



Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités

Hugo Bachmann

Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Direttive dell'UFAEG
Berne, 2002



Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

Impressum

Editeur: Office fédéral des eaux et de la géologie

Source à mentionner: Hugo Bachmann: Conception parasismique des bâtiments – Principe de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de l'OFEG (Bienne 2002, 81p.)

Version originale en allemand.
Cette publication est disponible sous format PDF sur le site Internet de l'OFEG: www.bwg.admin.ch

Tirage: 3'500d/1'500f

Traduction: Christian Marro, Traductonet, Haute-Nendaz

N° de commande: 804.802 f

Diffusion: OFCL, Diffusion des publications, CH-3003 Berne, Internet: www.bbl.admin.ch/bundespublikationen

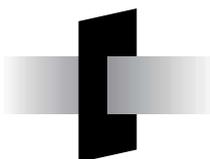
Copyright: © BWG, Bienne, septembre 2002

Eidgenössisches Departement für Umwelt, Verkehr,
Energie und Kommunikation
Département fédéral de l'environnement, des transports,
de l'énergie et de la communication
Dipartimento federale dell'ambiente, dei trasporti,
dell'energia e delle comunicazioni

Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités

Hugo Bachmann

Directives de l'OFEG – Richtlinien des BWG – Direttive dell'UFAEG
Berne, 2002



Bundesamt für Wasser und Geologie **BWG**
Office fédéral des eaux et de la géologie **OFEG**
Ufficio federale delle acque e della geologia **UFAEG**
Uffizi federal per aua e geologia **UFAEG**
Federal Office for Water and Geology **FOWG**

Préface de l'auteur

Le risque de tremblement de terre a longtemps été jugé inéluctable. Autrefois, on se contentait d'admettre que les constructions devaient parfois subir les séquelles de mouvements du sol. Aussi les mesures de protection contre ce phénomène se sont-elles d'abord concentrées sur la gestion des catastrophes. Certes, des propositions relatives au mode de construction avaient déjà été émises au début du 20^e siècle, mais c'est au cours des dernières décennies que des recherches toujours plus nombreuses et pointues ont révélé comment réduire efficacement la vulnérabilité des ouvrages aux séismes.

L'objectif de ce document est de présenter simplement des connaissances récentes sur la façon de protéger les bâtiments contre les séismes en prenant des mesures à

la construction. La formule retenue consiste à exposer des principes de base en les assortissant d'illustrations et d'exemples, ainsi que d'un texte explicatif.

Les principes, les photos – provenant de l'auteur ou de tiers – et les textes sont le fruit d'une longue activité théorique et pratique dans le domaine exigeant et en constante évolution de la tenue des constructions soumises aux séismes.

L'auteur tient d'abord à exprimer sa reconnaissance aux nombreux auteurs de photos, mentionnés en fin de brochure, pour avoir accepté de mettre à disposition le résultat de gros efforts rarement dénués de risques. Ses remerciements s'adressent également à l'Office fédéral des eaux et de la géologie, qui prend en charge l'édition et l'impression de cette brochure.

Zurich, août 2002

Prof. Hugo Bachmann

Préface de l'éditeur

En 1998, la Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures (SGEB) a publié un document soulignant le fait que les autorités, les Hautes écoles, l'industrie et les particuliers se doivent d'agir pour assurer la sécurité parasismique du tissu bâti de Suisse. Ce document relevait notamment qu'un gros retard devait être rattrapé d'urgence au sujet du comportement des bâtiments et des installations, thème qui se trouve au cœur de la prévention des catastrophes sismiques. Suite à cette publication, et à d'autres interventions, le Conseil fédéral a mandaté l'Office fédéral des eaux et de la géologie (OFEG) pour organiser la protection contre les tremblements de terre dès le 1^{er} janvier 2000, dans le cadre des tâches de la Confédération. L'OFEG a créé à cet effet la Centrale de coordination pour la mitigation des séismes, dont le rôle est de conseiller et de seconder toute l'administration fédérale. Le 11 décembre 2000, le Conseil fédéral a entériné un programme de mesures en sept points qui court de 2001 à 2004 et vise à prévenir les dégâts sismiques dans le domaine de compétence de la Confédération.

