

**Milan Zacek**

# **CONSTRUIRE PARASISMIQUE**

**RISQUE SISMIQUE**

**CONCEPTION  
PARASISMIQUE  
DES BÂTIMENTS**

**RÉGLEMENTATION**

**Editions Parenthèses**

Éléments sous droits d'auteur

Je remercie Pierre Godefroy, ingénieur sismologue au BRGM, responsable du Groupe Risques naturels et géoprospective et Pierre Mouroux, directeur régional du BRGM (région PACA), expert en dynamique des sols et en aléa sismique, qui m'ont autorisé à consulter leur documentation et m'ont fait bénéficier de leurs précieux conseils.

*Saisie* : Muriel Pocachard

*Dessins et infographie* : Martine Lamballe

*Révision* : Eliane Ercolani, Eric Varjabédian

*Conception graphique et mise en pages* : Atelier Graphithèses.

Ouvrage publié avec le concours :

— du ministère de l'Équipement, des Transports et du Tourisme, direction de l'architecture et de l'urbanisme, bureau de la recherche architecturale,

— de la direction de la Prévention des pollutions et des risques (DPPR/SDPRM, ministère de l'Environnement),

— de la direction de l'Habitat et de la Construction (ministère du Logement).

Remerciements particuliers à Bernard Bellier, ingénieur à la Direction régionale de l'Équipement (PACA) et à Eric Varjabédian, architecte-urbaniste.

---

Copyright © 1996,  
Editions Parenthèses  
72, cours Julien — 13006 Marseille — France

ISBN 2-86364-054-2

Le nombre de plaques varie en fonction du modèle proposé. On parle de six à quinze plaques principales et de plusieurs plaques secondaires. Les plaques sont animées de lents mouvements relatifs : elles s'écartent, s'affrontent ou coulisent horizontalement l'une par rapport à l'autre. Ces mouvements, de 1 à 15 centimètres par an, sont dus à des courants de convection à l'intérieur du globe, qui résultent d'une répartition non uniforme de la chaleur interne, chaleur provenant de la désintégration d'éléments radioactifs.

L'écartement de deux plaques est accompagné de montées de magma qui, en refroidissant progressivement, forment des crêtes appelées dorsales, au sommet desquelles subsiste généralement un fossé central qui porte le nom de rift [FIG. 1 | 2 a]. Les dorsales se trouvent au milieu des océans, à quelques exceptions près, où elles sont émergées et accessibles (Islande, Djibouti) ou au contraire enfouies sous un continent (Afrique de l'Est).

Les continents jadis situés de part et d'autre des rifts se sont donc éloignés (et s'éloignent toujours) l'un de l'autre, laissant la place à de nouveaux fonds marins, constitués de laves remontées de l'asthénosphère.

Les portions émergées des rifts forment un laboratoire naturel pour l'étude géologique du globe. L'une d'elles est située dans la dépression de l'Àfar en Afrique orientale (République de Djibouti). La dorsale de la mer Rouge, qui est un futur océan, y rejoint celle de l'océan Indien. Le continent africain s'éloigne ici de la plaque d'Arabie à la vitesse d'une vingtaine de centimètres par siècle. Une autre portion accessible se trouve en Islande. Ce pays n'est en réalité qu'une partie émergée de la dorsale médio-atlantique [FIG. 1 | 4].

Il est intéressant de noter que les dorsales, qui constituent des chaînes de montagnes sous-marines atteignant une hauteur de 3000 mètres au-dessus de larges plaines immergées, ne forment pas de lignes continues. Elles sont décalées à certains endroits. Les segments ainsi créés sont reliés par des failles perpendiculaires, appelées *failles transformantes*, qui doivent leur existence à la différence de vitesse d'éloignement des diverses parties des plaques ainsi qu'aux changements progressifs d'orientation [FIG. 1 | 4].

Lorsqu'une plaque océanique affronte une plaque continentale, elle s'enfonce lentement sous cette dernière, sous un angle variable, selon le cas, de  $20^\circ$  à  $80^\circ$  [FIG. 1 | 2 b]. La croûte océanique, faite de basaltes, est en effet plus lourde que la croûte continentale, constituée de roches granitiques, plus légères. La superficie de la Terre étant à peu près constante, cette disparition d'une partie de la surface terrestre par subduction compense l'extension des fonds océaniques, qui se produit le long des dorsales. Le plancher océanique constitue donc une sorte de tapis roulant qui émerge des rifts et se déplace vers les fosses de subduction où il s'engloutit pour être recyclé dans l'asthénosphère [FIG. 1 | 3]. Son âge s'accroît ainsi avec son éloignement des dorsales. Les portions les plus anciennes, situées au droit des fosses de subduction, ont 200 millions d'années, alors que près des dorsales, le fond océanique est récent. L'âge des roches continentales qui, elles, ne se recyclent pas, se compte parfois en milliards d'années.

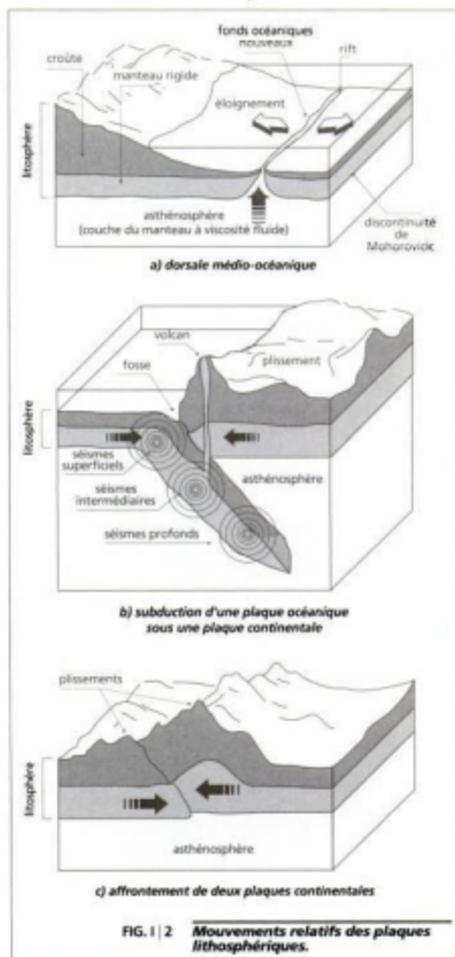


FIG. 1 | 2 Mouvements relatifs des plaques lithosphériques.

Il est intéressant de noter que la rupture du massif rocheux ne s'étend jamais sur toute la faille. Par ailleurs, elle peut être apparente en surface (déplacement relatif des deux lèvres de la faille, généralement fatal aux constructions), ou rester cachée sous des formations superficielles. Sauf exception, la rupture de surface ne se produit qu'en cas de séisme de magnitude supérieure à 6.

Le jeu des failles transformantes engendre fréquemment des séismes violents, car la rupture s'étend généralement sur de grandes longueurs (séismes de San Francisco de 1906 et 1989). Les séismes intraplaques peuvent également être violents ; leur fréquence d'occurrence étant faible, ils libèrent l'énergie accumulée depuis longtemps. Étant donné la faible épaisseur de la lithosphère, les foyers des tremblements de terre ne sont généralement pas très profonds. Les séismes dits *normaux* ou *superficiels* sont déclenchés entre 0 et 70 km de profondeur. Ils représentent environ 90% des tremblements de terre détectés. Des séismes plus profonds ne sont observés que dans les zones de subduction de plaques océaniques. On les qualifie de *séismes intermédiaires* lorsque leurs foyers se situent de 71 à 300 km sous la surface et de *séismes profonds* quand ils dépassent 300 km de profondeur. Aucun tremblement de terre ne peut être déclenché en dessous de 700 km sous la surface, faute de roches capables de rupture fragile.

La subduction des plaques entraîne un frottement important. Hormis des contraintes élevées dans le sol, ce frottement produit une chaleur intense qui transforme les roches en magma, ce qui explique la fréquence des volcans dans les zones de subduction des plaques lithosphériques [FIG. 1 | 2]. Par ailleurs, les séismes tectoniques sont quelquefois accompagnés de phénomènes lumineux comme arcs de lumière, éclairs ou points lumineux.

- **Séismes volcaniques**

Les séismes volcaniques sont dus à des ruptures provoquées dans les roches par des poussées de magma, à l'effondrement du toit des cavernes restées vides après l'éjection de laves ou encore à des explosions volcaniques. Ils sont donc indépendants des mouvements des plaques lithosphériques. La quantité d'énergie libérée par les séismes volcaniques n'est pas très élevée et leurs effets sont limités.

- **Séismes d'effondrement**

Ces séismes sont plutôt exceptionnels. Provoqués par des effondrements de plafonds de cavités souterraines, leur puissance est très faible en comparaison avec les séismes tectoniques d'une certaine importance. Ils peuvent se produire évidemment en dehors des limites des plaques lithosphériques, en n'importe quel endroit de la terre.

Les séismes naturels se produisent également hors de notre Terre, sur d'autres planètes ou corps célestes comme la Lune.

## 1 | 4 Ondes sismiques

Les propriétés élastiques des roches et des sols permettent à l'énergie libérée par la rupture des roches déformées de se propager à partir du foyer dans toutes les directions sous forme d'ondes, dont le front forme idéalement une surface sphérique, et qui traversent le globe de part en part. Il s'agit d'*ondes de volume*. Comme lors de toute impulsion dans un milieu infini, deux trains d'ondes se propageant à des vitesses différentes sont formés : ondes de compression et ondes de distorsion. Les premières, appelées *ondes longitudinales*, compriment et dilatent successivement le milieu parcouru. Les secondes, *ondes transversales*, font osciller les particules du sol perpendiculairement à la direction de la propagation [FIG. 1 | 6]. En un point, celle-ci est normale au front d'ondes ; on l'appelle *raie sismique*.

La vitesse des ondes sismiques est variable selon la nature des milieux traversés. Les ondes longitudinales sont toujours les plus rapides (jusqu'à 7 à 8 km/s) et arrivent donc les premières aux différentes stations d'observation. Pour cette raison, elles portent également le nom d'*ondes P* (*primae undae*). Les secondes enregistrées sont des ondes transversales, appelées aussi *ondes S* (*secundae undae*) ou ondes de cisaillement, étant donné que leurs oscillations transversales cisailent les sols traversés sans faire varier leur volume, contrairement aux ondes longitudinales. Ces ondes ne se

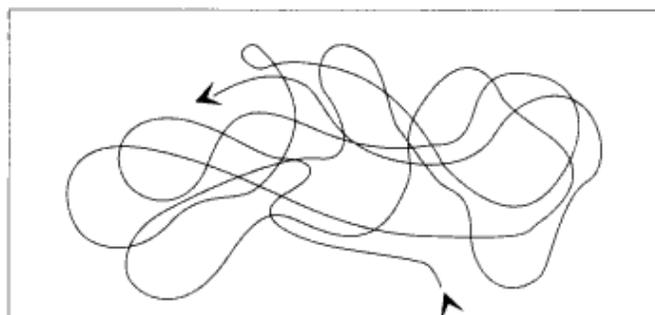


FIG. 1 | 12 **Allure schématique des déplacements d'une particule de sol près de l'épicentre.**

enregistrés dans deux directions horizontales perpendiculaires et dans une direction verticale sont nécessaires. En effet, les tracés que décrivent les particules du sol sont tout à fait aléatoires, changeant constamment de direction sous l'effet de nombreuses ondes qui interfèrent [FIG. 1 | 12]. Il n'y a donc pas de corrélation entre les trois composantes du mouvement. On constate cependant que l'amplitude des mouvements verticaux est généralement inférieure d'environ un tiers à celle des mouvements horizontaux, bien que dans certains cas l'inverse se produise. Sur le pourtour méditerranéen, les composantes verticales des mouvements sismiques sont souvent plus importantes que les composantes horizontales.

Les accélérations du sol peuvent quelquefois dépasser celles de la pesanteur, surtout lorsque les secousses sismiques sont amplifiées par les formations géologiques superficielles ou par la topographie du site. Quand un dépassement de l'accélération de la pesanteur se produit dans la direction verticale, on assiste à des projections de pierres, d'objets, de personnes, ainsi qu'à l'arrachement de charpentes ou d'équipements insuffisamment fixés.

## 1 | 6 Mesure de la violence des séismes

Deux catégories de «mesures» sont actuellement utilisées pour caractériser la violence des tremblements de terre. L'une, la *magnitude*, exprime la puissance des séismes, indépendamment des dégâts aux constructions qu'ils peuvent entraîner. Ceux-ci sont d'ailleurs nuls dans une zone désertique et faibles dans le cas des séismes à foyer profond.

L'autre catégorie est représentée par l'*échelle d'intensité* qui caractérise les effets macrosismiques des tremblements de terre sur un site donné (c'est-à-dire observables par l'homme sans l'aide d'instruments de mesure : dégâts aux constructions, crevasses dans le sol, etc.), sans rapport direct avec la quantité d'énergie effectivement libérée par le séisme au foyer.

Sauf anomalie, l'intensité des effets macrosismiques décroît à peu près régulièrement avec la distance de l'épicentre. L'intensité d'un tremblement de terre est donc variable d'un endroit à l'autre. L'intensité épiscopentrale est en général la plus élevée [FIG. 1 | 14].

Il est à noter qu'aucun des deux types de «mesure» n'exprime la durée ni le contenu fréquentiel des tremblements de terre bien que ces paramètres influencent considérablement le degré de dommages aux constructions.

### 1 | 6 | 1 Puissances des séismes : la magnitude

La magnitude est une grandeur calculée, en général à partir de l'amplitude des ondes sismiques (et non pas évaluée selon une échelle comportant des degrés). Elle est donc fonction de l'énergie libérée à la source du séisme.

Un premier type de magnitude a été proposé en 1931 au Japon par Wadati. Il a ensuite été amélioré en 1935 par l'Américain Charles Richter qui a défini la *magnitude locale*  $M_L$  d'un séisme (incorrectement appelée «degré à l'échelle de Richter») comme le logarithme décimal de l'amplitude maximale de l'onde sismique  $S$ , mesurée en microns, enregistrée par un sismographe normalisé, situé à 100 km de l'épicentre sur un sol ferme. La magnitude zéro correspond donc à une amplitude de 1  $\mu$ . Pour les amplitudes plus faibles, la magnitude est négative. Il est à noter que la magnitude croît d'une unité quand l'amplitude mesurée augmente dix fois.

Comme les épicentres se trouvent à des distances très variables des stations d'enregistrement, les amplitudes, plus ou moins affaiblies par l'amortissement et la dispersion des ondes sismiques, ne sont pas directement comparables. Une correction des

Plusieurs tentatives visant à établir une relation entre la vitesse des secousses et l'intensité macrosismique ont été faites. La formule suivante, où  $v$  est la vitesse maximale du sol en cm/s, semble être la plus représentative de la relation recherchée :

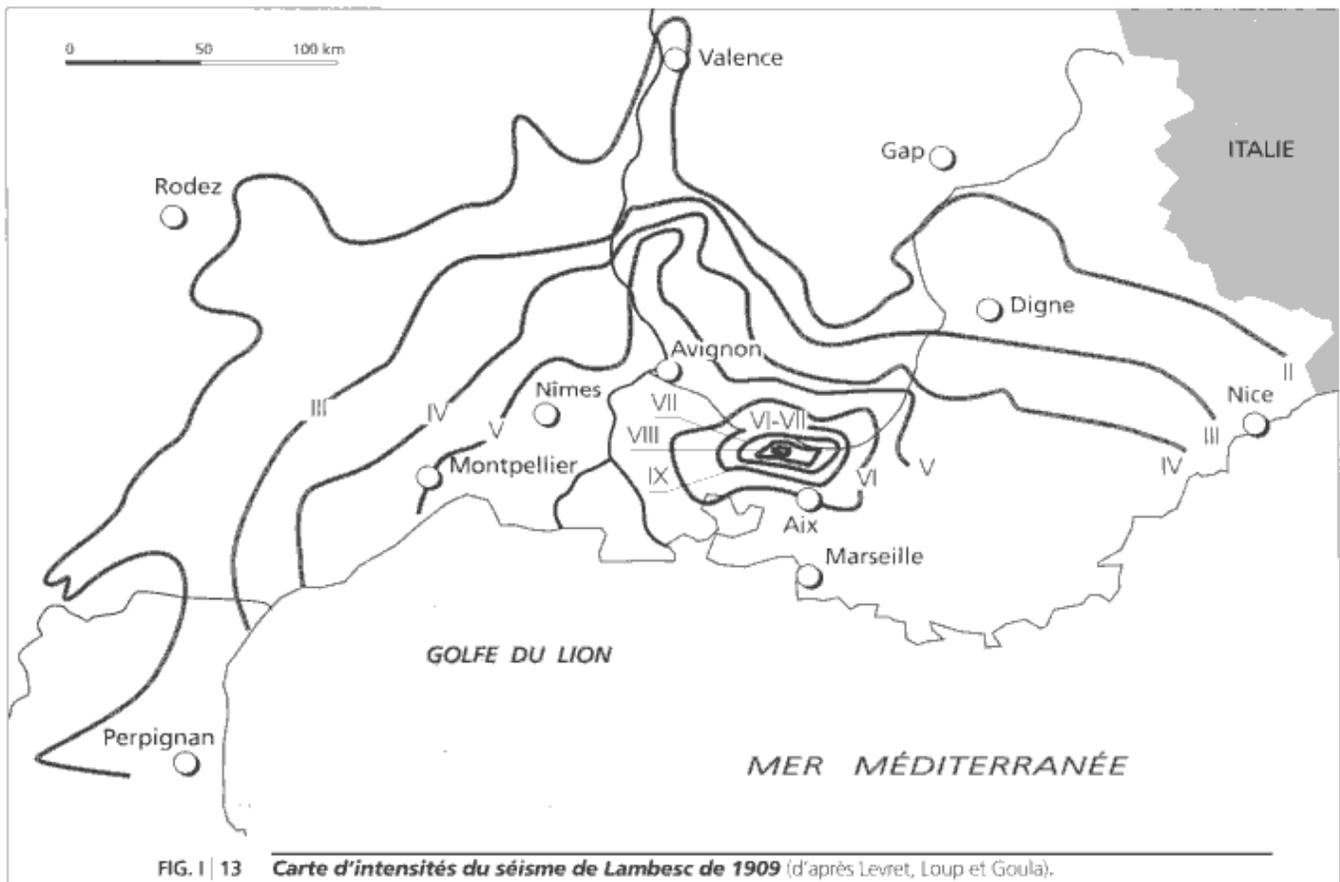
$$I = \frac{\log 14 v}{\log 2}$$

On constate toutefois que dans le cas des bâtiments bas et rigides, les dommages sont davantage proportionnels à l'accélération maximale du sol plutôt qu'à sa vitesse. Dans celui des structures élevées et flexibles, ils sont généralement fonction des amplitudes d'oscillation.

Il est important de noter que les effets des tremblements de terre successifs se cumulent. Une construction qui a bien résisté à un premier séisme peut subir des dommages graves lors des séismes suivants, d'autant plus que les fréquences d'oscillation du même sol diffèrent d'un séisme à l'autre. Des fréquences plus dangereuses pour la construction peuvent par conséquent avoir lieu au cours d'un tremblement de terre futur.

Les degrés d'intensité sont fixés après une enquête sur le terrain et par voie de questionnaires envoyés à la population concernée. Les résultats de l'enquête sont généralement portés sur des *cartes d'intensité* sous forme d'*isoséistes* [FIG. 1 | 13]. Les isoséistes sont des courbes qui délimitent des zones d'égale intensité, donc de dégâts comparables. Elles ne peuvent pas être tracées pour des séismes produits en mer, faute de dégâts observés.

L'aire définie par l'isoséiste de degré le plus élevé est appelée *zone pléistoséiste*. La



localisation des dégâts les plus importants observés dans cette zone détermine l'épicentre macrosismique du séisme. Par suite de propagation de la rupture de l'écorce terrestre, il ne coïncide pas nécessairement avec l'épicentre microsismique qui se trouve à la verticale du foyer, c'est-à-dire l'endroit où la rupture a été initiée.

Il ne faut cependant pas oublier que le tracé des courbes isoséistes souffre d'imprécision à cause de la dispersion et du caractère subjectif des données. Par exemple, les

Principaux effets induits :

— *Liquéfaction des sols*

Les secousses sismiques peuvent dans certains cas modifier la texture des sols. Les sables lâches saturés d'eau sont particulièrement sensibles à ce phénomène. En effet, la résistance à la déformation des sols granulaires (sans cohésion) ne dépend que du frottement entre les grains. Le frottement est d'autant plus grand que la pression transmise de grain à grain est élevée. Dans les sables secs, cette pression augmente pendant l'excitation sismique grâce au compactage dû à la vibration. Les sables secs et serrés constituent donc un bon sol pour les fondations, pour peu que celles-ci soient conçues pour résister aux tassements différentiels, le compactage n'étant pas uniforme.

Dans les sables saturés d'eau, une partie de la pression est transmise à l'eau interstitielle ce qui diminue le frottement entre les grains et par là-même les forces que ceux-ci peuvent transmettre. Les secousses sismiques entraînent une élévation de la pression de l'eau interstitielle et le frottement entre les grains diminue d'autant. Pendant des vibrations intenses, le frottement peut même être annulé, ce qui entraîne une perte de contact entre les grains. Le sol perd alors toute résistance au cisaillement et s'écoule comme un liquide.

La liquéfaction totale se produit plus particulièrement dans les sables lâches de granulométrie fine et relativement uniforme et dans les loess (limons calcaires). Les sables «serrés» ne se liquéfient en général que partiellement. Un phénomène semblable est observé également dans le cas de certaines argiles (argiles thixotropiques par exemple). La liquéfaction ne peut se produire que dans les couches superficielles du terrain jusqu'à 20 m de profondeur environ. Elle est donc particulièrement dangereuse pour les constructions qui ne comportent pas de sous-sol et sont fondées sur des couches liquéfiables. En revanche, la stabilité des bâtiments dont le sous-sol ou les fondations

traversent les couches liquéfiables peut en général être assurée.

La liquéfaction du sol se manifeste souvent en surface par des émergences de boues ou par une multitude de fontaines de sable expulsé par la pression de l'eau et qui, une fois retombé, forme de minuscules volcans [FIG. II 1].

Les constructions fondées sur un sol liquéfié s'enfoncent littéralement dans la terre, basculent [FIG. II 2] ou même se disloquent lorsque leur rigidité est faible. Par conséquent, lorsque la nappe phréatique se trouve près de la surface, le risque de liquéfaction des sols doit être évalué par des études géotechniques.

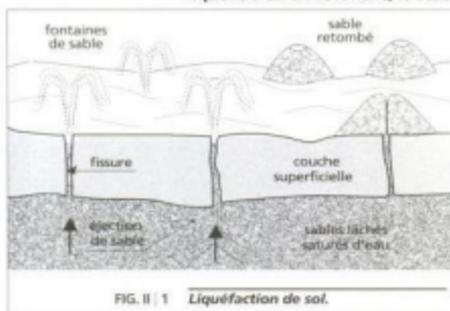


FIG. II 1 *Liquéfaction de sol.*



FIG. II 2 *Immeubles basculés par suite de la liquéfaction du sol de fondation, Niigata, Japon (1964).*

— *Glissements, affaissements, effondrements et éboulements de terrains*

Ces mouvements de terrain ont deux causes pouvant intervenir simultanément :

- dégradation des propriétés mécaniques du sol (localement ou dans l'ensemble) ;
- augmentation des contraintes internes auxquelles le sol est soumis.

La dégradation des caractéristiques du sol est généralement due à l'action de l'eau de diverses provenances : pluie, neige, nappes aquifères, mer et rivières, retenues d'eau, inondations, puisards, fuites de réseaux, etc. Une activité sismique faible mais fréquente peut provoquer des ruptures de canalisations d'adduction ou d'évacuation d'eau ou endommager des réseaux de drainage. L'eau ainsi libérée affaiblit la résistance des sols et un tremblement de terre fort peut alors induire leur mise en mouvement.

Les maisons sur piliers en béton armé, donc à rez-de-chaussée ouvert, conviennent également, parce qu'elles opposent peu de surface à la pression de l'eau. Ce type de construction doit être cependant évité, nous le verrons, dans les régions sismiques.

Les dommages aux constructions causés par un tsunami ne sont pas dus uniquement à la pression de l'eau. Des courants assez forts et rapides (1 à 3 mètres par seconde), engendrés par des vagues successives, produisent pendant le flux et le reflux de l'eau l'affouillement des fondations de maisons et d'ouvrages d'art. Les fondations sont alors déchaussées, la capacité portante des sols gorgés d'eau diminue et la pression des terres sur les murs de soutènement augmente, ce qui entraîne parfois leur effondrement. Les chocs avec des maisons en bois ou avec des objets emportés par les vagues peuvent produire également des dommages considérables.

- **Tremblement de mer**

Indépendamment des tsunamis, un autre phénomène, assez peu connu, est parfois observé en mer : *tremblement de mer* (en anglais : *seaquake*). Il est produit par des oscillations verticales du fond marin qui engendrent de violentes vibrations de l'eau et d'intenses chocs verticaux aux navires qui se trouvent à proximité. Il s'agit donc d'un phénomène de poussée plutôt que d'un jeu de faille.

N. Ambraseys rapporte le cas d'un tanker de 32 000 tonnes qui a subi des dommages très graves au cours d'un tremblement de mer survenu le 28 février 1969 au large de Gibraltar<sup>[7]</sup>. Son ossature et sa coque ont été sérieusement déformés, les machines, les tuyauteries et les instruments de navigation ont été endommagés. Après l'inspection, le navire a été classé comme épave.

Tous ces dommages peuvent être expliqués par des mouvements de fond marin essentiellement verticaux. En effet, le tanker se trouvait au-dessus de la partie centrale d'un fond qui s'est élevé de 2 m. La profondeur était de 5 000 m.

Peu d'autres cas de dommages sérieux aux navires sont connus. L'étude du phénomène peut être utile pour la conception des installations pétrolières en mer.

- **Seiches**

Les lacs, les étangs et les baies encaissées sont parfois le lieu d'un troisième type d'effet des tremblements de terre sur l'eau. L'ensemble d'un plan d'eau circonscrit par les terres peut se mettre en résonance avec les vibrations sismiques et causer des dommages aux équipements flottants, aux réseaux enterrés et aux constructions situées au bord de l'eau. Il s'agit là du phénomène de *seiches*.

La fréquence d'oscillation propre des retenues d'eau étant basse, les seiches ne peuvent se produire qu'à grande distance de l'épicentre du séisme, là où les ondes sismiques à basse fréquence sont prédominantes. Nous avons vu en effet que les hautes fréquences sont amorties plus rapidement avec l'éloignement de la source. La longueur d'onde doit être suffisante pour mettre en oscillation le volume total de l'eau.

## II | 3 Effets sur les constructions : aspects généraux

### II | 3 | 1 Nature des charges sismiques

Ainsi que nous l'avons constaté, les grands mouvements de terrain induits par les séismes peuvent avoir des conséquences catastrophiques pour les constructions. La protection contre ces effets indirects, lorsqu'elle est possible, entraîne des dépenses très élevées pour un résultat peu sûr. Il est donc impératif de s'abstenir de construire sur les terrains où de tels phénomènes sont susceptibles de se produire.

Hormis les effets induits, les tremblements de terre sont dangereux pour l'homme principalement à travers leurs effets directs sur les ouvrages qui peuvent par ailleurs provoquer des effets secondaires comme incendies, explosions, pollution chimique, etc. par suite de rupture de conduites de gaz ou d'autres fluides. Les ruptures de digues ou de barrages sont particulièrement catastrophiques.

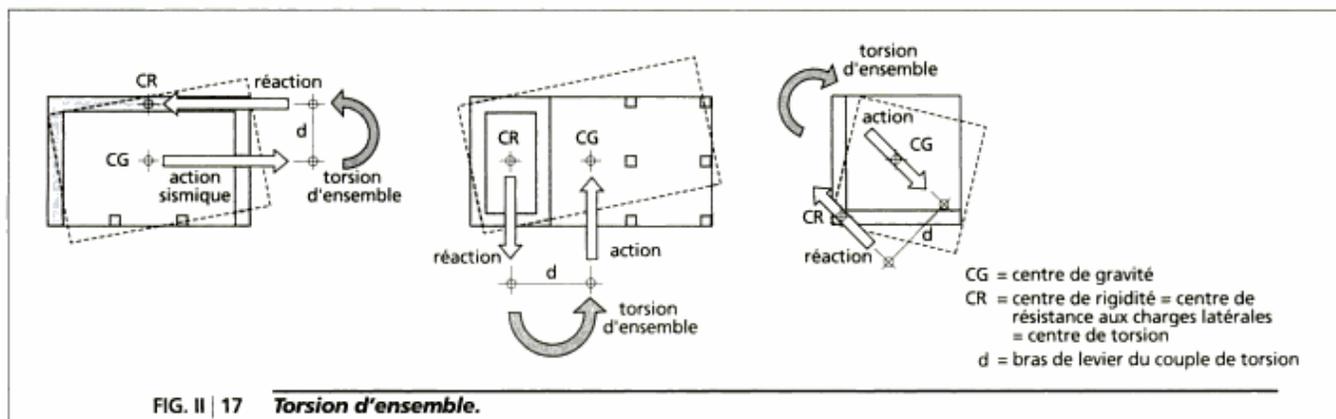


FIG. II | 17 **Torsion d'ensemble.**

part, à un déplacement accidentel du centre de gravité ou du centre de rigidité entraîné par la variation des charges temporaires (personnes, machines, matériaux stockés...), par des défauts inévitables de l'exécution, par des modifications de cloisonnement ou d'équipement lourd postérieures à la construction, par une défaillance progressive d'éléments porteurs en cours de séisme, etc.

Les effets des déplacements différentiels peuvent être notables dans le cas des bâtiments de grandes dimensions horizontales sans joints de dilatation ou dans celui des bâtiments comportant de grandes ailes (bâtiments en forme de X ou d'étoile). Par conséquent, toute construction peut être soumise par les tremblements de terre à une torsion plus ou moins importante. Dans le cas des bâtiments correctement conçus, elle est limitée à la torsion accidentelle.

## II | 3 | 5 Principe de résistance des constructions aux séismes

Les mécanismes de résistance aux charges sismiques sont plus ou moins complexes selon la configuration et le type de système porteur de la construction. Ils seront exposés plus loin. On peut cependant se faire une première idée en prenant comme exemple une maison simple sur plan rectangulaire [FIG. II | 18].

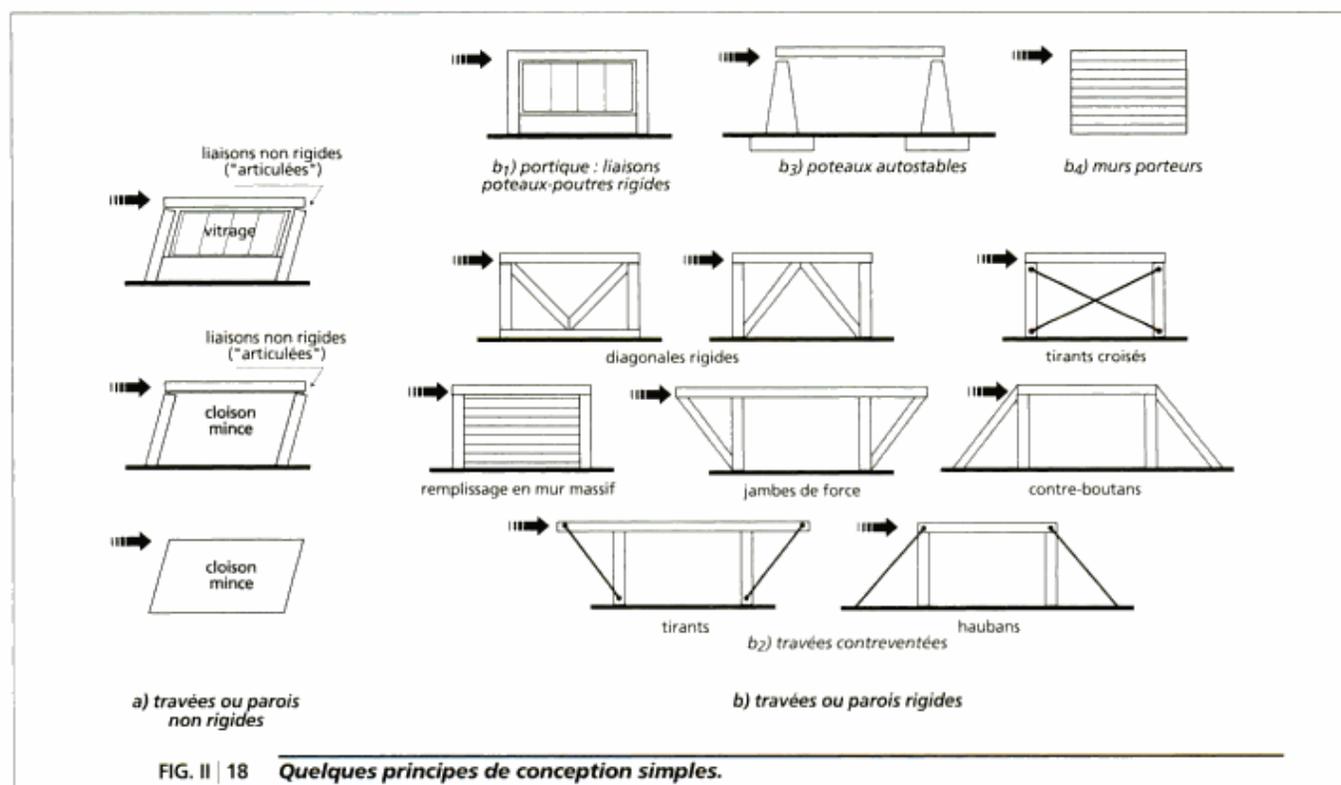


FIG. II | 18 **Quelques principes de conception simples.**

---

## II | 4 Effets sur l'homme

Hormis les blessures et la mort causées par la destruction des constructions, les tremblements de terre violents peuvent avoir d'autres conséquences graves pour l'homme : crises cardiaques provoquées par la peur, aggravation de maladies préexistantes à cause du stress intense et par interruption des soins, etc. Les troubles psychiques individuels ou collectifs qui entraînent un comportement irrationnel pouvant gêner les secours ont déjà été observés. Il est donc souhaitable d'éduquer à titre préventif la population des régions sismiques et de les informer de la conduite à tenir en cas de tremblement de terre.

### III | 3 Etude et surveillance de la sismicité du territoire

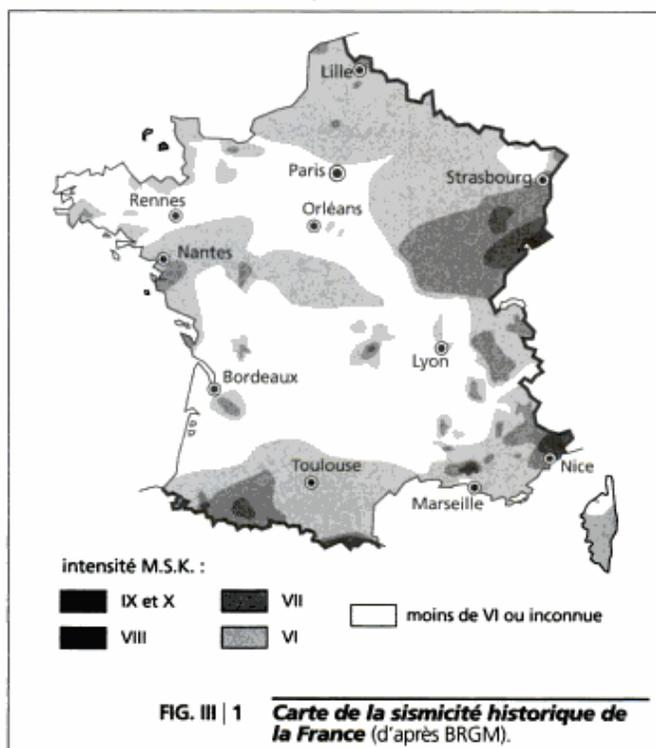
L'étude de la sismicité repose sur des sources historiques et sur la surveillance instrumentale. Cette dernière étant relativement récente (elle est opérationnelle depuis quelques décennies seulement), les données dont on dispose sont fournies principalement par la sismicité historique, connue à travers la presse ancienne, les archives, chroniques, légendes, enquêtes macrosismiques rétrospectives, etc. Le degré de fiabilité de tels témoignages est malheureusement très inégal, ce qui rend leur interprétation difficile. Par ailleurs, l'absence de traces historiques d'activité sismique à une époque ou dans une région donnée n'implique pas que des tremblements de terre importants ne s'y soient pas produits. Ceci est particulièrement vrai pour les régions reculées et autrefois peu habitées.

