'observer la formation des fissures dans les piles. Deux modèles ont été essayés.

Le modèle no. 1, à l'échelle 1:3,75, exécuté en un matériau semblable à celui de l'ouvrage réel, était excité par un vibreur mécanique capable d'exercer une force pouvant atteindre 10 t (fig.5.76). Les fissures sont apparues dans les piles pour des excitations relativement fortes (0,2 g) et l'on a pu observer

la modification des caractéristiques dynamiques en fonction du degré de fissuration. Aucune fissure n'a été observée dans la poutre-caisson.

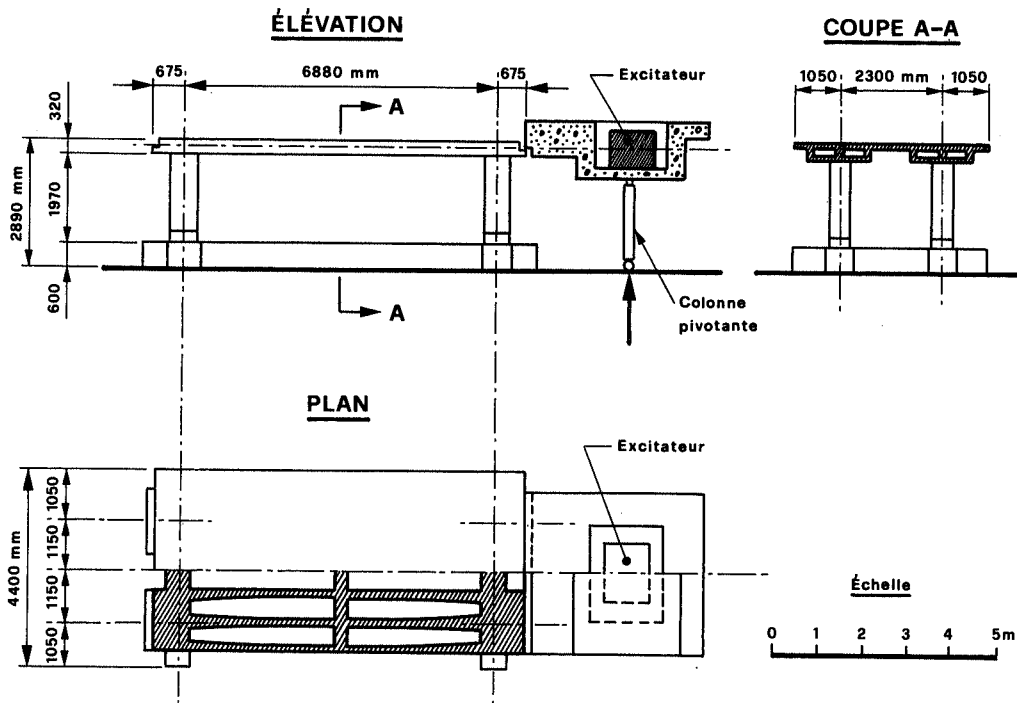


Fig.5.76. *Essais dynamiques d'un modèle de viaduc. Modèle no. 1.*

D'après Kuribayashi, Takada et Kumura (1963).

Le modèle no. 2, à l'échelle 1:20, en matière plastique, a été placé sur une table vibrante. A l'occasion de ces essais, la mesure de la réponse dynamique a montré que sous des excitations sinusoïdales de faible amplitude, le matériau se comporte élastiquement.

### 5.352. Fondation sur pieux

Ogata et Kotsubo (1966) ont étudié théoriquement et expérimentalement la résistance horizontale d'une fondation sur pieux (fig.5.77). Les essais ont montré que les déformations des couches de terrain pendant un séisme ont une influence déterminante sur la résistance des pieux.

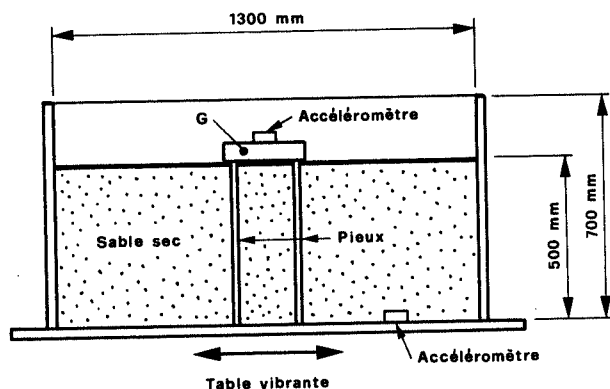


Fig.5.77. Essais dynamiques d'une fondation sur pieux.

D'après Ogata et Kotsubo (1966).

### 5.353. Pont suspendu à trois travées

Kuribayashi, Oyamada et Iida (1970) ont étudié un pont suspendu sur un modèle à l'échelle 1:100. Ce modèle était placé sur quatre tables vibrantes séparées, dont les mouvements étaient synchronisés par un système électro-magnétique (fig.5.78).

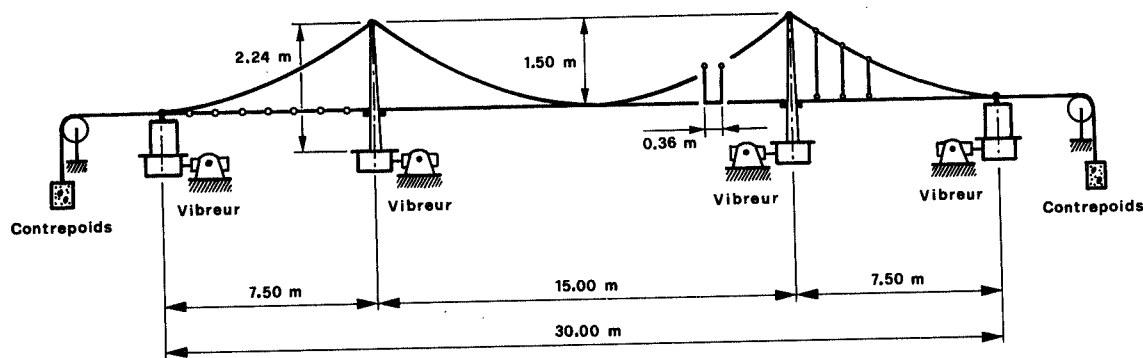


Fig.5.78. Modèle de pont suspendu.

D'après Kuribayashi, Oyamada et Iida (1970).

### 5.354. Pont courbe sur piles de grande hauteur

Un essai sur modèle a été exécuté par Williams et Godden (1975) pour contrôler les résultats de l'analyse théorique des ponts courbes de grande longueur, à plusieurs travées, muni de joints de dilatation dans le tablier (voir 5.344). Le modèle (fig.5.79) était réalisé en microbéton, à l'échelle 1:30; il

représentait une version simplifiée du South Connector Overcrossing entre les piles nos. 2 et 6.

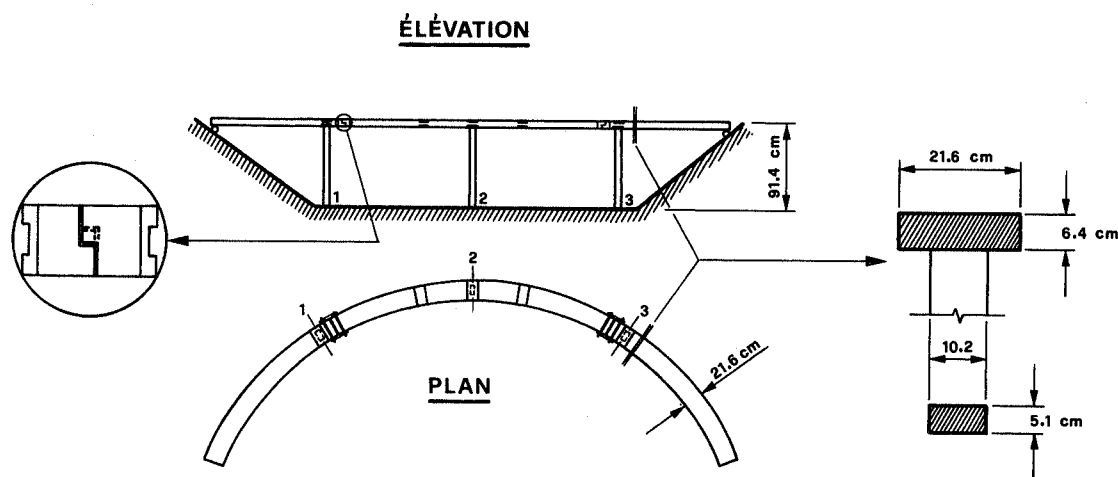


Fig.5.79. *Schéma du modèle essayé.*

D'après Williams et Godden (1975).