La sécurité parasismique des ouvrages futurs figure au premier plan du programme de mesures de la Confédération. L'auteur de la présente brochure, le Professeur Hugo Bachmann, a consacré de nombreuses années à étudier le risque sismique et le comportement des ouvrages soumis aux tremblements de terre. A la demande de l'OFEG, qui lui exprime sa reconnaissance, il a bien voulu mettre à la disposition des praticiens des connaissances scientifiques propices à la sécurité parasismique des constructions. Les présentes directives souhaitent contribuer à ce que les résultats des recherches soient mis en œuvre systématiquement par les professionnels de la construction, qu'ils soient donc pris en compte dans la conception et l'étude des ouvrages. Ainsi est-il désormais possible, dans notre pays à sismicité modérée, de conférer une sécurité parasismique raisonnable aux nouvelles constructions, sans surcoût ou presque.

Bienne, août 2002

Dr Christian Furrer
Directeur de l'Office fédéral
des eaux et de la géologie

Table des matières

Objectifs	6
Que se passe-t-il lors d'un tremblement de terre?	7
Le plus important des risques naturels	8
Le risque sismique ne cesse d'augmenter	9
Des mesures insuffisantes	9
Il est urgent d'agir	9
PB 1 L'architecte et l'ingénieur collaborent d'emblée!	10
PB 2 Respecter les dispositions parasismiques des normes!	11
PB 3 Pas de surcoût notable grâce aux méthodes modernes!	13
PB 4 Eviter les rez-de-chaussée flexibles!	15
PB 5 Eviter les étages flexibles!	19
PB 6 Eviter les contreventements dissymétriques!	21
PB 7 Eviter les contreventements décalés!	24
PB 8 Les sauts de rigidité et de résistance causent des problèmes!	25
PB 9 Deux parois porteuses élancées en béton armé par direction principale!	26
PB 10 Eviter les systèmes mixtes colonnes-maçonnerie porteuse!	28
PB 11 Eviter de remplir les cadres de maçonnerie!	29
PB 12 Des parois porteuses en béton armé pour renforcer les bâtiments en maçonnerie!	32
PB 13 Armer les parois porteuses en maçonnerie reprenant des efforts horizontaux!	34
PB 14 Harmoniser la structure porteuse et les éléments non-porteurs!	38
PB 15 Dans les constructions à ossature, séparer les parois non-porteuses par des joints!	40
PB 16 Eviter les colonnes courtes!	42

PB 17	Eviter de remplir partiellement les cadres!	44
PB 18	Concevoir soigneusement les contreventements triangulés!	46
PB 19	Concevoir des structures porteuses en acier ductiles!	48
PB 20	Séparer les bâtiments contigus par des joints conformes aux règles de l'art!	50
PB 21	Privilégier les configurations compactes!	52
PB 22	Utiliser des dalles afin de solidariser les éléments et répartir les forces!	53
PB 23	Dimensionner en capacité pour obtenir une structure porteuse ductile!	55
PB 24	Une armature en acier ductile avec $R_m/Re \geq 1.15$ et $A_{gt} \geq 6 \%$!	56
PB 25	Des armatures transversales espacées de $s \leq 5d$ avec des crochets à 135° dans les parois porteuses et les colonnes!	58
PB 26	Pas d'évidements ni ouvertures dans les zones plastiques!	60
PB 27	Préserver l'intégrité des liaisons dans les constructions préfabriquées!	62
PB 28	Protéger les fondations grâce au dimensionnement en capacité!	64
PB 29	Elaborer le spectre de réponse propre au site!	65
PB 30	Tenir compte du danger de liquéfaction du sol!	66
PB 31	Il peut s'avérer plus judicieux d'assouplir que de renforcer!	68
PB 32	Ancrer les éléments de façade contre les forces horizontales!	70
PB 33	Ancrer les parapets et les murs!	72
PB 34	Bien fixer les faux-plafonds et les luminaires!	74
PB 35	Fixer les installations et les équipements!	75
	Crédit d'illustrations	78
	Bibliographie	79
	Contacts	80
	Annexe: carte d'aléa sismique	81