En France, la synthèse des données historiques a abouti à la publication par le B.R.G.M. (Bureau de Recherches Géologiques et Minières) d'une carte de la sismicité historique du territoire métropolitain (FIG. III | 1) et à la constitution d'un fichier informatisé de données relatives à l'activité sismique ancienne et récente, mis à jour tous les ans. Ces données sont accompagnées d'une appréciation de leur fiabilité.

La surveillance instrumentale de la sismicité nécessite une couverture des zones sismiques par un réseau de détection relié à un organisme centralisateur de données qui en assure l'exploitation et la diffusion aux organismes nationaux et internationaux concernés. Les différentes stations de détection doivent être homogènes, c'est-à-dire posséder des appareils normalisés qui fournissent des enregistrements compatibles.

Plusieurs dizaines de stations d'observation sont actuellement en service en France (réseau national de sismographes et réseaux locaux denses). Ces réseaux devront être élargis et améliorés, afin que la densité maximale des stations coïncide avec les zones sismiques les plus actives.

Il est important que les réseaux de détection permanents soient complétés par des réseaux mobiles qui peuvent être acheminés très rapidement dans les régions où une apparition de signes précurseurs de séismes exige un renforcement de la surveillance, ainsi que dans celles où un séisme important vient de se produire, afin d'y enregistrer les phénomènes associés à d'éventuelles répliques.



L'intérêt de la détection instrumentale de sismicité est multiple. Elle permet de :

- définir les zones actives au plan sismique et de surveiller leur évolution, ce qui peut aboutir à une prévision réussie de tremblement de terre ;
- mettre en corrélation l'activité sismique avec les accidents de la structure géologique ; ceci exige une grande précision dans la localisation des épicentres (de l'ordre d'un kilomètre) ;
- prévoir les mouvements de sol qui seront provoqués par les séismes futurs ;
- donner alerte immédiatement quand un séisme destructeur se produit ; pour cela, une automatisation de la détection, ainsi que l'existence d'un système de transmission de données rapide sont indispensables ;
- constituer une banque de données pour les besoins des scientifiques et des ingénieurs.

(confinement des produits radioactifs ou toxiques) doit être assurée lors d'un SMS. On peut également exiger le maintien en service de certains ouvrages ou équipements pendant un SMHV. Les équipements des centrales nucléaires françaises sont le plus souvent calculés au demi-SMS, qui est pratiquement égal au SMHV car en termes de charges sismiques, en principe,  $SMS = 2 SMHV$ .

D'autres séismes de référence peuvent être convenus pour les besoins spécifiques de tel ou tel équipement important.

### III | 6 Prédiction des séismes

Peut-on prédire les séismes d'une manière sûre? A l'heure actuelle, la réponse est hélas négative, tout au moins en ce qui concerne la prédiction simultanée de leur date, de la localisation exacte de l'épicentre et de leur intensité maximale. Il est néanmoins possible de prévoir les tremblements de terre avec une probabilité plus ou moins grande. En effet, la plupart des séismes destructeurs, dont le foyer n'est profond que de quelques kilomètres, sont précédés d'un certain nombre d'indices géophysiques et géochimiques détectables.

Toutefois, l'absence de signes annonciateurs inquiétants ne peut garantir qu'un séisme violent ne se produira pas dans un avenir proche, comme en témoigne l'expérience chinoise. Le tremblement de terre de magnitude 7,3 survenu le 4 février 1975 à Haicheng a été prévu par les scientifiques chinois d'une manière spectaculaire. L'ordre d'évacuer la population, donné 5 heures et demie avant le début du séisme, a permis de sauvegarder la quasi-totalité des vies humaines dans les zones sinistrées. Toutefois, le dispositif de prédiction n'a pas réussi à annoncer le séisme de magnitude 7,8 qui s'est produit 17 mois plus tard dans la région de Tangshan, à 400 km de Haicheng (sans doute plus de 600 000 victimes).

Les signes précurseurs des séismes sont de nature très variée et leur étude requiert le concours de spécialistes de plusieurs domaines. On surveille principalement :

- L'évolution de la sismicité locale, étant donné qu'en général le nombre et la fréquence des secousses de faible importance augmentent à l'approche d'un séisme majeur.
- Les déformations des sols en surface. Le nivellement géodésique est périodiquement effectué avec des appareils à laser d'une grande précision (géodimètres). Les variations d'inclinaison de terrain sont mesurées avec des tiltmètres (clinomètres), les déformations verticales avec des gravimètres et les déformations horizontales à l'aide d'extensomètres.
- La variation des contraintes mécaniques dans les sols. Celles-ci peuvent être observées dans des forages profonds.
- Les variations de la résistivité électrique des roches qui se produisent avant leur rupture.
- Les variations de la vitesse des ondes sismiques, liées aux changements des propriétés physiques de la croûte terrestre. Dans des conditions normales, le rapport des vitesses des ondes P et S est à peu près constant, de l'ordre de 1,7. Lors des déformations successives de la croûte, il varie en fonction des fluctuations de la teneur des roches en eau interstitielle.
- Les émanations de gaz inertes, plus particulièrement du radon. Ces gaz sont sensibles aux changements des conditions physiques survenus en profondeur et migrent facilement à travers les sols. Il faut toutefois distinguer les émanations exceptionnelles des émanations habituelles.
- Les fluctuations des champs électrotellurique et magnétique. Ces champs sont en effet modifiés par l'augmentation des contraintes engendrées dans les roches. Les variations sont toutefois très faibles et ne doivent pas être confondues avec les variations journalières normales, qui ne sont pas négligeables. La méthode de prédiction VAN, utilisée en Grèce (et depuis peu en France), se fonde sur l'observation des modifications caractéristiques des courants électrotelluriques.
- Les fluctuations de la nappe phréatique. L'activité sismique perturbe en général le régime des eaux souterraines. Le débit des sources et le niveau d'eau des puits varient. La température, la composition chimique et la radioactivité de l'eau

#### *A l'extérieur :*

- Tenez-vous à l'écart des bâtiments, au milieu des rues ou dans les espaces libres.
- Evitez de courir dans les rues.
- Ne restez pas sous les fils électriques.
- Dans un véhicule, arrêtez le moteur et ne descendez pas avant la fin des secousses.

#### • *Après un séisme important :*

- Coupez le gaz, l'électricité et l'eau. En cas de fuite de gaz décelée à l'odeur, ouvrez les portes et les fenêtres et avertissez les services de secours.
- Evacuez l'immeuble rapidement, car il peut être sérieusement endommagé. N'utilisez pas l'ascenseur.
- Eloignez-vous des constructions menacées d'effondrement.
- Tenez-vous à l'écart du bord de mer en raison d'éventuelles vagues déferlantes ou d'un tsunami.
- Redoutez les répliques de séismes qui peuvent, quelques heures plus tard, entraîner la ruine des constructions ébranlées par la secousse principale.
- Ecoutez la radio pour connaître les consignes diffusées par les services de secours.
- Ne revenez pas dans les constructions de la zone sinistrée sans l'accord des autorités.

## III | 8 | **Actions visant à réduire le risque sismique**

La connaissance du risque sismique permet aux pouvoirs publics de rechercher un compromis satisfaisant entre le degré du risque et l'effort économique nécessaire à sa réduction. Ce dernier doit être acceptable pour la collectivité et dépend donc dans une large mesure de l'état de développement économique du pays concerné.

L'effort de réduction du risque sismique doit être mené sur plusieurs fronts, souvent interdépendants :

- urbanisme et construction neuve,
- réhabilitation parasismique du parc immobilier existant et consolidation des terrains dont la stabilité risque d'être compromise par des mouvements sismiques,
- aide à la prévention,
- recherche, etc.

### III | 8 | 1 **Urbanisme**

#### • *Principes généraux*

Les effets destructeurs des tremblements de terre se produisent à l'échelle d'une agglomération ou d'une région. Les mesures de prévention contre les séismes devraient par conséquent être introduites dans les plans d'aménagement et d'occupation des sols des régions à risque. Les zones les moins dangereuses pourraient ainsi être réservées au secteur d'habitation. Il est souhaitable que celui-ci soit organisé en îlots de faible densité, desservis par de larges voies et entourés d'espaces ouverts servant de coupe-feu et de lieu de refuge éventuel. Dans ces espaces, des plans d'eau pourraient être aménagés pour servir de réserve d'urgence. Les zones les plus menacées conviennent pour les espaces verts et pour l'agriculture. Les installations dont la destruction présente un risque pour la sécurité de la population (usines chimiques, dépôts d'hydrocarbures...) devraient être entourées de zones inconstructibles.

Le tracé des voies de circulation automobile doit être étudié de manière à garantir le maintien en service de la voirie pour l'acheminement des secours et l'évacuation des blessés. Il est souhaitable que les routes évitent les failles et qu'elles soient à deux voies, séparées par une bande centrale pouvant servir de couloir d'urgence en cas de blocage du trafic. Les quartiers ou îlots ne doivent pas être desservis par un accès unique, dont la mise hors service entraînerait leur isolement.

L'introduction d'un zonage sismique dans les plans d'occupation des sols est toutefois délicate étant donné leurs incidences foncière et juridique. Elle porte par exemple

atteinte à la valeur du patrimoine classé dans les zones inconstructibles ou dans les zones constructibles sous conditions particulières.

- **Plans d'exposition aux risques naturels prévisibles (PER)**

En France, la loi sur l'indemnisation des victimes de catastrophes naturelles promulguée en juillet 1982 instituait l'élaboration par l'Etat des plans d'exposition aux risques naturels prévisibles (PER) qui déterminaient les zones exposées à des inondations, des avalanches, des mouvements de terrain et des séismes, ainsi que les techniques de prévention à mettre en œuvre tant par les propriétaires que par les collectivités ou les établissements publics. Une fois approuvés, ces plans avaient valeur de servitude d'utilité publique et étaient annexés aux plans d'occupation des sols qui servent de base à la décision d'accorder ou non un permis de construire. Ils sont consultables en mairie.

Le décret d'application de cette loi (décret n° 93-351 du 15 mars 1993 abrogé le 5 octobre 1995) précisait que les documents graphiques des PER délimitaient trois zones :

- Zone rouge, très exposée, donc inconstructible ; seuls l'entretien des ouvrages existants et la construction d'abris légers ou d'installations nécessaires à l'exploitation agricole ou forestière y sont autorisés.
- Zone bleue, moyennement exposée, pour laquelle le PER prescrit «les mesures de nature à prévenir ou à restreindre les risques auxquels sont exposés les biens qui s'y trouvent situés, que leur implantation soit antérieure ou postérieure à la publication du plan d'exposition». Les propriétaires des biens et activités implantés dans la zone bleue antérieurement à la publication du PER disposent d'un délai de cinq ans pour prendre ces mesures. A défaut, ils pourraient perdre les garanties des assurances couvrant leurs biens. Le montant des sommes mises à leur charge au titre de ces travaux ne peut excéder 10% de la valeur des biens à la date de publication du PER.
- Zone blanche, réputée non exposée aux risques pris en compte par le PER.

Au 31 décembre 1994, 47 PER sismiques ont été élaborés (principalement dans les Bouches-du-Rhône et les Alpes-Maritimes), dont 40 approuvés par les instances publiques.

La loi n° 95-101 du 2 février 1995 relative au renforcement de la protection de l'environnement remplace, à compter de la publication du décret d'application n° 95-1089 du 5 octobre 1995, les PER par des PPR : plans de prévention des risques naturels prévisibles [cf. paragraphes XII | 4 | 3 et XII | 4 | 4]. Ces plans, similaires aux PER, ne définissent pas de zones rouges, bleues et blanches. Les PER déjà approuvés valent PPR.

### III | 8 | 2 **Construction neuve**

Les bâtiments à construire dans les zones sismiques devraient être conçus pour résister aux tremblements de terre.

De nombreux pays concernés disposent de codes parasismiques. Il appartient à l'Etat de les rendre obligatoires pour la construction neuve et éventuellement pour les opérations de réhabilitation. Par ailleurs, les constructeurs sont libres d'opter pour une protection plus étendue que la protection réglementaire.

Dans les territoires de souveraineté française, l'application des règles parasismiques est obligatoire pour la grande majorité des bâtiments, équipements et installations nouveaux à risque normal, situés dans les zones de sismicité Ia, Ib, II et III (cf. CHAPITRE XII, «Cadre réglementaire français»).

Seuls échappent à cette obligation les constructions dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique (classe A), c'est-à-dire les bâtiments et les installations dans lesquels est exclue toute activité humaine nécessitant un séjour de longue durée.

En ce qui concerne la surélévation ou l'extension des bâtiments existants, les règles parasismiques devraient en principe être appliquées aussi bien à la partie neuve qu'à la partie déjà construite (cf. CHAPITRE XII). En revanche, ni les ouvrages d'art, ni les ouvrages à risque spécial ne sont concernés par ces règles.

Dans la zone 0, aucune protection sismique des bâtiments courants n'est exigée. Il faut cependant être conscient du fait que même dans ces zones, des séismes destructeurs peuvent se produire ; la probabilité de leur occurrence pendant la durée de vie d'un bâtiment étant très faible, ce risque est accepté pour les ouvrages à risque normal. Nous avons vu qu'il en est tout autrement pour les ouvrages à risque spécial, pour lesquels le séisme le plus violent plausible doit être pris en considération.

### III | 8 | 3 **Réhabilitation parasismique du parc immobilier existant**

La réhabilitation du bâti ancien (confortement préventif) est un effort à long terme. Elle dépend en grande partie de l'initiative privée. Pour l'heure, elle semble peu pratiquée, bien qu'il suffise parfois de procéder à des renforcements simples pour réduire sensiblement la vulnérabilité d'une construction. On constate d'ailleurs que l'existence d'une aide à la reconstruction et celle d'une assurance obligatoire contre le risque sismique dissuadent de la prévention, malgré le risque de pertes en vies humaines.

La puissance publique peut dans le domaine de la réhabilitation parasismique d'une part donner l'exemple en consolidant les bâtiments publics et, d'autre part, inciter à la réhabilitation privée en procédant à des études et des actions qui la facilitent :

- identification des quartiers les plus vulnérables en fonction de la nature du sol, de la topographie et de l'état des constructions ;
- élaboration d'une méthodologie d'expertise de la vulnérabilité des constructions aux séismes ;
- élaboration d'une typologie du bâti existant du point de vue de sa résistance aux tremblements de terre ;
- création d'un bilan de vulnérabilité aux séismes, semblable au « bilan thermique » qui existe déjà ; ce bilan devrait aboutir à la définition de mesures de confortement urgentes et de leur coût ;
- publication d'un catalogue des réparations et renforcements parasismiques courants.

Il est par ailleurs souhaitable de consolider les terrains susceptibles de glisser ou de s'ébouler sur les constructions et de rendre obligatoire la réhabilitation parasismique des constructions et installations dangereuses pour la sécurité publique (usines chimiques, raffineries de pétrole, dépôts de matières inflammables, réseaux de gaz...), celle des bâtiments et des réseaux indispensables aux secours (hôpitaux, casernes de pompiers, centraux téléphoniques, émetteurs radio, réseaux d'eau...), des bâtiments bordant les voies principales, des établissements recevant de nombreuses personnes (écoles, salles de spectacles, grands magasins...), ainsi que de toute construction dont la destruction perturberait gravement la vie économique de la commune ou de la région.

### III | 9 **Prévision de la réponse des constructions à l'action sismique**

Le comportement des constructions lors des tremblements de terre, c'est-à-dire leur *réponse à l'excitation sismique*, dépend d'une part des mouvements du sol et, d'autre part, de leurs propres caractéristiques. L'accélération, la vitesse et les déplacements de la structure peuvent être déterminés à partir d'accélérogrammes ou de spectres de réponse.

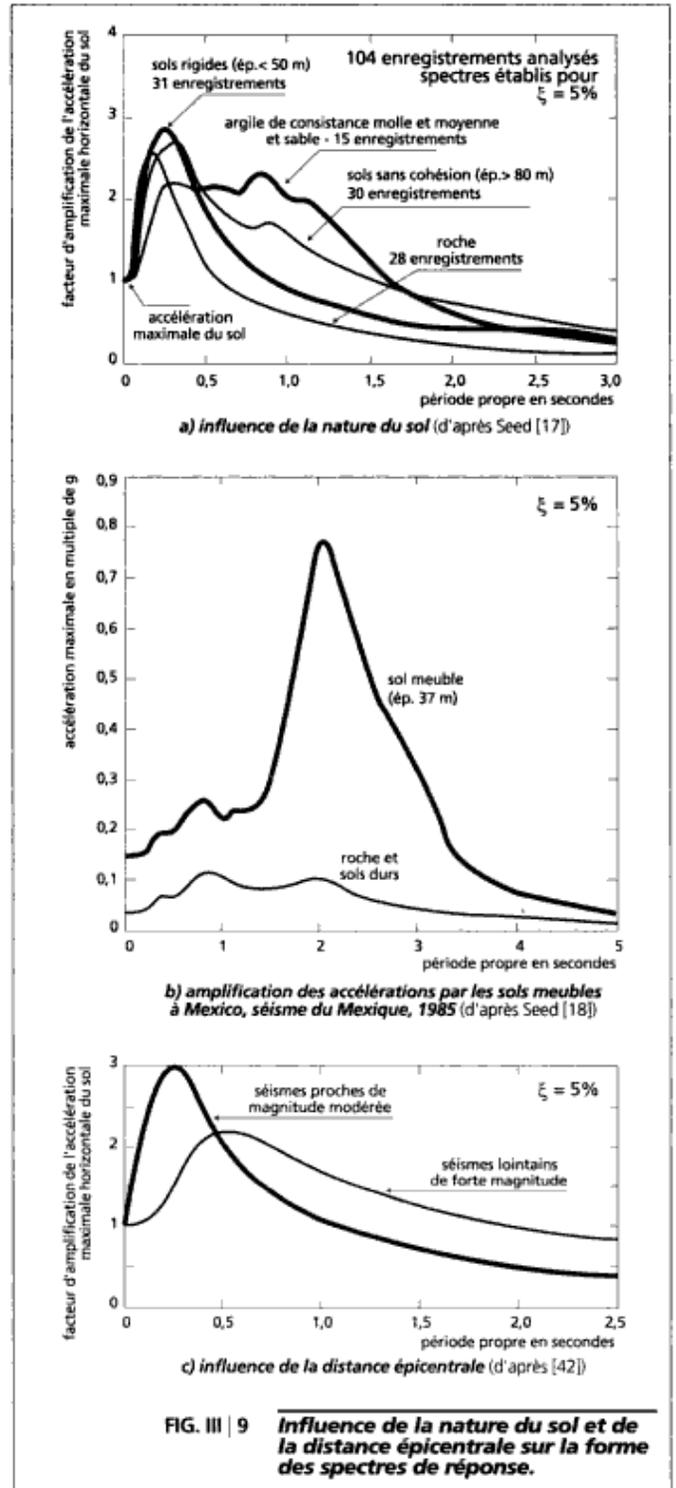
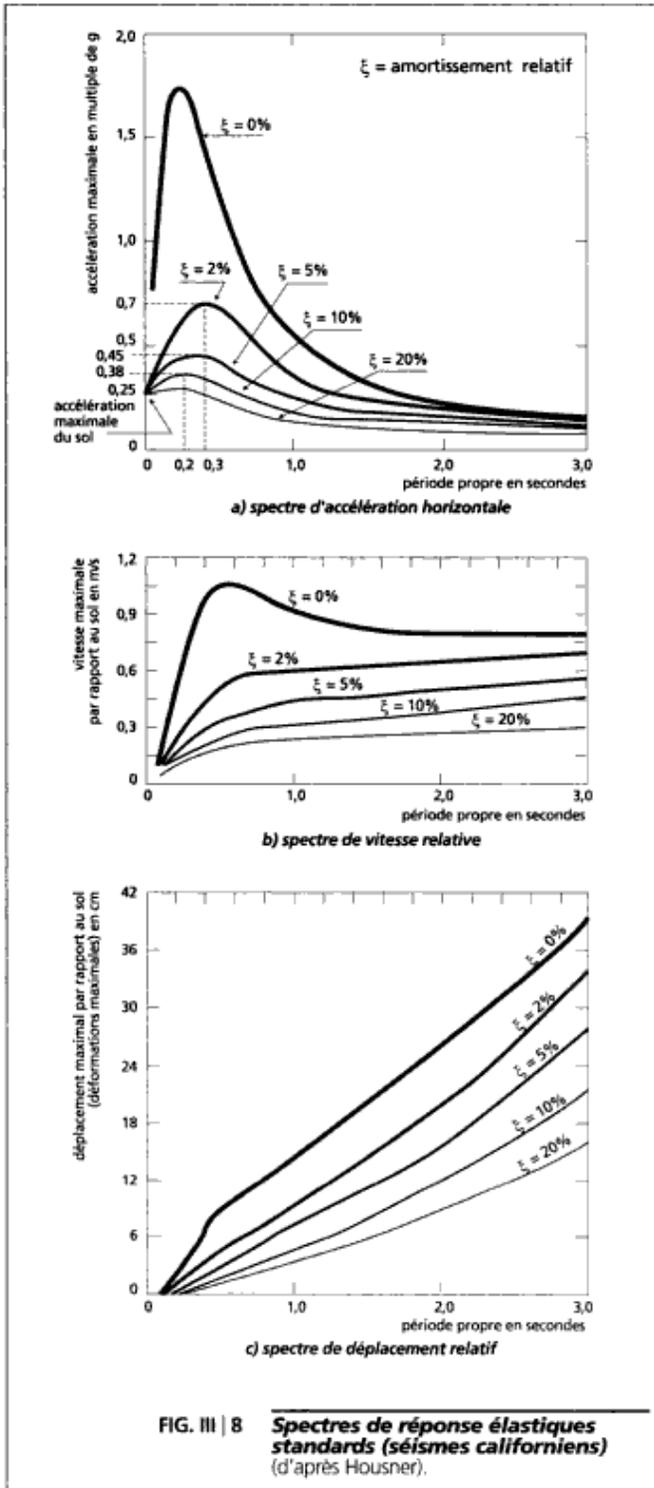
#### III | 9 | 1 **Accélérogrammes**

Un accélérogramme caractérise, nous l'avons vu, les variations des mouvements du sol dans une direction donnée en fonction du temps. Pour tenter d'établir les

de retour est totalement amorti. Si l'amortissement est supérieur à celui qui est nécessaire au retour à la situation initiale, le mouvement est dit suramorti.

Le pourcentage de l'amortissement critique, qui exprime donc le degré d'amortissement des constructions, est appelé amortissement relatif  $\xi$  ( $\xi$ ). Les valeurs suivantes de  $\xi$  sont généralement observées :

- portiques autostables en acier avec parois non structurales flexibles :  $\xi = 1$  à 4% ;
- portiques en acier avec parois non structurales rigides, ossatures contreventées en acier :  $\xi = 3$  à 6% ;



Ce chapitre a pour objet la description des phénomènes mécaniques qui sont à l'origine des recommandations pour l'établissement des projets. Ces dernières sont ensuite développées au CHAPITRE VI (niveau avant-projet) et les suivants (niveau projet d'exécution).

## IV | 1 Equilibre dynamique

Les secousses du sol provoquent des oscillations forcées des constructions qui y sont fondées. Leur fréquence peut atteindre plusieurs cycles par seconde. Lorsque le tremblement de terre s'arrête, les mouvements cycliques des constructions se poursuivent sous forme d'oscillations libres jusqu'à leur amortissement complet. Leur période  $T$ , appelée période propre, reste à peu près constante [FIG. IV | 1].

Pendant leurs oscillations, les constructions tendent à résister au déplacement de leur base et à conserver leur immobilité, ce qui donne naissance à des forces d'inertie qui agissent dans le sens opposé au mouvement. Ce sont les mêmes forces que celles qui projettent en arrière les passagers d'une voiture qui démarre ou accélère brusquement.

Plus la construction est lourde, plus sa résistance au mouvement est grande et plus grandes sont les forces d'inertie qu'elle subit. Celles-ci déforment la superstructure et constituent donc pour elle des charges auxquelles elle doit résister : les charges sismiques [FIG. IV | 2].

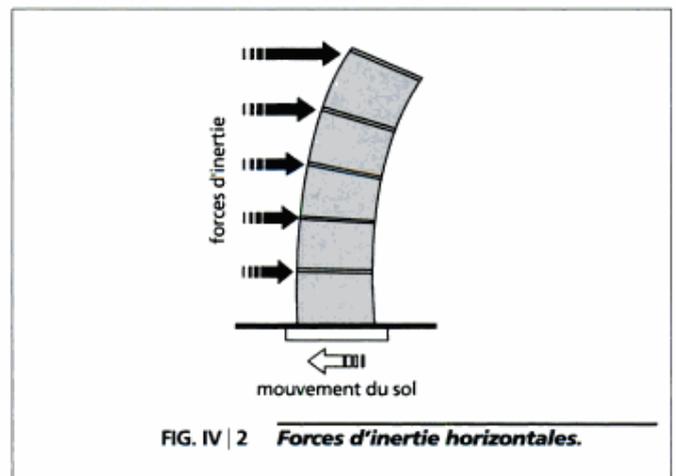
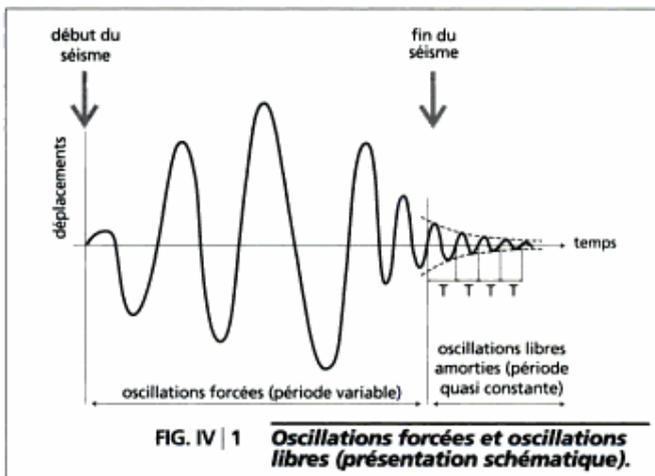
Pour qu'il n'y ait pas de rupture d'éléments porteurs, la résistance de la structure doit être suffisante afin que les forces dues à son élasticité (forces de rappel  $F_r$  qui tendent à ramener la structure à la position non déformée) soient à tout instant en mesure d'équilibrer la part des forces d'inertie  $F_i$  qui n'a pas été dissipée (amortie) lors des déformations :

$$F_i - F_d = F_r \quad [1]$$

d'où

$$F_i = F_r + F_d \quad (\text{action} = \text{réaction}) \quad [2]$$

$F_d$  étant les forces dissipées [FIG. IV | 3].



minorent forfaitairement l'accélération spectrale réglementaire afin d'approcher les conditions réelles sur le site considéré : zone de sismicité, type de sol, etc.

En outre, il ne faut pas oublier que les valeurs spectrales ne sont pas directement applicables aux bâtiments complexes ou élancés. Pour ces bâtiments, l'accélération de chaque plancher est déterminée par le calcul des divers modes de vibration de la structure (analyse modale spectrale). On considère comme complexes, entre autres, les bâtiments en forme de I, L, U, X, Y ou Z, les constructions dont les étages ont une configuration assez différente les uns des autres, ainsi que les bâtiments dont le contreventement est nettement asymétrique. Nous avons vu par ailleurs que ces types de constructions sont soumis à des effets de torsion d'ensemble [FIG. II | 17], qui peuvent donner lieu à une amplification considérable des accélérations. Des amplifications locales peuvent se produire également dans le cas de consoles, poutres et fermes de grande portée, tirants de voûtes, etc.

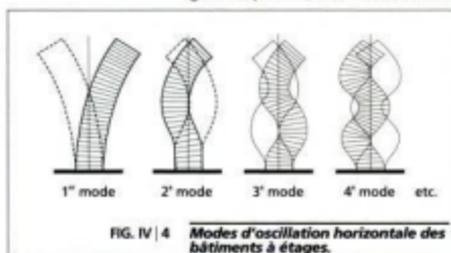


FIG. IV | 4 Modes d'oscillation horizontale des bâtiments à étages.

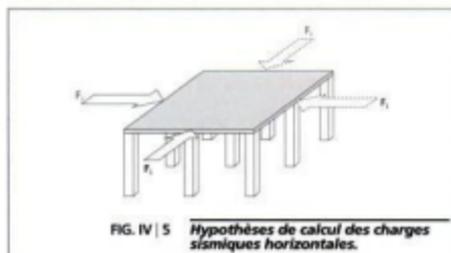


FIG. IV | 5 Hypothèses de calcul des charges sismiques horizontales.

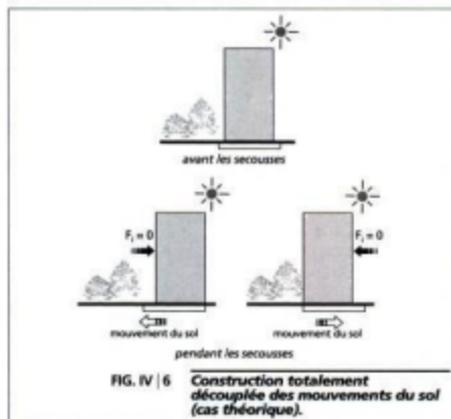


FIG. IV | 6 Construction totalement découplée des mouvements du sol (cas théorique).

Les bâtiments complexes et ceux qui comprennent plusieurs niveaux se comportent comme des oscillateurs multiples (plusieurs masses en vibration). Les planchers des différents étages ou les diverses parties de la structure n'oscillent pas nécessairement en phase. Ce mouvement, qui est souvent très complexe, peut être décomposé en modes de vibration [FIG. IV | 4]. On distingue le mode fondamental (1<sup>er</sup> mode) et les modes supérieurs. Pour les bâtiments de conception simple, on peut dire, en schématisant, qu'il existe dans une direction donnée autant de modes d'oscillation qu'il y a de niveaux au-dessus du sol. Les différents modes peuvent théoriquement être excités dans les deux directions horizontales, verticalement et en rotation autour des axes  $x$ ,  $y$ ,  $z$ .

Les constructions de faible hauteur, possédant un coefficient d'amortissement normal, vibrent principalement en mode fondamental. L'influence des autres modes est négligeable, ce qui justifie l'emploi direct des valeurs spectrales, distribuées aux différents niveaux. En revanche, dans le cas des bâtiments flexibles ayant une période propre supérieure à 0,7 s environ et un amortissement faible (tours en acier par exemple), l'influence des modes supérieurs est importante et les plus significatifs doivent être pris en considération.

Il est important de noter que les accélérogrammes qui ont servi à l'établissement des spectres ont été enregistrés en champ libre, en l'absence de constructions. Par conséquent, la réponse que les spectres fournissent ne tient pas compte de l'interaction sol-structure, par laquelle elle est modifiée. Bien que dans le cas des bâtiments courants cette interaction soit négligée, elle devrait être prise en compte dans le calcul des constructions importantes fondées sur des sols meubles, surtout si elles possèdent une grande rigidité.

L'amplification par les constructions des accélérations transmises par le sol peut être sensiblement réduite, ou même supprimée, en les découplant des vibrations du terrain. Si les fondations mises en oscillation par les secousses sismiques pouvaient se déplacer sans frottement sous les constructions, elles ne pourraient leur transmettre aucune accélération ; il n'y aurait pas de charges sismiques dans la superstructure [FIG. IV | 6].

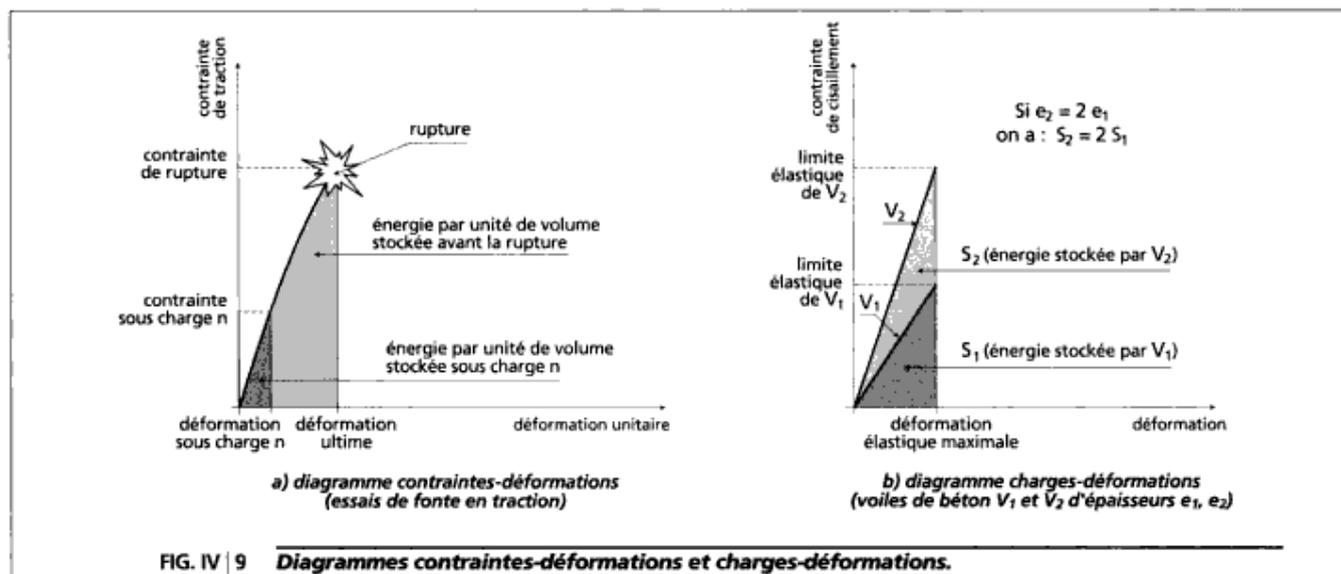
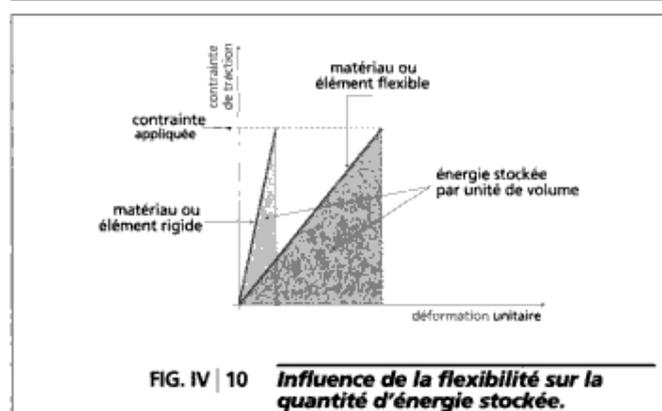


FIG. IV | 9 Diagrammes contraintes-déformations et charges-déformations.



de volume stockée dans l'élément à chaque stade de déformation correspond à l'aire comprise entre la courbe et l'abscisse du diagramme. De tels diagrammes peuvent être établis également pour les autres types de sollicitation : compression, flexion, cisaillement, etc.

On réalise facilement que les matériaux et les éléments flexibles, donc relativement déformables, peuvent stocker plus d'énergie que les matériaux et les éléments rigides (FIG. IV | 10). La faible capacité de stockage d'énergie par unité de volume de ces derniers doit être compensée par des sections transversales importantes, donc par un dimensionnement «large».

La rigidité des matériaux et des structures est caractérisée par la pente de la courbe des diagrammes contraintes-déformations. Elle varie avec l'intensité des contraintes appliquées. Lorsque les charges sont modérées, cette variation est souvent négligeable et la rigidité du matériau est considérée comme constante (cas de l'acier par exemple, FIG. IV | 16).

#### • Matériaux

La capacité des matériaux à stocker l'énergie pendant les secousses sismiques est caractérisée par leur résilience, c'est-à-dire leur résistance aux charges brutalement appliquées. Les matériaux sont dits résilients lorsqu'ils peuvent absorber sans dommage une quantité importante d'énergie par unité de volume. Les essais montrent par exemple que l'acier doux, relativement déformable, est plus résilient que l'acier dur, qui est plus rigide.

Toutefois, de même que la fragilité et la ductilité, la résilience n'est pas une propriété intrinsèque des matériaux. Elle est davantage une caractéristique de l'élément testé.

#### • Éléments constructifs

La capacité à stocker l'énergie des éléments constructifs réalisés en un matériau donné dépend de leur forme, de leurs dimensions et de l'état de leur surface.

La flexibilité des divers éléments est obtenue par le choix des portées et un dimensionnement adéquats. Les éléments élancés sont évidemment plus flexibles, donc plus avantageux du point de vue du stockage d'énergie, que les éléments dont le rapport longueur/dimension transversale est faible. L'expérience montre par exemple que les poteaux courts, comme ceux qui supportent des mezzanines ou des paliers d'escalier entre deux niveaux, résistent sensiblement moins bien à l'action sismique que les poteaux ayant la même section transversale, mais libres de se déformer sur toute la hauteur de l'étage (effet de poteau court, FIG. IV | 11).

sections, éléments constructifs ou leurs assemblages en forme de baionnette, poteaux supportés par des poutres, percements importants dans les planchers ou dans les palées de stabilité, surtout à leur périphérie, etc.