Le modèle était placé sur une table vibrante de 6,10 m × 6,10 m de l'Université de Berkeley, Californie. Après les essais de vibration à faible amplitude destinés à déterminer les caractéristiques dynamiques, il a été soumis à une série de mouvements sismiques de même force et de même durée, mais avec des accélérations comprises entre 0,06 g et 0,87 g. L'excitation horizontale agissait longitudinalement ou transversalement, mais avec une excitation verticale simultanée, d'accélération maximum égale à 60% de celle du mouvement horizontal.

Les essais ont permis d'identifier les paramètres importants qui affectent la réponse dynamique de la structure et d'établir une corrélation entre les résultats expérimentaux et les mécanismes de ruine du modèle.

5.36. Dispositifs destinés à diminuer les effets des séismes

5.361. Localisation de la plastification

La tendance actuelle dans la conception des structures parasismiques consiste à leur conférer une grande capacité de déformation plastique pour absorber la majeure partie de l'énergie vibratoire lors de séismes majeurs; il serait en effet très coûteux de garantir dans ce cas la permanence du comportement élastique. Si l'on ne prend pas de précautions spéciales, les déformations plastiques s'accompagnent très souvent de graves dommages. On peut l'éviter en recourant à des dispositifs indépendants de la structure proprement dite pour absorber l'énergie et garantir la flexibilité nécessaire pour réduire les forces sismiques.

Cette idée a été mise en pratique dans un projet de pont-rail néo-zélandais (fig.5.80).

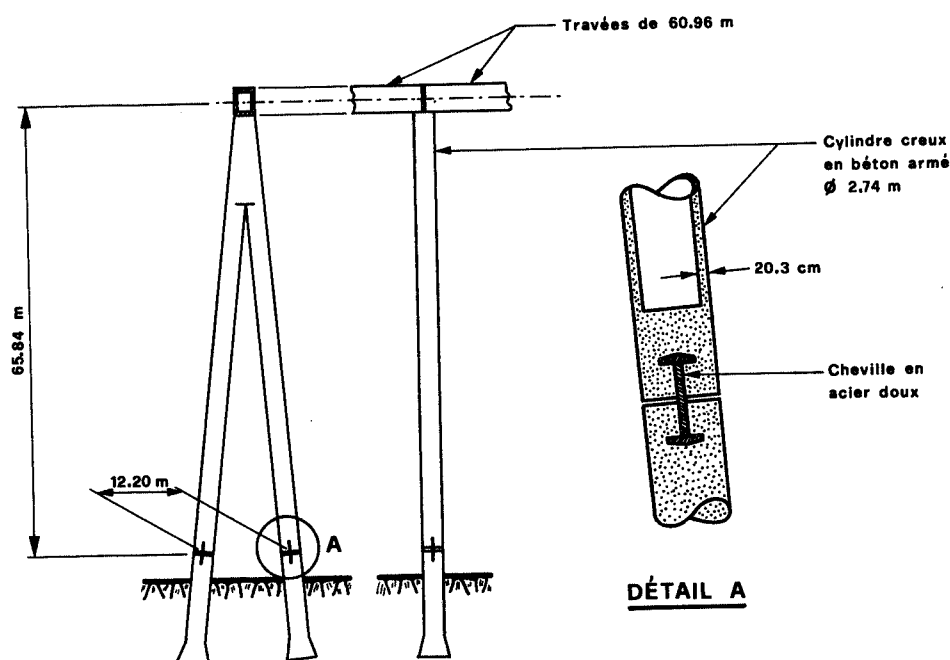


Fig.5.80. Projet de pont-rail d'Utika-Mangaweka (Nouvelle-Zélande).

D'après Shepherd et McConnel (1972).

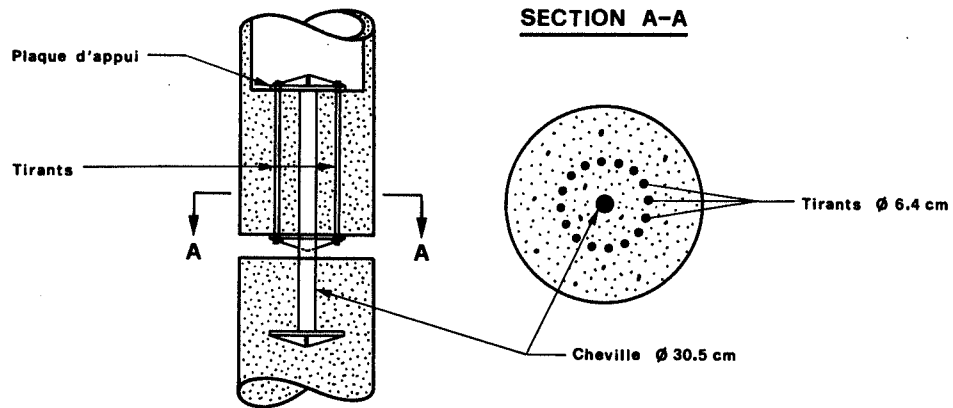


Fig.5.81. Variante de la forme des chevilles.

D'après Shepherd et McConnel (1972).

La structure est composée de poutres simples reposant sur des piles en V renversé. Ces piles, chargées essentiellement par des forces axiales, n'ont qu'une faible réserve plastique. Pour leur en conférer davantage, les ingénieurs des chemins de fer néo-zélandais ont suggéré dans une proposition préliminaire d'incorporer des chevilles en acier doux au pied des piles, pour localiser la plastification lors de séismes majeurs. Le pont est calculé pour résister à une force sismique égale à 12% du poids propre, selon les normes en vigueur.

Shepherd et McConnel (1972) ont étudié la "réponse" d'un tel projet lorsqu'on lui applique l'excitation correspondant à 1,5 fois la composante N-S du séisme d'El Centro de 1940 (accélération maximum au sol 0,3 g). Les auteurs ont calculé la réponse latérale élastique et élasto-plastique pour différentes valeurs de l'écartement des piles, des masses en jeu et du diamètre des chevilles. Ils ont constaté que:

- la protection est meilleure si les caractéristiques des chevilles se rapprochent de la courbe élasto-plastique théorique, formée de deux tronçons rectilignes;

- ils ont proposé de modifier la forme des chevilles initialement prévues (fig.5.81);
- des forces de traction peuvent apparaître dans les piles. Une précontrainte s'ajoutant à la compression due au poids propre serait avantageuse pour empêcher la fissuration du béton;
- l'efficacité des chevilles diminue lors de séismes successifs, à cause de l'effet Bauschinger. Elles reviennent à leur position initiale mais non à leur état élastique originel. Il conviendrait de les remplacer après chaque séisme majeur ou d'en tenir compte dans les calculs analytiques;
- les piles présentent encore une certaine réserve de résistance, même quand l'absorption d'énergie des chevilles a été entièrement utilisée.

#### 5.362. Dispositifs d'absorption d'énergie

Les effets d'un séisme sur un pont se traduisent principalement par un déplacement relatif entre le tablier et le sommet des piles. En plaçant entre ces éléments des dispositifs spéciaux agissant comme amortisseurs, on peut limiter les déplacements relatifs des sommets des piles et mieux répartir les forces horizontales sur les appuis.

En principe, des amortisseurs sont applicables à toute structure dont les éléments peuvent subir un mouvement relatif lors d'un séisme, mais cette idée n'a pu être mise en application que récemment. Les recherches effectuées au Japon et en Nouvelle-Zélande ont permis d'abaisser le coût de ces appareils, et d'augmenter leur fiabilité.

##### (1) Amortisseurs visqueux

Depuis quelques années, de nombreux ponts japonais sont équipés d'amortisseurs de ce type. Le matériau visqueux peut être de l'huile (fig.5.44), un mélange d'asphalte et de solution de polyme (fig.5.47), etc. Dans ce dernier cas, la viscosité est remarquable et garde cette propriété jusqu'à  $-20^{\circ}\text{C}$ . La figure 5.82

montre la relation entre la résistance au déplacement et la vitesse de celui-ci, d'après les essais.