Objectifs

Le présent document offre un large aperçu de l'art de la conception parasismique des bâtiments. Il expose des principes de base à suivre pour réaliser des ouvrages aptes à résister aux tremblements de terre. Ces principes régissent essentiellement

- **la conception** et
- **les dispositions constructives**

pour

- **la structure porteuse** et
- **les éléments non porteurs**

La conception et le choix des détails constructifs de la structure porteuse (parois, colonnes, dalles) et des éléments non-porteurs (cloisons intérieures, éléments de façade) jouent un rôle déterminant dans la tenue des bâtiments (comportement avant la rupture) et leur vulnérabilité face aux séismes (sensibilité à l'endommagement). En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs d'ingénieur et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les erreurs ou les défauts de conception au plan parasismique. Il est en outre impératif de concevoir les bâtiments selon les règles parasismiques si l'on entend les doter d'une bonne tenue aux tremblements de terre sans occasionner de surcoûts notables.

Les principes figurant dans ce document s'appliquent donc essentiellement aux nouvelles constructions. Cependant, il est bien clair qu'ils peuvent aussi être mis à contribution pour expertiser et assainir les cas échéant les bâtiments existants. C'est pourquoi certains exemples de mise en œuvre des principes sont tirés d'ouvrages existants.

Les principes de base sont intentionnellement simples. Les calculs et le dimensionnement ne sont introduits que de manière marginale. Le lecteur a la possibilité d'approfondir les points qui l'intéressent en consultant la littérature spécialisée (p. ex. [Ba 02]).

La formule des principes de base est née dans le cadre de nombreux exposés que l'auteur a présentés entre 1997 et 2000 et dont le contenu a été continuellement approfondi et remanié. Chaque principe est introduit par une figure schématique (synthèse du principe), puis par un texte d'ordre général. Chaque principe est illustré par des photos de dégâts, des exemples positifs ou négatifs et des explications spécifiques.

Les principes de base (PB) sont regroupés selon les thèmes suivants:

- collaboration, normes et coûts (PB 1 à PB 3);
- contreventements et déformations (PB 4 à PB20);
- conception dans le plan horizontal (PB21 et PB 22);
- mise en œuvre des dispositifs constructifs (PB 23 à PB 27);
- fondations et sols (PB 28 à PB 31);
- éléments non-porteurs et installations (PB 32 à PB 35).

Il va de soi que tous les principes ne revêtent pas la même importance, que ce soit dans un contexte général ou en relation avec un objet précis. Des compromis, basés sur le jugement de l'ingénieur, peuvent être admis en fonction du danger encouru (zone de danger sismique, caractéristiques locales des sols) et des particularités de l'ouvrage concerné. On respectera toujours scrupuleusement les principes de base déterminants pour la sécurité des personnes, notamment ceux qui ont trait aux contreventements. Seuls les principes essentiellement destinés à réduire les dégâts matériels peuvent par contre faire l'objet de concessions.

Ce document s'adresse d'abord aux professionnels de la construction, tels qu'ingénieurs civils et architectes, mais il intéressera également les maîtres d'ouvrages et les autorités en charge de la construction. S'il se prête bien à l'étude personnelle, on peut également s'en servir avec profit pour élaborer des exposés lors de séminaires et de cours de perfectionnement ou pour dispenser des cours dans les Hautes écoles. A cet effet, des illustrations peuvent être obtenues auprès de l'éditeur sous forme numérique (CD). Tous les autres droits, concernant notamment la reproduction des illustrations et du texte, restent réservés.

Que se passe-t-il lors d'un tremblement de terre?