— Dimensionner largement les éléments à parois minces.

## IV | 4 Capacité des constructions à dissiper l'énergie

Les mécanismes de dissipation d'énergie par les constructions pendant leurs oscillations sont divers. En général, on les classe en quatre catégories : réflexion vers le milieu environnant, frottement dans les joints ou dans les fissures, amortissement interne des matériaux, appelé aussi amortissement structural et fissuration ou rupture d'éléments constructifs.

- **Réflexion vers le milieu environnant**

La quantité d'énergie réfléchie par les constructions vers l'atmosphère est négligeable. Celle qui est renvoyée dans le sol peut en revanche être importante. Elle augmente avec la profondeur des fondations, la déformabilité du sol et la masse de la construction. On la détermine par l'étude de l'interaction sol-structure (cf. paragraphe VII | 2).

- **Frottement externe**

Le frottement qui se produit dans les joints aux interfaces de contact entre différents matériaux et dans les matériaux fissurés est plus ou moins important selon le type de construction. L'énergie dissipée par ces frottements est indépendante de la fréquence des oscillations, mais croît avec leurs amplitudes, c'est-à-dire avec les déformations de la structure. Elle diminue après la destruction des éléments non structuraux qui ont participé à l'amortissement des mouvements de la construction. La part de ce type d'amortissement dans l'énergie dissipée totale est significative dans le cas des structures comportant de nombreux joints ou assemblages non rigides : maisons en bois, constructions en maçonnerie traditionnelle, etc. Les ossatures métalliques soudées ne peuvent pas dissiper l'énergie par ce moyen. Seule la présence d'éléments non structuraux y introduit un certain amortissement externe.

La dissipation d'énergie par frottement peut être améliorée d'une manière significative par des amortisseurs (cf. VII | 5 | 3).

- **Fissuration et rupture d'éléments constructifs**

Ces phénomènes libèrent, par la rupture des liaisons interatomiques des sections concernées, l'énergie de déformation qui y était stockée ; ne pouvant plus être reconvertie en énergie cinétique, elle est définitivement perdue (dissipée).

Il est clair qu'il convient d'éviter, dans la mesure du possible, la destruction de toute partie de la structure indispensable à sa stabilité (d'où l'intérêt des structures hyperstatiques qui comportent des éléments redondants), ainsi que les dommages importants aux éléments non structuraux et aux équipements. En revanche, il est possible de réaliser des éléments « fusibles », prévus pour se rompre au-delà d'un seuil d'accélération. Il est souhaitable que leur rupture soit progressive et non pas brutale.

- **Amortissement interne**

L'amortissement interne représente la cause la plus importante de la dissipation d'énergie. Il est dû principalement à la viscosité et au comportement inélastique des matériaux (c'est-à-dire à leur anélasticité et à leur plasticité).

La viscosité caractérise la résistance à la vitesse de glissement des couches de matériaux les unes sur les autres. L'énergie qu'elle permet de dissiper augmente avec la fréquence d'oscillation de la construction. On parle de l'*amortissement visqueux*. A l'échelle de la structure, il peut être accru par interposition de feuilles viscoélastiques dans des assemblages ou par des amortisseurs visqueux (cf. VII | 5 | 2).

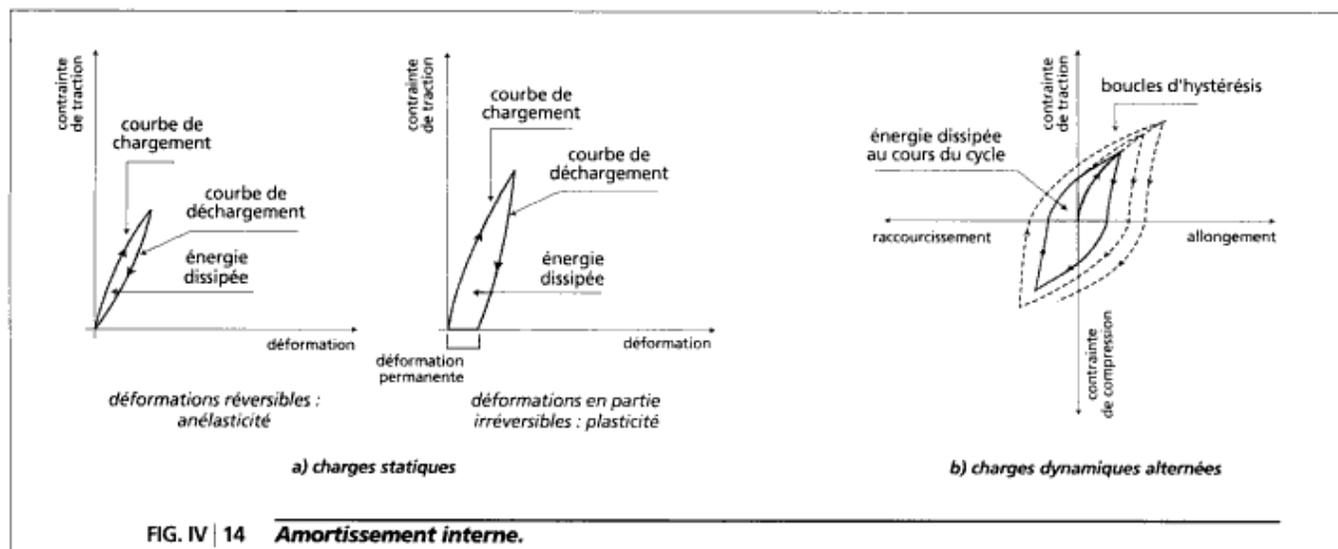


FIG. IV | 14 Amortissement interne.

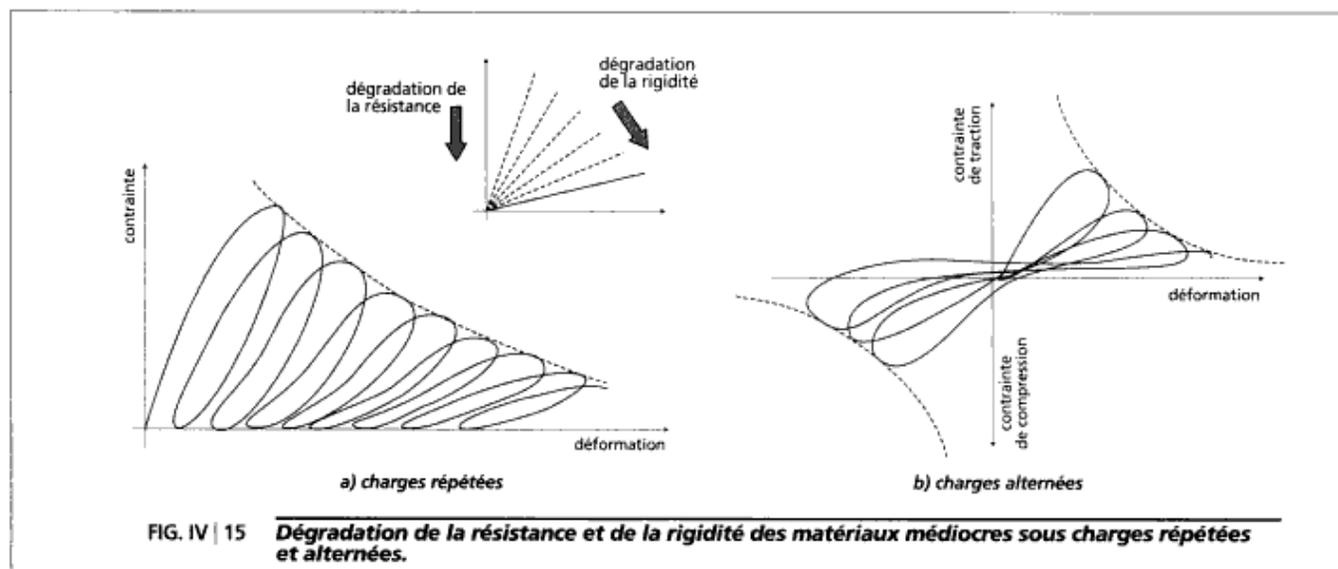


FIG. IV | 15 Dégradation de la résistance et de la rigidité des matériaux médiocres sous charges répétées et alternées.

L'anélasticité également est propre à tous les matériaux de construction. En effet, aucun matériau réel n'est parfaitement élastique. Des mouvements réversibles de dislocations et de défauts ponctuels de leur structure cristalline sont à l'origine de la non-linéarité du comportement sous charges. Il s'agit d'un effet de second ordre par rapport à l'élasticité.

La plasticité est la propriété des matériaux non fragiles, donc ductiles. Lorsque leur déformation dépasse la limite d'élasticité, les glissements des couches cristallines deviennent irréversibles, il y a restructuration de la matière.

La dissipation d'énergie due aux déformations inélastiques des matériaux est indépendante de la fréquence d'oscillation. Elle est connue également sous le nom d'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement interne entraîne un retard des déformations sur l'action des charges. Cela se traduit sur les diagrammes contraintes-déformations par la non-superposition de la courbe de chargement avec la courbe de déchargement. Sous charges alternées, ces courbes décrivent des boucles appelées boucles d'hystérésis [FIG. IV | 14 b].

La forme des boucles varie en fonction du type d'amortissement, de la nature des vibrations, de l'amplitude des déformations et selon qu'elle représente le comportement d'un élément constructif, d'un assemblage ou d'une structure entière.

L'aire de chaque boucle est proportionnelle à l'énergie dissipée pendant le cycle correspondant. Lorsque les déformations sont faibles, les boucles d'hystérésis sont très étroites et l'énergie dissipée peu importante.

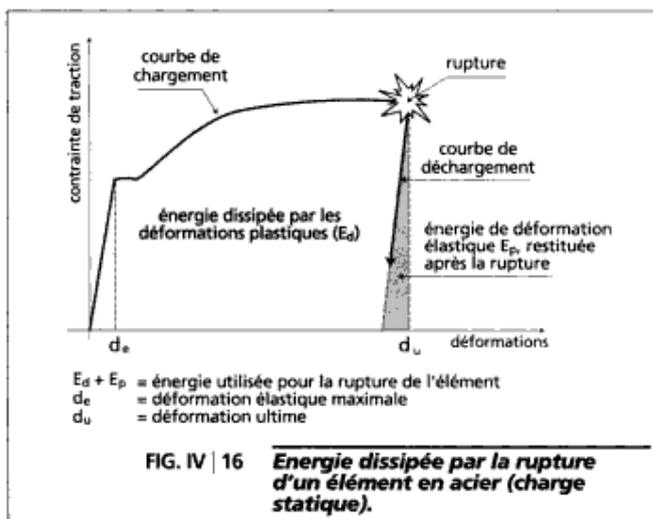
L'énergie dissipée devient notable lorsque les déformations de la structure atteignent le domaine postélastique, faisant intervenir la ductilité du matériau, des éléments constructifs et de leurs assemblages. Les déformations plastiques absorbent une importante quantité d'énergie et produisent une relaxation des contraintes. Leur apparition réduit par ailleurs la vitesse d'oscillation et entraîne un allongement de la période propre de la construction, ce qui est en général favorable.

Les grandes déformations produites par les charges cycliques sont cependant à l'origine d'une dégradation progressive de la résistance et de la rigidité des matériaux. Pour cette raison, les boucles d'hystérésis des cycles successifs ne sont pas superposées. Les maçonneries et d'une manière générale tous les matériaux fragiles se dégradent rapidement [FIG. IV | 15]. On peut parfois utiliser des amortisseurs hystérétiques, dont la dégradation ne présente pas de danger (cf. VII | 5 | 1).

L'importance de la ductilité dans la dissipation d'énergie apparaît clairement sur le diagramme contraintes-déformations de la FIG. IV | 16, établi pour l'acier de construction soumis à une traction statique (lentement appliquée). On voit que la quantité d'énergie dissipée grâce à la ductilité de ce matériau est considérable.

La ductilité des matériaux est mesurée par le rapport de la déformation ultime  $d_u$ , atteinte au moment de la rupture, à la déformation élastique maximale  $d_e$ . Ce rapport est appelé *coefficient de ductilité* (symbole  $\mu$ ) :

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

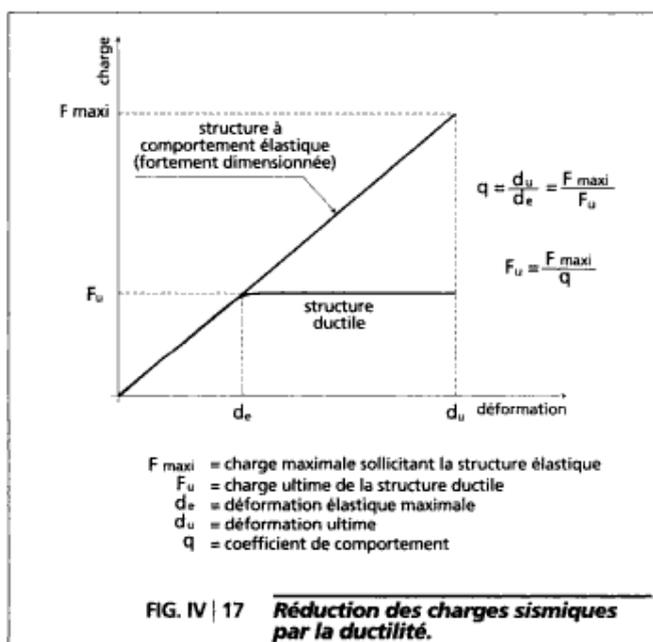


La ductilité d'un élément de structure est en général plus faible que celle du matériau constitutif. Elle caractérise l'aptitude de l'élément à maintenir sa capacité portante pendant les déformations postélastiques. Les éléments travaillant en flexion peuvent avoir une ductilité élevée, supérieure à celle des éléments tendus ou comprimés. Les sollicitations en cisaillement ou torsion ne donnent généralement lieu qu'à une ductilité négligeable.

La ductilité d'ensemble d'une structure ou d'une sous-structure dépend largement du système constructif et de l'organisation de ses composants. Elle est proche de la ductilité de son élément le moins ductile. Le cas des ossatures en bois constitue une exception. Leur ductilité d'ensemble est supérieure à la ductilité du matériau ou des éléments constructifs, étant donné qu'elle est fonction principalement de la déformabilité des assemblages.

Dans le cas d'une structure prise dans son ensemble, il est difficile, voire impossible de déterminer la part de la ductilité dans sa capacité à dissiper l'énergie. Dans ce cas, le rapport  $d_u/d_e$  est baptisé *coefficient de comportement* (symbole  $q$ ) ; celui-ci tient donc compte des autres mécanismes d'amortissement. Les constructions possédant un coefficient de comportement nettement supérieur à 1 sont dites «dissipatives».

Ainsi que nous l'avons constaté au début du chapitre, la dissipation d'énergie par les constructions pendant les tremblements de terre a pour effet de diminuer les charges sismiques. Dans le cas des structures ductiles ces charges restent plafonnées, à peu de chose près, à la limite d'élasticité même si leurs déformations se poursuivent. On peut raisonnablement admettre que les maxima des déformations des structures dissipatives (ductiles) sont égaux à ceux des structures de même type considérées comme parfaitement élastiques. Les constructions dissipatives peuvent donc être

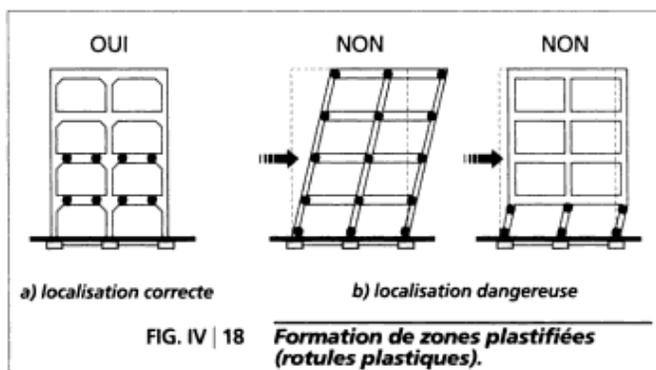


dimensionnées pour des forces approximativement  $q$  fois plus faibles que celles qui agiraient sur les structures similaires dont le comportement reste toujours élastique [FIG. IV | 17]. Or  $q$ , qui dépend, entre autres, des partis architectural et constructif, peut atteindre 8 (cas des constructions métalliques régulières très ductiles). L'économie qui peut être réalisée grâce à une conception de bâtiment pertinente est donc appréciable. Toutefois, il ne faut pas oublier que lors des séismes violents, les déformations des structures dissipatives sont en général importantes. Les désordres qui en résultent peuvent nécessiter des réparations structurales ou la démolition.

Les valeurs du coefficient de comportement figurent dans les codes parasismiques récents : Règles PS 92, Recommandations AFPS 90, Eurocode 8, etc. Dans les Règles PS 69/92, la réduction des charges sismiques est intégrée dans les valeurs du coefficient  $\beta$  (cf. paragraphe XI | 11).

Une simple division des forces élastiques par le facteur  $q$  suppose cependant que les déformations plastiques sont uniformément réparties sur la structure, ce qui n'est pas conforme à la réalité. La demande de ductilité est la plus importante dans les sections les plus sollicitées : étages inférieurs, assemblages, zones de concentration de contraintes, etc. Ces zones devraient donc être particulièrement ductiles sous peine d'une rupture de type fragile en cas de séisme violent.

On voit qu'une structure dont les déformations restent élastiques même pendant les séismes majeurs (structures rigides fortement dimensionnées), devra résister à des forces très élevées, alors qu'une structure ductile, dont les éléments porteurs ont des sections plus faibles et subissent par conséquent des déformations plastiques, n'aura à supporter que des charges beaucoup moins importantes. Autrement dit, en surdimensionnant une structure, on augmente les charges auxquelles elle devra résister lors d'un séisme.



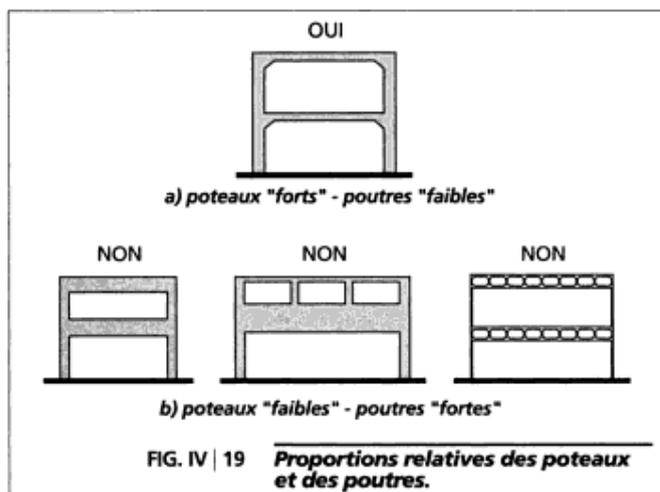
La stabilité des constructions subissant des incurvations dans le domaine postélastique exige que les éléments horizontaux (poutres, linteaux) puissent se déformer plastiquement avant les éléments porteurs verticaux. Les zones plastifiées, appelées *rotules plastiques* étant donné qu'elles ne peuvent s'opposer à une éventuelle rotation autour de leur axe, doivent donc se former d'abord entre les appuis des éléments de franchissement et non pas dans les poteaux ou dans leur liaison avec les poutres (à l'exception des ossatures en bois) [FIG. IV | 18]. L'apparition d'une seule rotule plastique peut ensuite être tolérée dans chaque poteau.

Il est clair qu'il existe des cas où la stabilité de la structure n'est pas compromise lorsque certains poteaux développent des rotules plastiques avant les poutres [FIG. VIII | 47]. La fiabilité de telles constructions est cependant plus faible. Dans le cas général, les poutres devraient être moins rigides et plus ductiles que les poteaux (principe «poteau fort - poutre faible»).

Conséquence directe pour la conception des bâtiments : les poutres-allèges et les poutres-cloisons portées par des poteaux sont fortement déconseillées [FIG. IV | 19]. Si elles sont utilisées, des dispositions constructives doivent être prises pour que les rotules plastiques ne puissent apparaître qu'en tête des poteaux. Toutefois, dans le cas des structures tubulaires [FIG. VIII | 103 c], l'emploi des poutres-allèges est judicieux. En effet, le comportement de ces structures est différent de celui des systèmes en portiques. Il s'apparente davantage à celui des voiles ajourés.

La présence de rotules plastiques abaisse le degré d'hyperstaticité des structures au même titre que la rupture d'éléments constructifs redondants. Les deux phénomènes donnent lieu à une dissipation d'énergie importante. C'est une raison supplémentaire pour concevoir des structures ayant un haut degré d'hyperstaticité, qui admettent la formation de nombreuses rotules plastiques [FIG. VI | 34 b] ainsi que la rupture de plusieurs éléments porteurs avant de devenir instables.

Une structure hyperstatique conçue de telle manière que toutes les rotules plastiques «prévues» commencent à se former en même temps aurait une efficacité maximale. Cet état idéal ne peut pas être atteint, mais il est possible, entre autres, de limiter les



concentrations de contraintes qui entraînent une plastification locale prématurée. La conception architecturale joue un rôle important dans ce domaine (cf. CHAPITRE VI).

Le fait d'admettre des déformations irréversibles de la structure porteuse comporte de nombreux inconvénients qui ne peuvent pas toujours être négligés. En effet, les déformations de la structure augmentent dans ce cas beaucoup plus vite que les charges et continuent à croître après que les charges ont atteint leur valeur ultime. Nous avons souligné que cela a pour conséquence une dégradation de la rigidité et de la résistance de la construction, qui est d'autant plus grande que les incursions dans le domaine postélastique sont fréquentes. Une fissuration généralisée des éléments fragiles peut se produire ainsi que des dommages importants aux ouvrages non structuraux solidaires de l'ossature : façades, menuiseries, cloisons, plafonds, installations de chauffage, installations électriques, etc. Les bâtiments ainsi endommagés doivent quelquefois être démolis. Lorsqu'ils sont réparés, leur aptitude à subir de nouvelles secousses violentes n'est pas toujours excellente.

Nous avons vu que les règles parasismiques des différents pays admettent que des déformations irréversibles localisées puissent se produire dans la structure au cours des séismes exceptionnels. En général, les constructions conçues conformément à ces règles :

- résistent sans dommage aux séismes mineurs ;
- résistent aux séismes de violence moyenne sans désordres structuraux mais peuvent subir des dommages non structuraux limités ;
- résistent aux séismes destructeurs sans s'effondrer, mais peuvent subir des dommages structuraux et non structuraux importants.

Les règles visent donc la protection des vies humaines et dans une moindre mesure celle des biens matériels.

Afin d'assurer une protection totale contre les séismes majeurs, il n'y a que deux alternatives : concevoir des constructions dont la structure a une rigidité suffisante pour que ses déformations restent faibles et élastiques quel que soit le séisme (la dissipation d'énergie est peu importante dans ce cas et les charges sismiques élevées), ou utiliser des appuis parasismiques couplés à des amortisseurs. Dans ce dernier cas, l'importante dissipation d'énergie recherchée n'est pas obtenue par la ductilité de la structure, mais par des pièces spécialement conçues à cet effet : barreaux de plomb ou d'acier doux, amortisseurs visqueux, etc. La quantité d'énergie dissipée par ces dispositifs peut atteindre dans certains cas 90% de l'énergie fournie. Le principe des appuis et des amortisseurs parasismiques est exposé au CHAPITRE VII.

Enfin, de même que la capacité des constructions à stocker l'énergie, celle de la dissiper peut être considérablement abaissée par l'existence de zones importantes de concentration de contraintes, par des planchers et toitures non rigides dans leur plan, ainsi que par instabilité latérale d'éléments constructifs.

#### • **Cinquième conclusion :**

Possibilités d'accroître la capacité des constructions à dissiper l'énergie :

- suivre les démarches permettant de favoriser la capacité des constructions à stocker l'énergie, notamment en ce qui concerne la recherche d'une ductilité élevée (cf. quatrième conclusion) ;
- respecter le principe « poteau fort-poutre faible » ;
- faire « travailler » les éléments de structure en flexion plutôt qu'en cisaillement ou torsion afin de préserver la possibilité d'un comportement ductile ;
- prévoir des éléments « fusibles » destinés à se rompre au-delà d'un seuil d'accélération ;

## V | 2 Effets de site

Selon la topographie superficielle et souterraine du site et selon la nature des sols, les secousses sismiques transmises par le substratum rocheux peuvent être atténuées ou au contraire amplifiées (cas général). Les constructions implantées sur des crêtes ou des pitons subissent généralement des mouvements sismiques considérablement amplifiés. Ainsi, lors du tremblement de terre de Lambesc (Provence) en 1909, le village de Vernègues, bâti sur un sommet, a été entièrement détruit alors que les hameaux voisins, composés de mêmes types de constructions, ont subi des dégâts beaucoup



FIG. V | 1 *Rognes après le séisme du 11 juin 1909 : les dommages les plus importants se sont produits au sommet de la colline.*

moins importants. De même à Rognes, les maisons situées au pied de la colline ont moins souffert que celles qui étaient implantées au sommet ou sur les versants [FIG. V | 1]. En effet, les ondes sismiques réfléchies vers l'intérieur des reliefs (versants, crêtes, sommets) y restent concentrées ainsi que l'énergie qu'elles transportent. Les amplitudes des secousses aux sommets et sur les crêtes sont donc plus grandes qu'en terrain plat. Cette amplification est maximale pour les longueurs d'onde comparables à la largeur du relief.

Le mécanisme inverse donne lieu à une désamplification des oscillations dans les zones à topographie concave (si le milieu est homogène) : pied de pente et fonds de vallées [FIG. V | 2]. Ces endroits peuvent par contre être menacés par des effets induits (éboulements rocheux, glissements de terrain...).

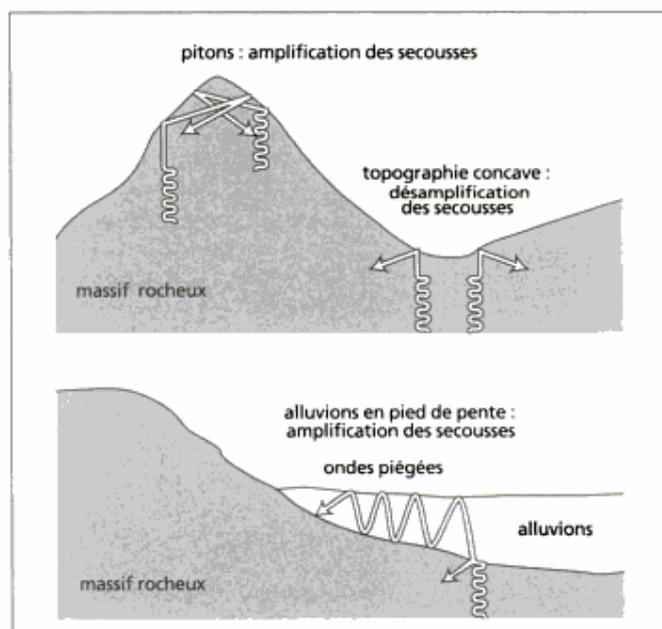


FIG. V | 2 *Influence de la topographie sur l'intensité des secousses (représentation schématique).*

Des amplifications importantes des secousses sismiques sont observées également au bord des gorges et vallées encaissées, dans les sites où le rocher affleurant la surface plonge sous des sols meubles, à toute discontinuité de pente ou lorsque le substratum rocheux est recouvert d'alluvions de grande épaisseur, notamment quand la rigidité des sols décroît progressivement vers la surface.

Dans les sols meubles, les amplifications sont dues d'une part à la résonance verticale des différentes couches et, d'autre part, aux ondes de surface qui se propagent facilement dans ce type de milieu, caractérisé par une longue période d'oscillation. La FIG. III | 9 b montre l'amplification importante des accélérations (facteur 7,7) qu'ont subi lors du séisme du Mexique de 1985 les bâtiments ayant une période propre de 2 s (tours de 20 niveaux environ), implantés à Mexico sur une couche épaisse de sols meubles.

Les amplitudes d'oscillation des sols meubles peuvent atteindre plus du triple de celles qui sont observées sur les sols fermes situés à proximité. Cela explique en partie les dommages élevés que subissent lors des tremblements de terre les constructions qui y sont fondées.

L'un des facteurs destructeurs les plus importants est la durée des secousses. Or celle-ci aussi est particulièrement grande dans les sols meubles, notamment au centre des vallées alluviales. Leur durée d'oscillation peut être plus de deux fois plus longue que celle des sols rocheux. Il s'y ajoute dans certains cas la résonance de la couche superficielle du sol avec les bâtiments (constructions «flexibles»). Quand celle-ci se produit, les accélérations imposées à la construction sont très importantes.

## VI | 1 **Importance d'une conception architecturale «parasismique»**

La construction parasismique est souvent considérée comme le domaine de l'ingénieur. En effet, c'est lui qui applique les règles de calcul parasismique et fait des études sur le comportement des matériaux et des constructions en régime dynamique. Toutefois, il ne faut pas perdre de vue qu'une simple application des calculs parasismiques à un projet dont les partis architectural et constructif ont été arrêtés en fonction des critères habituels, convenant aux situations asismiques, ce qui est une pratique coûteuse, ne peut garantir la survie de la construction à un séisme particulièrement destructeur. Il serait en effet absurde de penser qu'une construction dont la conception n'est pas parasismique puisse résister aux tremblements de terre importants par la seule vertu des calculs. Tous les grands séismes le confirment.

En outre, la protection des ouvrages à risque normal (cf. GLOSSAIRE) fait l'objet des règles parasismiques dont le niveau de protection recherché, fixé par la puissance publique, résulte d'un compromis entre le coût de la protection et le risque que la collectivité est prête à accepter. L'éventualité d'échecs est par conséquent admise. L'expérience montre effectivement qu'en zone épiscopale, les constructions subissent, lors des tremblements de terre majeurs, des charges sismiques beaucoup plus importantes (jusqu'à 5 fois) que celles qui résultent de l'application des règles parasismiques. Dans celles-ci, on estime que la probabilité pour une construction de se trouver durant sa vie au cœur d'une région touchée par un séisme très destructeur est assez faible pour qu'on puisse la négliger. Ainsi, des bâtiments calculés au séisme se sont effondrés, pour ne citer que les événements les plus récents, à Mexico en 1985, en Arménie en 1988, en Turquie en 1992 et à Los Angeles en 1994.

Les études postsismiques montrent que ces dommages sont en grande partie directement imputables à des choix incorrects ou erreurs dus au concepteur de projet : configuration de bâtiment amplifiant les secousses observées au niveau du sol, conception incorrecte des niveaux ouverts (transparences) et des niveaux avec mezzanine, choix d'un système à poteaux et poutres (portiques) pour des bâtiments fondés sur sol meuble, localisation préjudiciable des parois pleines et des parois vitrées, présence d'allèges hautes entraînant un cisaillement de poteaux, conception incorrecte des planchers et des escaliers, éléments de second œuvre incompatibles avec les déformations de la structure, etc.

En revanche, on observe que les bâtiments correctement conçus aux niveaux de l'avant-projet et du projet d'exécution peuvent résister aux séismes les plus violents. En effet, les constructions amplifient les oscillations qui leur ont été communiquées par le sol. Selon leur conception, cette amplification peut être importante ou au contraire faible ou même négative (atténuation). Le fait de placer un mur, un poteau, un escalier ou une ouverture à un endroit plutôt qu'à un autre peut modifier considérablement le comportement d'une construction soumise à un tremblement de terre.

Par conséquent le concepteur, dont le rôle apparaît comme déterminant, doit posséder dans le domaine parasismique un bagage de connaissances suffisant pour être en mesure d'opérer, en amont des calculs, des choix qui assureront à la construction projetée des conditions optimales de résistance aux séismes, d'autant plus que la vie de personnes est en jeu (90% de pertes en vies humaines lors d'un séisme sont dus à l'effondrement de constructions). Par ailleurs, une conception des bâtiments rationnelle permet de maintenir le coût de leur protection sismique à un niveau relativement faible.

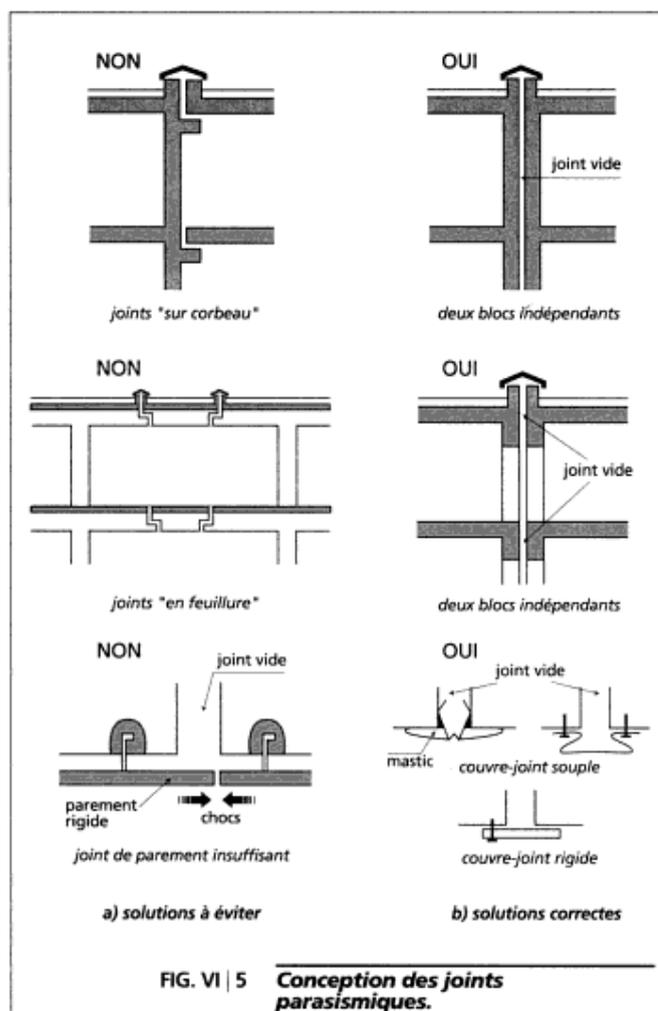


FIG. VI | 5 **Conception des joints parasismiques.**

tôles pliées ou plaques rigides fixées sur un seul bloc.

Acceptable pour les constructions basses, la largeur des joints devient prohibitive dans le cas des constructions élevées, dont l'amplitude d'oscillation au sommet peut être importante. Pour ces constructions, le choix d'une configuration simple est impératif.

En zone sismique, les dispositions que nous venons de décrire sont applicables également aux joints de dilatation thermique, aux joints de tassement et aux joints de séparation entre les bâtiments mitoyens.

• **Simplicité du plan**

Les angles rentrants dont nous avons souligné le danger peuvent être présents aussi dans les constructions symétriques [FIG. VI | 6 b]. On doit donc éviter de telles dispositions et rechercher des plans symétriques simples. Un découpage des plans symétriques complexes par des joints parasismiques est également possible avec les inconvénients que cela comporte.

Des saillies et des décrochements sans recours aux joints parasismiques sont cependant acceptables lorsqu'ils sont de faible importance (de l'ordre du quart de la dimension du bloc de bâtiment dans la direction concernée). Dans ce cas, les planchers constituant des diaphragmes flexibles (cf. paragraphe VI | 5 | 2 | 1)) sont particulièrement déconseillés.