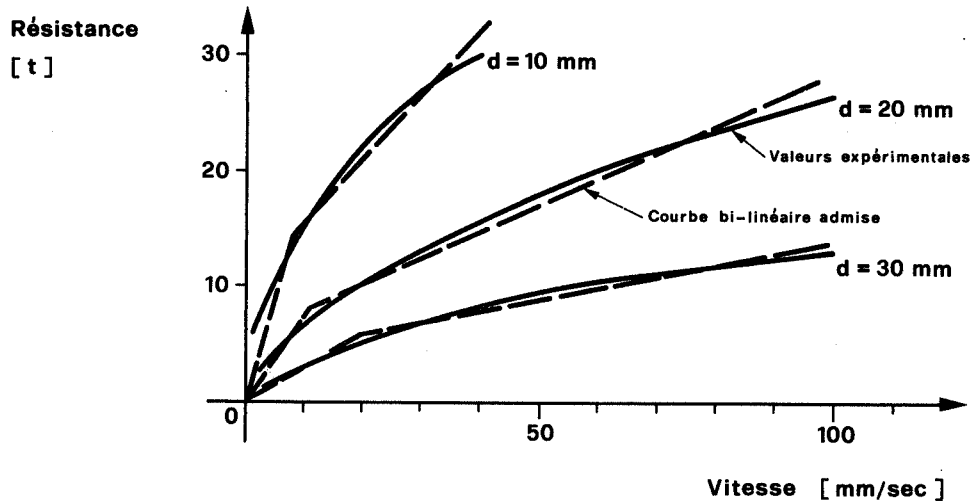


Fig.5.82. Résistance de l'amortisseur visqueux en fonction de la vitesse de déplacement. D'après Kitta et al. (1973).

Kitta et al. (1973) ont étudié les effets des amortisseurs sur la réponse de quelques types de ponts. Le premier est un pont à poutres simples (fig.5.83), soumis à la base à une excitation représentée par la composante N-S du séisme d'El Centro de 1940.

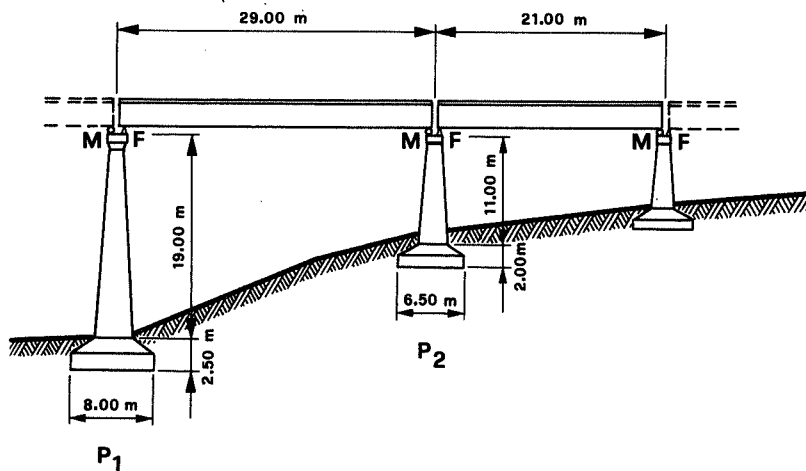


Fig.5.83. Pont à poutres simples.

D'après Kitta et al. (1973).

En négligeant le frottement sur l'appui mobile et en adoptant les modèles mathématiques de la figure 5.84., on trouve par le calcul que les amortisseurs ont pour effet de diminuer considérablement les déplacements relatifs entre les sommets des piles; en absorbant une partie de l'énergie, ils entraînent également une diminution des déplacements d'ensemble (fig.5.85).

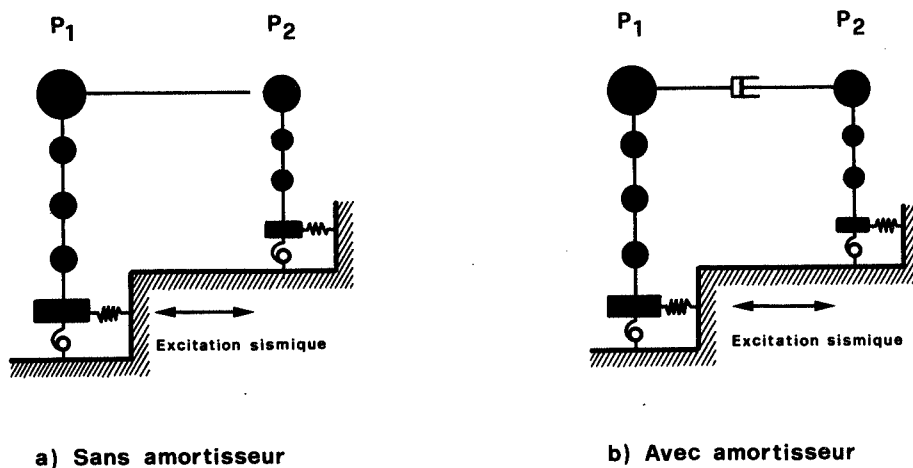


Fig.5.84. Modèles mathématiques adoptés.

D'après Kitta et al. (1973).

Le deuxième type de pont étudié est constitué d'une poutre continue sur 3 travées. L'analyse montre (tableau 5.16) que la réaction maximum à chaque appui est plus faible que dans le cas où la superstructure est fixée rigidement aux piles, et que la force horizontale totale est toujours distribuée dans la direction longitudinale proportionnellement à la rigidité des piles.

(2) Amortisseurs élasto-plastiques

Connus aussi sous le nom d'amortisseurs hystérétiques, ces appareils sont basés sur les déformations plastiques d'éléments en acier doux (fig.5.86). Le mode de déformation prédominant est, soit la flexion, soit la torsion. La réponse de ce type d'amortisseur peut être représentée par un diagramme bilinéaire fermé (fig.5.87).