Les tremblements de terre sont généralement provoqués par des ondes sismiques naissant lors de déplacements saccadés de la croûte terrestre dans une zone de rupture (faille active). Des ondes de diverses natures et vitesses parcourent différents chemins avant d'atteindre un site et de soumettre le sol à divers mouvements.

Que se passe-t-il lors d'un tremblement de terre?

• Mouvements rapides du sol:

Quelle durée?
Quelle amplitude?

• Réponse des ouvrages:

- Fortes vibrations
- Fortes sollicitations
- Rupture locale
- Effondrement

Prof. Hugo Bachmann

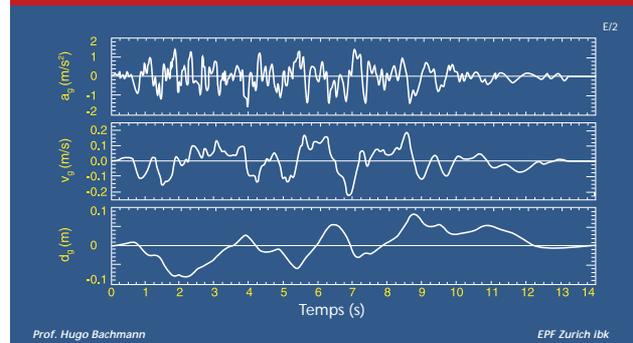
EPF Zurich Ibk

Le sol va et vient rapidement dans toutes les directions du plan horizontal, ainsi que dans le sens vertical, mais dans une mesure généralement moindre. Quelle est la durée des mouvements? Un tremblement de terre d'intensité moyenne dure par exemple 10–20 secondes, ce qui est relativement court. Quelle est l'amplitude maximale des mouvements? Lorsque survient un séisme de type «valaisan», de magnitude 6 comme celui qui a occasionné des dégâts dans la région viègeoise en 1855, les amplitudes dans les différentes directions du plan horizontal atteignent un ordre de grandeur de 8 à 10, voire 12 centimètres. Lorsque survient un séisme de type «bâlois», de magnitude 6.5 voire plus, comme celui qui a détruit une grande partie de la ville de Bâle et de ses environs en 1356, les déplacements du sol peuvent atteindre 15–20 centimètres, voire plus.

Qu'advient-il des bâtiments? Lorsque le sol oscille rapidement, les fondations sont entraînées dans le mouvement, tandis que la partie supérieure tend, du fait de son inertie, à rester là où elle se trouve. Ce phénomène occasionne d'importantes vibrations et des phénomènes similaires à la résonance entre l'ouvrage et le sol, d'où l'apparition de fortes sollicitations internes.

Il en résulte fréquemment des déformations plastiques de la structure porteuse, qui peut subir d'importants dégâts et céder localement, voire s'effondrer totalement dans le pire des cas.

Mouvements du sol au cours du temps «Séisme valaisan»



Prof. Hugo Bachmann

EPF Zurich Ibk

Les effets d'un tremblement de terre sur un ouvrage sont essentiellement déterminés par les variations temporelles de trois paramètres décrivant les mouvements du sol, soit son accélération (a_g), sa vitesse (v_g) et son déplacement (d_g), avec leur contenu fréquentiel. En étudiant les mouvements occasionnés, dans une direction horizontale donnée pour un tremblement de terre de type «valaisan» généré artificiellement, on relève par exemple que les fréquences dominantes de l'accélération sont notablement plus élevées que pour la vitesse et beaucoup plus élevées que pour le déplacement.

L'aléa sismique dépend fortement de la situation géographique comme le montre la carte annexée [GM98]. Mais l'effet de site peut être encore plus important que la position géographique d'un ouvrage. Les paramètres caractérisant les mouvements du sol pour un séisme de magnitude donnée et pour un site donné peuvent diverger largement. Ils dépendent de nombreux paramètres, comme la distance, la direction, la profondeur et le mécanisme de la zone de rupture de la croûte terrestre (foyer), mais aussi des caractéristiques locales du sol (épaisseur des couches, vitesse des ondes de cisaillement). En comparaison avec les soubassements rocheux, les sols meubles peuvent amplifier les mouvements sismiques de manière considérable. Quant à la réponse du bâti aux mouvements du sol, elle dépend de caractéristiques importantes propres aux ouvrages (fréquences propres, type de structure porteuse, ductilité des éléments, etc.).