• **Dimensions horizontales du bâtiment**

Les effets des mouvements différentiels du sol sont particulièrement sensibles dans le cas des bâtiments de grandes dimensions horizontales. Les di-

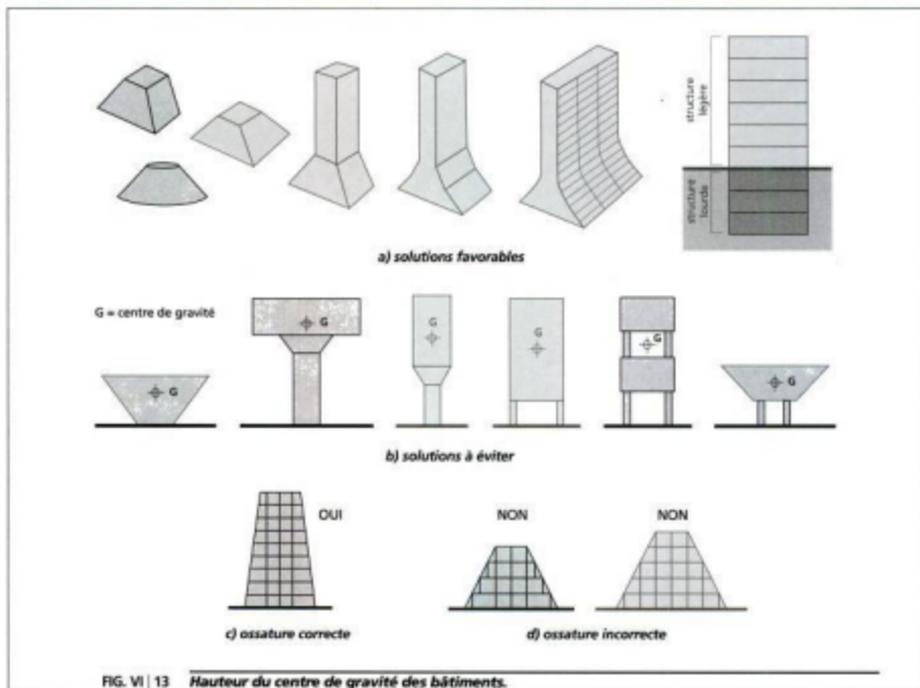
verses parties de ces bâtiments ne subissent pas les mêmes déplacements de sol et n'oscillent pas nécessairement en phase. Nous avons vu qu'il en résulte des déplacements horizontaux et verticaux (tassements) différentiels ainsi que des sollicitations en torsion. Les tassements différentiels peuvent être importants étant donné que la rigidité des fondations diminue avec leur longueur. Il est donc préférable que le rapport de la longueur des bâtiments à leur largeur ne dépasse pas 3. Si des bâtiments de grandes dimensions horizontales doivent être édifiés dans une zone sismique, il est souhaitable de les fractionner par des joints parasismiques [FIG. VI | 7]. Le problème se pose principalement dans les régions et pour les technologies qui ne nécessitent pas une présence de joints de dilatation thermique rapprochés.

Il est à noter que les extrémités des constructions formant une «barre» subissent lors des séismes une amplification importante des accélérations faisant penser à un coup de fouet. Ces extrémités présentent généralement les dégâts les plus importants. Le même phénomène est observé sur les bâtiments d'angle de pâtés de maisons.

• **Symétrie et simplicité en élévation**

Les avantages des formes symétriques et les problèmes introduits par les configurations complexes des constructions se retrouvent également en élévation. Les parties des bâtiments de hauteur et de volumes différents n'ont pas la même fréquence propre d'oscillation. A certains moments, elles peuvent subir des déplacements opposés. Si elles sont solidaires, de fortes concentrations de contraintes se produisent dans les éléments qui les relient. Là aussi, une séparation par des joints parasismiques permet de conserver une configuration d'apparence complexe [FIG. VI | 8].

La présence d'étages en retrait est défavorable. Les angles rentrants formés par le retrait de la structure sont un lieu de concentrations de contraintes [FIG. VI | 9]. Ces concentrations sont d'autant plus importantes que le retrait est profond. L'inconvénient

FIG. VI | 13 *Hauteur du centre de gravité des bâtiments.*

conséquent les charges sismiques) que subiront les constructions sont très variables selon que la période propre d'oscillation du bâtiment est proche ou éloignée de la période dominante du sol. Ainsi, les constructions basses et rigides, à courte période propre, subissent souvent des dégâts plus grands que les structures à plusieurs niveaux, qui sont plus flexibles, possèdent une période propre plus longue, sont calculées pour des pressions de vent élevées et bénéficient en général d'un contrôle de qualité de conception et d'exécution «serré».

En général, les critères parasismiques n'interviennent pas dans le choix de la hauteur de la construction. En revanche, pour un bâtiment d'une hauteur donnée, on devrait rechercher la position la plus basse possible du centre de gravité. Les formes pyramidales ou coniques apparaissent de ce point de vue comme avantageuses, à condition toutefois d'éviter l'interruption de la continuité des éléments verticaux. (FIG. VI | 13 c d). En revanche, les formes en pyramide inversée ne conviennent pas du tout. En plus d'une position de centre de gravité haute, elle n'offre qu'une base réduite, soumettant ainsi le sol de fondation à des contraintes inutilement élevées.

Le centre de gravité d'une construction est abaissé par la présence d'étages enterrés et de fondations profondes. On peut également réaliser les étages inférieurs en structure lourde (voiles en béton armé) et les étages supérieurs en structure légère (ossatures en acier, béton léger...). Cette démarche est couramment pratiquée au Japon et aux États-Unis.

Dans tous les cas, les équipements ou aménagements lourds doivent être évités ou placés aux niveaux les plus bas : bibliothèques, salles de machines, chaufferies, piscines, réservoirs d'eau, etc. Les terrasses plantées ne devraient pas être supportées par des poteaux. La terre végétale représente en effet une surcharge importante, notamment lorsqu'elle est humide. Quand elles sont prévues, ces terrasses devraient être portées par des voiles en béton armé.

Le niveau du vide sanitaire possède nécessairement une hauteur et une rigidité différentes des autres niveaux. Les poteaux qui le traversent, étant très courts, subissent des efforts de cisaillement importants. Il est donc nécessaire de les relier, au moins en périphérie, par un voile de béton armé fondé d'une épaisseur minimale de 15 cm, ne comportant pas d'ouvertures importantes. Si le bâtiment est fractionné par des joints parasismiques, le voile doit ceinturer chaque bloc indépendant.

## VI | 3 | Eléments d'architecture

### VI | 3 | 1 | Forme des éléments constructifs

Les concentrations de contraintes qui réduisent, nous l'avons souligné, la capacité des constructions à stocker et à dissiper l'énergie, se produisent de préférence dans les éléments et dans les assemblages dont la forme est structurellement incorrecte.

Sont à déconseiller en zone sismique :

- formes déviant par trop d'une descente des charges directe [FIG. VI | 18 a] ;
- angles vifs aux changements de direction et aux intersections des éléments constructifs, notamment les angles fermés [FIG. VI | 18 b] ;
- variations brusques des sections [FIG. VI | 18 c] ;
- percements de mur importants ou comportant de nombreux angles [FIG. VI | 18 d].

Rappelons également que la forme des poutres ne doit pas leur conférer une rigidité plus grande que celle des poteaux. Les déformations plastiques des poutres, si elles se produisent, doivent intervenir avant celles des poteaux [FIG. IV | 18]. Par ailleurs, les poutres et les poteaux doivent se croiser dans un même plan. Les intersections désaxées sont à éviter (sauf dans le cas des ossatures moisées en bois), notamment dans les plans de contreventement [FIG. VI | 18 f].

### VI | 3 | 2 | Espaces intérieurs

Les espaces intérieurs de certains bâtiments (hôtels, bâtiments publics...) font parfois l'objet d'un traitement architectural spécial. Ils comprennent de vastes atriums, halls, passages couverts ou mezzanines dont la conception peut nuire à la résistance du bâtiment aux séismes. Là aussi, il convient d'assurer une rigidité uniforme des éléments porteurs principaux et d'éviter les angles rentrants vifs, les porte-à-faux importants et d'une manière générale l'asymétrie des masses.

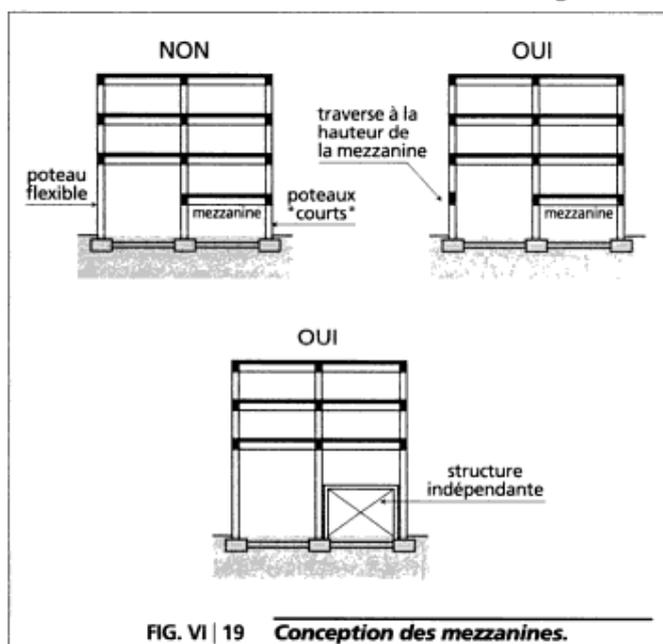


FIG. VI | 19 Conception des mezzanines.

Les mezzanines et les galeries impliquent fréquemment la présence de poteaux courts, beaucoup plus vulnérables aux charges sismiques que les poteaux ayant la hauteur de l'étage [FIG. VI | 19]. Dans les zones exposées aux tremblements de terre, on devrait adopter la même hauteur libre pour tous les poteaux et murs d'un même niveau. Ceci peut être obtenu par exemple en prévoyant des traverses ou des chaînages qui recoupent les éléments élancés. L'emploi d'une structure légère, désolidarisée du système porteur principal, représente une autre solution.

Par ailleurs, les mezzanines rigides, solidaires de la structure, se comportent comme un diaphragme horizontal percé par une grande trémie. La périphérie de telles trémies est le siège d'importantes concentrations de contraintes.

Nous avons vu que les bâtiments dont les planchers des différents niveaux ne sont pas à la même hauteur présentent des problèmes semblables. L'effet de poteau court peut dans ce cas être évité par l'emploi d'un voile en béton [FIG. VI | 20].

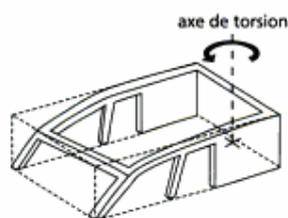
• **Éléments suspendus devant les façades**

Les éléments de façade décoratifs et les brise-soleil en béton armé [FIG. VI | 26] augmentent inutilement le poids des constructions. Ils représentent une menace pour la vie des passants, étant donné que leurs supports peuvent subir pendant des secousses sismiques des efforts élevés. L'emploi d'éléments lourds accrochés sur les façades est déconseillé dans les zones où on peut s'attendre à des séismes majeurs. On peut utiliser des éléments légers en profilés métalliques, en matières plastiques ou en matériaux composites.

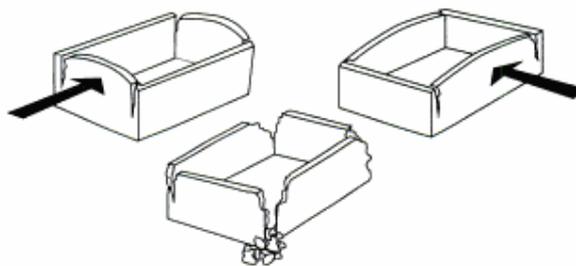
VI | 3 | 5 **Conception des angles**

Les actions sismiques horizontales sollicitent particulièrement les angles des constructions, où la combinaison des effets dus à la flexion, au cisaillement et à la torsion est la plus défavorable. Les effets provoqués par la torsion d'ensemble sont les plus importants aux angles les plus éloignés du centre de rigidité, étant donné que les déformations (déplacements horizontaux) y sont les plus grandes [FIG. VI | 27 a]. Ce phénomène est d'autant plus marqué que les planchers sont plus rigides. Il est par conséquent souhaitable que les angles soient renforcés. Les angles en porte-à-faux devraient être évités [FIG. VI | 28 a].

Les constructions ne comportant pas d'angles (bâtiments circulaires) ont en général un comportement favorable grâce à leur caractère «tridimensionnel». Elles doivent impérativement être réalisées en matériaux résistant à la traction et au cisaillement (béton armé, acier). Les maçonneries ne conviennent pas pour les murs courbes.

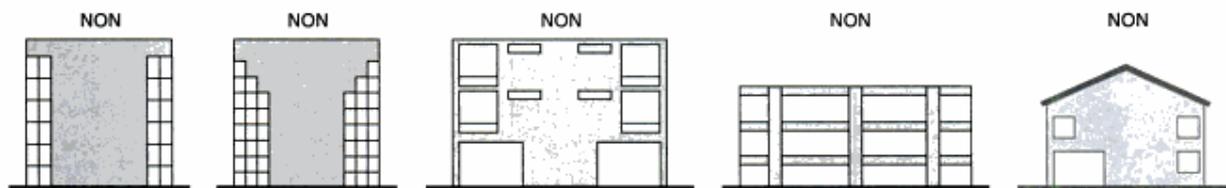


a) torsion d'ensemble

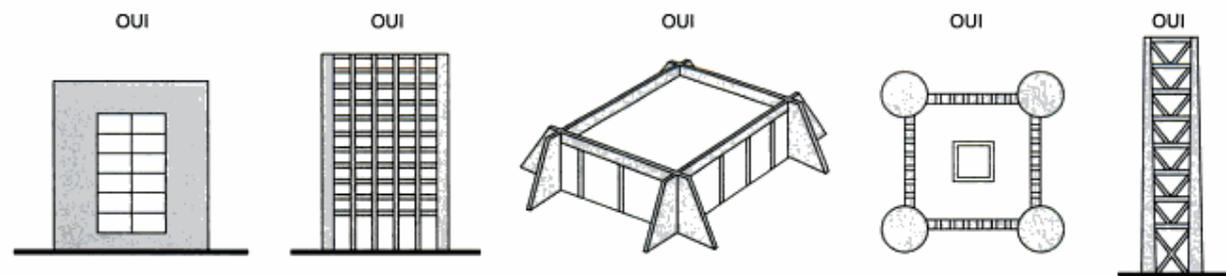


b) flexion des murs

FIG. VI | 27 **Vulnérabilité des angles.**

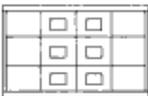
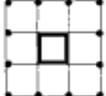
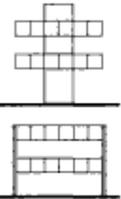
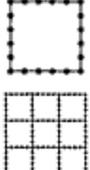
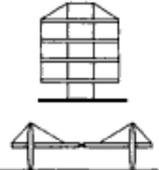
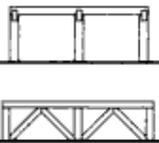
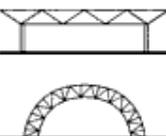


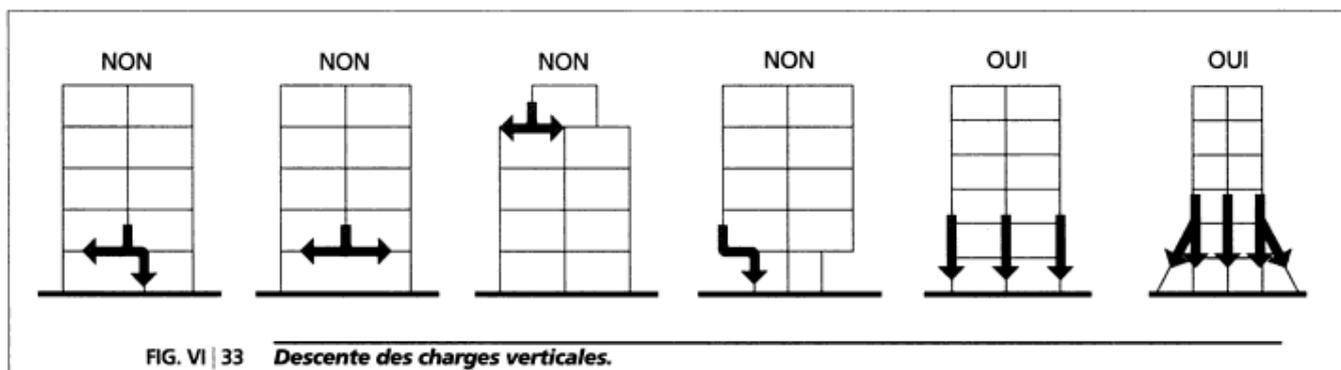
a) solutions à éviter



b) solutions correctes

FIG. VI | 28 **Conception des angles.**

SYSTÈME PORTEUR		COMMENTAIRE
grands panneaux préfabriqués en béton armé		<ul style="list-style-type: none"> <li>• même commentaire que ci-dessus.</li> </ul>
système à noyau central et ossature en béton armé ou acier		<ul style="list-style-type: none"> <li>• convient en toute zone.</li> <li>• peut être utilisé pour les bâtiments de grande hauteur.</li> </ul>
systèmes noyau-dalles		<ul style="list-style-type: none"> <li>• à proscrire.</li> </ul>
systèmes à poutres Vierendeel		<ul style="list-style-type: none"> <li>• à éviter.</li> </ul>
système tubulaire		<ul style="list-style-type: none"> <li>• convient en toute zone, plus particulièrement pour les immeubles de grande hauteur.</li> </ul>
systèmes à planchers ou charpente suspendus		<ul style="list-style-type: none"> <li>• à éviter.</li> </ul>
demi-portiques haubanés		<ul style="list-style-type: none"> <li>• à proscrire.</li> </ul>
murs à ossature bois		<ul style="list-style-type: none"> <li>• convient en toute zone.</li> <li>• éviter de dépasser 2 niveaux.</li> </ul>
ossature en bois (poteaux et poutres)		<ul style="list-style-type: none"> <li>• convient en toute zone.</li> <li>• éviter de dépasser 2 niveaux.</li> </ul>
arcs de grande portée		<ul style="list-style-type: none"> <li>• acceptables ; ils sont moins favorables que les portiques à cause des poussées latérales importantes et de l'absence de zones dissipatives d'énergie.</li> </ul>
treillis tridimensionnels plans ou courbes		<ul style="list-style-type: none"> <li>• convient en toute zone.</li> <li>• dissipe peu d'énergie.</li> </ul>



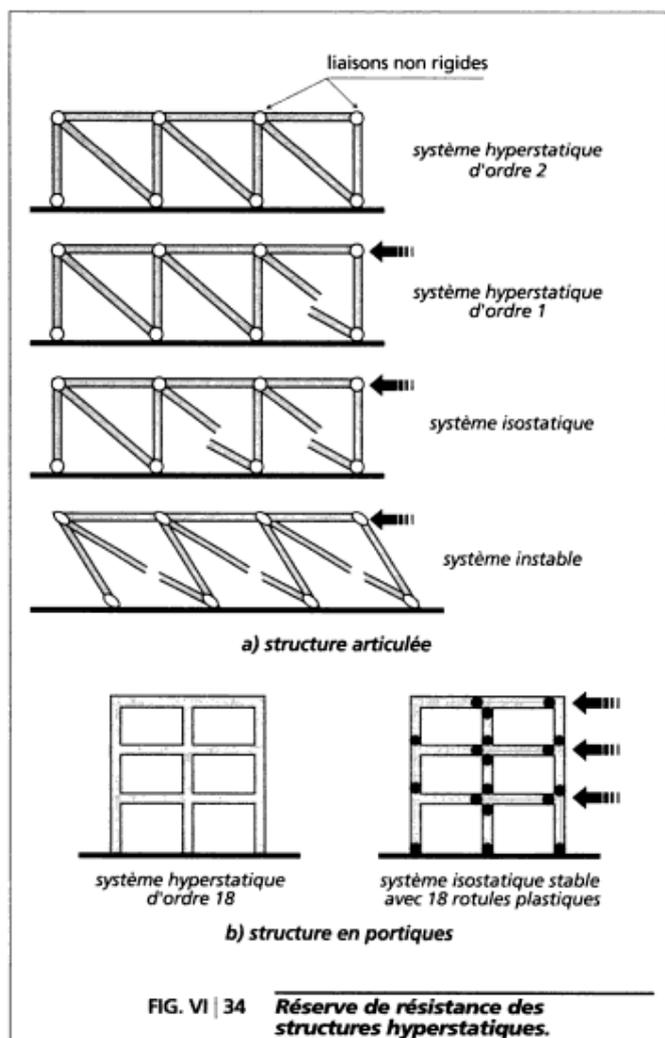
- **Faible poids**

Les structures légères sont plus favorables que les structures lourdes (cf. paragraphe IV | 2).

- **Hyperstaticité et monolithisme**

Lorsque les structures sont sollicitées jusqu'à la limite ultime de leur résistance, comme c'est fréquemment le cas pendant les tremblements de terre majeurs, la réserve de résistance représentée par l'hyperstaticité est un avantage important.

Nous avons vu que dans une structure hyperstatique, plusieurs chemins de descente des charges sont possibles. La rupture des liaisons et des éléments redondants dissipe une importante quantité d'énergie sans entraîner la ruine de la construction [FIG. VI | 34 a].



Dans le cas des structures en portiques multiples, qui possèdent un haut degré d'hyperstaticité, plusieurs rotules plastiques peuvent se former avant que la construction ne devienne instable [FIG. VI | 34 b].

L'abondance de liaisons rigides, typiques des structures monolithiques, augmente le degré d'hyperstaticité du système. Dans les cas général, le monolithisme des structures est donc favorable.

Notons que les systèmes hyperstatiques ne conviennent pas pour les structures à grandes portées lorsque des tassements différentiels importants sont à craindre. La rigidité des liaisons s'oppose à l'adaptation à un affaissement des appuis. Dans ces cas, le choix d'un système isostatique est plus judicieux (cf. alinéa suivant).

- **Adaptation aux conditions d'appui**

Lors des tremblements de terre de quelque importance, de faibles mouvements différentiels des appuis sont inévitables. Par conséquent il convient d'éviter la construction d'ouvrages ou de parties d'ouvrages dont la stabilité est incompatible avec de tels mouvements.

Ainsi, les voûtes à simple courbure ou arcs clavés ou réalisés en matériau de faible résistance à la traction (pisé, béton non armé) sont à éviter. Leur stabilité dépend en effet étroitement de celle de leurs appuis [FIG. VI | 35 a]. Lorsqu'ils sont utilisés, des tirants en béton armé ou en acier doivent être prévus [FIG. VI | 36]. Les poutres et les fermes à nœuds rigides et fragiles comme les poutres Vierendeel ou les treillis en béton armé [FIG. VI | 35 b, c] sont très sensibles aux mouvements différentiels d'appuis et leur usage dans la construction parasismique est fortement déconseillé.

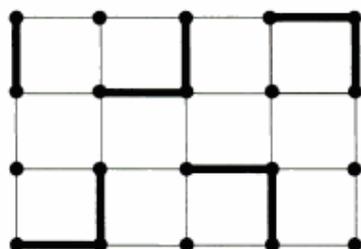
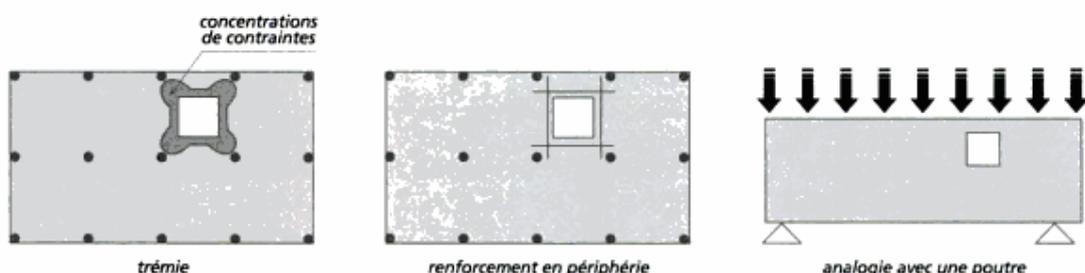


FIG. VI | 42 **Construction sans diaphragmes (à éviter) : au moins une palée de stabilité par file est nécessaire.**

chaque file transversale et longitudinale [FIG. VI | 42]. La ruine d'une palée peut entraîner celle de toute la file, aucun report de charges sur les palées des files voisines n'étant possible. Cette solution est à proscrire dans la construction parasismique.

La présence de trémies affaiblit les diaphragmes. Elle est à l'origine de concentrations de contraintes qui sont les plus grandes dans les angles rentrants. Leur intensité est d'autant plus élevée que les angles des trémies sont plus fermés et profonds.

Les trémies doivent être les plus petites possible et leur périphérie renforcée [FIG. VI | 43 a]. Elles ne devraient pas se trouver dans les angles des diaphragmes [FIG. VI | 43 c]. Les trémies importantes contiguës à la façade sont également à éviter.



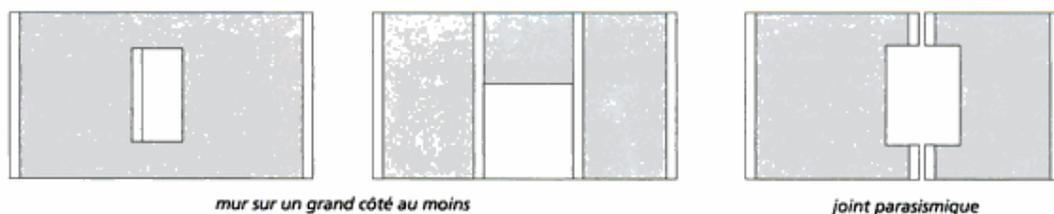
a) diaphragme avec trémie



b) trémies en façade : à éviter



c) trémies dans les angles : à proscrire



d) traitement de grandes trémies

FIG. VI | 43 **Trémies dans les diaphragmes.**

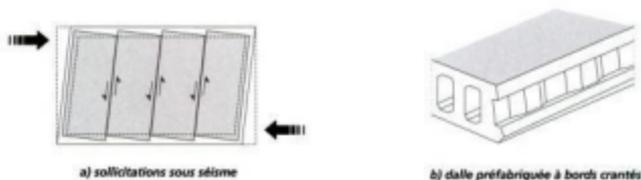


FIG. VI | 48 *Diaphragme en dalles préfabriquées.*

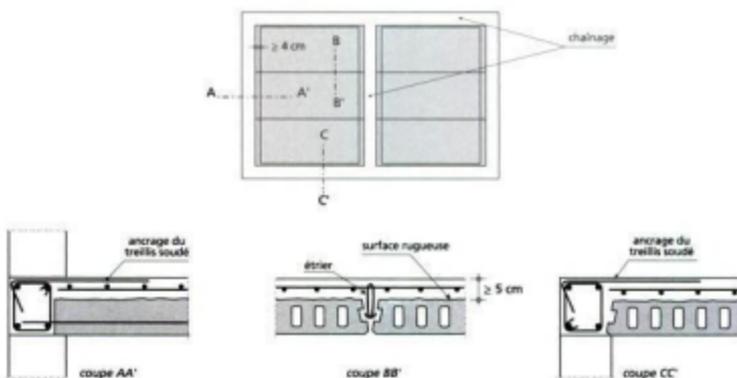
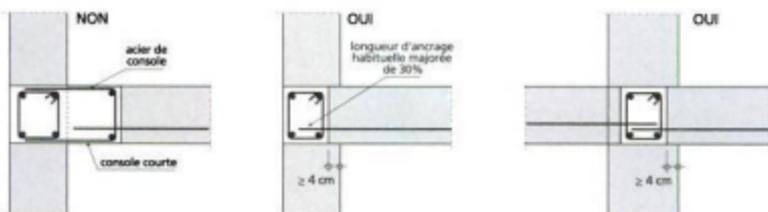
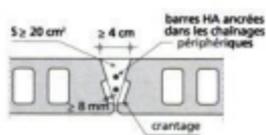


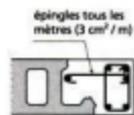
FIG. VI | 49 *Diaphragme en dalles alvéolées comportant une dalle rapportée* (d'après [62]).



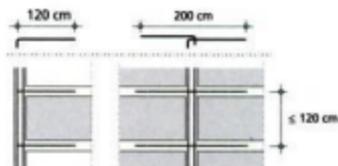
a) ancrage des dalles dans les chaînages



b) chaînage intermédiaire entre dalles

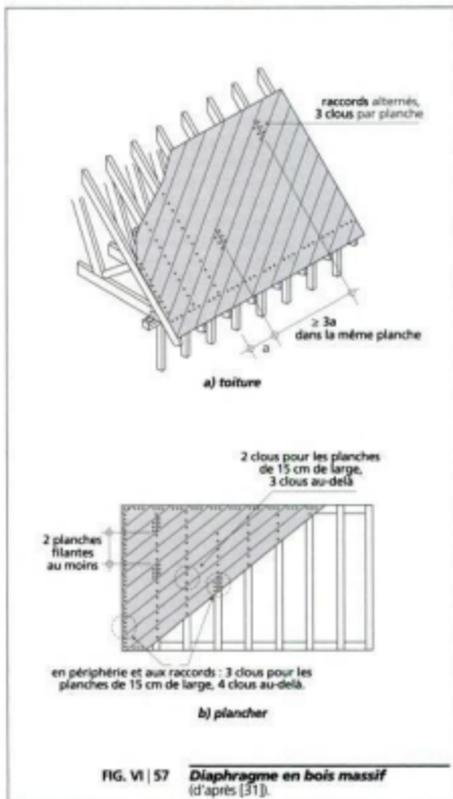
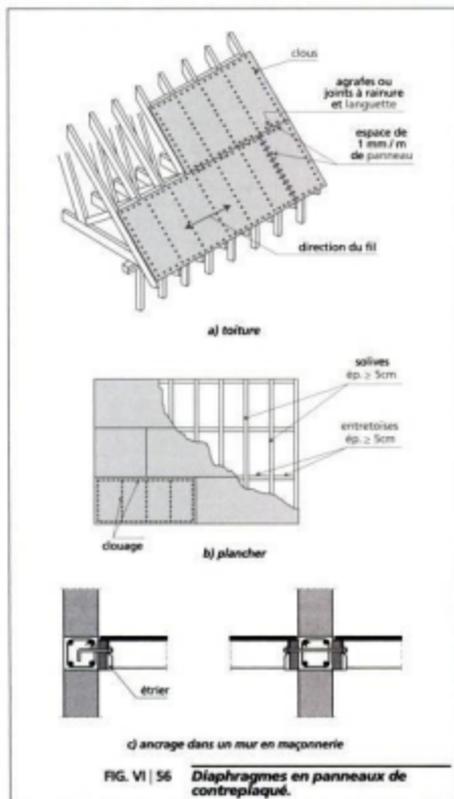


c) chaînage en rive



d) chapeaux de renfort

FIG. VI | 50 *Diaphragme en dalles alvéolées sans dalle rapportée* (d'après [62]).



Les panneaux de contreplaqué peuvent être éventuellement remplacés par des panneaux de particules de 13 mm d'épaisseur minimale [32]. La rigidité d'un tel diaphragme est toutefois inférieure à celle des diaphragmes en contreplaqué.

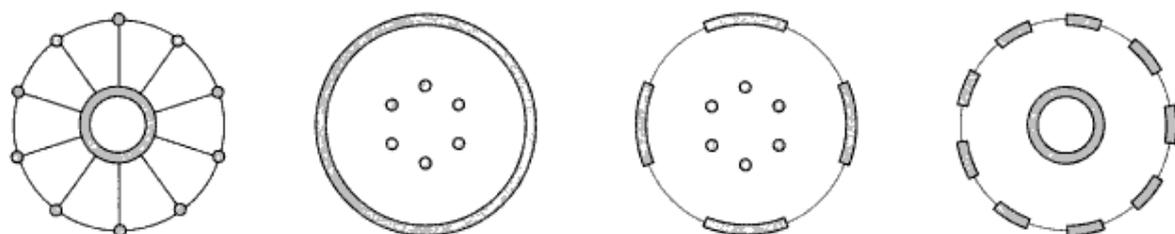
Lorsqu'un diaphragme en bois comporte des trémies, les solives et chevêtres qui les bordent devraient être doublés.

#### • **Diaphragme en bois massif**

Le diaphragme en bois massif est constitué d'un platelage en planches embrevées de 25 mm d'épaisseur au moins, clouées diagonalement (à 45 degrés environ) par rapport aux solives du plancher [FIG. VI | 57]. Deux clous par solive sont nécessaires si les planches ont une largeur de 15 cm au plus, trois clous au-delà. En périphérie et aux raccords, on utilise respectivement 3 et 4 clous. Lorsque le bois est susceptible de fendage, il est nécessaire de préforer des trous d'un diamètre inférieur à celui des clous. Les raccords des planches situées sur la même solive doivent être séparés par au moins deux planches filantes.

La rigidité du diaphragme peut être augmentée en le réalisant en deux couches. Les planches supérieures doivent dans ce cas être disposées orthogonalement à celles de la couche inférieure.

Un platelage en planches clouées perpendiculairement aux solives n'est pas un diaphragme. Sa rigidité est en effet très faible.

FIG. VI | 64 *Palées de stabilité courbes en béton armé.*

Il est préférable de choisir pour le contreventement une solution homogène. Les *Règles parasismiques algériennes RPA 88* interdisent d'ailleurs l'utilisation de plus de deux types de palées dans une direction.

Notons que des palées de stabilité courbes peuvent également être employées (dans le cas d'immeubles circulaires par exemple). Elles doivent dans ce cas constituer une coque rigide en voile de béton armé et former de préférence un noyau fermé [FIG. VI | 64]. Les murs courbes en maçonnerie ne conviennent pas, étant donné leur faible résistance à la traction et au cisaillement. En zone sismique, leur emploi sous autre forme que parois planes disposées orthogonalement devrait être proscrit.

## VI | 5 | 3 | 2 **Nombre et disposition des palées de stabilité**

D'une manière générale, les palées de stabilité devraient conférer à la construction sensiblement la même rigidité dans les directions longitudinale et transversale. Elles doivent toujours être prévues en nombre supérieur au minimum (qui est de trois palées non parallèles et non concourantes par niveau) pour que les charges latérales puissent être réparties sur un maximum d'éléments de contreventement. Il convient de les disposer symétriquement, de préférence en périphérie des constructions. Ainsi que nous l'avons déjà constaté, le choix d'un contreventement asymétrique expose les constructions à une torsion d'axe vertical [FIG. VI | 65 k à o].

Lorsque les palées sont situées en périphérie, le couple résistant à la torsion possède le bras de levier maximal [FIG. VI | 65 a, c à j].

La solution la plus efficace consiste à utiliser la totalité des façades en tant que palées de stabilité. On obtient ainsi des bâtiments à structure tubulaire, utilisée pour les tours et gratte-ciel qui sont conçus pour résister à des pressions de vent extrêmes [FIG. VI | 65 c]. La structure des tours actuellement les plus hautes est constituée par des tubes doubles [FIG. VI | 65 d, e] ou par un faisceau de tubes (Sears Building à Chicago, FIG. VI | 65 f). La conception des structures tubulaires est exposée au CHAPITRE VIII.

Lorsque les palées de contreventement ne peuvent occuper qu'une partie des façades, il est souhaitable de rigidifier avant tout les angles [FIG. VI | 65 a, g, h, j]. Dans le prolongement des palées, des poutres raidissant le diaphragme devraient être prévues, même si elles ne sont pas nécessaires pour supporter des charges verticales [FIG. VI | 45].

Il est important de noter que l'efficacité des palées augmente avec leur largeur. Plus une palée est large, mieux elle résiste à la flexion, au cisaillement et à l'arrachement [FIG. VI | 66]. Dans le cas des palées étroites, les efforts axiaux dans les poteaux ou aux extrémités des panneaux sont très importants. Leur liaison avec les fondations est sévèrement sollicitée. Celle-ci doit être efficace et les fondations conçues pour résister au soulèvement. Lorsque des palées suffisamment larges ne peuvent pas être envisagées, il peut être préférable d'opter pour une structure autostable qui ne nécessite pas de contreventement.

Les noyaux de contreventement fermés, qui résultent d'une association de plusieurs palées, représentent une bonne solution pour le contreventement à condition d'avoir une largeur suffisante et d'être judicieusement placés. Les noyaux ouverts [FIG. VI | 65 m, q à s] doivent en revanche être évités en raison de leur faible résistance à la torsion d'axe vertical, notamment lorsqu'ils sont constitués par des palées concourantes. Un bâtiment dont les palées de stabilité sont concourantes ne présente pratiquement aucune résistance à la torsion [FIG. VI | 65 u à y].

- **Ténacité**

La ténacité caractérise la dépense d'énergie nécessaire à la rupture du matériau. Les matériaux très ductiles sont donc tenaces du fait que leurs déformations plastiques entraînent une absorption importante d'énergie. On peut également dire que la ténacité caractérise la capacité des matériaux à s'opposer à la propagation des fissures, car l'énergie qu'ils stockent ou dissipent ne peut pas servir à faire progresser ces dernières. Or la rupture ne peut se produire qu'à la suite de la propagation d'une fissure à travers le matériau.

Les matériaux fragiles ne sont pas tenaces. Fissurés ou rayés, ils se rompent rapidement sous le choc ou autres charges dynamiques (brique, pierre, béton non armé...). Les matériaux de structure les plus tenaces sont l'acier et, en certaines circonstances, le bois grâce à sa structure fibreuse.

- **Endurance (résistance à la fatigue)**

Une répétition et une alternance rapide des charges réduisent la résistance des matériaux. Dans le cas de l'acier, cette réduction n'est en général sensible qu'après un nombre de cycles de charge élevé. Par contre, la résistance et la rigidité d'autres matériaux comme la maçonnerie ou le béton non armé se dégradent assez rapidement avec le nombre de cycles de chargement. L'endurance de ce type de matériau doit être améliorée par les dispositions constructives appropriées (cf. CHAPITRE VIII).