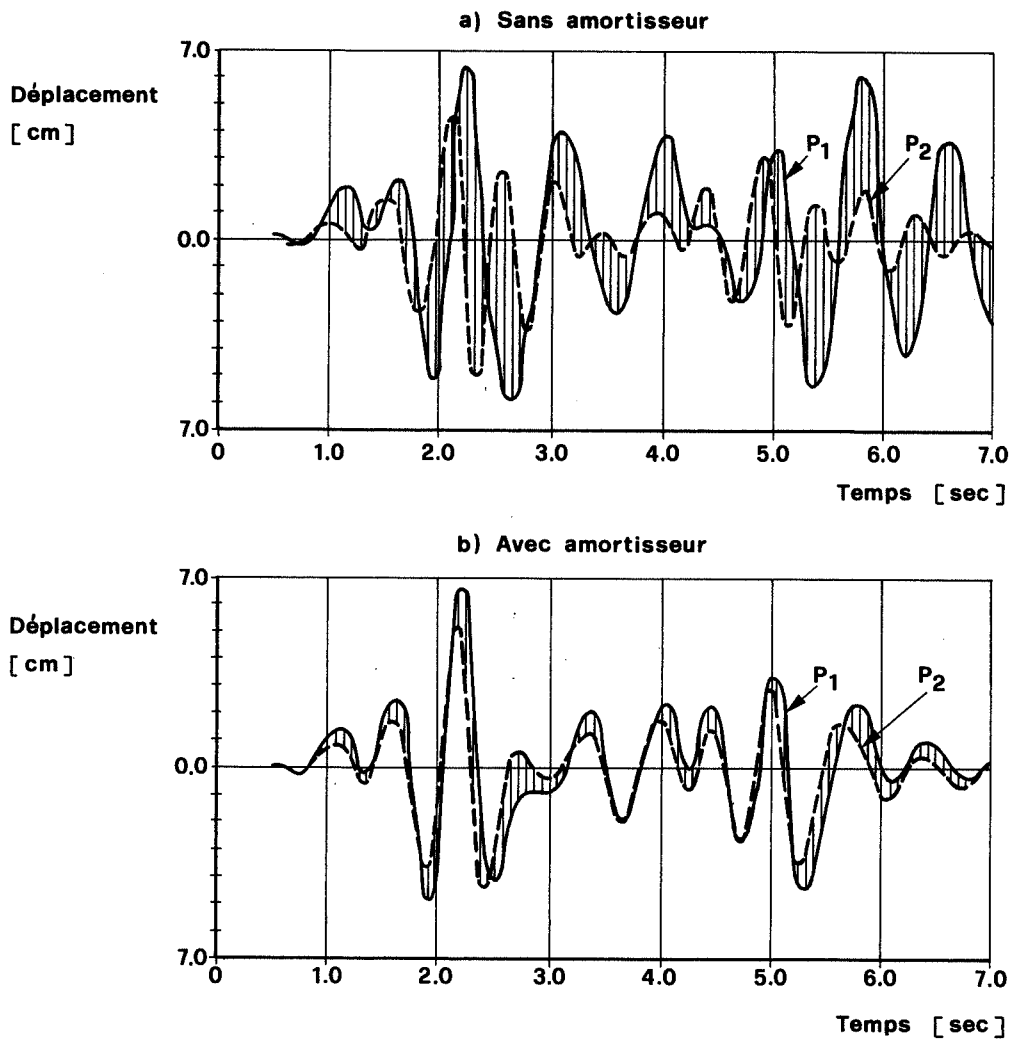


Fig.5.85. Déplacement au sommet des piles.

D'après Kitta et al. (1973).

Tableau 5.16. Réaction horizontale maximum à chaque appui, en tonnes.

D'après Kitta et al. (1973).

Réactions horizontales en t	P <sub>1</sub>	P <sub>2</sub>	P <sub>3</sub>	P <sub>4</sub>
Superstructure fixée rigidement aux piles	1120	1495	1495	1120
Avec amortisseurs	950	1241	1262	950

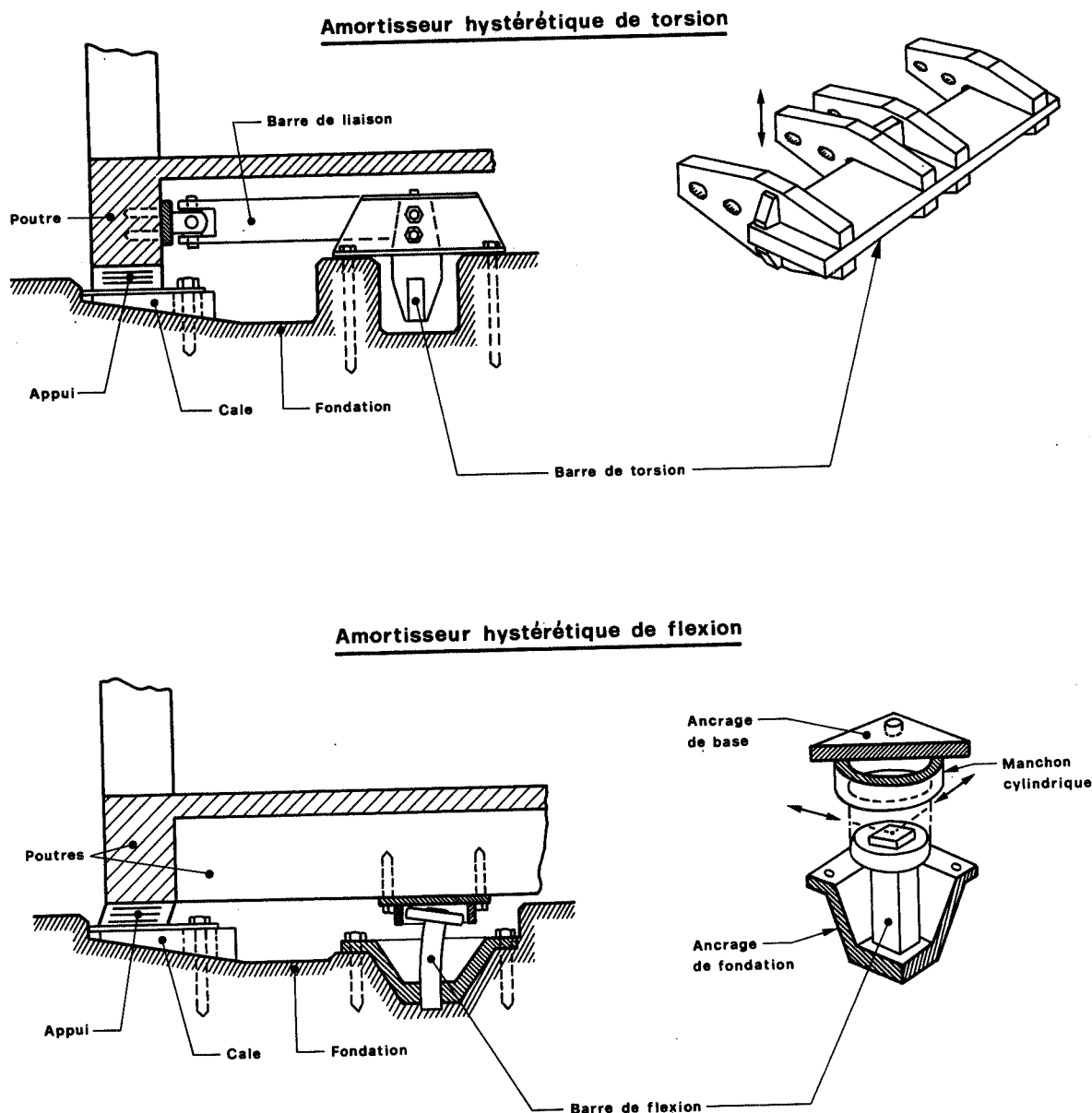
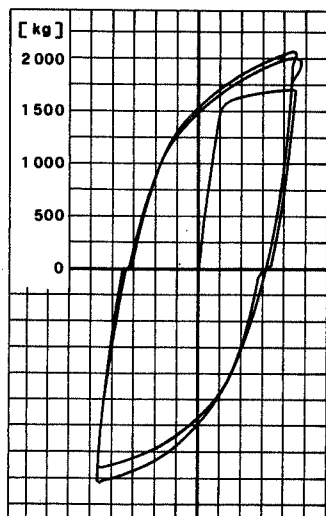
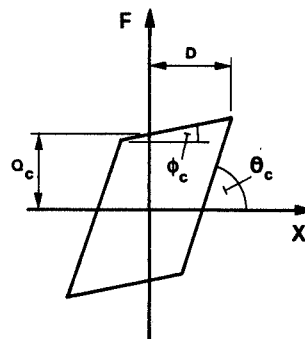


Fig.5.86. *Amortisseurs élasto-plastiques.*  
D'après Skinner, Beck et Bycroft (1975).

Ces amortisseurs ne sont encore qu'au stade de développement. Les recherches visent actuellement à améliorer leurs performances — fiabilité, capacité — et à diminuer leur coût. On cherche à les adapter à différents types de structures. Pour les structures élancées, par exemple, les amortisseurs peuvent être placés entre la base de la construction et la fondation (fig.5.88). Cette disposition a été adoptée pour les piles de 60 m de hauteur d'un pont-rail.



Courbe d'hystérésis d'un amortisseur de torsion



Paramètres définissant le diagramme  
bi-linéaire théorique qui représente  
la réponse d'un amortisseur hystérétique

Fig.5.87. Diagramme force-déplacement d'un amortisseur hystérétique.

D'après Skinner, Kelly et Heine (1975).

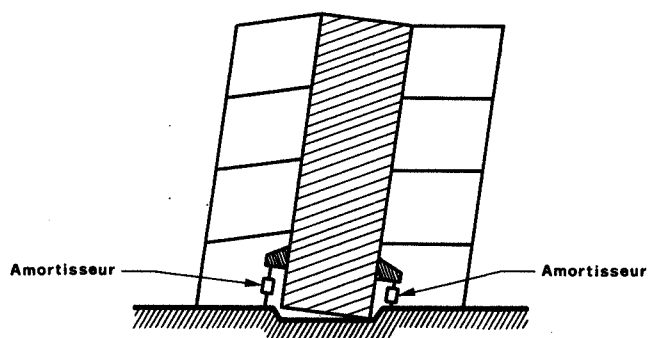


Fig.5.88. Amortisseurs placés à la base d'une structure élancée.

D'après Skinner, Kelly et Heine (1975).