C'est pourquoi il convient de concevoir les constructions de façon à couvrir des incertitudes et des variations considérables.

Le plus important des risques naturels

En Suisse comme ailleurs, le risque sismique a long-temps été sous-estimé, et dans une large mesure ignoré. On a pris conscience récemment que des séismes catastrophiques peuvent également affecter notre pays.

Les séismes de forte magnitude comme ceux qui ont occasionné de gros dégâts à Izmit (Turquie, 1999), Kobe (Japon, 1995) ou Northridge (Californie, 1994) illustrent les effets du «tremblement de terre maximum» auquel on peut s'attendre en Suisse. Si leur probabilité d'occurrence est relativement faible, ils n'en sont pas moins possibles. Le tremblement de terre de Bâle (1356) relève de cette catégorie.

Au cours des dernières années, l'ampleur des dommages auxquels il faut s'attendre si un séisme catastrophique survient en Suisse a fait l'objet d'études poussées sous l'angle de l'assurance et de la préven-

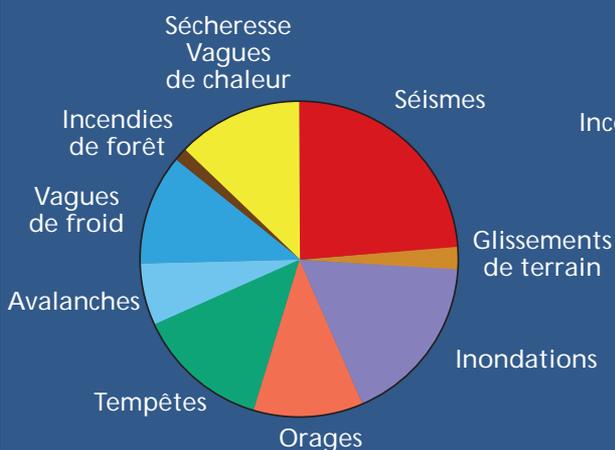
tion des catastrophes [D0150]. Les assureurs effectuent des analyses de type «que se passerait-il si» pour estimer ce qu'il adviendrait si certains tremblements de terre historiques se reproduisaient en Suisse, ce qui est possible à tout moment. Ils prévoient que le séisme de Viège (1855) occasionnerait aujourd'hui des dégâts aux bâtiments de l'ordre de 10 milliards de francs suisses. Le tremblement de terre de Bâle (1356), qui correspond statistiquement à une période de retour de durée moyenne (500-1000 ans), provoquerait actuellement des dégâts aux bâtiments pouvant atteindre 50 milliards de francs suisses. Si les pertes humaines n'ont pas été estimées explicitement, on doit s'attendre à plusieurs centaines ou peut-être même plusieurs milliers de morts et jusqu'à dix fois plus de blessés. L'expérience enseigne en outre qu'il faut multiplier les dégâts aux bâtiments par un facteur 2 à 3 pour évaluer l'ensemble des dommages affectant le contenu des bâtiments, les ouvrages destinés aux transports, aux communications, à l'approvisionnement et à l'évacuation, les pertes inhérentes à l'interruption de la produc-