- **Aptitude à la réalisation d'assemblages rigides, résistants et ductiles**

Les joints et les assemblages jouent un rôle capital dans la résistance des constructions aux séismes. Ils doivent assurer la transmission des efforts entre les éléments constructifs, donc garantir la continuité mécanique de la structure.

Les matériaux de construction qui permettent la réalisation des assemblages les plus efficaces sont l'acier, les alliages d'aluminium et le béton armé coulé en place. Les assemblages des éléments en bois sont en revanche relativement peu rigides.

- **Durabilité**

Les constructions peuvent être exposées aux tremblements de terre plusieurs années après leur achèvement. Il est donc important que leur résistance n'ait pas été altérée par des agents atmosphériques (acier, béton, maçonnerie), par des champignons ou des insectes (bois), humidité du sol, etc. Par ailleurs, les constructions doivent résister au feu. En effet, celui-ci se déclare fréquemment pendant les tremblements de terre et peut entraîner des dommages plus importants que les secousses sismiques elles-mêmes. L'incendie consécutif au tremblement de terre de San Francisco en 1906 a détruit pratiquement toute la ville. Celui qui a suivi le séisme du Kanto (région comprenant l'agglomération de Tokyo), survenu en 1923, a provoqué la mort de plusieurs milliers de personnes.

Une bonne durabilité de tous les matériaux doit être obtenue par une mise en œuvre soignée, éventuellement par une protection rapportée adéquate et par un entretien régulier.

L'acier est le seul matériau de structure courant qui possède toutes ces caractéristiques à condition d'assurer sa durabilité par des protections appropriées. Pour cette raison, il est systématiquement utilisé pour l'ossature des constructions parasismiques de très grande hauteur. Néanmoins, la «faiblesse» de certains matériaux ne doit pas faire renoncer à l'utilisation des ressources locales, la seule démarche possible en de nombreuses régions du globe. Dans ce cas, la résistance aux séismes doit être obtenue par une conception de projet rigoureuse, un dimensionnement large et une mise en place soignée.

TYPE DE SOL		Pénétrètre statique: résistance (MPa)	SPT Nombre de coups	Pressiomètre		Résistance Compression simple (MPa)	Densité relative (%)	Indice de compression $C_c$	Vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ (m/s)	Vitesse des ondes longitudinales	
				Module résistance (MPa)	Pression limite (MPa)					Sous la nappe (m/s)	Hors nappe (m/s)
ROCHERS	Rochers sains et craies dures	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	> 100	> 5	> 10	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	> 800		> 2500
a sols de bonne à très bonne résistance	Sols granulaires compacts	> 15	> 30	> 20	> 2	Essais non pratiqués	> 60	Essais non pratiqués	> 400	> 1800	> 800
	Sols cohérents (argiles ou marnes dures)	> 5	Essais non pratiqués	> 25	> 2	> 0,4	Essais non pratiqués	< 0,02			> 1800
b Sols de résistance mécanique moyenne	Rocher altéré ou fracturé	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	50 à 100	2,5 à 5	1 à 10	Essais non pratiqués	Essais non pratiqués	300 à 800		400 à 2500
	Sols granulaires moyennement compacts	5 à 15	10 à 30	6 à 20	1 à 2	Essais non pratiqués	40 à 60	Essais non pratiqués	150 à 400	1500 à 1800	500 à 800
	Sols cohérents moyennement consistants et craies tendres	1,5 à 5	Essais non pratiqués	5 à 25	0,5 à 2	0,1 à 0,4	Essais non pratiqués	0,02 à 0,10			1000 à 1800
c Sols de faible résistance mécanique	Sols granulaires lâches	< 5	< 10	< 6	< 1	Essais non pratiqués	< 40	Essais non pratiqués	< 150	< 1500	< 500
	Sols cohérents mous (argiles molles ou vases) et craies altérées	< 1,5	< 2	< 5	< 0,5	< 0,1	Essais non pratiqués	> 0,10			

TABLEAU 6 Paramètres d'identification des sols (d'après [40] [41]).

A moins qu'il ne s'agisse d'un affleurement rocheux, il est préférable de ne pas fonder les constructions sur la couche superficielle du sol, même si sa capacité portante est suffisante. Les couches plus profondes sont souvent plus rigides et l'amplitude des secousses y est plus faible. Les couches superficielles subissent des variations saisonnières de volume dues à leurs humidification et assèchement successifs.

Par ailleurs, il faut également veiller à ne pas fonder les constructions au-dessus de la profondeur limite de gel qui varie en France selon les régions de 50 cm à 150 cm. Dans les sols gélifs (sols cohérents), des lentilles de glace peuvent provoquer des altérations des sols qui entraînent, au moment du dégel, une baisse de leur capacité portante.

Dans tous les cas, il est recommandé que la profondeur d'encaissement dans le sol ne soit pas inférieure à 1/10 de la hauteur de la construction avec un minimum de 60 cm.

Il est important de noter que lorsqu'on trouve un bon sol, il faut s'assurer que son épaisseur est suffisante et qu'il ne repose pas sur un milieu instable. Les terrains dont la qualité diminue avec la profondeur sont impropres à l'implantation des ouvrages parasismiques.

## VII | 2 Interaction sol-structure

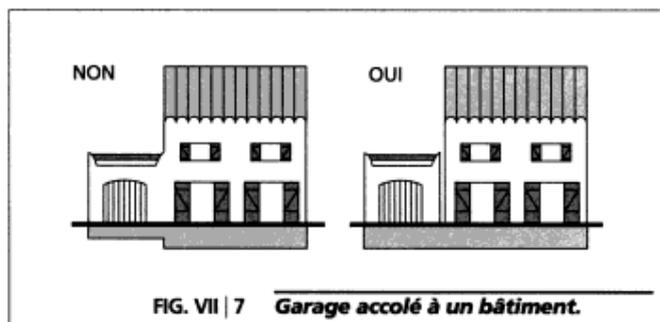
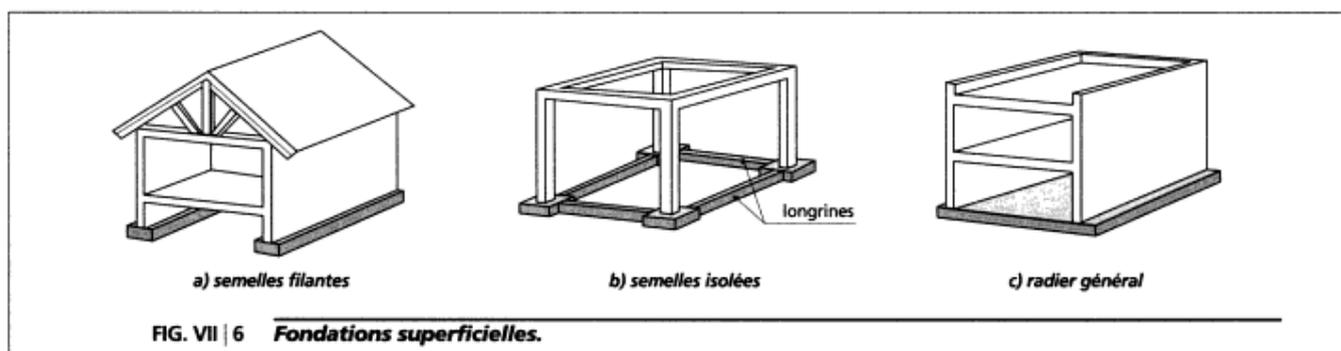
Les mouvements du sol au voisinage des fondations diffèrent de ceux qui se produisent en champ libre. Les constructions perturbent ces mouvements au même titre qu'elles en subissent des effets. Si le sol est plus déformable que la structure, il s'adapte davantage à celle-ci et inversement. Le sol se comporte comme une véritable structure ayant sa propre période de vibration en fonction de sa masse et de sa rigidité. Il s'agit d'une structure complexe et de haut degré d'hyperstaticité dont les déformations ne peuvent être évaluées qu'approximativement.

Ajoutons que dans les *Recommandations AFPS 90*, il est demandé que les fondations soient conçues et calculées de telle façon que les états ultimes de fondation ne puissent être atteints avant les états ultimes de la structure. Leur rupture doit être du type ductile.

La coupure de capillarité entre la fondation et les murs en maçonnerie (arase étanche) doit obligatoirement être exécutée en mortier de ciment d'une épaisseur minimale de 2 cm, dosé à 500 kg de ciment/m<sup>3</sup> ou hydrofugé. Les arases en bitume armé ou en feuilles de polyéthylène ne doivent pas être utilisées.

## VII | 3 | 2 Fondations superficielles

Lorsqu'un sol compact et homogène se trouve à faible profondeur, des fondations superficielles, de conception simple, suffisent pour assurer une bonne assise des constructions. Il s'agit de semelles isolées, semelles filantes ou de radier général [FIG. VII | 6].



Si plusieurs solutions correspondant à des niveaux d'assise différents peuvent être envisagées, la solution la plus profonde est à préférer <sup>[26]</sup>.

Il convient de réaliser un système rigide sans variations brusques des dimensions [FIG. VII | 7]. La rigidité des fondations diminuant avec leur longueur, il faut les raidir davantage si le bâtiment est long ou étendu.

## VII | 3 | 2 | 1 Semelles de fondation

Afin d'assurer la continuité mécanique des fondations, il est impératif de relier les *semelles isolées*, par exemple au moyen de longrines capables de résister à la traction et à la compression. La section des longrines ne devrait pas être inférieure à 30 × 30 cm. On peut toutefois s'abstenir d'employer des longrines dans un sol rocheux non fracturé et non délité. Dans ce cas, l'encastrement des semelles ne doit pas être inférieur au tiers de leur hauteur avec un minimum de 10 cm.

De même, les planchers inférieurs peuvent assurer la liaison s'ils sont situés à une distance de la sous-face des semelles ou des têtes de pieux inférieure à 1,20 m.

La solidarisation des fondations isolées peut également être obtenue par un dallage en béton armé qui joue dans ce cas les rôles de tirant, buton et diaphragme. La flèche au centre du dallage doit être limitée au 1/300 de la distance entre les points d'appui et ses joints ne doivent pas couper les armatures principales <sup>[26]</sup>.

Les fondations en *semelles filantes* formant une maille fermée régulière constituent un mode de fondations efficace [FIG. VII | 8]. Leur rigidité horizontale peut être améliorée par des goussets [FIG. VII | 8 b)].

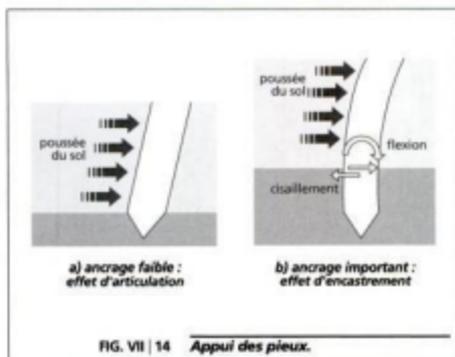


FIG. VII | 14 Appui des pieux.

tubage permanent, mais elle peut également être en matières plastiques, en feutre bitumé ou en boues bentonitiques. Dans ce cas, les pieux ne travaillent qu'en pointe.

L'encastrement de la pointe des pieux dans le bon sol doit être minimal afin de conserver leur flexibilité et une possibilité de rotation. Lorsque la profondeur d'encastrement est importante et aucune rotation des pieux en pointe n'est possible, les moments fléchissants et les efforts tranchants sont, sous charge latérale, respectivement doublés et quadruplés. Le risque de rupture des pieux par cisaillement est alors élevé (FIG. VII | 14). Toutefois, lorsqu'une traction importante dans les pieux est à craindre, un encastrement adéquat dans le bon sol est inévitable. Cet encastrement a également l'avantage de réduire les charges sismiques de la superstructure lors des secousses violentes [47].

Avant de choisir le sol d'assise des pieux, il faut s'assurer que l'épaisseur de la couche résistante est suffisante et ne risque pas d'être poinçonnée lors des secousses sismiques (FIG. VII | 15).

#### • Pieux flottants

En l'absence de bon sol à une profondeur raisonnable, il est possible de réaliser des pieux sans appui en pointe. Dans ce cas, leur portance est due entièrement au frottement latéral et c'est celui-ci qui détermine leur longueur. Bien entendu, aucune gaine de désolidarisation ne doit être réalisée.

La conception des fondations sur pieux flottants est très délicate, surtout dans les terrains peu consistants ou gorgés d'eau. On peut s'attendre à des tassements notables. Dans le but de rendre ces tassements aussi uniformes que possible, le soubassement de la construction devrait donc former un caisson rigide.

Il est à noter que le choix des pieux flottants pour fondation a pour conséquence d'augmenter les déplacements relatifs des étages. Dans le cas des bâtiments élancés, celui-ci peut doubler par rapport aux bâtiments sur pieux appuyés en pointe [47].

Lors du séisme du Mexique de septembre 1985, les bâtiments fondés sur pieux flottants se sont généralement très mal comportés. Pendant les secousses, le frottement entre les pieux et le sol a fortement diminué et les constructions ont subi des

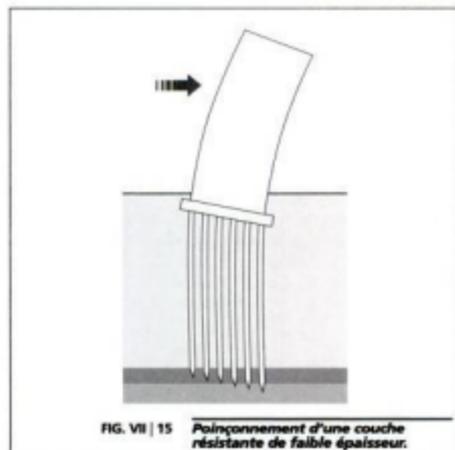


FIG. VII | 15 Poinçonnement d'une couche résistante de faible épaisseur.

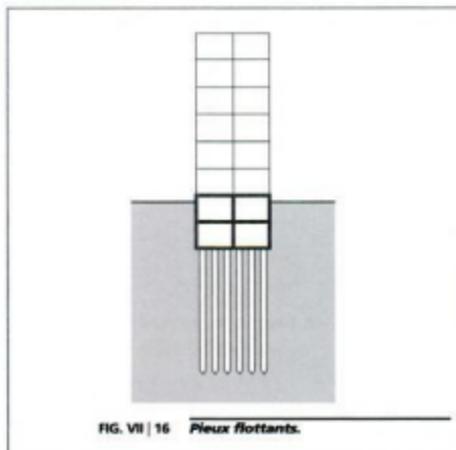


FIG. VII | 16 Pieux flottants.

Lorsque le niveau des appuis est plus bas que la surface du sol, il est nécessaire de prévoir des murs de soutènement extérieurs permettant à la construction de se déplacer librement, ou de réaliser des talus de faible pente, 2:3 au plus [FIG. VII | 19 b, c].

Afin d'éviter la sensibilité de la construction à l'action du vent, les appuis peuvent être munis d'un dispositif de blocage (fusible) prévu pour céder au-delà d'un seuil d'accélération fixé à l'avance. Le déblocage de tous les appuis doit être simultané sous peine d'introduire des effets de torsion dans le bâtiment. En outre, la «libération» du bâtiment peut engendrer des chocs qu'il convient d'éviter. Etant donné que la séquence de la libération de ces dispositifs est difficilement maîtrisable, ils sont interdits par les *Recommandations AFPS 90*. En revanche, les systèmes à raidissage progressif, sans effet de fusible, sont autorisés. Toutefois, le code *UBC 1994* rend l'emploi de dispositifs de blocage obligatoire.

Les avantages procurés par les appuis parasismiques sont appréciables :

- Le niveau de protection pouvant être obtenu est très supérieur au niveau exigé dans les règles parasismiques. Les ouvrages restent normalement opérationnels même après les séismes violents alors que la résistance des constructions non isolées peut parfois être précaire. Les dégâts aux éléments non structuraux et à l'équipement, qui représentent parfois un investissement considérable (dans le cas des hôpitaux par exemple), sont faibles ou nuls.
- La structure peut être conçue de manière à rester élastique, sans subir de déformations permanentes ou d'incursions dans le domaine postélastique. Cela évite la dégradation progressive de la construction.
- Les appuis restent en principe intacts après un séisme et sont opérationnels vis-à-vis des nouvelles secousses (répliques par exemple).
- Le calcul des bâtiments sur appuis parasismiques étant bien maîtrisé, il est plus fiable que celui des constructions habituelles susceptibles de subir des déformations postélastiques, qui font l'objet d'hypothèses approximatives.

Ces avantages sont dus aux raisons suivantes :

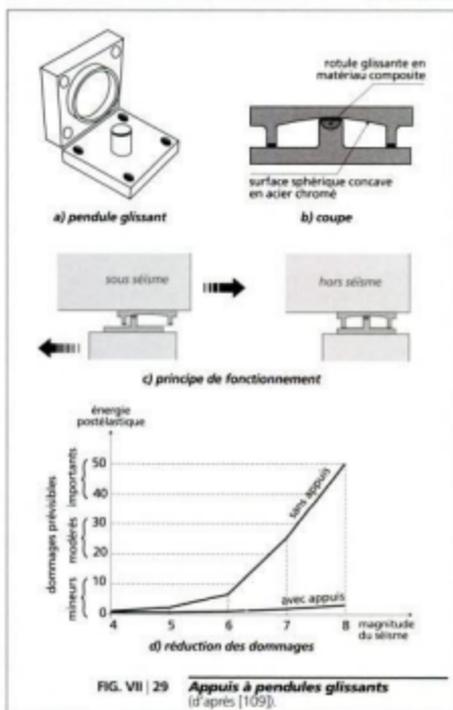
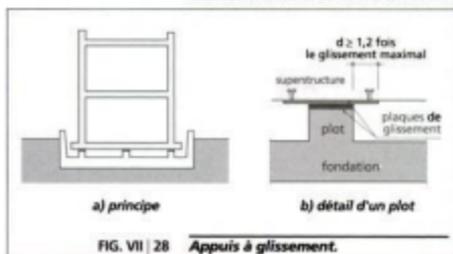
- La vitesse d'oscillation de la construction est sensiblement réduite. Or nous avons vu que les dégâts qu'elle subit lors des secousses sismiques sont en général proportionnels à la vitesse de ses déplacements.
- La période propre d'oscillation de la construction peut en général être suffisamment allongée pour éviter l'effet de résonance avec le sol. Une période propre voisine de 2 s convient le plus souvent. Les accélérations horizontales de la construction peuvent être inférieures à celles du sol, même aux étages supérieurs. L'effort tranchant à la base peut être le cinquième de celui d'un bâtiment équivalent non isolé.
- La réponse de la construction est principalement fonction des caractéristiques des appuis. La torsion due à une répartition asymétrique des éléments rigides de la superstructure est donc réduite. Lorsque leur centre de gravité est superposé avec le centre de rigidité des appuis, ce qui est souhaitable, les bâtiments en forme de L, U ou Z peuvent être réalisés dans de bonnes conditions sans joints parasismiques.
- Le découplage du sol diminue le moment de renversement, ce qui soulage les éléments porteurs verticaux et réduit les tassements différentiels.
- Les déplacements relatifs des étages sont très faibles [FIG. VII | 20].

Toutefois, l'emploi d'appuis parasismiques n'est pas sans inconvénients :

- Tous les ouvrages traversant le niveau des appuis (escaliers, ascenseurs, tuyauterie...) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations et plus particulièrement les réseaux de gaz, de protection contre l'incendie et les réseaux contenant des fluides polluants.
- Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur isolateurs nécessitent des largeurs importantes. Toutefois l'existence de tels joints est rare.
- La rigidité et la masse des bâtiments isolés ne doivent pas être modifiées par des travaux ultérieurs. Par conséquent, on ne peut transformer la structure, les cloisons, les façades ni tout autre élément lourd ou rigide sans refaire l'étude dynamique du système (le code *UBC 1994* admet dans certains cas le calcul statique).

## VII | 4 | 3 Appuis à glissement

Le système d'appuis à glissement le plus simple est composé d'une part de plaques solidaires de la superstructure et, d'autre part, de plaques fixées aux fondations [FIG. VII | 28]. Leur interface constitue le plan de glissement. Le débord de la plaque la plus grande par rapport à l'autre plaque doit être dans toutes les directions au moins égal à 1,2 fois le glissement maximal calculé dans la direction considérée et au moins égal au déplacement absolu au niveau du sol [26]. Etant donné qu'un coefficient de frottement précis est recherché, le matériau des deux séries de plaques n'est pas nécessairement le même. Par ailleurs, la dureté de la plaque la plus courte doit être



plus faible que celle de l'autre plaque afin d'éviter la formation d'empreintes en l'absence prolongée de secousses. Il convient également de s'assurer de l'uniformité et de la constance du coefficient de frottement. Celle-ci exige une parfaite planéité des plaques, l'absence de corrosion et de poussières et l'impossibilité d'adhérence d'une plaque à l'autre dans le temps.

La réponse à l'excitation sismique d'une structure reposant sur des plaques de glissement ne dépend que de sa masse et du coefficient de frottement entre les plaques. Les charges sismiques horizontales sont d'autant plus faibles que le coefficient de frottement est plus petit. Les forces horizontales transmises à la superstructure sont plafonnées aux forces de frottement entre les plaques. Des études montrent que ces forces sont peu influencées par les secousses verticales qui, alternativement, diminuent et accroissent la charge verticale agissant sur la fondation. Le non-couplage des mouvements horizontaux et verticaux est dû à la différence importante des fréquences d'oscillation dans les deux directions. Pendant un seul cycle d'oscillation horizontale, il se produit plusieurs cycles d'oscillation verticale.

Le déplacement relatif maximal des plaques lors d'un séisme est limité. N. Mostaghel et J. Tanbakuchi ont montré [96] sur modèles théoriques que pendant un tremblement de terre similaire à celui d'El Centro (Californie 1940), d'intensité IX, il ne dépasserait pas de plus de 25% le déplacement maximal du sol pour les coefficients de frottement considérés. Un cheminement important d'un seul côté de la construction ne paraît pas possible, étant donné que les mouvements sismiques sont toujours quasi symétriques et de courte durée.

L'existence d'un déplacement résiduel après l'arrêt des secousses représente parfois un inconvénient important. Un dispositif de recentrage de la construction peut être nécessaire.

Les appuis à glissement conviennent aussi bien pour les constructions sur sols durs que sur les terrains meubles, car pour les faibles coefficients de frottement des plaques, la réponse de la superstructure est indépendante du contenu fréquentiel du mouvement sismique.

Un système d'appuis à glissement performant a été conçu et breveté par Earthquake Protection Systems à San Francisco. Chaque appui est un

## VII | 5 | 1 Amortisseurs hystériques

Les amortisseurs hystériques sont des pièces réalisées en matériaux très ductiles : acier doux, plomb, alliages malléables, etc. La dissipation d'énergie est obtenue à travers les déformations plastiques auxquelles ils sont soumis lors des déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. La FIG. VII | 32 montre la différence entre l'énergie dissipée par un isolateur seul et un isolateur muni d'un amortisseur.

Les amortisseurs n'ont aucune fonction porteuse et peuvent par conséquent être dimensionnés pour avoir une déformabilité maximale. Ils peuvent supporter plusieurs centaines de cycles de déformation postélastique avant de se rompre. Il convient de trouver un compromis pour leur diamètre : son accroissement réduit les déplacements de la structure, mais les forces transmises augmentent.

Le montage des amortisseurs devrait permettre un remplacement facile. En principe, ils ne demandent pas d'entretien.

De nombreux types d'amortisseurs hystériques existent. Les plus simples consistent en des barreaux verticaux, placés entre la fondation et la superstructure. Des systèmes plus élaborés ont été également mis au point :

- **Barreaux d'acier doux**

Les barreaux sont fixés à leur base et guidés en partie haute [FIG. VII | 33] ; ils travaillent en flexion.

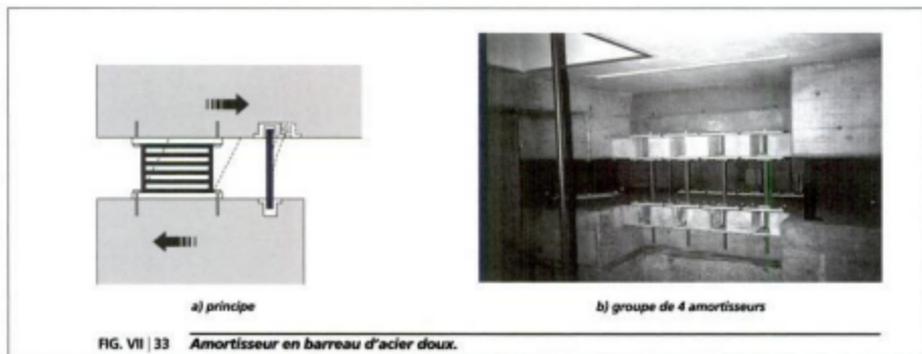


FIG. VII | 33 Amortisseur en barreau d'acier doux.

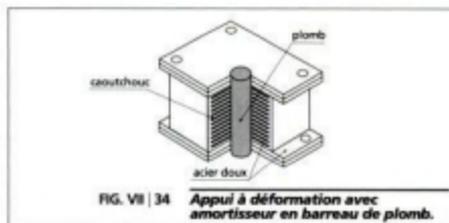


FIG. VII | 34 Appui à déformation avec amortisseur en barreau de plomb.

- **Barreaux de plomb**

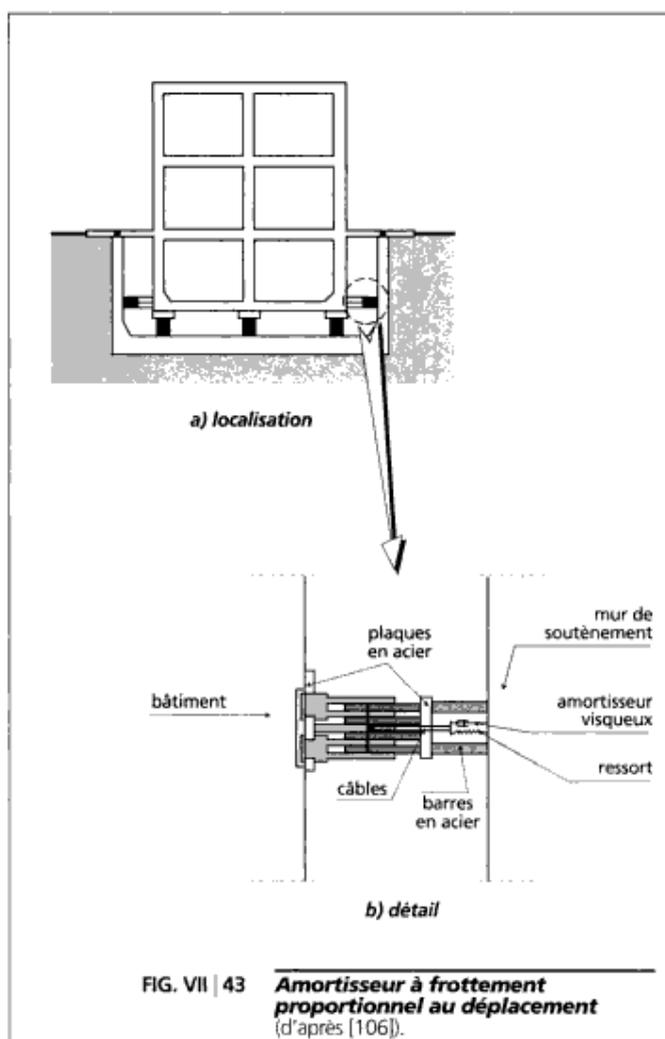
Placés au cœur d'appuis à déformation [FIG. VII | 34], ces barreaux sont sollicités au cisaillement pur. Le système est breveté en Nouvelle-Zélande, où il a été plusieurs fois utilisé. Il est très économique car les barreaux sont intégrés aux appuis et ne nécessitent par conséquent aucune sujétion supplémentaire. Toutefois, il n'est pas possible de remplacer les barreaux sans enlever les appuis. Par ailleurs, pendant les secousses, le plomb pénètre dans les couches de caoutchouc, ce qui le détériore.

- **Barres courbes en acier doux**

Ces barres, fixées à leurs deux extrémités [FIG. VII | 35], sont utilisées par paires réparties sous le bâtiment dans deux directions perpendiculaires [FIG. VII | 35 c]. Un espace relativement haut entre la fondation et la structure est nécessaire à cause de la courbure des barres. Ce système a l'avantage de résister aux soulèvements accidentels de la

des poteaux ne puissent se produire. Le glissement allonge la période propre de la structure, ce qui est en général favorable.

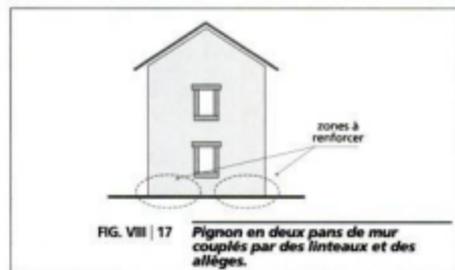
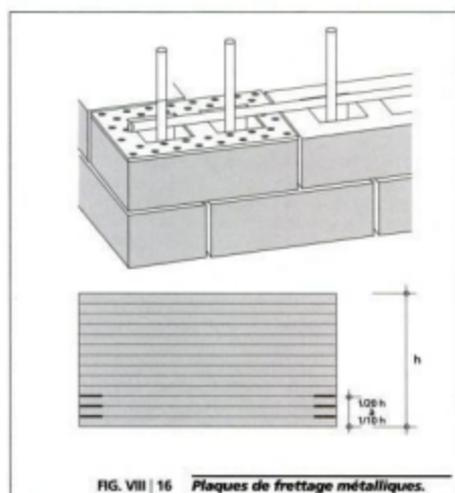
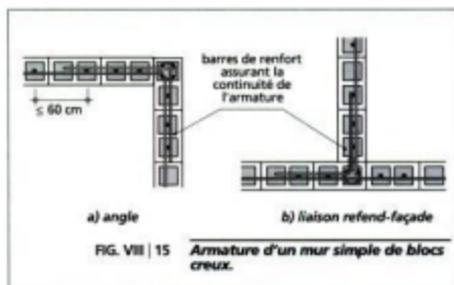
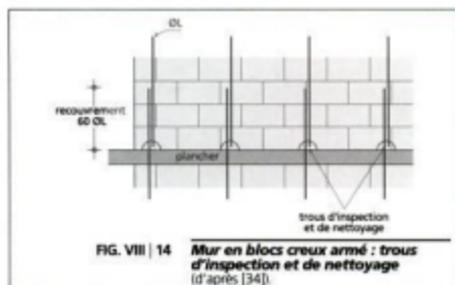
Lorsque les diagonales sont constituées de tirants ne résistant pas à la compression, il est nécessaire de les relier de manière que le glissement puisse se produire également dans la direction des diagonales détendues, celles-ci n'ayant pas une rigidité suffisante pour le déclencher à elles seules [FIG. VII | 41 b]. La force de frottement est calculée pour empêcher des glissements sous l'effet du vent ou des séismes modérés.



L'étude analytique et expérimentale réalisée par Filiatrault et Cherry <sup>[89]</sup> a montré que le cisaillement à la base des poteaux peut être réduit par ce moyen de plus de 50%. Les diminutions des sections qui en résultent sont de l'ordre de 30%. Les structures testées avec ces amortisseurs n'ont subi pratiquement aucune déformation permanente alors que celles qui en étaient dépourvues ont présenté, pour le même séisme (séisme de Taft, accélération maximale 0,9 g), des dommages très importants. La fiabilité des garnitures était toujours excellente même après 50 cycles d'oscillation. La grande capacité du système à dissiper l'énergie apparaît sur les boucles d'hystérésis du diagramme charges-déformations, qui peuvent être rectangulaires si le dispositif est fabriqué avec suffisamment de précision (faibles tolérances). Une variante de ce système [FIG. VII | 42] a été de nombreuses fois utilisée au Canada depuis 1988 pour les bâtiments neufs ainsi qu'en réhabilitation parasismique.

La FIG. VII | 43 montre un amortisseur à frottement proportionnel au déplacement, proposé par I. Tadjbakhsh et C. Lin <sup>[106]</sup>. Ce dispositif, utilisable pour les bâtiments sur appuis parasismiques, est composé de deux groupes de plaques fixées respectivement au bâtiment et à un mur de soutènement extérieur. Lors des oscillations, les plaques glissent les unes sur les autres et sont resserrées par une paire de câbles montés en série avec un amortisseur visqueux. Le serrage augmente d'une manière progressive, proportionnellement au déplacement des plaques. Afin de faciliter le recentrage, un système à ressort et amortisseur visqueux supplémentaire peut être utilisé [FIG. VII | 43 b].





doit être vibré mécaniquement et les armatures maintenues en position par des moyens adéquats. Mis à part les recouvrements, une seule barre par alvéole est admise. Par ailleurs, les recouvrements peuvent être supprimés en soudant les aciers.

Le diamètre maximal des barres est de 1/10 d'épaisseur brute du mur. Ce dernier doit être ancré à la fondation et aux planchers pour prévenir le glissement.

Les armatures horizontales peuvent être réalisées en barres à haute adhérence, en échelles ou en treillis de barres soudées ayant une largeur légèrement inférieure à celle du mur. Leur enrobage minimal est de 1,5 cm. Elles doivent être liées aux armatures verticales. Dans les angles et aux croisements des murs, la continuité des armatures doit être assurée [FIG. VIII | 15]. Il est à noter qu'un excès d'armatures horizontales peut être à l'origine d'une rupture fragile du mur.

La ductilité des murs armés en blocs creux peut être sensiblement augmentée par des platines métalliques non corrodables placées dans les zones critiques (partie basse des extrémités, FIG. VIII | 16). Il est souhaitable que les platines soient perforées pour permettre une bonne liaison avec le mortier. Leur présence assure le confinement du mortier et limite la fissuration due à la flexion du mur.

Lorsque les pignons en maçonnerie armée forment deux pans verticaux reliés par des linteaux et des allèges, le mur présente des variations importantes de rigidité [FIG. VIII | 17]. Il convient dans ce cas de renforcer l'armature dans la partie inférieure des deux pans de mur ainsi que leur ancrage à la fondation.

Pendant de fortes secousses, on observe fréquemment l'éclatement des parois des blocs creux, dû à une mauvaise adhérence du béton. L'utilisation des bétons à faible retrait ainsi qu'un vibrage soigné sont donc recommandés.

#### • Mur double de blocs creux

Pour la conception des murs doubles de blocs creux, il convient de se conformer simultanément aux dispositions concernant les murs doubles classiques (à lame d'air centrale) et les murs armés simples de blocs creux. Les murs porteurs de ce type devraient être évités dans les régions à forte sismicité.

- **Enduits**

La durabilité des murs en terre, et par conséquent leur résistance dans le temps, dépend de leur protection contre la pluie. Celle-ci est parfois obtenue par des avancées de toiture. Il est cependant préférable de revêtir les façades d'un enduit à la chaux ou d'un enduit bâtard (ciment + chaux).

## VIII | 1 | 5 **Maçonnerie en pierre : dispositions complémentaires**

La maçonnerie en pierre de taille offre la meilleure résistance. Elle doit être traitée comme la maçonnerie en blocs de béton. Quant à la pierre non taillée ou prétaillée, une observation scrupuleuse des règles de bonne construction s'impose :

- Les pierres utilisées doivent être propres, saines et non gélives (non capillaires) ; il convient de les mouiller avant la pose.
- Les pierres sédimentaires doivent être posées sur leur lit et non pas en délit.
- Le mur en pierre doit former une masse aussi homogène que possible, obtenue par l'enchevêtrement des pierres. Le nombre de pierres traversantes devrait être important : une pièce sur quatre au moins. Si des pierres de cette dimension ne sont pas disponibles, des armatures transversales peuvent être utilisées (épingles de 8 ou 10 mm de diamètre). Dans tous les cas, il est souhaitable que les pierres soient de dimensions semblables et possèdent des faces parallèles. On évitera les pierres pointues, incurvées, irrégulières ou en forme de coin. De même, les pierres très plates ne conviennent pas.
- Un enrobage correct des pierres par un mortier de bonne qualité est indispensable (mortier bâtard : 25% de ciment et 75% de chaux). L'épaisseur optimale des joints horizontaux et verticaux est de 3 cm. La résistance des joints trop minces (inférieurs à 2 cm) ou trop épais (supérieurs à 4 cm) est faible.
- L'épaisseur minimale brute des murs est de 40 cm. Les murs trop épais devraient également être évités (50 cm ou plus).
- Il est recommandé de prévoir au moins un chaînage horizontal intermédiaire entre les planchers.