La possibilité d'améliorer la résistance antisismique des structures au moyen d'amortisseurs a fait l'objet de recherches en Italie (Ciampi, 1973). Les amortisseurs peuvent être du type visqueux ou élasto-plastique. Les calculs comparatifs effectués

sur le même modèle mathématique montrent que dans les deux cas, la réponse est réduite qualitativement de la même façon. Les avantages des amortisseurs élasto-plastiques résideraient dans un coût de fabrication moins élevé et dans l'absence de toute nécessité d'entretien.

(3) Amortisseurs à extrusion

L'extrusion est un procédé qui consiste à forcer un métal à passer à travers un orifice, ce qui provoque des changements de sa microstructure (fig.5.89). On peut utiliser cette propriété pour absorber l'énergie développée par le séisme en faisant subir une extrusion à du plomb, alternativement dans les deux sens; ce métal présente la remarquable propriété de se recristalliser presque immédiatement après l'extrusion, et de retrouver ses propriétés mécaniques originelles avant la prochaine opération.

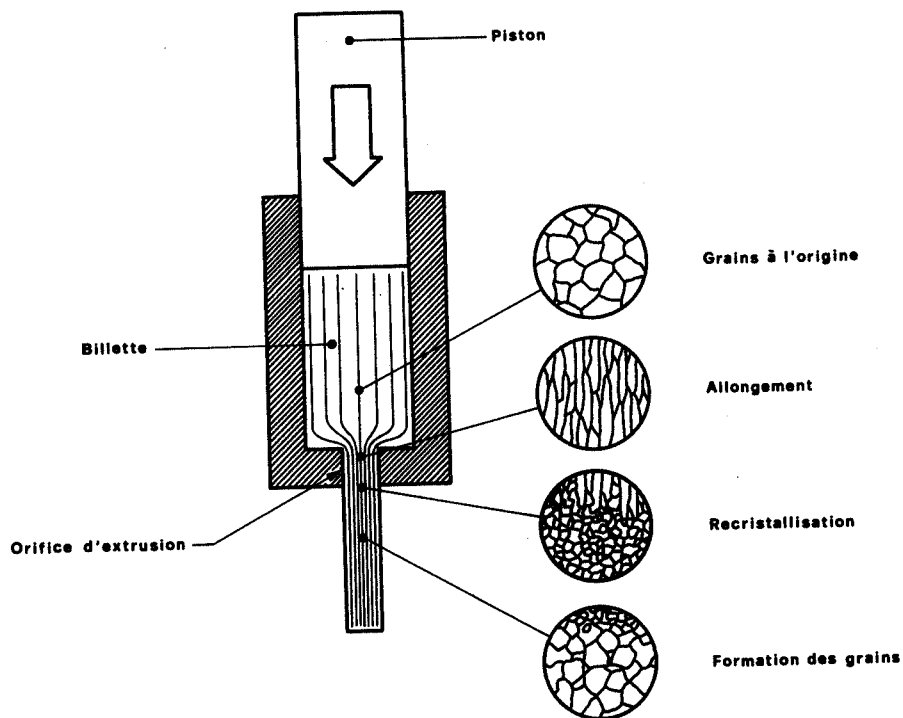
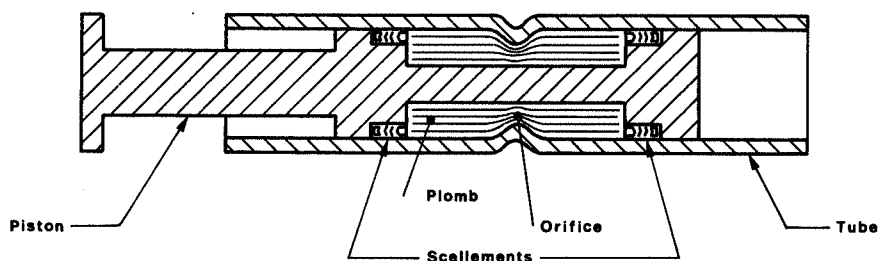


Fig.5.89. Changements de microstructure lors de l'extrusion d'un métal.

D'après Robinson et Greenbank (1976).

Des amortisseurs ont été développés selon ce principe en Nouvelle-Zélande (Robinson et Greenbank, 1976). Ils sont formés d'un tube contenant du plomb et dans lequel se déplace un piston (fig.5.90). D'après les auteurs, les résultats de tests portant sur des amortisseurs de 20 kN à 200 kN, avec des vitesses de  $2 \times 10^{-8}$  à 60 cm/sec, ont montré que ces appareils se comportent comme des "solides plastiques" ou des "amortisseurs de Coulomb", avec une hystérèse presque rectangulaire (fig.5.91) et que l'influence de la vitesse est pratiquement négligeable. Le maximum d'énergie qu'ils peuvent absorber durant un temps très court n'est limité que par la capacité thermique de l'ensemble plomb-acier et par leur durée de vie (50-1000 cycles) ce qui correspond déjà à un nombre élevé de séismes.

Amortisseur dont l'orifice est constitué par un étranglement du tube



Amortisseur dont l'orifice est constitué par un renflement du piston

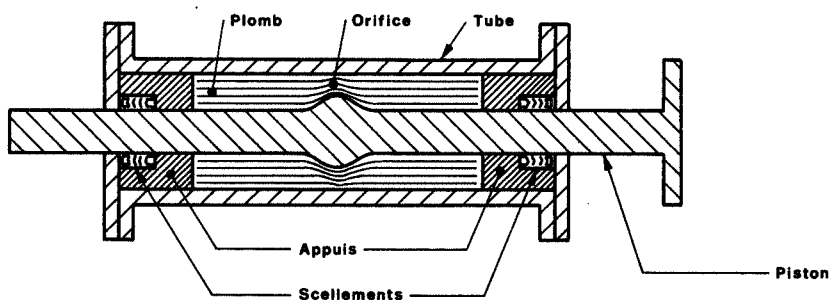


Fig.5.90. Amortisseurs par extrusion.

D'après Robinson et Greenbank (1976).

La fabrication commerciale de ces dispositifs n'est pas encore lancée mais ils ont déjà été appliqués pratiquement, notamment dans deux ponts en construction dans la région de

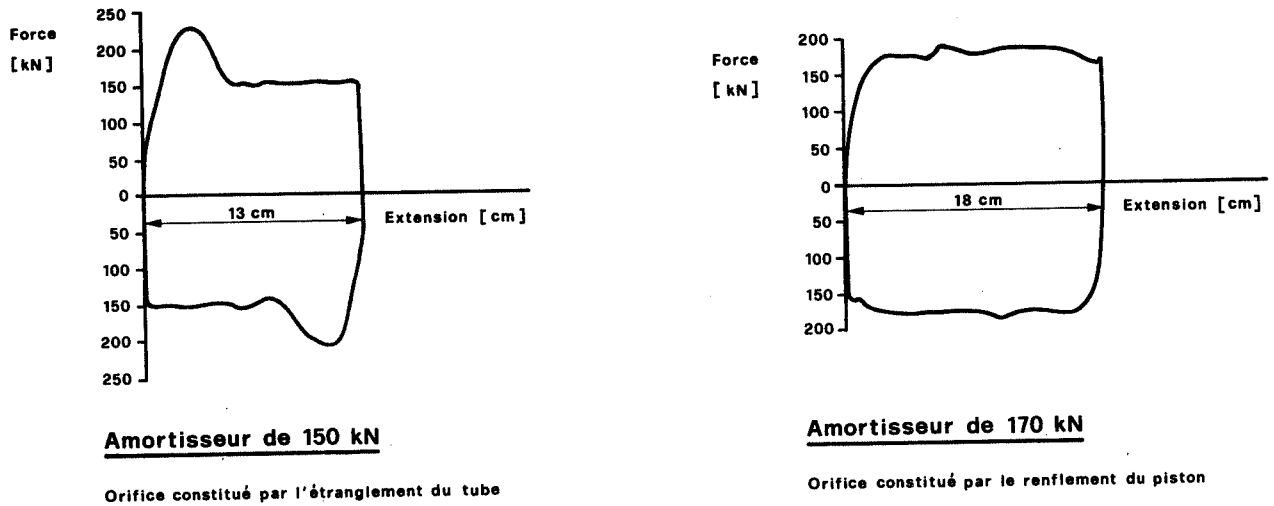


Fig.5.91. Diagrammes force-déplacement des amortisseurs par extrusion testés à la vitesse de déplacement de 1 cm/minute.