## VIII | 2 **Constructions en bois**

### VIII | 2 | 1 **Dispositions générales**

Les constructions en bois correctement conçues sont en général peu meurtrières lors des tremblements de terre. Leur destruction totale est rare. Grâce à leur légèreté, elles ne donnent lieu qu'à des forces d'inertie faibles et leur amortissement est relativement grand.

Le matériau bois est résilient et supporte donc bien les chocs et les vibrations. Dans la direction des fibres, il résiste bien à la traction et à la compression et par conséquent aussi à la flexion. Son rapport résistance / masse volumique est meilleur que celui de l'acier (dans la direction des fibres).

La rigidité et la résistance du bois ne sont pas affectées, à la différence de ses assemblages, par les charges cycliques. En régime dynamique, sa résistance est d'environ 25% supérieure à celle observée sous charge statique. Vis-à-vis des sollicitations dont la durée ne dépasse pas quelques secondes, ce qui est le cas des sollicitations d'origine sismique, la résistance du bois peut même doubler. Les éléments porteurs en bois sont facilement réparables avec des résines epoxydiques même après avoir été proches de la rupture. Ajoutons que le bois résiste bien à l'ambiance corrosive.

Cependant, le bois présente également un certain nombre d'inconvénients. Perpendiculairement aux fibres, sa résistance à la compression et à la traction est très faible. Sauf en compression (notamment transversale), il n'est pas ductile. Les éléments en bois doivent donc être dimensionnés généreusement de manière à rester toujours élastiques lors du séisme dont on entend se protéger. Leur rupture est du type fragile.

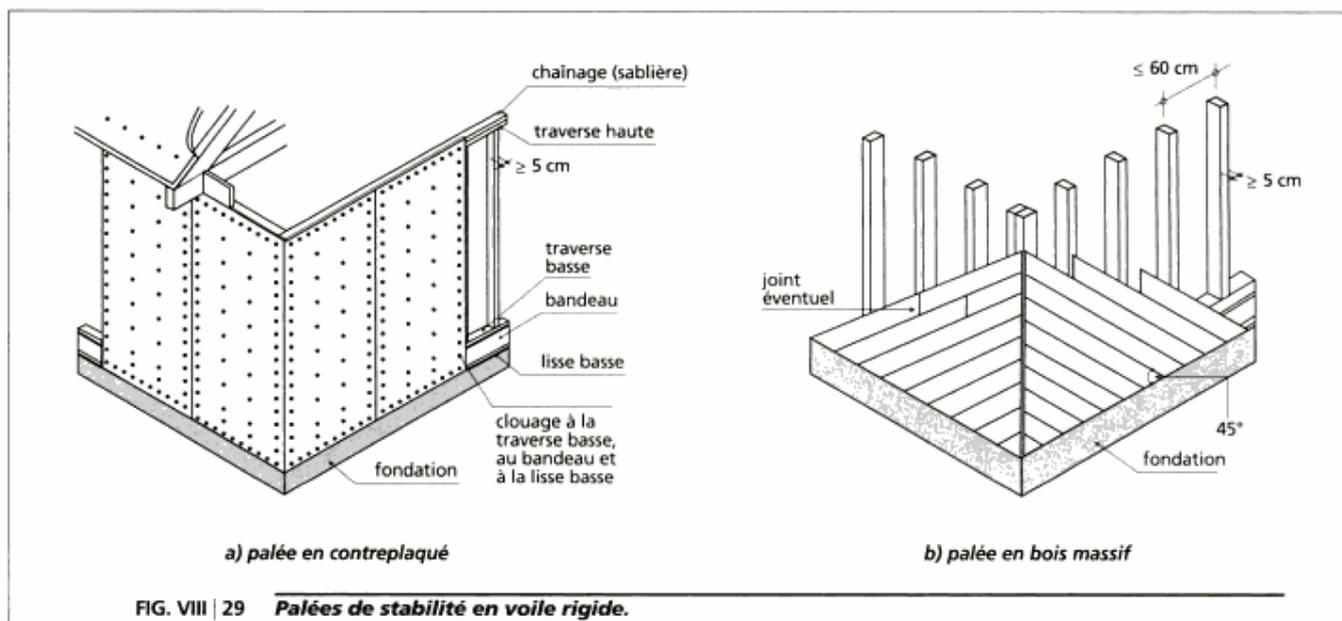


FIG. VIII | 29 Palées de stabilité en voile rigide.

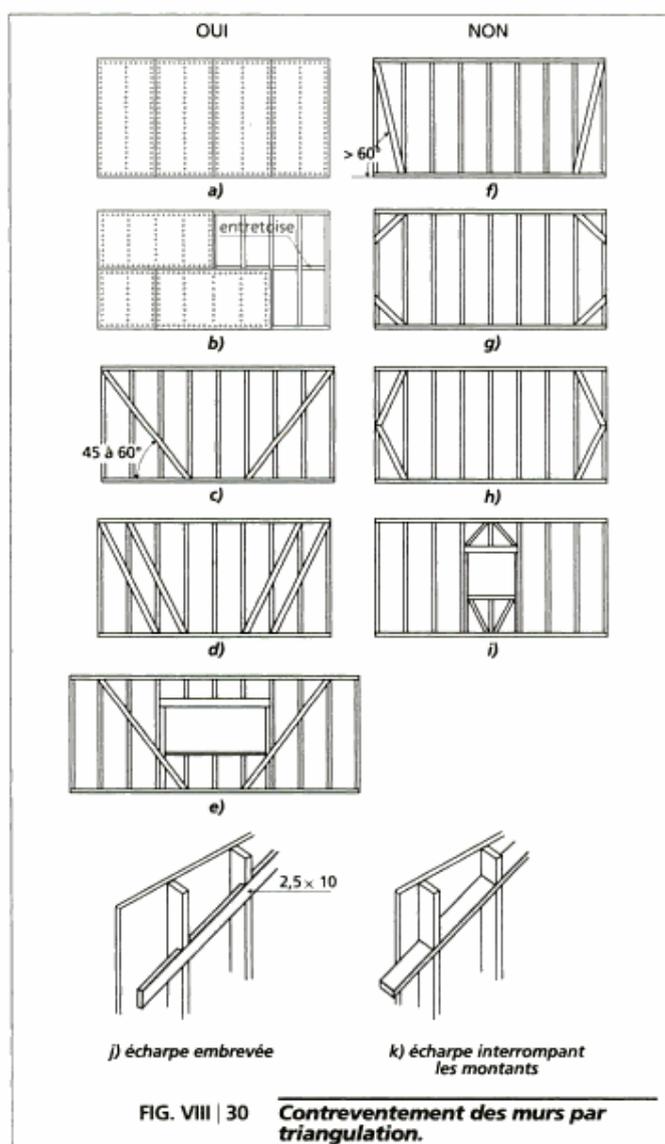


FIG. VIII | 30 Contreventement des murs par triangulation.

La rigidité des palées peut être considérablement augmentée si on réalise une voile double, en deux couches superposées ou placées sur les deux faces du panneau. Les joints, ainsi que le sens de pose des panneaux superposés, doivent être alternés.

L'ossature supportant un voile rigide ne comporte généralement pas de diagonales de contreventement (écharpes). Si celles-ci sont prévues en plus, une amélioration importante de leur résistance est obtenue. L'emploi d'écharpes est fortement conseillé pour les murs recevant un voile en panneaux de fibres, dont la rigidité est faible. Il est préférable de les placer près des ouvertures [FIG. VIII | 30 e]. La pente des diagonales devrait être comprise entre 45° et 60° pour éviter des efforts trop importants sous l'action sismique horizontale. Cela implique que les diagonales croisent plusieurs montants [FIG. VIII | 30 c, d, e]. Des essais montrent que les panneaux à diagonales embrevées dans les montants [FIG. VIII | 30 j] sont plus résistants et plus rigides que ceux dont les montants sont interrompus par les diagonales [34] [FIG. VIII | 30 k].

Les écharpes courtes [FIG. VIII | 30 g, h, i] devraient être évitées. Elles sont moins efficaces que les diagonales reliant la traverse haute à la traverse basse et soumettent les montants à des efforts de cisaillement additionnels.

Les linteaux, qui provoquent le même phénomène, doivent être en appui sur des montants afin de transmettre correctement les efforts [FIG. VIII | 27, VIII | 30 e]. Ceci conduit à les doubler. Il importe que la rigidité des linteaux soit suffisante pour que les menuiseries ne soient pas mises en charge.

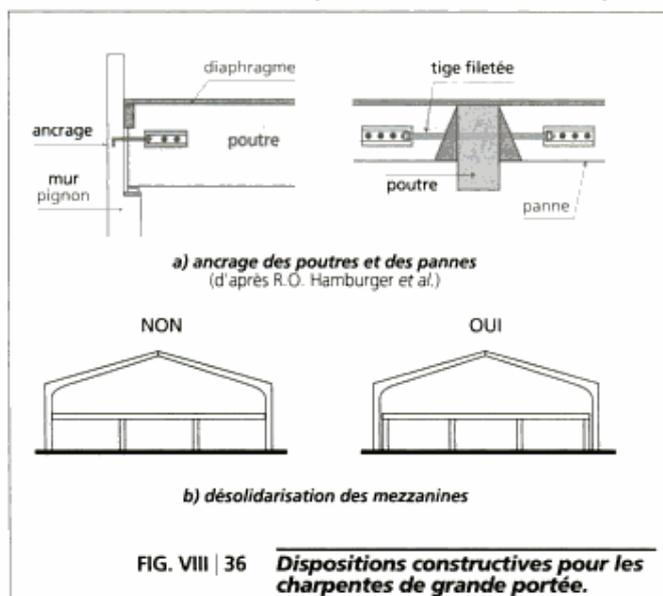
Les traverses basses des palées de stabilité reposant sur un plancher (plancher haut du rez-de-chaussée, plancher sur vide sanitaire), doivent toujours être supportées par une solive ou, lorsqu'elles sont placées dans l'autre direction, par une entretoise de même section [FIG. VIII | 31].

## VIII | 2 | 4 Charpentes de grande portée

Les points faibles des structures de grande portée en zone sismique ont déjà été évoqués. Elles sont sensibles aux secousses verticales et peuvent subir des tassements différentiels notables. En l'absence d'études expérimentales de leur comportement sous l'action sismique, le concepteur de projet est conduit à se baser sur la connaissance du comportement des ossatures de portées courantes.

Afin de favoriser le bon comportement de ces constructions vis-à-vis des charges sismiques, dans la mesure du possible, les principes suivants devraient être observés :

- opter pour une structure légère ;
- éviter les éléments exerçant des poussées importantes sur les appuis ;
- éviter les grands porte-à-faux ;
- éviter les structures vulnérables aux charges verticales alternées ;
- opter, s'il y a lieu, pour une structure qui tolère des mouvements différentiels des appuis ;
- opter pour des systèmes possédant une bonne capacité à dissiper l'énergie ;
- solidariser efficacement les divers composants de la charpente [FIG. VIII | 36 a] ;
- dissocier les mezzanines éventuelles de la structure principale [FIG. VIII | 36 b] ;
- dans le cas des charpentes en bois lamellé-collé, éviter tout sciage en biais des fibres tendues ; les planchettes doivent toujours être parallèles à ces fibres, y compris dans les tronçons courbes.



- Structures en arcs

Les arcs sont des structures non dissipatives et produisent des poussées importantes, plus particulièrement les arcs à 3 articulations. En revanche, l'élasticité des arcs favorise le stockage d'énergie.

Les poussées latérales, qui se combinent avec les forces dues aux séismes, sont délicates à équilibrer. Dans ce but, les culées des arcs doivent être reliées directement par des longrines ou par une ceinture périphérique. Un dallage, armé en conséquence, peut également jouer le rôle de tirant [FIG. VIII | 37 a].

Les arcs portés par des éléments verticaux (poteaux ou murs) nécessitent des tirants possédant un minimum de résistance à la compression. Ils ne peuvent pas être conseillés pour les zones sismiques, car la mise en compression de leur tirant par rapprochement d'appuis peut difficilement être empêchée.

Les arcs à 3 articulations conviennent aux situations où des tassements différentiels importants sont à craindre (sol médiocre, très grandes portées...), car ils s'adaptent à des déplacements d'appuis. Toutefois, toute rupture ou plastification conduit à leur ruine, car ils sont isostatiques. Il convient donc de les dimensionner généreusement.

Les arcs à 2 articulations sont hyperstatiques et possèdent une certaine ductilité en raison du « bras de levier » qui sépare l'axe de leurs articulations des boulons fixant le pied de l'arc. Des déformations inélastiques y sont possibles [FIG. VIII | 37 a].

- Structures en portiques

Pour les grandes portées, les charpentes en portiques dissipatifs apparaissent comme les plus favorables à la résistance aux séismes. Les portiques cloués en treillis (éventuellement avec des diagonales en acier), en caissons ou en planchettes [FIG. VIII | 37 b], très légers et dissipatifs, conviennent très bien à condition d'éviter, par un dimensionnement adéquat, la rupture des pièces en bois avant la plastification des clous.

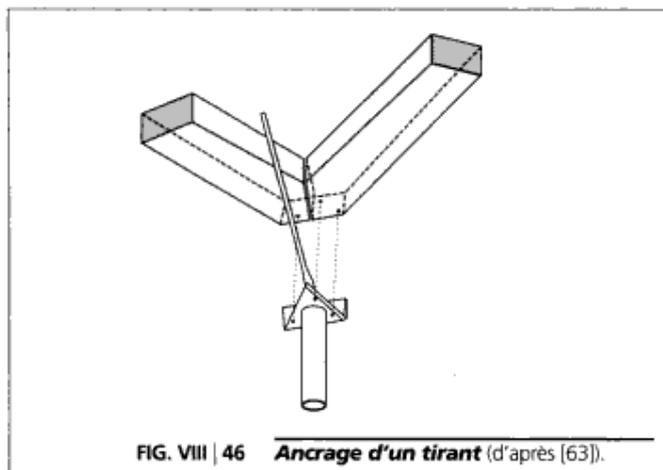


FIG. VIII | 46 **Ancrage d'un tirant** (d'après [63]).

son support par des attaches non fragiles. La FIG. VIII | 43 montre une coupole nervurée en bois de 91 m de portée, réalisée à Bozeman (Etats-Unis).

- **Voiles à double courbure inverse**

Les courbures de sens inverses confèrent aux voiles minces une excellente rigidité de forme et permettent donc une économie de matière et par là celle de poids.

Le voile est constitué de deux ou plusieurs couches de planches croisées et collées aux poutres de rive [FIG. VIII | 44].

L'efficacité de la liaison avec les rives est primordiale pour la tenue du voile aux séismes. Pour des portées supérieures à 10 m, il est souhaitable d'utiliser des voiles nervurés.

Les coques à double courbure inverse prennent le plus souvent la forme d'un segment de paraboloïde hyperbolique à rives droites ou courbes. En région sismique, leur stabilité d'ensemble doit être assurée par des poteaux intégrés aux façades [FIG. VIII | 45]. Les rives en porte-à-faux sont à éviter. Les culées doivent être reliées par des longrines qui équilibrent les poussées latérales. Lorsque la coque est sur appuis verticaux, il est nécessaire de reprendre ces poussées par des tirants [FIG. VIII | 46].

## VIII | 3 Constructions en béton armé

### VIII | 3 | 1 Caractéristiques générales

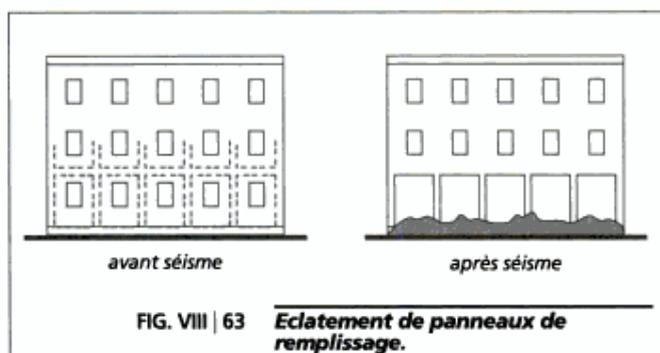
Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre majeurs, plus particulièrement les ossatures en portiques. Ces dégâts sont dus en général à une conception architecturale incorrecte du point de vue parasismique, à un ferrailage inadéquat, à une mauvaise qualité d'exécution ou le plus souvent à plusieurs de ces causes. Lorsque les règles de conception parasismique ainsi que les prescriptions courantes sont rigoureusement respectées, les structures en béton armé présentent un comportement aux séismes tout à fait satisfaisant. Il convient cependant d'accepter des déformations postélastiques qui provoquent des détériorations locales du béton et nécessitent par conséquent des réparations structurales après les séismes violents. La sécurité d'ensemble est à ce prix. Une démarche visant à supprimer ce phénomène entraînerait dans la plupart des cas des coûts hors de proportion avec la valeur de l'édifice.

Le béton permet la réalisation de structures rigides, limitant les dégâts aux éléments non structuraux, mais il possède trois défauts majeurs : résistance à la traction négligeable, fragilité et rapport résistance / masse volumique faible.

La résistance à la traction ainsi qu'un certain degré de ductilité sont conférés au béton par l'armature. Il faut cependant éviter les bétons de faible résistance à la compression (inférieure à 220 daN/cm<sup>2</sup> à 28 jours), de même que les bétons à haute résistance (supérieure à 450 daN/cm<sup>2</sup>) à comportement de type fragile sous grandes déformations cycliques.

Le béton doit être fabriqué avec le minimum d'eau nécessaire à l'hydratation du ciment. Les bétons trop liquides adhèrent moins bien aux armatures et leur résistance est plus faible. L'observation de ce principe est impérative, même si la mise en place d'un béton épais est moins aisée. Il faut évidemment s'assurer que toutes les armatures soient correctement enrobées. Dans le cas du béton projeté, la dimension des agrégats ne doit pas dépasser 19 mm [45].

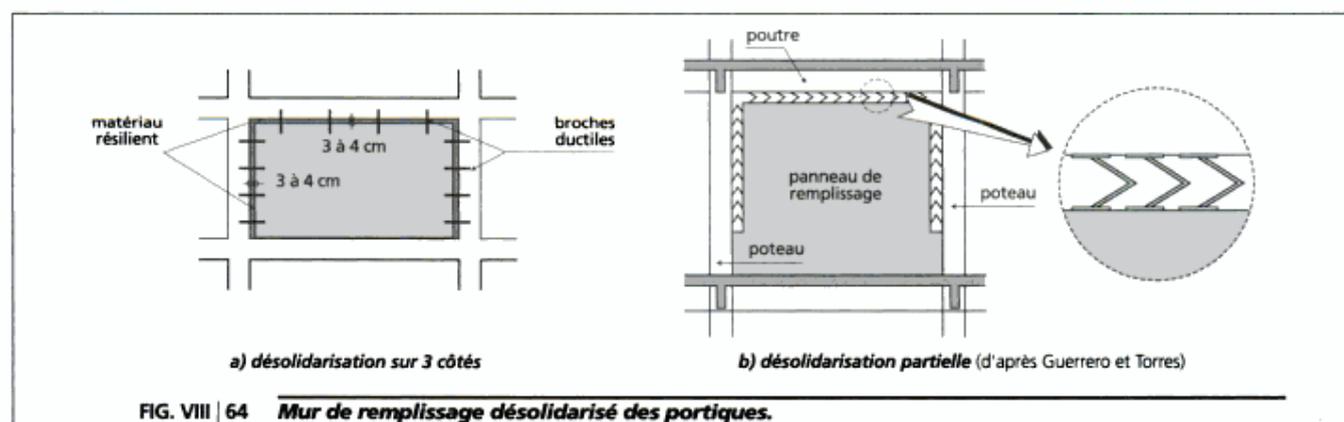
Une attention spéciale doit être apportée aux surfaces de reprise de bétonnage. Celles-ci réduisent la résistance du béton au cisaillement. Les surfaces lisses et planes sont à proscrire. La présence de rugosité, d'indentations et d'armatures de couture améliore par contre considérablement leur tenue.



Dans d'autres cas, notamment en rez-de-chaussée, les panneaux de remplissage peuvent éclater brutalement, libérant de ce fait les portiques [FIG. VIII | 63]. La construction se comporte par la suite comme une boîte rigide sur un rez-de-chaussée flexible [FIG. VI | 15 a]. Pour survivre, elle doit stocker et dissiper une quantité élevée d'énergie cinétique, celle qui correspond à la présence d'un rez-de-chaussée rigide avant la rupture, diminuée de la part dissipée par la destruction, ce qui est rarement possible. Dans la deuxième démarche, les panneaux de remplissage sont mécaniquement découplés (désolidarisés) de l'ossature sur trois côtés de sorte à permettre des mouvements libres de l'ordre de 3 à 4 cm [FIG. VIII | 64 a]. Ceci implique l'emploi de goujons assurant la stabilité du remplissage vis-à-vis des charges perpendiculaires aux panneaux, ainsi qu'un curage soigné de bavures de mortier et de plâtre. L'espace entre la maçonnerie et les portiques doit être rempli avec un matériau résilient et durablement non rigide, capable d'assurer l'isolation phonique et la protection contre la propagation de feu. La FIG. VIII | 64 b montre une variante à cette solution, proposée par Guerrero et Torres<sup>[3]</sup>, où on utilise une bande périphérique en métal. La bande assure la désolidarisation et joue le rôle d'amortisseur permettant de dissiper une partie de l'énergie communiquée au panneau.

Dans les cas où un degré de coupe-feu élevé de la paroi est exigé, l'option de panneaux désolidarisés paraît difficile à réaliser. Dans tous les cas, il s'agit de solutions coûteuses, à la mise en œuvre délicate, dont la fiabilité dans le temps n'est pas connue.

On voit qu'aucune solution n'est tout à fait satisfaisante. L'emploi des systèmes en portiques de béton armé avec des murs de remplissage en maçonnerie dans les régions où la sismicité est importante est donc déconseillé. Dans ces régions, il est préférable d'opter pour un système en voiles ou pour un système mixte portiques-voiles.



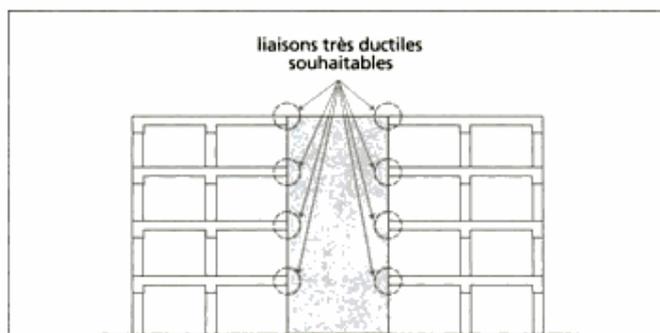


FIG. VIII | 75 **Portiques associés à un noyau central.**

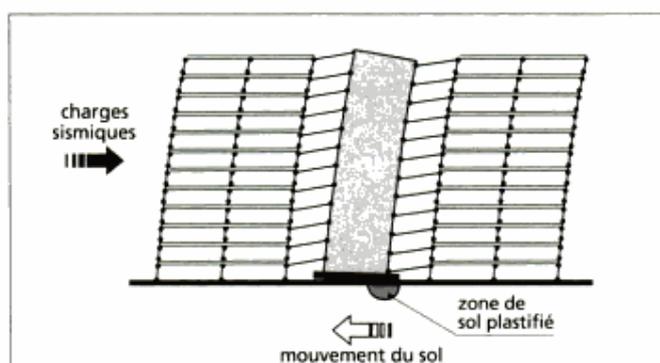


FIG. VIII | 76 **Soulèvement autorisé du noyau central** (d'après [69]).

proposent d'admettre le soulèvement du noyau central lors des secousses violentes et de découpler ainsi partiellement la construction des mouvements du sol [FIG. VIII | 76]. L'étude réalisée par Huckelbridge et Ferencz [65] montre que la réduction des charges sismiques à la base du bâtiment peut ainsi atteindre 50% et que la demande de ductilité dans les éléments d'ossature est sensiblement diminuée. On observe également une dissipation d'énergie accrue par interaction sol-structure, ainsi qu'un allongement de la période propre du mode fondamental d'oscillation. Il faut cependant s'assurer que le balancement du noyau n'entraîne pas de déformations plastiques excessives du sol, voire sa liquéfaction. Il peut être nécessaire de le consolider ou de lui substituer une couche de gros graviers sur un mètre de profondeur au moins. Cette dernière solution élimine la pression d'eau interstitielle et permet une injection de béton après un séisme majeur.

Les ossatures sans noyau, comportant des voiles alternés avec des files de portiques, présentent également un avantage : les portiques contribuent en partie à la résistance de la structure vis-à-vis des charges latérales dès le début du séisme. Il est souhaitable que les rigidités de tous les voiles soient comparables.

## VIII | 3 | 5 Systèmes poteaux-dalle

Les systèmes poteaux-dalle ne comportent pas de retombées de poutres et autorisent donc des hauteurs d'étage plus faibles. Les portées sont toutefois limitées afin de préserver une rigidité suffisante des planchers-diaphragmes. Celle-ci peut être augmentée par une postcontrainte de la dalle [FIG. VIII | 84 b]. Il est par ailleurs souhaitable de prévoir une poutre de rive périphérique armée pour la torsion et/ou un encorbellement de la dalle ; celui-ci améliore la ductilité des nœuds extérieurs.

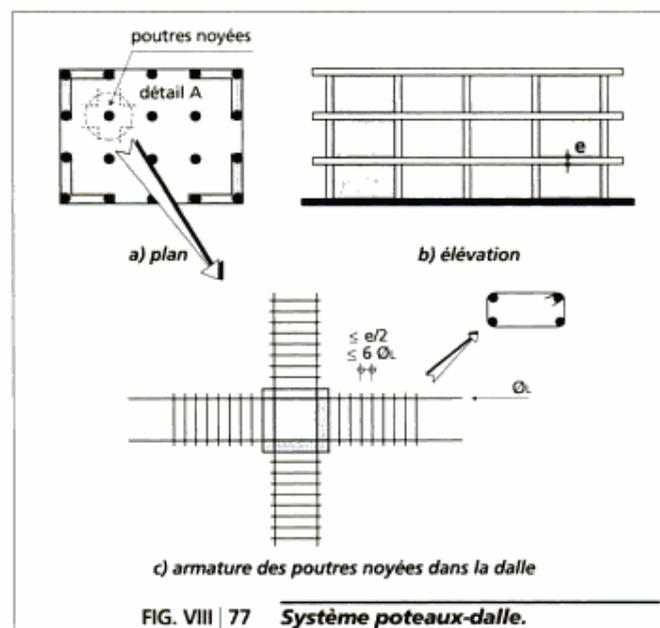


FIG. VIII | 77 **Système poteaux-dalle.**

Dans les régions sismiques, la stabilité latérale de ces structures devrait être assurée par des voiles de béton armé symétriquement disposés [FIG. VIII | 77 a], la résistance des liaisons entre les poteaux et la dalle n'étant pas suffisante pour produire l'effet de portique.

Malgré la présence de palées de stabilité, ces liaisons sont sollicitées par des moments fléchissants et doivent donc être ductiles. On observe que la solution consistant à réaliser un frettage dense des poutres «noyées» au voisinage des têtes des poteaux [FIG. VIII | 77 c] est meilleure que l'utilisation des platines de répartition métalliques. Un tel frettage est impératif également aux extrémités des poteaux (y compris dans l'épaisseur de la dalle).

Etant donné la faiblesse des liaisons, le système poteaux-dalle est à déconseiller en zone sismique. De telles constructions se sont souvent effondrées lors de séismes majeurs (en Arménie en 1988 par exemple).

considérablement augmentée par la postcontrainte [FIG. VIII | 90 a]. Sous charge latérale, les colonnes de panneaux se comportent alors comme un faisceau de consoles encastées dans le sol [FIG. VIII | 90 b].

• **Joints verticaux**

Les joints verticaux dissipatifs sont de deux types : joints ductiles et joints à glissement. Dans les *joints ductiles*, la dissipation d'énergie s'effectue grâce aux déformations plastiques du béton de clavetage. Les rives des panneaux doivent être impérativement crantées et les aciers en attente former des boucles [FIG. VIII | 91]. Les assemblages à boucles présentent en effet un comportement nettement meilleur que ceux en barres droites soudées. Grâce à leur grande adaptation plastique, ils dissipent davantage d'énergie et peuvent supporter des charges plus grandes. Une armature longitudinale est également nécessaire (1 à 2% de la section du joint). Les crans permettent la formation de bielles résistantes dans le béton [FIG. VIII | 92]. Il convient de réaliser des joints larges ; les joints étroits s'avèrent moins efficaces. Les joints larges impliquent l'emploi d'un coffrage.

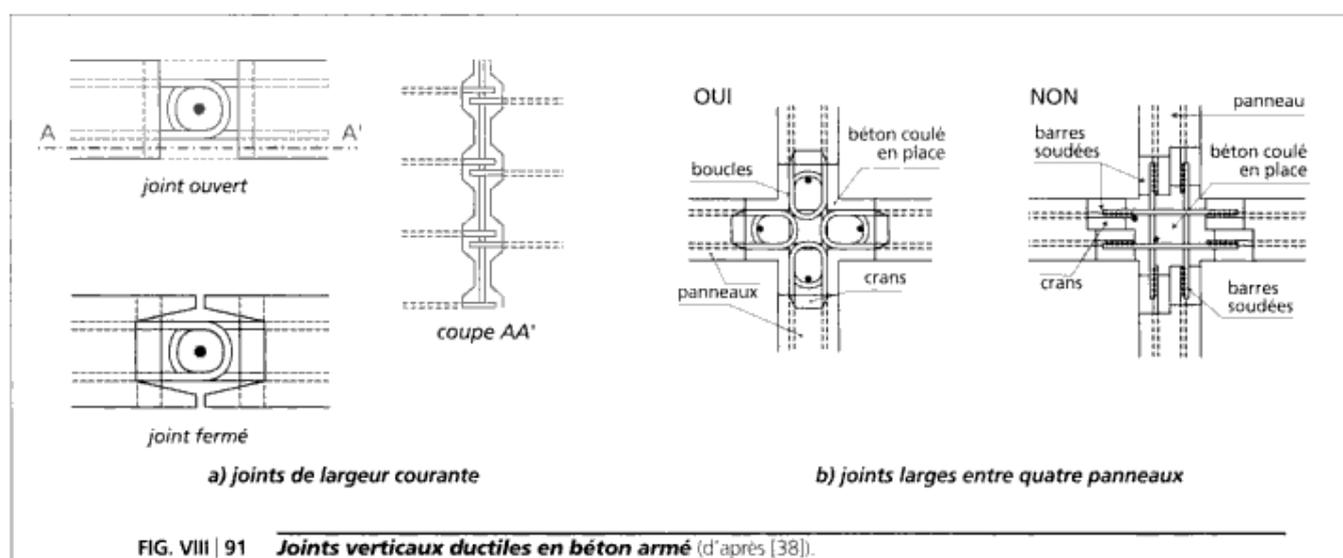


FIG. VIII | 91 **Joints verticaux ductiles en béton armé** (d'après [38]).

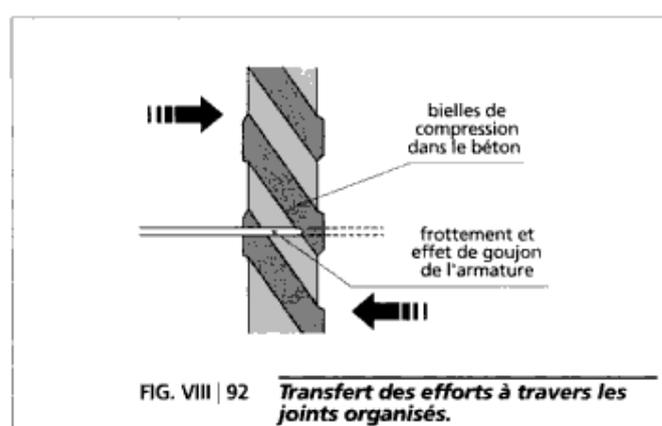


FIG. VIII | 92 **Transfert des efforts à travers les joints organisés.**

Les *joints à glissement*, boulonnés, sont réalisés à sec. Le boulonnage s'effectue à travers des trous oblongs qui autorisent un glissement limité et par conséquent des déplacements relatifs des panneaux [FIG. VIII | 93]. La longueur des trous est déterminée en fonction du niveau de dissipation d'énergie souhaité.

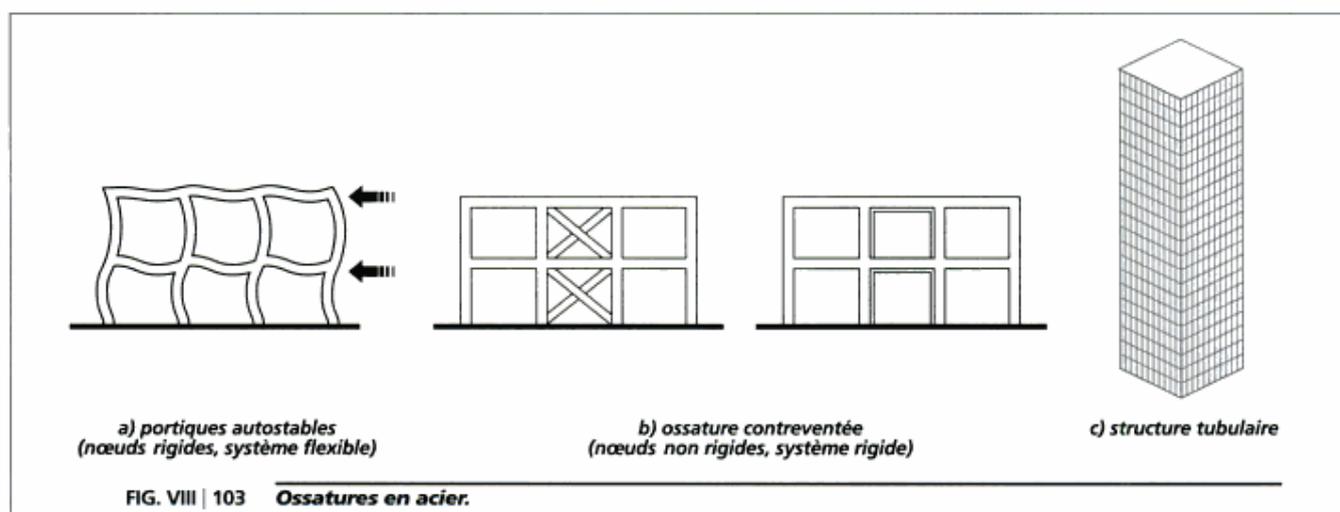
Les essais effectués par A.S. Pall et C. March [70] montrent que le joint de la FIG. VIII | 93 permet une réduction importante des forces et des contraintes. Celles-ci sont par ailleurs égalisées sur la hauteur du bâtiment [FIG. VIII | 94]. Le dispositif travaille donc comme un amortisseur à frottement pouvant dissiper jusqu'à 25% de l'énergie fournie. Il ne se produit pas de dégradation des joints comme c'est

le cas des assemblages en béton armé. Comme conséquence du glissement des joints, la période propre du bâtiment est allongée, ce qui est généralement favorable. L'élasticité des panneaux permet à la structure de retrouver, après le séisme, sa géométrie initiale. La construction conserve sans réparations structurales sa capacité à résister aux séismes futurs.

La solution à joints verticaux non dissipatifs peut également être utilisée. Cette démarche convient davantage pour les zones à faible sismicité. Les joints en béton armé semblent dans ce cas préférables aux assemblages à sec, réalisés au moyen de platines et cornières en acier [FIG. VIII | 95]. Dans cette dernière solution, la transmission

Nous avons vu que la ruine des éléments de structure en acier se produit souvent par instabilité de forme, avant que leur capacité de résistance soit épuisée. Pour cette raison, les règles parasismiques (*Règles PS 92, Eurocode 8*) précisent les valeurs maximales du rapport largeur/épaisseur des parois d'une section ( $b/t$ ). Le respect de ces valeurs est essentiel pour conserver la ductilité de la structure et donc son caractère dissipatif. Par ailleurs, le maintien latéral des éléments de franchissement doit être assuré par des entretoises, contrefiches, bracons, etc., plus particulièrement dans les zones de formation de rotules plastiques.

Il est également très important d'assurer la protection contre la corrosion des pieds de poteaux. Lorsque les plaques d'assise ne sont pas accessibles à l'entretien, un mastic étanche doit empêcher toute infiltration entre les poteaux et le sol. Un pied de poteau rouillé peut compromettre la stabilité de la construction en cas de séisme.



### • Assemblages

Au plan mécanique, les assemblages peuvent être rigides ou articulés. A la différence des structures en bois, l'emploi des assemblages semi-rigides n'est pas autorisé pour les charpentes métalliques. Les assemblages doivent être ductiles. Un manque de ductilité aux endroits où les propriétés mécaniques des éléments d'ossature changent brusquement, comme c'est le cas des nœuds, peut avoir pour conséquence une rupture fragile, donc prématurée, avant que les zones dissipatives aient pu «fonctionner».

Les techniques d'assemblage courantes peuvent être utilisées dans la construction parasismique : soudage, boulonnage, ou une combinaison de ces procédés [FIG. VIII | 104]. Les *assemblages entièrement soudés*, réalisés par cordon de soudure à pleine pénétration, présentent le meilleur comportement grâce à leur ductilité et une meilleure continuité mécanique. Toutefois, en cas d'une exécution médiocre, il existe un danger d'éclatement fragile lors d'une secousse violente ou lors d'un choc, notamment si les pièces soudées sont épaisses. Il est recommandé de ne pas souder sur chantier des éléments ayant une épaisseur supérieure à 25 à 30 mm.

Des essais de résistance des assemblages ont montré que les joints soudés bout à bout permettent une plus grande dissipation d'énergie que les joints à soudure d'angle. Pour ceux-ci, un cordon plat ou concave est préférable à un cordon bombé. Toute discontinuité de soudure est à proscrire, car elle produit un effet d'entaille qui présente un danger d'amorçage de rupture fragile. De même, il faut éviter les soudures transversales sur une semelle tendue et les concentrations de soudures.

L'exécution des soudures sur le chantier, à éviter au maximum, doit être particulièrement soignée et qualifiée. La conception des assemblages doit permettre l'exécution de chaque soudure dans de bonnes conditions d'accessibilité, sans être conduit à effectuer les dernières sur des pièces entièrement bridées. Les règles françaises de calcul des constructions en acier CM 66 précisent qu'il «est parfois préférable de disposer une soudure à un emplacement où elle engendrera des efforts secondaires limités, si cela permet de l'exécuter dans de bonnes conditions, plutôt que de la situer

VIII | 4 | 4 **Ossatures contreventées**

Les structures contreventées de manière traditionnelle sont beaucoup plus rigides et moins ductiles que les ossatures autostables. Elles mobilisent donc des charges sismiques plus importantes. En contrepartie, elles sont moins déformables, ce qui réduit les dommages aux éléments non structuraux. Toutefois, des systèmes de contreventement spécialement adaptés aux zones sismiques ont été mis au point.

Le contreventement des structures en acier est en général assuré par des palées triangulées, par des murs en maçonnerie ou par des voiles en béton armé. Quant aux poteaux des ossatures contreventées, le code américain *UBC 1994* exige qu'ils soient assemblés dans le tiers central de leur hauteur et non pas dans les nœuds.

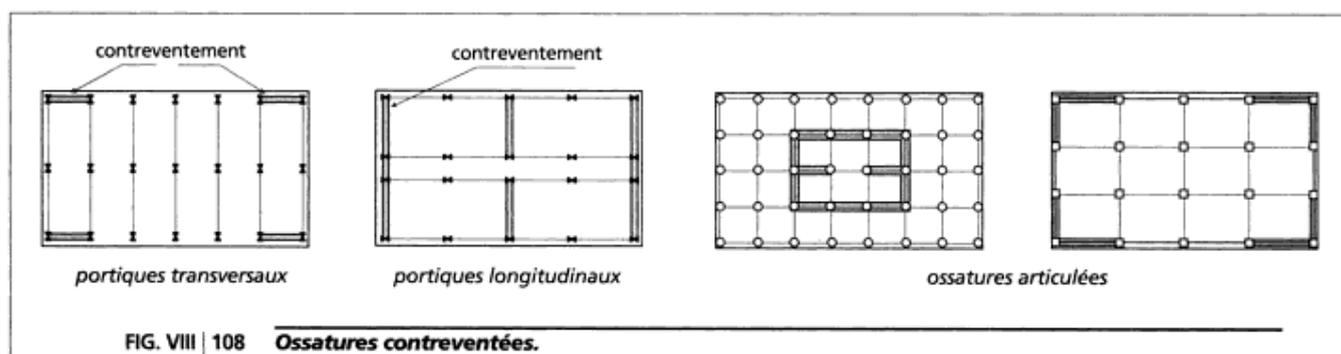


FIG. VIII | 108 **Ossatures contreventées.**

- **Contreventement triangulé**

Les palées triangulées conviennent le mieux pour les constructions de hauteur faible ou moyenne. Dans le cas des bâtiments élevés, les sections requises pour les pièces diagonales sont en général trop importantes. La triangulation des palées peut prendre plusieurs formes [FIG. VIII | 109].

- Le *contreventement par tirants* [FIG. VIII | 109 a] dissipe relativement peu d'énergie car sous l'effet des compressions et des tractions alternées, les tirants subissent une dégradation rapide de leur rigidité. Cela est particulièrement vrai pour les tirants en profilés L et T. Si les tirants sont croisés, il est nécessaire de les solidariser pour prévenir leurs battements lors des renversements d'efforts. Les barres continues sont préférables à celles qui sont interrompues par un gousset. Cela évite des dommages aux têtes des barres, ainsi qu'au gousset.

La dissipation d'énergie doit s'effectuer par plastification des tirants avant que des rotules plastiques ne puissent apparaître dans les autres éléments de l'ossature ou dans les assemblages.

La rupture des tirants dissipe également de l'énergie et leur remplacement est relativement facile. D'un autre côté, cette rupture a généralement pour conséquence une distribution asymétrique des palées restées intactes. La construction est alors soumise à une torsion d'axe vertical. Notons que la dissipation d'énergie par ce type de contreventement peut être considérablement accrue par des amortisseurs à frottement placés au croisement des tirants (cf. paragraphe VII | 5 | 3).

Une autre solution, plus dissipative, consiste à opter pour des diagonales croisées rigides dont le comportement sous séisme est nettement meilleur que celui des tirants flexibles [FIG. VIII | 109 b]. Ce système s'apparente au contreventement en V. Les diagonales peuvent éventuellement être réalisées en tubes creux remplis de béton, ce qui améliore notablement leur résistance au flambage.

- Le *contreventement en V* [FIG. VIII | 109 c] est constitué de barres rigides et dissipe donc de l'énergie en traction et en compression, obligatoirement avant la plastification des autres parties de l'ossature. Dans les assemblages, les axes des éléments de l'ossature et du contreventement doivent être strictement concourants ; les poutres ne doivent pas être interrompues. Les assemblages sont en général articulés [FIG. VIII | 104 b]. Toutefois, les liaisons rigides (encastrées) du contreventement avec l'ossature [FIG. VIII | 104 a] présentent un meilleur comportement sous séisme et deviennent quasi inévitables dans le cas des bâtiments tours.

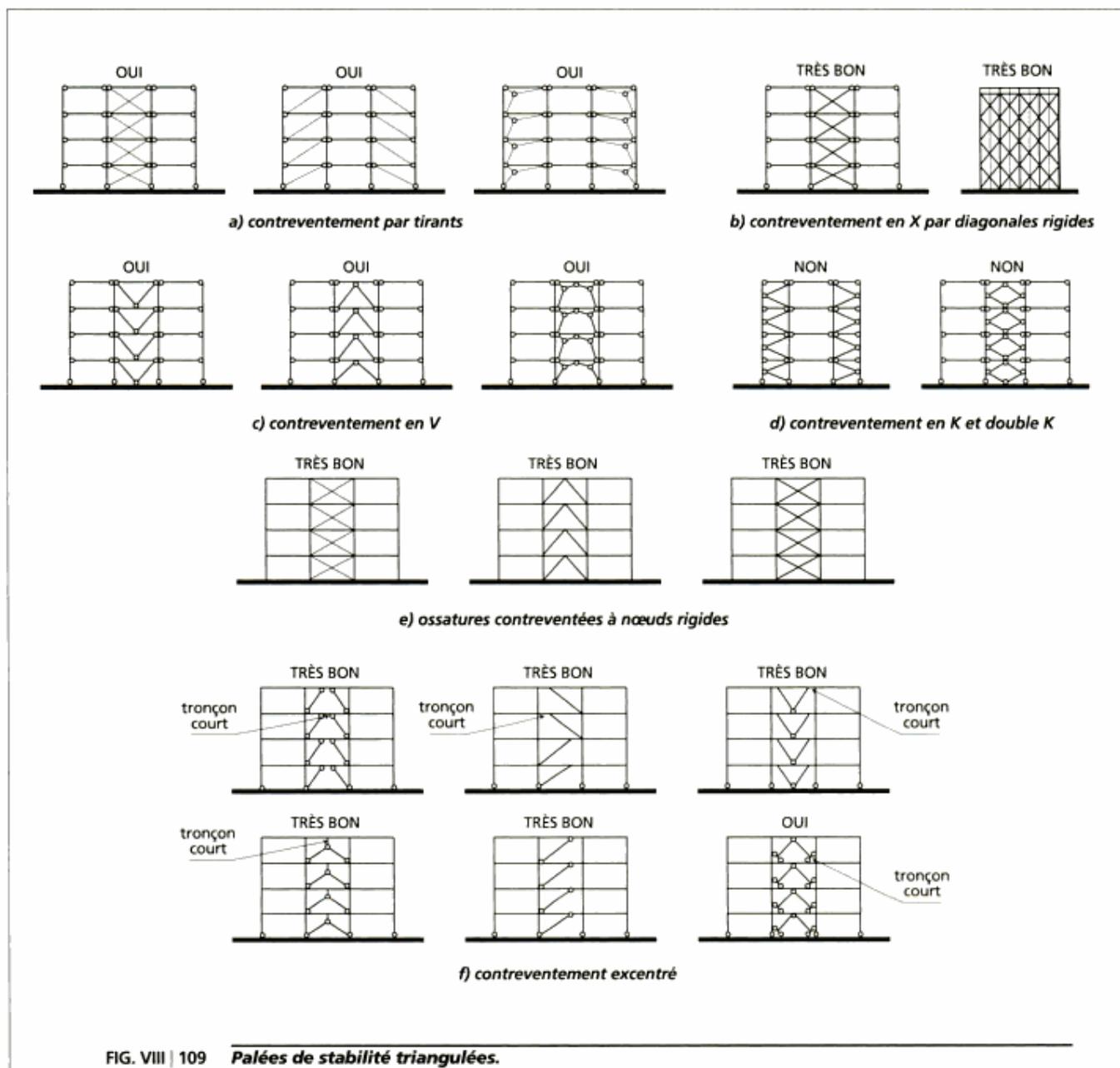
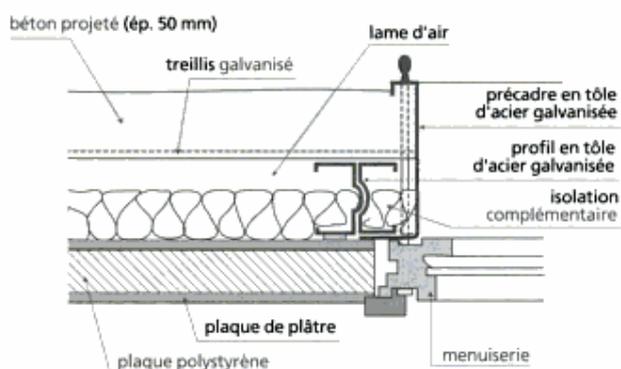
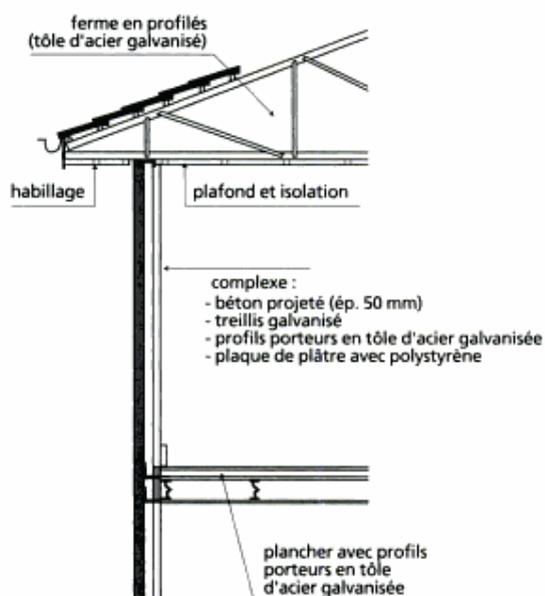


FIG. VIII | 109 Palées de stabilité triangulées.

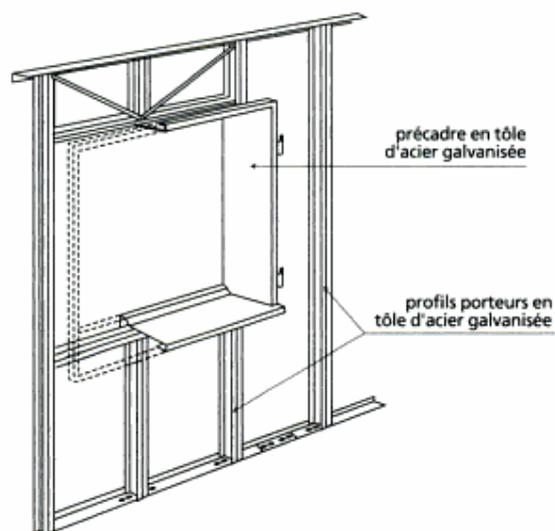
- Le contreventement en K [FIG. VIII | 109 d], est à éviter dans la construction parasismique (il est interdit par le code *UBC 1994* pour les bâtiments de plus de 2 niveaux). Il n'est pas dissipatif et sollicite les poteaux à mi-portée, ce qui peut entraîner l'effet de poteau court, décrit au paragraphe IV | 3. Toute rotule plastique que les barres de contreventement induiraient dans les poteaux pourrait conduire à l'effondrement de l'ossature.
- Le contreventement triangulé excentré, solution relativement récente, confère à l'ossature une excellente capacité à dissiper l'énergie, comparable à celle des portiques autostables. Il s'agit de faire aboutir des barres de contreventement en dehors des nœuds ou sous la poutre [FIG. VIII | 109 f]. La possibilité de formation de rotules plastiques dans les poutres, inexistante dans le cas du contreventement centré, est dans ce cas conservée. La plastification se produit dans les tronçons courts résultant de l'excentrement des axes des barres par rapport aux nœuds ; elle permet de réduire les efforts engendrés dans les autres membrures. Il est important de raidir l'âme du tronçon court pour prévenir son cloquage [FIG. VIII | 110]. Aucun perçement n'y est autorisé.



a) coupe horizontale sur mur et ouverture



b) coupe verticale sur maison à étage



c) perspective sur module avec baie incorporée

FIG. VIII | 115 **Contreventement par voile mince en béton projeté** (documentation CITAG).

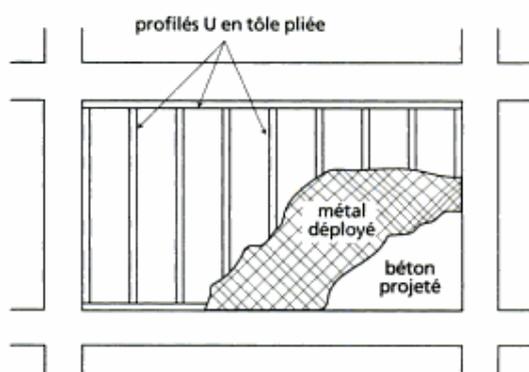


FIG. VIII | 116 **Panneau en béton projeté sur métal déployé.**

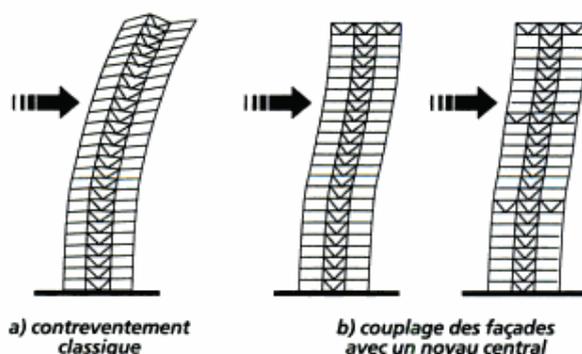
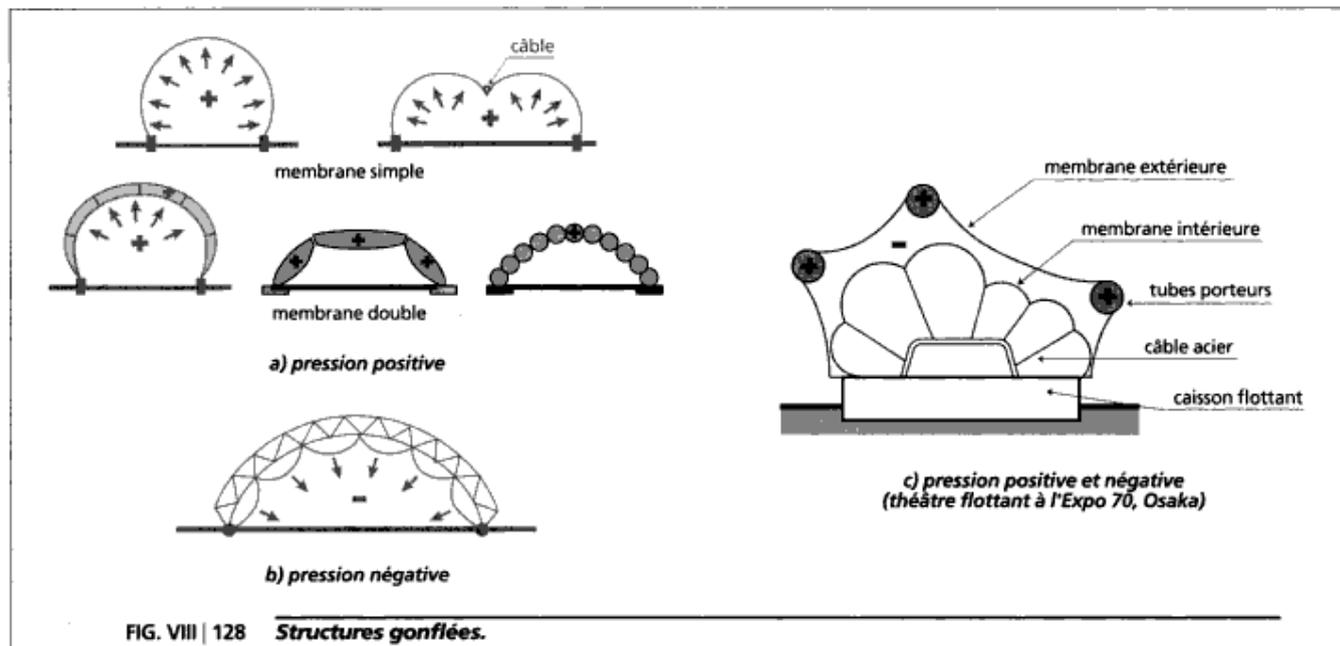


FIG. VIII | 117 **Raidissage des bâtiments-tours par poutres en treillis de hauteur d'étage.**



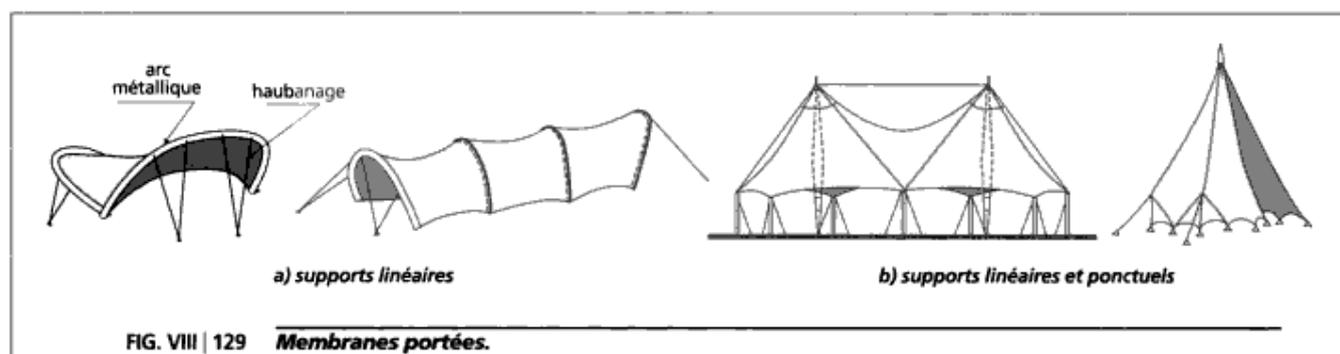
Les membranes gonflées à pression positive [FIG. VIII | 128 a] constituent les structures parasismiques les plus sûres. Aucun effondrement, ni aucun dommage dû aux tremblements de terre ne sont à craindre. Les effets des forces d'inertie sont tout à fait négligeables. Seule la présence de neige sur la membrane peut donner lieu à des charges sismiques significatives, bien qu'elles ne puissent pas mettre en danger la stabilité de l'ouvrage. L'accumulation de la neige sur le toit peut être facilement prévenue par le chauffage. Par ailleurs, afin d'éviter des dommages aux compresseurs qui assurent la production d'air comprimé, leur montage sur appuis parasismiques (isolateurs) peut être envisagé.

Les membranes gonflées à pression négative [FIG. VIII | 128 b] comportent en général une charpente à laquelle elles sont suspendues. Leur comportement sous l'action sismique est dans ce cas conditionné principalement par celui de la charpente. Il convient d'opter pour une structure métallique légère et symétriquement contreventée. Des structures gonflées mixtes à pressions positive et négative peuvent également être réalisées [FIG. VIII | 128 c].

### VIII | 7 | 3 Membranes portées

Dans ce type de structure, les membranes sont fixées à des supports linéaires et/ou ponctuels [FIG. VIII | 129]. Leur forme devrait avoir une double courbure inverse en tout point : concave dans une direction et convexe dans la direction perpendiculaire.

Il importe de maintenir la membrane sur toute sa périphérie. Entre les appuis, les bords de la membrane doivent donc être attachés d'une manière continue à des câbles précontraints ou à des éléments de rive rigides. De même, toutes les ouvertures à l'intérieur de la membrane nécessitent un câble périphérique ou des encadrements



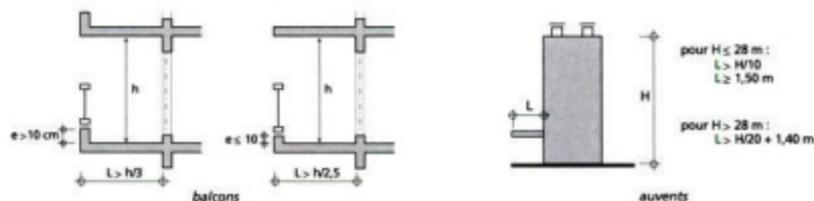


FIG. IX | 3 **Ouvrages formant réceptacle pour les débris** (d'après [40]).

Les vitrages autoportants collés sur une ossature rigide couplée à la structure ne conviennent pas ; les collages entre glaces perpendiculaires sont particulièrement vulnérables.

## IX | 4 Cloisons

Lors des tremblements de terre violents, les cloisons sont souvent endommagées ou détruites. Or il est impératif d'éviter l'effondrement des cloisons délimitant les couloirs, les cages d'escalier et d'une manière générale toutes les issues dont l'obstruction pourrait piéger les usagers à l'intérieur des bâtiments. De même, les cloisons situées à proximité des équipements essentiels et celles supportant des réseaux d'eau, de gaz, d'électricité ou de téléphone, doivent être préservées.

La destruction des cloisons est due à leur mise en charge par la structure déformée. Lorsqu'elles sont situées entre deux poteaux, elles sont particulièrement vulnérables.

### • Cloisons en maçonnerie

Les dispositions constructives relatives aux cloisons en maçonnerie solidaires de la structure font l'objet du paragraphe VIII | 1 | 3. La FIG. IX | 4 a montre des solutions permettant d'obtenir un découplage partiel. Un chaînage de couronnement en

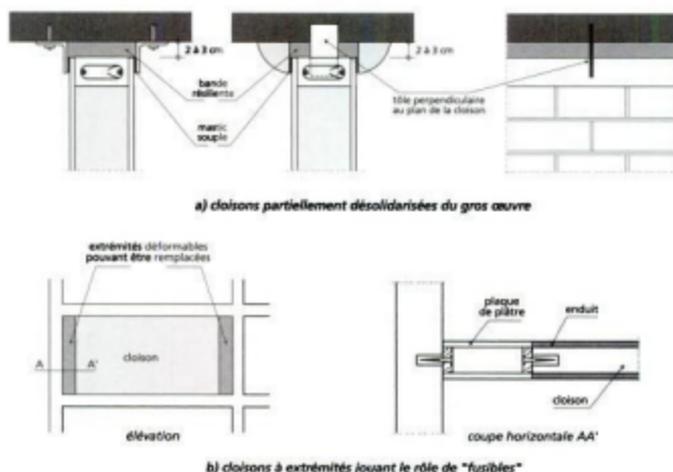


FIG. IX | 4 **Cloisons en maçonnerie.**

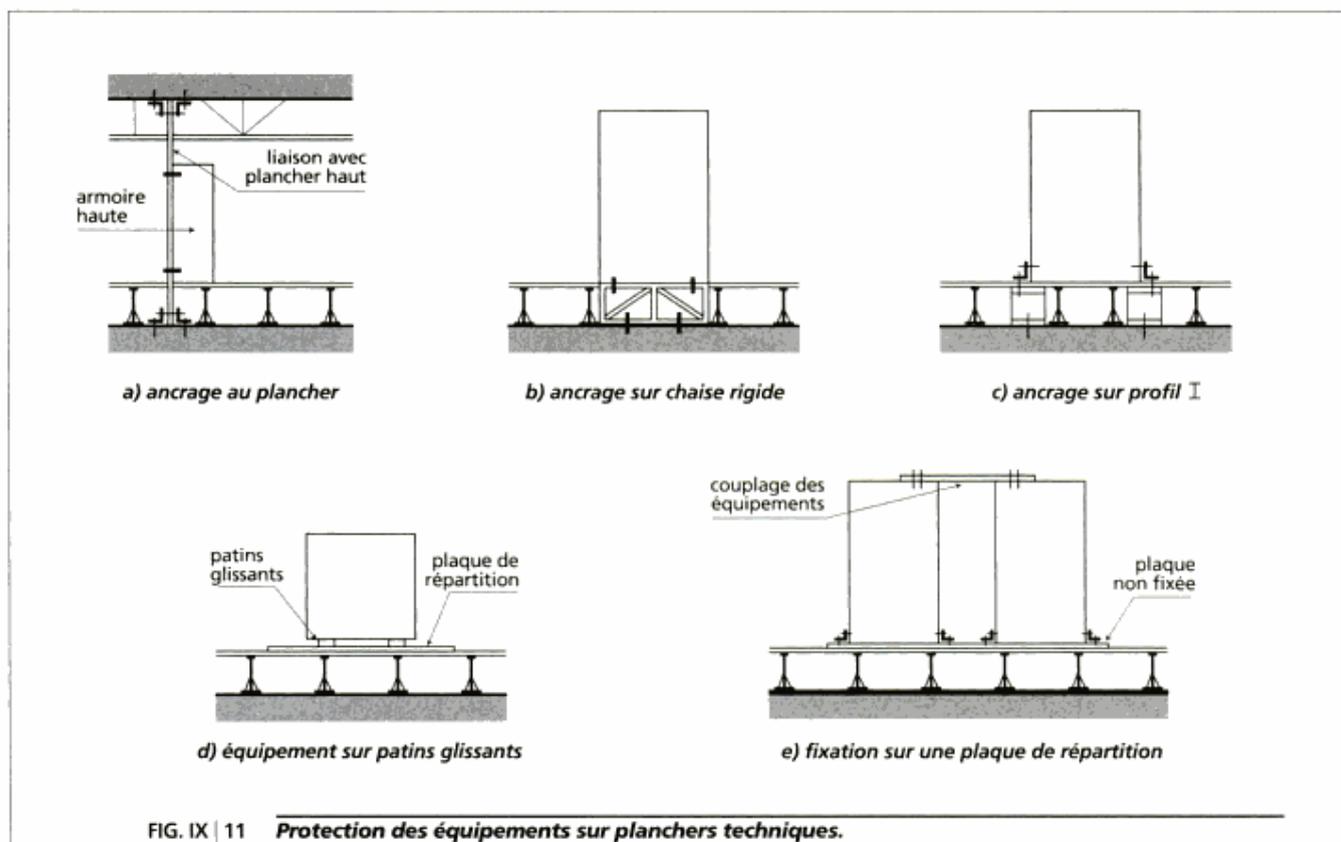


FIG. IX | 11 Protection des équipements sur planchers techniques.

que lorsque ces objets ou les composants internes présentent une faible vulnérabilité aux séismes.

— *Isolation parasismique.*

Généralement, les isolateurs ne sont pas fixés directement sur les dalles de plancher, mais sur une plaque de répartition. On peut également monter les équipements sur des patins glissants, en nylon ou autre matériau à faible coefficient de frottement [FIG. IX | 11 d]. Les alimentations éventuelles doivent être conçues de manière à suivre sans dommages les déplacements de l'équipement. Ces derniers peuvent être limités en attachant l'équipement par des élastiques à la structure. L'isolation parasismique ne convient que pour les équipements rigides, ayant un faible rapport hauteur/largeur et suffisamment distants des parois ou des autres équipements pour éviter les chocs. Elle peut être utilisée lorsque les composants internes sont vulnérables aux séismes.

— *Appui simple sur patins adhérents ou fixation sur une plaque de répartition.*

Les armoires et appareils élancés doivent dans ce cas être reliés à la structure afin de prévenir le basculement. S'ils sont en série, il est nécessaire de les solidariser pour éviter qu'ils ne s'entrechoquent [FIG. IX | 11 e]. De même que la première, cette démarche suppose une faible vulnérabilité de l'équipement interne.

## IX | 8 Couvertures

Les couvertures légères et non fragiles doivent être préférées. Il est souhaitable de les fixer à leur support par clouage, collage, crochetage, tirefonds, avec un fil inoxydable, etc. La pose par simple emboîtement ne suffit pas pour assurer l'intégrité de la couverture en cas de séisme violent.

La solidarisation avec la charpente devient impérative lorsque la chute d'éléments de couverture lourds est dangereuse pour les personnes et pour des équipements ou aménagements (par exemple en bordure de voie publique), ainsi que dans le cas où la fonction clos et couvert doit être maintenue.

## X | 7 Appareils de table :

**ordinateurs, postes de télévision, machines à écrire, appareillage électronique, etc.**

L'appareillage utilisé dans les hôpitaux, laboratoires, centres de calcul, etc., représente un capital important. Son fonctionnement pendant les tremblements de terre est parfois impératif. C'est entre autres le cas des appareils assurant la survie de malades.

L'appareillage peut être mis hors service par des chocs contre une paroi ou contre un objet, par basculement ou par une panne intérieure. Les chocs ou le basculement peuvent facilement être évités par une liaison fixe avec le support (la table). On peut utiliser des tasseaux, des cornières, des sangles, etc. [FIG. X | 12]. Une façon pratique de fixer les micro-ordinateurs ou autres appareils légers consiste à coller à leur face inférieure des écrous ou des douilles filetées recevant des boulons qui traversent le plateau de support.

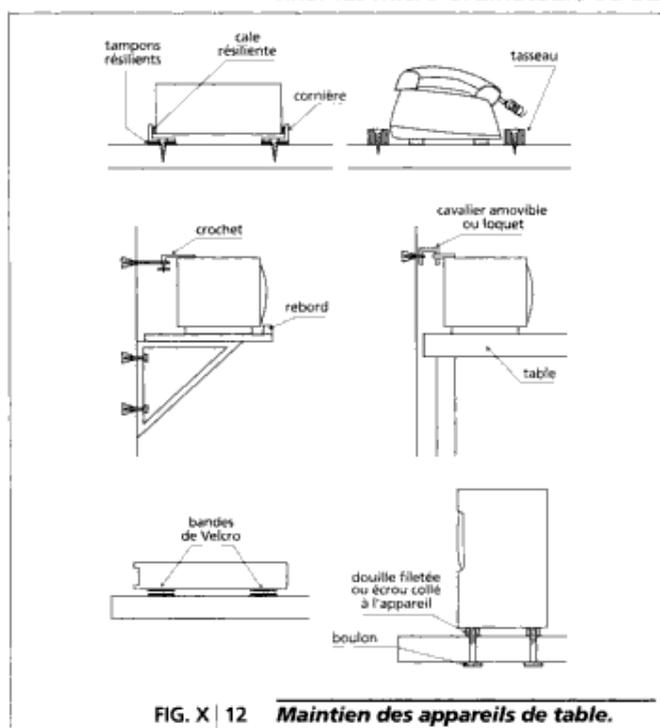


FIG. X | 12 *Maintenance des appareils de table.*

Les appareils légers peuvent également être fixés avec des bandes de Velcro. Ce procédé a l'avantage de préserver la maniabilité des appareils. Quant aux pannes internes, seuls les essais dynamiques peuvent donner des indications sur la capacité des appareils à résister aux secousses.

Lorsque les tables supportant les appareils reposent simplement sur le plancher, il est possible de prévenir leurs glissements par des moyens analogues [FIG. X | 13]. Les tiroirs éventuels devraient être munis de serrures et de butées qui les empêchent de sortir de leurs glissières.

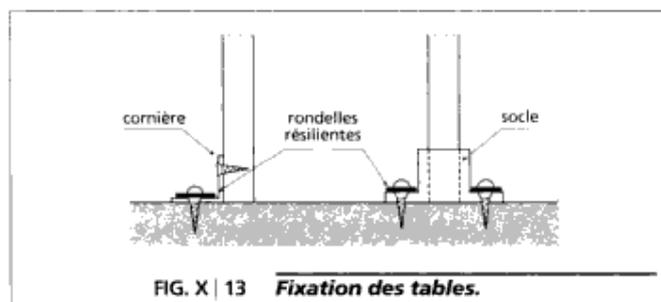


FIG. X | 13 *Fixation des tables.*

## X | 8 Armoires

L'ossature des armoires n'est pas normalement conçue pour résister aux secousses sismiques. Lorsqu'elles servent à entreposer un appareillage coûteux, il est nécessaire de les renforcer par adjonction de barres en croix (soudées de préférence) ou de panneaux boulonnés (avec rondelles antivibratiles), assurant un raidissage vis-à-vis des actions horizontales et procurant une période propre d'oscillation inférieure à 0,05 s.

Afin de prévenir les déplacements ou le basculement des armoires, leur base peut être boulonnée au plancher et la face supérieure reliée à une paroi, de préférence porteuse [FIG. X | 14]. Il est arrivé que des armoires lourdes insuffisamment ancrées soient projetées à travers une façade légère à l'extérieur (armoires de centraux téléphoniques).

Les objets lourds devraient être entreposés en bas des armoires même si cela rend leur manipulation moins aisée.

Des armoires contiguës doivent être soit solidarisées par des clips, barrettes ou autre moyen, soit placées à une distance suffisante pour qu'elles ne puissent s'entrechoquer.

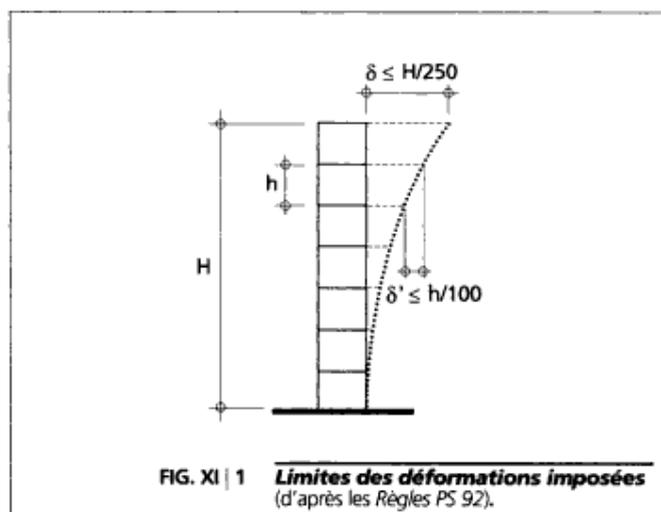
### XI | 3 Règles PS 92 (norme P 06-013)

L'évolution rapide des connaissances en matière de génie parasismique fait apparaître des lacunes dans les *Règles PS 69/82* (cf. paragraphe XI | 11), toujours en vigueur au 1<sup>er</sup> janvier 1995, qui peuvent même, dans certains cas, s'avérer inadéquates. Leur refonte, entreprise depuis de nombreuses années, a débouché sur l'élaboration des *Recommandations AFPS 90* (cf. paragraphe XI | 4) qui ont été en grande partie reproduites dans la rédaction des *Règles PS 92*. En effet, dans ces règles, qui doivent remplacer les règles actuelles, plusieurs chapitres des *Recommandations AFPS 90* sont repris textuellement : constructions métalliques, constructions en bois, façades légères, etc. D'autres, comme le chapitre relatif aux béton armé et précontraint, ont été simplifiés.