D'après Robinson et Greenbank (1976).

Wellington (Nouvelle-Zélande). Il s'agit à la fois de protéger le pont, qui est en pente, contre les effets des séismes, et en même temps de résister aux forces de freinage d'urgence des véhicules descendants (fig.5.92). Les six amortisseurs installés dans la direction longitudinale doivent résister à une force de freinage de 500 kN avec un faible déplacement; pour une force totale de 1000 kN (correspondant approximativement à une accélération  $g/8$ ), ils doivent se déplacer de  $\pm 20$  cm au maximum, absorbant une énergie de  $8 \times 10^5$  Joules par cycle complet. Ces appareils ne fonctionnent correctement que pour des mouvements dont la fréquence est inférieure à 50 cycles/sec, au-delà de laquelle l'échauffement devient excessif.

#### 5.4. COMMENTAIRES

(1) L'étude des dégâts causés aux ponts par les séismes permet de dégager les enseignements généraux suivants:

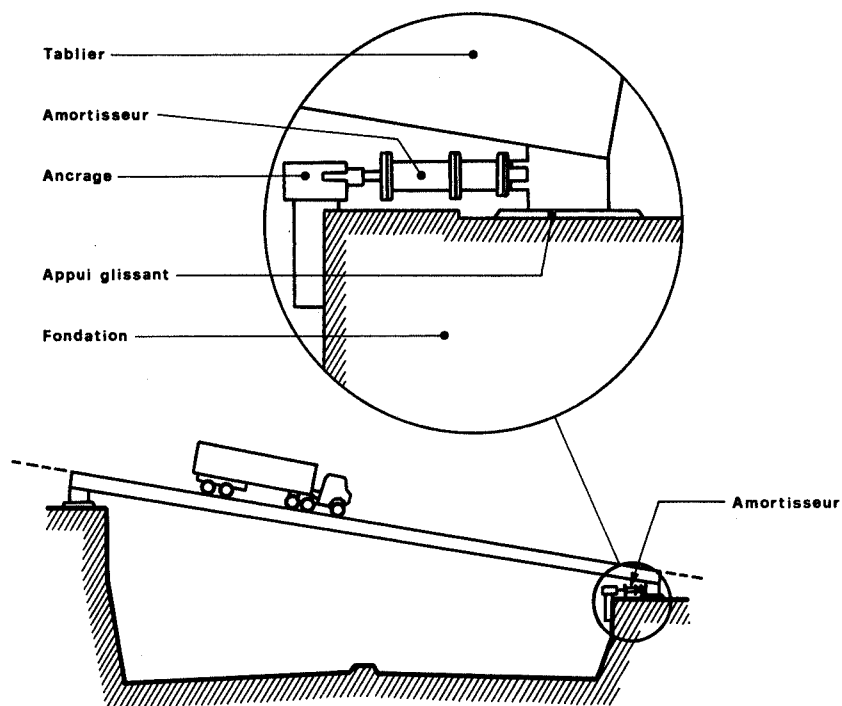


Fig.5.92. Protection d'un pont au moyen d'amortisseurs à extrusion.

D'après Robinson et Greenbank (1976).

- les dommages, surtout dans le cas des ponts de faible hauteur, sont essentiellement provoqués par la rupture des fondations, par suite de déformations excessives du sol et/ou de sa perte de portance. Les ruptures de fondation se traduisent dans l'infrastructure par des glissements, des basculements ou même des renversements, accompagnés le plus souvent de fissures importantes. Des déplacements excessifs peuvent causer des dégâts dans les piles et dans les appareils d'appui;

- les remblais d'accès exercent des forces importantes sur les culées, qui peuvent être en phase à certains moments avec les forces d'inertie induites dans la superstructure. Leur combinaison est souvent à l'origine de ruptures fragiles survenant en infrastructure. Des dégâts ont également été observés dans les murs des culées;

- les dommages provoqués directement par la vibration du pont sont relativement rares. Ils se produisent en général dans les ponts de grande hauteur.

(2) L'une des préoccupations permanentes des constructeurs est d'empêcher l'effondrement partiel ou total lors de séismes majeurs, même si la structure est fortement endommagée; de plus, certains ouvrages doivent pouvoir supporter en tout temps un trafic léger. Les normes actuelles admettent implicitement que les charges sismiques de calcul sont nettement inférieures aux charges réelles et que l'on ne peut décrire la réponse dynamique réelle de la structure qu'en tenant compte d'effets non-linéaires, tels que la fissuration et les déformations plastiques. Le projeteur doit s'assurer que sa construction est assez ductile pour supporter des déformations inélastiques sans compromettre la stabilité de l'ensemble.

Le mécanisme de ruine débute par la formation de rotules plastiques au sommet et à la base des piles, sous l'effet des oscillations longitudinales. C'est pourquoi une attention particulière doit être apportée au dimensionnement des liaisons, où la demande de ductilité est la plus grande; dans ces zones, le béton doit être suffisamment confiné par des frettes ou des étriers.

La valeur généralement admise pour le facteur de ductilité (voir page 110) d'ensemble est comprise entre 4 et 6. Elle dépend essentiellement des propriétés mécaniques des éléments porteurs, des assemblages et du système porteur; elle est plus grande à l'égard des efforts de flexion que pour les efforts tranchants, pour les sections bien frettées que pour celles qui le sont insuffisamment.

(3) Les dommages peuvent être réduits si les dispositions constructives limitent les possibilités de déplacement relatif entre les éléments de la structure. Ces déplacements sont à l'origine d'un grand nombre de dégâts constatés aux culées, sous l'effet du choc produit par la superstructure, lorsque l'espace laissé est insuffisant ou qu'il n'y a pas de tampons amortisseurs. Le même problème se pose au droit des joints de dilatation.

(4) Un pont dimensionné pour une force sismique très élevée n'est pas forcément à l'abri d'un effondrement si l'on ne cherche pas à contrôler les déplacements relatifs entre le sommet des piles et le tablier. Les exemples ne manquent pas de poutres qui ont échappé à leurs appuis et sont tombées. Pour limiter ces déplacements, on peut équiper les appuis de dispositifs spéciaux, comme les "stoppers" (butées) ou les amortisseurs; ces derniers offrent l'avantage de répartir la force sismique longitudinale sur tous les appuis.

(5) L'établissement d'un projet de pont dans une zone sujette aux séismes est extrêmement complexe; il ne peut pas se réduire à une simple estimation de la force sismique ou du coefficient sismique. La conception globale, les détails constructifs et les procédés d'exécution jouent un rôle important; il ne s'agit pas uniquement d'un problème de résistance mais aussi de déformations et de déplacements.

(6) Les normes parasismiques existantes concernant les ponts appliquent le concept de la force statique équivalente. Elles donnent peu d'indications sur la nécessité de contrôler les déformations, qui peuvent dans certains cas affecter la stabilité d'ensemble de la structure.

(7) La méthode de la force statique équivalente est applicable aux structures courantes, à des systèmes de construction qui ont bien résisté lors des séismes passés. Pour des structures de type nouveau, non conventionnel, une analyse dynamique est nécessaire. Cette analyse doit s'appuyer sur un modèle mathématique réaliste, reflétant fidèlement les propriétés réelles de la répartition des masses, de la relation force-déformation et des mécanismes de ruine du système sol-structure. Deux types d'ouvrages nécessitent une attention particulière: les ponts hauts, flexibles, où les effets de vibration prédominent, et les ponts courts, rigides, où les effets de l'interaction sol-structure sont particulièrement importants.

(8) Pour améliorer les méthodes de dimensionnement des ponts, il faudrait développer des recherches dans différents domaines:

- les caractéristiques dynamiques des sols (stabilité, portance, etc.) doivent être mieux connues si l'on veut évaluer la poussée réelle des remblais sur les infrastructures, prévoir les effets des ruptures de terrain, comme les glissements, liquéfactions et tassements;

- le comportement de certains types de structures, comme les ponts courbes et les ponts biaisés, ne peut être abordé par des méthodes de calcul simplifiées, valables pour les ouvrages rectilignes. L'expérience a montré que ces structures peuvent subir d'importants mouvements transversaux ou obliques;

- la plupart des forces provoquant des dommages proviennent des culées. On peut se demander si nos connaissances actuelles sur les poussées dynamiques des remblais d'accès suffisent pour une évaluation correcte mais simplifiée de ces forces. On sait que les déformations et mouvements des murs de soutènement influent sur l'intensité et la répartition des poussées dynamiques;

- il conviendrait de développer des dispositifs plus efficaces et moins coûteux pour réduire les forces sismiques, limiter les déplacements relatifs entre la superstructure et l'infrastructure, empêcher la chute de la superstructure;

- les forces sismiques qui agissent sur les fondations résultent à la fois des forces transmises par la superstructure, et des déformations des terrains adjacents. La valeur et l'effet des forces produites directement par le sol sont encore mal connus, malgré les progrès accomplis dans la connaissance de l'interaction sol-structure, grâce à des techniques théoriques et expérimentales de plus en plus raffinées.

## C O N C L U S I O N

La présente étude ne prétend pas épuiser le sujet, vaste et complexe, de l'effet des séismes sur les ouvrages d'art des voies de circulation. Plus modestement, elle a pour but de recenser les connaissances actuelles dans ce domaine et de reconnaître les sujets où les études devraient être poursuivies en priorité.

Sur les voies de circulation, les ponts représentent une catégorie d'ouvrages importants; plus exposés à la vue que d'autres objets, plus vulnérables aussi en cas d'erreurs de conception, ils subissent des dégâts plus spectaculaires si un accident vient à se produire. Il est donc naturel qu'ils aient polarisé l'attention des observateurs et des chercheurs, et que l'on possède à leur égard une documentation relativement abondante. Il n'en demeure pas moins que des dégâts à l'infrastructure des routes ou des chemins de fer, la rupture d'équilibre de talus, le renversement de murs de soutènement, l'effondrement de tunnels ou le sectionnement de canalisations peuvent entraîner des perturbations sensibles du trafic. Ce sont là des ouvrages dont le comportement dynamique est moins connu et plus difficile à saisir par le calcul. Ils offrent aux chercheurs un champ d'investigations très étendu, dont la prospection offrira le maximum de chances de succès si elle fait appel au concours de spécialistes de différentes disciplines.

Il serait hautement souhaitable que l'effort amorcé à l'Ecole polytechnique fédérale de Lausanne puisse être poursuivi et développé par une collaboration entre Instituts, par exemple ceux de statique et structures d'une part, sols, roches et fondations d'autre part, du Département de génie civil. Ceci ne pourra se faire sans l'appui matériel des pouvoirs publics.

En accordant à la publication de la présente étude un subside du Fonds de recherches en matière de routes, le Service fédéral des routes et des digues a manifesté l'intérêt de nos hautes autorités à l'égard de ces recherches. L'aide qui nous a déjà été donnée a été un précieux encouragement et constitue une raison d'espérer en l'avenir. Nous tenons à en exprimer ici nos vifs remerciements.

Lausanne, mars 1980

D/js

Do Trong Thanh, ingénieur

Prof. Maurice H. Derron

## ANNEXE - ÉCHELLES MACROSISMIQUES D'INTENSITÉ

### A. Echelle internationale

(à rapprocher de l'échelle de Mercalli modifiée - MM - établie en 1931).

- Degré I - Secousse imperceptible à l'homme, décelable seulement par les séismographes.
- Degré II - Secousse ressentie par un petit nombre d'observateurs et surtout, par ceux situés aux étages supérieurs des maisons.
- Degré III - Secousse ressentie par un certain nombre d'habitants, comme le serait l'ébranlement produit par une voiture lancée à grande vitesse; la direction et la durée de la secousse peuvent parfois être appréciées.
- Degré IV - Ebranlement constaté par quelques personnes en plein air, par beaucoup à l'intérieur des maisons; vibration de vaisselle, craquements des planchers et des plafonds.
- Degré V - Ebranlement constaté par toute la population; réveil des dormeurs; ébranlement de meubles et de lits.
- Degré VI - Des personnes effrayées sortent des habitations; tintement général des sonnettes, arrêt des pendules; crépis fendillés, vaisselle brisée; cloches mises en branle, chute des plâtres.
- Degré VII - Maisons légèrement endommagées, lézardes dans les murs; chute de cheminées isolées en mauvais état; écroulement de minarets, de mosquées ou d'églises mal construites.
- Degré VIII - Sérieux dommages, fentes béantes dans les murs, chute de la plupart des cheminées, chute de clochers d'église; renversement ou rotation des statues, des monuments funéraires; fissures dans les pentes raides ou dans les terrains humides; chute de rochers en montagne.

- Degré IX - De solides maisons de construction européenne sont sérieusement endommagées, un grand nombre rendues inhabitables; d'autres s'écroulent plus ou moins complètement.
- Degré X - La plupart des bâtiments en pierre et en charpente sont détruits avec leurs fondations; fentes dans les murs en briques; rails de chemins de fer légèrement recourbés; dommages aux ponts; tuyaux de conduite brisés ou refoulés; l'eau des rivières et des lacs est projetée sur le rivage.
- Degré XI - Destruction totale des bâtiments de pierre, des ponts, des digues; larges déchirures et crevasses dans le sol; grands éboulements de terrain.
- Degré XII - Rien ne demeure plus des oeuvres humaines; changements dans la topographie; formation de grandes failles; dislocations horizontales et cisaillements du sol; rivières détournées de leur cours.

B. Echelle MSK 1964

Cette nouvelle classification a été proposée par Medvedev, Sponheur et Karnik. Elle est basée sur trois critères:

- (1) effets sur les personnes et leur environnement;
- (2) effets sur les structures de toute nature;
- (3) effets sur les sites naturels.

Elle comprend 12 degrés et se rapproche de l'échelle MM.

C. Equivalence entre les échelles

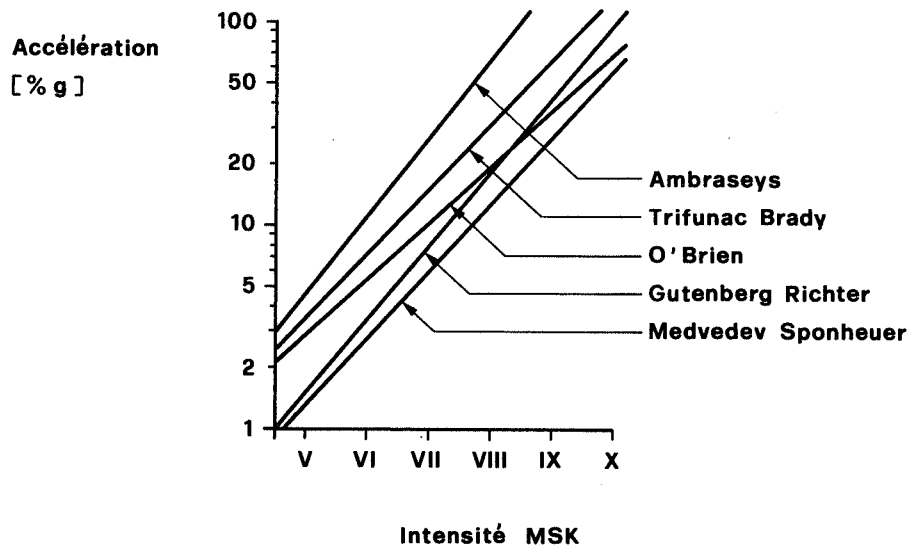
(D'après "Erdbebengefährdung in der Schweiz" par R. Sägesser et D. Mayer-Rosa).

Echelle	Degré																						
MSK 1964	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII												
MM 1931	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII											
RF <sup>*)</sup> 1883	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X														

\*) RF : Rossi-Forel.

D. Corrélation entre l'accélération maximale du sol et l'intensité sismique MSK

(Loc. cit.)



BIBLIOGRAPHIE

AASHTO, Interim Specifications, Bridges 1975, Subcommittee on Bridges and Structures, American Association of State Highway and Transportation Officials, Washington.

Braga F., Petrangeli M.P., "Considerazioni sul comportamento di ponti, viadotti ed altre opere stradali", L'Industria Italiana del Cemento, No.7.8, 1976.