Les *Règles PS 92* intègrent les dernières connaissances en matière de génie parasismique. Elles constituent actuellement le code parasismique national le plus complet, car elles comportent des chapitres inédits et fournissent des indications habituellement omises dans les règles (sur les problèmes de liquéfaction des sols, sur l'amplification topographique des mouvements sismiques, sur les façades légères, etc.).

A l'instar des règles précédentes, les *Règles PS 92* visent à assurer, en cas de séisme, la sécurité des personnes menacées par l'effondrement de bâtiments à risque normal et à limiter les dommages économiques. Elles s'appliquent aux ouvrages nouveaux répondant principalement par inertie à un mouvement sismique imposé. La détermination de la sécurité y est basée sur l'approche «aux états limites». Il doit être vérifié que sous l'effet des combinaisons d'actions de calcul aucun état limite ultime d'équilibre, de résistance ou de stabilité de forme n'est dépassé dans la structure, ses composants ou sa fondation. Les charges sismiques sont considérées comme accidentelles, c'est-à-dire n'ayant qu'une faible probabilité d'avoir une intensité dangereuse pour les constructions, mais pouvant entraîner des effets importants lorsqu'elle est atteinte.

Il est également demandé de justifier que les éléments non structuraux dont le comportement peut présenter un danger grave pour la sécurité des personnes, ainsi que leurs fixations, sont aptes à résister aux actions locales qu'ils peuvent subir et conserver leur intégrité lors des déformations de la structure. A défaut d'une justification, les déformations des bâtiments sont limitées à  $H/250$  au sommet et à  $h/100$  entre 2 planchers consécutifs,  $H$  étant la hauteur du bâtiment et  $h$  celle du niveau considéré [FIG. XI | 1].



Il est admis que les déformations de la structure entrent dans le domaine postélastique. Pour cette raison, les actions sismiques (obtenues par un calcul élastique linéaire) peuvent être divisées par un coefficient  $q$ , appelé coefficient de comportement, qui dépend, entre autres, du parti architectural, du type de structure choisi, de sa régularité et des dispositions constructives adoptées. Dans certains cas, ce coefficient peut atteindre 8, alors que dans d'autres, il est égal à 1. Par conséquent, une conception de projet «intelligente» est une source d'économies considérables. Elle constitue l'objet principal de ce livre.

La sévérité de l'agression sismique prise en compte dans les règles est spécifiée, par convention, au moyen d'accélération nominale de secousses horizontales  $a_N$  et non pas par l'intensité nominale  $i_N$  (basée sur la notion d'intensité macrosismique),

comme c'est le cas des *Règles PS 69/82*. Le terme «nominal» signifie que la valeur concernée a été fixée par décision et n'est pas le résultat direct d'un calcul.

Le niveau nominal de protection exigé pour les diverses classes d'ouvrages est fixé par les pouvoirs publics. Dans l'attente d'un arrêté, les *Règles PS 92* préconisent les accélérations nominales figurant dans le TABLEAU 8. Ces valeurs ne correspondent pas

- $D$  est le facteur d'amplification dynamique moyen (coefficient de réponse). Sa valeur, qui varie de 0,564 à 2, est déterminée par un spectre réglementaire établi pour les sols meubles et pour les sols fermes [FIG. XI | 6].
- $B$  est le coefficient de comportement de la structure. Selon le type du système porteur et la nature du contreventement, il varie de 0,20 à 0,67. La valeur maximale correspond aux systèmes en murs porteurs en maçonnerie et châteaux d'eau sur pilotis.
- $Q$  est le facteur de qualité qui exprime l'écart par rapport aux principes généraux de construction parasismique : symétrie en plan et en élévation, régularité du système porteur, hyperstaticité, existence de contrôle de qualité des matériaux et des travaux de construction. Il est compris entre 1 et 1,35.
- $W$  est le poids de la construction comprenant, selon le cas, une partie ou la totalité des charges variables.

On peut facilement vérifier que la valeur maximale de  $V$  est de 0,63  $W$  (zone III, bâtiment important de forme irrégulière, réalisé en briques et fondé sur un sol meuble). Elle est donc beaucoup plus grande que l'intensité des forces latérales analogues, calculées selon les règles américaines ou françaises. Toutefois, il est important de souligner qu'une comparaison directe des valeurs des actions sismiques, calculées selon les divers codes parasismiques, donne souvent une idée fautive des charges effectivement prises en compte pour le dimensionnement de la structure. En effet, le mode de combinaison des actions sismiques avec les charges permanentes et les charges variables est plus pénalisant dans certains pays que dans d'autres.

La force  $V$  est horizontale et considérée comme agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure. Les forces dues aux secousses verticales ne sont pas directement calculées. Leurs effets sont inclus dans la combinaison des charges.

La distribution de la force  $V$  sur la hauteur des constructions dont la période propre  $T$  est supérieure à 0,7 s comprend l'application à leur sommet d'une force concentrée  $F_t$  égale à 0,07  $T.V$ . Cette force, dont le but est la prise en compte des modes supérieurs d'oscillation, est plafonnée à 0,25  $V$ . Toutefois, une pénalisation est prévue pour les palées de stabilité triangulées, dont les barres doivent être calculées pour 1,25 fois la force déterminée par la distribution ci-dessus.

Une analyse dynamique (spectrale ou chronologique) est obligatoire pour les structures irrégulières, ainsi que pour celles dont la période fondamentale est supérieure à 1 s et les modes supérieurs ou les modes de torsion ont une influence non négligeable. L'action sismique déterminée par une méthode dynamique devra être au moins égale à 60% de celle calculée par la méthode statique équivalente.

Les déplacements relatifs de deux niveaux consécutifs sont limités à 0,0075 fois la hauteur d'étage, à moins qu'on puisse démontrer qu'un plus grand déplacement peut être toléré.

Les forces horizontales de calcul  $F_p$  agissant sur les éléments non structuraux et les équipements ancrés à la structure principale sont calculées selon la formule suivante :

$$F_p = 4 A \cdot C_p \cdot W_p$$

où  $C_p$  est le facteur dit «de force horizontale» variant entre 0,3 et 0,8 et  $W_p$  est le poids de l'élément considéré.

Les règles parasismiques algériennes donnent des indications concernant les divers systèmes porteurs. En ce qui concerne les ossatures en béton armé ou métalliques contreventées, les palées de stabilité doivent reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales et 20% au plus de celles dues aux charges verticales. Dans le cas particulier des ossatures en béton armé contreventées par voiles dont l'interaction avec les portiques est justifiée, 20% seulement des sollicitations horizontales peuvent être équilibrés par les voiles. Les systèmes en murs porteurs de maçonnerie ne sont

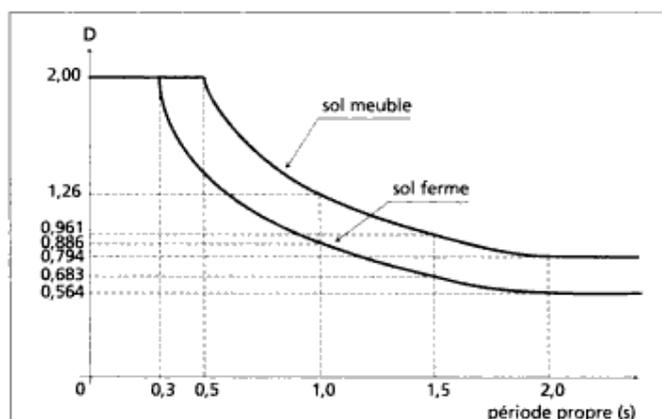


FIG. XI | 6 **Facteur d'amplification dynamique moyen  $D$**  (Règles parasismiques algériennes, 1988).



## XII | 3 Urbanisme

La loi n° 95-101 du 2 février 1995 relative au renforcement de la protection de l'environnement (cf. paragraphe XII | 4 | 3) et le décret d'application n° 95-1089 du 5 octobre 1995 décident l'élaboration et la mise en application par l'Etat de plans de prévention des risques naturels prévisibles (PPR). L'établissement des PPR pour les communes concernées est prescrit par arrêté du préfet. Les PPR visent à la prévention des risques prévisibles tels que les séismes, éruptions volcaniques, tempêtes, cyclones, inondations, mouvements de terrain, incendies de forêt ou avalanches.

Ils ont pour objet :

- de délimiter les zones exposées aux risques et d'y interdire ou réglementer toute construction ou exploitation pouvant les aggraver ou en provoquer de nouveaux ;
- de délimiter les zones qui ne sont pas directement exposées aux risques mais où des constructions, aménagements ou exploitations pourraient provoquer des risques nouveaux ou aggraver des risques existants ;
- de définir pour les deux types de zones des mesures relatives à leurs aménagement et exploitation ainsi que des mesures de prévention, de protection et de sauvegarde.

Les PPR se substituent aux plans d'exposition aux risques naturels prévisibles (PER) présentés au paragraphe III | 8 | 1. Les PER déjà approuvés valent PPR.

## XII | 4 Annexes

### XII | 4 | 1 Décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique

(JO du 17 mai 1991)

(NOR : ENV9161913D)

Vu la loi n° 87-565 du 22 juillet 1987 relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs, et notamment son article 41 ;

Vu le décret n° 90-918 du 11 octobre 1990 relatif à l'exercice du droit d'information sur les risques majeurs pris en application de l'article 21 de la loi du 22 juillet 1987 susvisée,

Décète :

Article premier. - Les dispositions mentionnées à l'article 41 de la loi n° 87-565 du 22 juillet 1987 susvisée destinées à la mise en œuvre de la prévention du risque sismique et applicables aux bâtiments, équipements et installations nouveaux sont définies par le présent décret.

Art. 2. - Pour la prise en compte du risque sismique, les bâtiments, les équipements et les installations sont répartis en deux catégories, respectivement dites « à risque normal » et « à risque spécial ».

Art. 3. - La catégorie dite « à risque normal » comprend les bâtiments, équipements et installations pour lesquels les conséquences d'un séisme demeurent circonscrites à leurs occupants et à leur voisinage immédiat.

Ces bâtiments, équipements et installations sont répartis en quatre classes :

— classe A : ceux dont la défaillance ne présente qu'un risque minime pour les personnes ou l'activité économique ;

— classe B : ceux dont la défaillance présente un risque dit moyen pour les personnes ;

— classe C : ceux dont la défaillance présente un risque élevé pour les personnes et ceux présentant le même risque en raison de leur importance socio-économique.

En outre la catégorie « à risque normal » comporte une classe D regroupant les bâtiments, les équipements et les installations dont le fonctionnement est primordial pour la sécurité civile, pour la défense ou pour le maintien de l'ordre public.

Art. 4. - Pour l'application des mesures de prévention du risque sismique aux bâtiments, équipements et installations de la catégorie dite « à risque normal », le territoire national est divisé en cinq zones de sismicité croissante :

- zone 0 ;
- zone I a ;
- zone I b ;
- zone II ;
- zone III.

La répartition des départements, des arrondissements et des cantons entre ces zones est définie par l'annexe au présent décret.

Art. 5. - Des mesures préventives et notamment des règles de construction, d'aménagement et d'exploitation parasismiques sont appliquées aux bâtiments, aux équipements et aux installations de la catégorie

Départements (arrondissements)	Cantons			
	zone II	zone I B	zone I A	zone 0
53 - Mayenne				La totalité du département
54 - Meurthe-et-Moselle				La totalité du département.
55 - Meuse				La totalité du département.
56 - Morbihan				La totalité du département.
57 - Moselle				La totalité du département.
58 - Nièvre				La totalité du département.
59 - Nord				La totalité du département.
60 - Oise				La totalité du département.
61 - Orne				La totalité du département.
62 - Pas-de-Calais				La totalité du département.
63 - Puy-de-Dôme				
Arrondissement d'Ambert.....		Aubière, Beaumont, Chamalières, Clermont-Ferrand (tous les cantons), Courmon-d'Auvergne, Gerzat, Pont-du-Château, Royat, Saint-Amand-Tallende, Vertaizon, Veyre-Monton.	Billom, Rochefort-Montagne, Saint-Dier-d'Auvergne, Vic-le-Comte.	En totalité. Les autres cantons.
Arrondissement de Clermont-Ferrand ...				
Arrondissement d'Issoire .....			Ardes, Besse-et-Saint-Anastaise, Champeix, Issoire, Saint-Germain-Lembron.	Les autres cantons.
Arrondissement de Riom .....		Ennezat, Riom (tous les cantons).	Aigueperse, Combronde, Manzat, Pontgibaud, Randan.	Les autres cantons.
Arrondissement de Thiers .....			Courpière, Lezoux, Maringues, Thiers.	Les autres cantons.
64 - Pyrénées-Atlantiques				
Arrondissement de Bayonne.....			Iholdy, Saint-Etienne-de-Baigorry, Saint-Jean-Pied-de-Port.	Les autres cantons.
Arrondissement d'Oloron-Sainte-Marie .	Arudy, Laruns.	Accous, Aramits, Lasseube, Oloron-Sainte-Marie (tous les cantons), Tardets-Sorholus.	Mauléon-Licharre, Monein, Navarrenx.	Les autres cantons.
Arrondissement de Pau.....	Nay-Bourdettes (tous les cantons).	Jurançon, Pau (tous les cantons), Pontacq.	Billère, Lescar, Montaner, Morlaas.	Les autres cantons.

## XII | 4 | 4 **Décret n° 95-1089 du 5 octobre 1995** relatif aux plans de prévention des risques naturels prévisibles

(NOR : ENV9530058D)

Le Premier ministre,  
Sur le rapport du ministre de l'environnement,  
Vu le code de l'expropriation pour cause d'utilité publique ;  
Vu le code de l'urbanisme ;  
Vu le code forestier ;  
Vu le code pénal ;  
Vu le code de procédure pénale ;  
Vu le code de la construction et de l'habitation, notamment son article L. 111-4 ;  
Vu la loi n° 87-565 du 22 juillet 1987 relative à l'organisation de la sécurité civile, à la protection de la forêt contre l'incendie et à la prévention des risques majeurs, notamment ses articles 40-1 à 40-7 issus de la loi n° 95-101 du 2 février 1995 ;  
Vu la loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau, et notamment son article 16 ;  
Vu le décret n° 90-918 du 11 octobre 1990 relatif à l'exercice du droit à l'information sur les risques majeurs ;  
Vu le décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique ;  
Vu le décret n° 95-630 du 5 mai 1995 relatif au commissionnement et à l'assermentation d'agents habilités à rechercher et à constater les infractions à la loi n° 92-3 du 3 janvier 1992 sur l'eau ;  
Vu l'avis de la mission interministérielle de l'eau ;  
Le Conseil d'Etat (section des travaux publics) entendu,  
Décrète :

### **TITRE I<sup>er</sup>**

#### **Dispositions relatives à l'élaboration des plans de prévention des risques naturels prévisibles**

Art. 1. - L'établissement des plans de prévention des risques naturels prévisibles mentionnés aux articles 40-1 à 40-7 de la loi du 22 juillet 1987 susvisée est prescrit par arrêté du préfet. Lorsque le périmètre mis à l'étude s'étend sur plusieurs départements, l'arrêté est pris conjointement par les préfets de ces départements et précise celui des préfets qui est chargé de conduire la procédure.

Art. 2. - L'arrêté prescrivant l'établissement d'un plan de prévention des risques naturels prévisibles détermine le périmètre mis à l'étude et la nature des risques pris en compte ; il désigne le service déconcentré de l'Etat qui sera chargé d'instruire le projet. L'arrêté est notifié aux maires des communes dont le territoire est inclus dans le périmètre ; il est publié au Recueil des actes administratifs de l'Etat dans le département.

Art. 3. - Le projet de plan comprend :

1<sup>er</sup> Une note de présentation indiquant le secteur géographique concerné, la nature des phénomènes naturels pris en compte et leurs conséquences possibles compte tenu de l'état des connaissances ;

2<sup>e</sup> Un ou plusieurs documents graphiques délimitant les zones mentionnées aux 1<sup>er</sup> et 2<sup>e</sup> de l'article 40-1 de la loi du 22 juillet 1987 susvisée ;

3<sup>e</sup> Un règlement précisant en tant que de besoin :

- les mesures d'interdiction et les prescriptions applicables dans chacune de ces zones en vertu du 1<sup>er</sup> et du 2<sup>e</sup> de l'article 40-1 de la loi du 22 juillet 1987 susvisée ;

- les mesures de prévention, de protection et de sauvegarde mentionnées au 3<sup>e</sup> de l'article 40-1 de la loi du 22 juillet 1987 susvisée et les mesures relatives à l'aménagement, l'utilisation ou l'exploitation des constructions, des ouvrages, des espaces mis en culture ou plantés existants à la date de l'approbation du plan, mentionnées au 4<sup>e</sup> du même article. Le règlement mentionne, le cas échéant, celles de ces mesures dont la mise en œuvre est obligatoire et le délai fixé pour leur mise en œuvre.

Art. 4. - En application du 3<sup>e</sup> de l'article 40-1 de la loi du 22 juillet 1987 susvisée, le plan peut notamment :

- définir des règles relatives aux réseaux et infrastructures publics desservant son secteur d'application et visant à faciliter les éventuelles mesures d'évacuation ou l'intervention des secours ;

- prescrire aux particuliers ou à leurs groupements la réalisation de travaux contribuant à la prévention des risques et leur confier la gestion de dispositifs de prévention des risques ou d'intervention en cas de survenance des phénomènes considérés ;

- subordonner la réalisation de constructions ou d'aménagements nouveaux à la constitution d'associations syndicales chargées de certains travaux nécessaires à la prévention des risques, notamment l'entretien des espaces et, le cas échéant, la réalisation ou l'acquisition, la gestion et le maintien en condition d'ouvrages ou de matériels.

Le plan indique si la réalisation de ces mesures est rendue obligatoire et, si oui, dans quel délai.

Art. 5. - En application du 4<sup>e</sup> de l'article 40-1 de la loi du 22 juillet 1987 susvisée, pour les constructions, ouvrages, espaces mis en culture ou plantés, existants à la date d'approbation du plan, le plan peut définir des mesures de prévention, de protection et de sauvegarde. Ces mesures peuvent être rendues obligatoires dans un délai de cinq ans, pouvant être réduit en cas d'urgence.

Toutefois, le plan ne peut pas interdire les travaux d'entretien et de gestion courants des bâtiments implantés antérieurement à l'approbation du plan ou, le cas échéant, à la publication de l'arrêté mentionné à l'article 6 ci-dessous, notamment les aménagements internes, les traitements de façade et la réfection des toitures, sauf s'ils augmentent les risques ou en créent de nouveaux, ou conduisent à une augmentation de la population exposée.

En outre, les travaux de prévention imposés à des biens construits ou aménagés conformément aux dispositions du code de l'urbanisme avant l'approbation du plan et mis à la charge des propriétaires, exploitants ou utilisateurs ne peuvent porter que sur des aménagements limités dont le coût est inférieur à 10 p. 100 de la valeur vénale ou estimée du bien à la date d'approbation du plan.

**échelle macrosismique d'intensité** : échelle conventionnelle de graduation des effets macrosismiques (voir ce terme). Il existe plusieurs échelles macrosismiques : MSK, EMI, Mercalli, Rossi-Forel, etc. En France et en Europe, on utilise l'échelle Medvedev-Sponheuer-Karnik, dite «échelle MSK», qui comporte 12 degrés discontinus.

**effets macrosismiques** : effets d'une secousse sismique observables par l'homme sans l'aide d'instruments de mesure : perception des oscillations, dommages aux bâtiments, effets sur l'environnement (crevasses, mouvements de terrain, etc.).

**effets de site** : amplification (cas général) ou atténuation du mouvement du sol en surface, causée par les caractéristiques locales du site : topographie, géologie, etc.

**effets directs d'un séisme** : effets dus aux seuls mouvements vibratoires du sol.

**effets induits par un séisme** : grands mouvements de sols ou de l'eau. Le séisme n'y joue qu'un rôle de déclic (glissements, éboulements, effondrements de terrains, etc.) ou il est déterminant dans leur genèse (liquéfaction des sols, seiches, tsunamis, etc.).

**énergie de déformation** : énergie potentielle stockée dans une structure grâce à ses déformations élastiques. Durant un séisme, lors des retours cycliques de la structure à l'état non déformé, l'énergie stockée est en partie dissipée et en partie reconvertie en énergie cinétique.

**entretoise** : pièce destinée à maintenir un écartement constant entre deux éléments constructifs. Elle assure également leur raidissage.

**épicentre** : point de la surface du globe situé à la verticale du foyer d'un séisme. Dans le cas général, il est au centre de la zone où les dégâts sont les plus importants.

**équilibre (statique)** : immobilité par rapport au globe terrestre.

**équilibre dynamique** : équilibre instantané d'un objet en mouvement. Les actions et les réactions, dont la somme est toujours nulle, peuvent varier d'un instant à l'autre.

**essaim de séismes** : plusieurs séismes de faible importance en un même lieu.

**exigence de comportement** : comportement sous charges requis pour une construction : incursion ou non dans le domaine des déformations postélastiques, comportement ductile, non-effondrement, etc.

**faille** : fracture de l'écorce terrestre, provoquée par un glissement relatif des parties séparées, dont les bords sont appelés lèvres. Le plan de glissement (plan de faille) est le plus souvent oblique.

**faille active** : faille sur laquelle un glissement s'est produit à une période géologique récente et dont on présume qu'elle peut engendrer un séisme futur.

**flambage ou flambement** : grande déformation latérale d'un élément élancé comprimé axialement (poteau, mur, barre de contreventement...).

**foyer d'un séisme** : lieu dans la lithosphère où est amorcée la rupture des roches de l'écorce terrestre qui est à l'origine du tremblement de terre. Il est également appelé «hypocentre».

**fréquence d'oscillation** : nombre de cycles d'oscillation par seconde. Elle est mesurée en hertz (1 cycle par seconde). Correspond à la valeur inverse de la période d'oscillation.

**frettage** : renforcement ou confinement d'un matériau (béton, élastomère...), réalisé par une armature transversale : cadres, épingles, spires, plaques, etc.

**gousset** : en charpente métallique, tôle permettant l'assemblage de plusieurs barres convergentes. En ossature de béton armé, augmentation de la section des poutres au voisinage des nœuds.

**hauban** : tirant dont le rôle est d'attacher une structure ou une de ses parties à un point fixe.

**hyperstatique** : cf. *structure hyperstatique*.

**hypocentre** : cf. *foyer d'un séisme*.

**instabilité élastique** : instabilité de forme d'un élément de structure (poteau, poutre, mur, coque...) due à son élasticité et à un manque de rigidité transversale. Elle peut se produire par flambage, déversement, cloquage, voilement, etc.

---

---

# TABLE

	<b>PRÉFACE</b>	5
	<b>AVANT-PROPOS</b>	9
	<b>INTRODUCTION</b>	13
<b>CHAPITRE I</b>	<b>LES TREMBLEMENTS DE TERRE</b>	<b>17</b>
I   1	La tectonique des plaques .....	19
I   2	Géographie des séismes .....	21
I   3	Classement des séismes .....	22
I   3   1	Séismes déclenchés par l'homme.....	22
I   3   2	Séismes naturels .....	23
I   4	Ondes sismiques .....	24
I   5	Enregistrement des séismes .....	26
I   6	Mesure de la violence des séismes .....	28
I   6   1	Puissance des séismes : la magnitude .....	28
I   6   2	Effets des séismes : l'échelle macrosismique d'intensité .....	30
<b>CHAPITRE II</b>	<b>EFFETS ENGENDRÉS PAR LES TREMBLEMENTS DE TERRE</b>	<b>35</b>
II   1	Effets sur les sites naturels.....	37
II   2	Effets sur la mer et sur les retenues d'eau .....	40
II   3	Effets sur les constructions : aspects généraux .....	42
II   3   1	Nature des charges sismiques .....	42
II   3   2	Oscillations horizontales.....	43
II   3   3	Oscillations verticales.....	45
II   3   4	Oscillations de torsion .....	45
II   3   5	Principe de résistance des constructions aux séismes.....	46
II   3   6	Dommages caractéristiques aux constructions non conçues pour résister aux tremblements de terre .....	48
II   4	Effets sur l'homme .....	50
<b>CHAPITRE III</b>	<b>PRÉVENTION DU RISQUE SISMIQUE</b>	<b>51</b>
III   1	Risque sismique et vulnérabilité des constructions.....	53
III   2	Protection civile contre les séismes .....	53
III   3	Etude et surveillance de la sismicité du territoire .....	55
III   4	Analyse sismotectonique .....	56

III   5	Evaluation de l'aléa sismique .....	56
III   5   1	Aléa sismique régional .....	56
III   5   2	Aléa sismique local .....	58
III   6	Prédiction des séismes .....	59
III   7	Education de la population .....	61
III   8	Actions visant à réduire le risque sismique .....	62
III   8   1	Urbanisme .....	62
III   8   2	Construction neuve .....	63
III   8   3	Réhabilitation parasismique du parc immobilier existant .....	64
III   9	Prévision de la réponse des constructions à l'action sismique .....	64
III   9   1	Accélérogrammes .....	64
III   9   2	Spectres de réponse .....	65
<b>CHAPITRE IV MÉCANISMES DE RÉSISTANCE</b>		
<b>DES CONSTRUCTIONS AUX SÉISMES</b>		
IV   1	Equilibre dynamique .....	73
IV   2	Comment minimiser les charges sismiques .....	75
IV   3	Capacité des constructions à stocker l'énergie .....	80
IV   4	Capacité des constructions à dissiper l'énergie .....	85
IV   5	Limite des principes exposés .....	90
<b>CHAPITRE V CHOIX DU SITE ET DU TERRAIN D'IMPLANTATION</b>		
V   1	Reconnaissance des sites .....	93
V   2	Effets de site .....	94
V   3	Zones exposées à des effets induits par les séismes .....	95
<b>CHAPITRE VI CONCEPTION ARCHITECTURALE PARASISMIQUE</b>		
VI   1	Importance d'une conception architecturale «parasismique» .....	99
VI   2	Forme des bâtiments .....	100
VI   3	Éléments d'architecture .....	111
VI   3   1	Forme des éléments constructifs .....	111
VI   3   2	Espaces intérieurs .....	111
VI   3   3	Escaliers .....	112
VI   3   4	Façades .....	123
VI   3   5	Conception des angles .....	115
VI   4	Choix de la structure .....	116
VI   5	Choix du contreventement .....	124
VI   5   1	Stabilité des constructions sous l'action des charges horizontales .....	124
VI   5   2	Contreventement horizontal .....	125
VI   5   2   1	Notion de diaphragme rigide ou flexible .....	125
VI   5   2   2	Constitution des diaphragmes .....	128
VI   5   2   3	Plaques .....	128
VI   5   2   4	Planchers et toitures raidis par des poutres au vent .....	136
VI   5   2   5	Planchers et toitures raidis par des tirants diagonaux .....	137
VI   5   2   6	Planchers et toitures formés de réseaux rigides .....	137
VI   5   3	Contreventement vertical .....	137

VI   5   3   1	Constitution des palées de stabilité .....	138
VI   5   3   2	Nombre et disposition des palées de stabilité.....	139
VI   5   2   3	Distribution verticale des palées de stabilité.....	141
VI   6	Choix des matériaux de structure .....	142
<b>CHAPITRE VII</b>	<b>SOLS ET FONDATIONS</b>	<b>145</b>
VII   1	Implantation des ouvrages .....	147
VII   2	Interaction sol-structure.....	149
VII   3	Fondations .....	150
VII   3   1	Dispositions générales .....	150
VII   3   2	Fondations superficielles .....	153
VII   3   2   1	Semelles de fondation .....	153
VII   3   2   2	Radier général .....	154
VII   3   3	Fondations profondes .....	155
VII   3   3   1	Principe.....	155
VII   3   3   2	Fondations sur pieux.....	155
VII   3   3   3	Fondations sur puits.....	158
VII   3   3   4	Fondations sur barrettes.....	158
VII   3   4	Fondations sur sol substitué ou amélioré .....	159
VII   4	Isolation parasismique .....	159
VII   4   1	Principe.....	159
VII   4   2	Appuis à déformation .....	162
VII   4   3	Appuis à glissement.....	165
VII   4   4	Appuis à déformation et glissement .....	166
VII   4   5	Appuis à roulement.....	167
VII   4   6	Conclusion .....	168
VII   5	Amortisseurs parasismiques .....	168
VII   5   1	Amortisseurs hystérétiques.....	169
VII   5   2	Amortisseurs visqueux .....	170
VII   5   3	Amortisseurs à frottement .....	172
<b>CHAPITRE VIII</b>	<b>LA SUPERSTRUCTURE</b>	<b>175</b>
VIII   1	Constructions en maçonnerie traditionnelle .....	177
VIII   1   1	Caractéristiques générales.....	177
VIII   1   2	Conception architecturale .....	178
VIII   1   2   1	Murs.....	178
VIII   1   2   2	Planchers et toitures .....	178
VIII   1   3	Dispositions constructives .....	180
VIII   1   3   1	Chainages .....	180
VIII   1   3   2	Encadrement des baies .....	182
VIII   1   3   3	Diaphragmes .....	183
VIII   1   3   4	Escaliers.....	183
VIII   1   3   5	Maçonnerie de blocs creux .....	183
VIII   1   3   6	Murs doubles .....	184
VIII   1   3   7	Cloisons intérieures.....	184
VIII   1   3   8	Éléments en console verticale .....	185
VIII   1   3   9	Conduits maçonnés.....	185

VIII   1   3   10	Maçonnerie armée .....	186
VIII   1   3   11	Exécution des maçonneries.....	188
VIII   1   4	Maçonnerie en terre crue : dispositions complémentaires .....	188
VIII   1   5	Maçonnerie en pierre : dispositions complémentaires .....	192
VIII   2	Constructions en bois.....	192
VIII   2   1	Dispositions générales .....	192
VIII   2   2	Systèmes en murs porteurs.....	196
VIII   2   3	Ossatures en poteaux et poutres de portées courantes .....	200
VIII   2   4	Charpentes de grande portée .....	202
VIII   2   5	Voiles courbes.....	205
VIII   3	Constructions en béton armé .....	207
VIII   3   1	Caractéristiques générales.....	207
VIII   3   2	Ossatures en portiques coulés en place .....	208
VIII   3   2   1	Dispositions générales .....	208
VIII   3   2   2	Nœuds .....	209
VIII   3   2   3	Poteaux.....	210
VIII   3   2   4	Poutres.....	213
VIII   3   2   5	Recouvrement et ancrage des armatures .....	214
VIII   3   2   6	Panneaux de remplissage .....	215
VIII   3   3	Structures en voiles coulés en place.....	218
VIII   3   4	Systèmes mixtes en portiques et voiles.....	221
VIII   3   5	Systèmes poteaux-dalle .....	222
VIII   3   6	Structures tubulaires.....	223
VIII   3   7	Utilisation de la précontrainte dans la construction parasismique .....	224
VIII   3   8	Utilisation du béton armé léger .....	226
VIII   3   9	Ossatures en portiques préfabriqués.....	227
VIII   3   10	Constructions en grands panneaux préfabriqués.....	229
VIII   3   11	Coques.....	232
VIII   4	Constructions en acier.....	233
VIII   4   1	Comportement des constructions en acier sous l'action sismique .....	233
VIII   4   2	Dispositions générales .....	234
VIII   4   3	Ossatures autostables .....	237
VIII   4   4	Ossatures contreventées.....	239
VIII   4   5	Structures tubulaires.....	244
VIII   5	Ossatures en acier enrobées de béton armé .....	245
VIII   6	Ossatures en alliages d'aluminium .....	246
VIII   7	Structures en membranes textiles.....	248
VIII   7   1	Caractéristiques générales.....	248
VIII   7   2	Membranes gonflées.....	248
VIII   7   3	Membranes portées .....	249
VIII   8	Constructions à toitures en câbles .....	250
<b>CHAPITRE IX</b>	<b>ÉLÉMENTS NON STRUCTURAUX</b>	<b>251</b>
IX   1	Comportement des éléments non structuraux sous charge sismique .....	253
IX   2	Façades.....	254
IX   2   1	Dispositions générales .....	254
IX   2   2	Dispositions particulières .....	254

IX   3	Vitrages .....	256
IX   4	Cloisons .....	257
IX   5	Revêtements muraux .....	260
IX   6	Plafonds suspendus .....	260
IX   7	Planchers techniques .....	261
IX   8	Couvertures .....	262
<b>CHAPITRE X</b>	<b>ÉQUIPEMENT D'IMMEUBLES ET RÉSEAUX</b>	<b>265</b>
X   1	Dispositions générales .....	267
X   2	Ascenseurs .....	268
X   3	Appareils divers :	
	moteurs, groupes électrogènes, pompes, cuves, réservoirs, échangeurs, chaudières, chauffe-eau ....	269
X   4	Équipement électrique .....	270
X   5	Tuyauterie .....	271
X   6	Gaines de ventilation et de climatisation .....	273
X   7	Appareils de table :	
	ordinateurs, postes de télévision, machines à écrire, appareillage électronique, etc. ....	274
X   8	Armoires .....	274
X   9	Équipement roulant .....	276
X   10	Objets sur étagères ou rayons .....	276
X   11	Extincteurs muraux .....	276
<b>CHAPITRE XI</b>	<b>CODES PARASISMIQUES</b>	<b>277</b>
XI   1	Philosophie des codes parasismiques .....	279
XI   2	Contenu des codes parasismiques .....	280
XI   3	Règles PS 92 (norme P 06-013) .....	281
XI   4	Recommandations AFPS 90 .....	284
XI   5	Règles PS-MI 89 révisées 92 (norme P 06-014) .....	284
XI   6	Projet de l'Eurocode 8, version 1993 .....	285
XI   7	Règles parasismiques algériennes, RPA 88 .....	287
XI   8	Règles parasismiques japonaises 1981 .....	289
XI   9	Code américain UBC (Uniform Building Code), édition 1994 .....	290
XI   10	Prescriptions expérimentales pour l'établissement des règles parasismiques pour le bâtiment ATC 3-06 .....	292
XI   11	Règles parasismiques françaises PS 69 et addenda 82 (norme P 06-003) .....	293
<b>CHAPITRE XII</b>	<b>CADRE RÉGLEMENTAIRE FRANÇAIS</b>	<b>295</b>
XII   1	Construction neuve .....	297
XII   1   1	Ouvrages à risque normal .....	297
XII   1   2	Ouvrages à risque spécial .....	298
XII   2	Bâtiments existants .....	298
XII   2   1	Confortement préventif .....	298
XII   2   2	Transformation des bâtiments existants .....	298
XII   3	Urbanisme .....	299
XII   4	Annexes .....	299
XII   4   1	Décret n° 91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique .....	299

---

XII   4   2	Arrêté du 16 juillet 1992 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la catégorie dite «à risque normal» telle que définie par le décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique.....	309
XII   4   3	Loi n°95-101 du 2 février 1995 relative au renforcement de la protection de l'environnement.....	310
XII   4   4	Décret n°95-1089 du 5 octobre 1995 relatif aux plans de prévention des risques naturels prévisibles.....	315
	<b>GLOSSAIRE</b>	315
	<b>BIBLIOGRAPHIE ET RÉFÉRENCES</b>	325

Les tremblements de terre sont inévitables. Tous les ans, il se produit plusieurs séismes destructeurs entraînant des pertes en vies humaines, pour la plupart dues à l'effondrement de bâtiments. La seule protection réellement efficace est la *construction parasismique*. Or les enseignements tirés des tremblements de terre passés montrent que les dommages graves aux constructions sont, dans la majorité des cas, directement imputables à des choix peu judicieux, erreurs ou négligences commises par les concepteurs de projet à divers niveaux : implantation du bâtiment, parti architectural, parti constructif, avant-projet, projet d'exécution. Le fait de placer un mur, un poteau, un escalier ou une ouverture à un endroit plutôt qu'à un autre, d'opter pour telle ou telle forme d'élément constructif ou pour tel type d'assemblage, influe d'une manière significative sur le comportement d'une construction soumise à des charges sismiques. Le calcul réglementaire, fondé sur des hypothèses de nature probabiliste et généralement forfaitaire, ne peut à lui seul garantir la résistance d'un bâtiment incorrectement conçu. Le présent ouvrage explicite les mécanismes de résistance des constructions aux séismes, offre une synthèse des démarches architecturales et constructives qui optimisent cette résistance et présente d'une manière détaillée la réglementation relative à la prévention du risque sismique.

Milan Zacek est architecte, ingénieur, professeur et chercheur au laboratoire « Ambiances bioclimatiques et construction parasismique ». Responsable scientifique d'une formation postdiplôme de 3<sup>e</sup> cycle (CEEA Architecture parasismique) à l'école d'architecture de Marseille, il est également membre du comité scientifique et technique du Centre européen pour la prévention et la prévision des séismes à Athènes et participe à des missions d'expertise parasismique.

**CONSTRUIRE PARASISMIQUE**