California Division of Highways, Bridge Planning and Design Manual, Vol.1, 1968.

California Division of Highways, Report on Evaluation and Modification of Earthquake Resistant Design Criteria, Internal Report of the Bridge Department, 1971.

California Department of Transportation, Bridge Planning and Design Manual, Vol.1, 1974.

Chapman H.E., "Earthquake resistant design of bridges and the New Zealand Ministry of Works Design Manual", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Charleson A.W., "The dynamic behavior of bridge substructures", A Report to the National Road Board, University of Canterbury, New Zealand, 1970.

Chen, M.C., Penzien J., "Analytical investigations of seismic responses of short, single or multiple-span highway bridges", Report No. EERC 75.4, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Jan. 1975.

Ciampi V., "Discussion of paper by Kitta et al.: A new type shock absorber and its effects on the response of the bridge to the earthquake", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Commission des règles parasismiques, Règles parasismiques 1969 et annexes, Société de diffusion des techniques du bâtiment et des travaux publics, Paris, 1970.

Dowrick D.J., Earthquake Resistant Design, Wiley, London, 1977.

Ellison B.K., "Earthquake damage to roads and bridges, Madang, R.P.N.G., Nov. 1970", Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, No.2, April 1971.

Evans G.L., "Behavior of bridges under earthquakes", Rooding Symposium, New Zealand, 1971.

Gates J.H., "California's seismic design criteria for bridges", Journal of the Structural Division, ASCE, ST12, Dec. 1976.

Goto Y., Ota J., Sato T., "On the earthquake response of submerged tunnels", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Housner G.W., "Behavior of structures during earthquakes", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, EM4, Oct. 1959.

IAEE, Earthquake Resistant Regulations - A World List, International Association for Earthquake Engineering, Tokyo, 1973.

Inomata S., "Japanese practice seismic design of prestressed bridges" Journal of the Prestressed Concrete Institute, July-August 1972.

Ishii Y., Tsuchida H., "On the vibrational characteristics of saturated sand", Proc. of the 1st Japan National Symposium of Earthquake Engineering, 1962.

Ishii Y., Hideo A., Tsuchida H., "Lateral earthpressure in an earthquake", Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1970.

Iwasaki T., Penzien J., Clough R., "Literature survey - Seismic effects on highway bridges", Report No. EERC 72.11, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, Nov. 1972.

Japan Society of Civil Engineers, Earthquake Resistant Design for Civil Engineering Structures, Earth Structures and Foundations in Japan, 1973.

Kitta T., Koderu J., Ujiie K., Tada H., "A new type shock and its effects on the response of the bridge to the earthquake", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Kuribayashi E., Takada K., Kimura K., "Model tests on earthquake resistance of a prestressed concrete viaduc, (I) and (II)", Doboku. Gijitsu. Shiryo (Technical Record in Civil Engineering), Vol.5.2,3, February-March 1963.

Kuribayashi E., Iwasaki T., Oyamada Y., "Methods for analysing earthquake response of structure, (1) - (7)", Doboku. Gijitsu. Shiryo (Technical Record in Civil Engineering), Vol.8.11 - Vol.9.5, Nov. 1966, May 1967.

Kuribayashi E., Iwasaki T., "Observed earthquake responses of bridges" Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Chile, 1969.

Kuribayashi E., Iwasaki T., "Experimental studies on vibrational damping of bridges. Studies on earthquake-resistant design of bridges, Part III", Report of Public Works Research Institute, No.139, May 1970.

Kuribayashi E., Oyamada Y., Iida Y., "Earthquake responses of the Houshu-Shikoku suspension bridge", Proc. JEES, Nov. 1970.

Kuribayashi E., Iwasaki T., "Dynamic properties of highway bridges", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Kuribayashi E., Iwasaki T., "Effects of soil deposits on seismic behavior of prefabricated highway tunnels", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Leonhardt F., "Improving the seismic safety of prestressed concrete bridges", Journal of the Prestressed Concrete Institute, November-December 1972.

Lew H.S., Leyendecker E.V., Dijkers R.D., Engineering aspects of the 1971 San Fernando Earthquake, National Bureau of Standards, Washington D.C., 1971.

Lium R.G., "Earthquake resistant details for concrete bridges", 1st International Symposium - Concrete Bridge Design, American Concrete Institute, Detroit, 1969.

Matsuo H., "Experimental study on the distribution of lateral earth pressures in earthquakes", Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Vol.27, No.2, 1941.

Matsuo H., Ohara S., "Lateral earth pressure and stability of quay walls during earthquakes", Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960.

Matsuo H., Ohara S., "Dynamic pore water pressure acting on quay walls during earthquakes", Proc. of the 3rd World Conference on Earthquake Engineering, New Zealand, 1965.

Ministry of Works and Development, Highway Bridge Design Brief - Issue C, New Zealand, July 1973.

Mogami T., Kubo K., "The behavior of soil during vibration", Proc. of the 3rd International Conference on the Soil Mechanics and Foundation Engineering, 1953.

Mononobe N., Matsuo H., "On the determination of earth pressures during earthquakes", Proc. of the World Engineering Congress, Tokyo, 1929.

New Zealand Ministry of Works, Retaining Wall Design Notes - Issue C, 1973.

Newmark N.M., Rosenblueth E., Fundamentals of Earthquake Engineering, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1971.

Ogata N., Kotsubo S., "Seismic force effect on pile foundation", Proc. JEES, October 1966.

Okabe S., "General theory of earth pressures", Journal of the Japanese Society of Civil Engineers, Vol.12, No.1, 1926.

Okamoto S., Introduction to Earthquake Engineering, University of Tokyo Press, 1973.

Okamoto S., Tamura C., Kato K., Hamada M., "Behavior of submerged tunnels during earthquakes", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Ostenfeld C., Frandsen A.G., Gotfredsen H.H., "Building a bridge in a Turkish earthquake zone", Concrete, February 1973.

Penzien J., "Soil-pile interaction", Earthquake Engineering, Ed. R.L. Wiegel, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.

Robinson W.H., Greenbank L.R., "An extrusion energy absorber suitable for the protection of structures during an earthquake", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.4, 251-259 (1976).

Sakurai A., Takahashi T., "Dynamic stresses of underground pipe lines during earthquakes", Proc. of the 4th World Conference on Earthquake Engineering, Chile, 1969.

Scott R.F., "Earthquake-induced earth pressures on retaining walls", Proc. of the 5th World Conference on Earthquake Engineering, Rome, 1973.

Seed H.B., "Soil strength during earthquakes", Proc. of the 2nd World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 1960.

Seed H.B., "Soil problems and soil behavior", Earthquake Engineering, Ed. R.L. Wiegel, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.

Seed H.B., Whitman R.V., "Design of earth retaining structures for dynamic loads", ASCE Conference on Lateral Stresses in Ground and the Design of Earth Retaining Structures, New York, 1970.

Seed H.B., Idriss I.M., "Simplified procedure for evaluating soil liquefaction potential", Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, 95, No.SM9, September 1971.

Shepherd R., McConnel R.E., "Seismic prediction of bridge pier", Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE, EM3, June 1972.

Silver M.L., Seed H.B., "The behavior of sands under seismic loading conditions", Report No. EERC 69.16, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, December 1969.

Skinner R.I., Kelly J.M., Heine A.J., "Hysteretic dampers for earthquake-resistant structures", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.3, 287-296 (1975).

Skinner R.I., Beck J.L., Bycroft G.N., "A practical system for isolating structures from earthquake attack", International Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.3, 297-309 (1975).

Steinbrugge K.V., "Earthquake damage and structural performance in the United States", Earthquake Engineering, Ed. R.L. Wiegel, Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, 1970.

Takata T., Okubo T., Kuribayashi E., "Earthquake response spectra. 1964. Studies on earthquake resistant design of bridges. Part I", Report of Public Works Research Institute, Vol.128, April 1966.

Tseng W.S., Penzien J., "Analytical investigations of the seismic response of long multiple-span highway bridges", Report No. EERC 73.12, Earthquake Engineering Research Centre, University of California, Berkeley, June 1973.

Williams D., Godden W.G., "Seismic behavior of high curved overcrossings", Proc. of the U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Ann Arbor, 1975.

Woods J.H., Jennings P.C., "Damage to freeway structures in the San Fernando earthquake", Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering, December 1971.