Risques liés aux différents phénomènes naturels

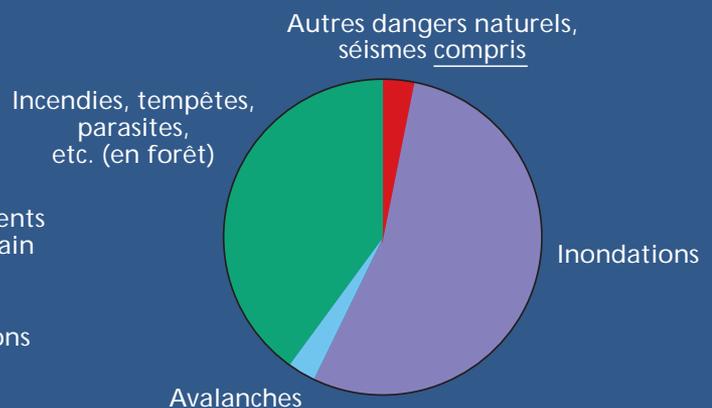
Dépenses publiques pour les mesures de protection

E/3

600 millions de CHF/an.



Prof. Hugo Bachmann



ibk – EPF Zurich

tion industrielle, les coûts consécutifs aux décès et aux blessures, ainsi que les atteintes à l'environnement. Il en résulterait pour le tremblement de terre de Bâle une facture globale plusieurs fois plus élevée que le budget annuel de la Confédération helvétique (env. 50 milliards de francs suisses en 2001).

L'étude Katanos, effectuée en 1995 par l'Office fédéral de la protection civile qui s'occupe de la prévention des catastrophes, conclut à des dommages d'une gravité similaire. Le graphique sectoriel de gauche dans la figure indique le poids relatif des principaux phénomènes par rapport à l'ensemble des risques naturels menaçant la Suisse (non compris le risque inhérent à la classe d'endommagement 5 selon [D0150]). Il comprend notamment les risques imputables aux inondations, aux orages, aux tempêtes, aux avalanches, etc., ainsi qu'aux séismes. On relèvera que ce dernier est du même ordre de grandeur, si ce n'est plus important, que le risque inhérent à l'ensemble des autres phénomènes naturels.

Le risque sismique ne cesse d'augmenter

S'agissant des ouvrages, le risque sismique est égal au produit de l'aléa (intensité/probabilité d'occurrence de l'événement, conditions locales de site) par la valeur des biens menacés et la vulnérabilité du tissu bâti. Or le parc d'ouvrages s'accroît constamment et maintes nouvelles constructions sont très – si ce n'est trop – vulnérables aux séismes. La cause réside notamment dans le respect lacunaire d'importants principes de la conception parasismique ou même de dispositions relatives aux tremblements de terre figurant dans les normes, fût-ce par ignorance, par commodité ou par négligence. Il en résulte que le risque sismique ne cesse de croître inutilement.

Des mesures insuffisantes

Qu'en est-il des mesures de protection contre les dangers naturels? Les pouvoirs publics y consacrent chaque année environ 600 millions de francs suisses.

Le graphique sectoriel de droite dans la figure indique la répartition de cette somme selon les principaux phénomènes naturels. On y relève que les mesures de protection contre les tremblements de terre bénéficient de montants plus que modestes. La disproportion est flagrante si l'on se réfère au risque qu'ils occasionnent. Le déficit de prévention en la matière correspond à la perception que l'on a du phénomène. Il s'écoule peu de temps entre deux inondations, hivers catastrophiques au plan des avalanches ou grosses tempêtes, c'est pourquoi on reste conscient de ces dangers et on prend depuis longtemps des mesures de protection. En revanche, comme chaque génération ne subit pas un gros tremblement de terre, la majorité de la population n'est pas consciente des dégâts qu'il est susceptible d'occasionner en Suisse. Mais lorsqu'il survient, il a des effets dévastateurs. Les pertes en vies humaines et les dégâts matériels peuvent s'avérer supérieurs de plusieurs ordres de grandeur aux dommages occasionnés, notamment, par les inondations ou les avalanches.

Il est urgent d'agir

Les considérations qui précèdent le démontrent sans ambiguïté: la Suisse souffre d'un gros déficit en matière de prévention sismique par des mesures à la construction. Il est urgent d'agir pour rattraper l'important retard accumulé [D0150]. Les nouveaux ouvrages doivent être conçus de manière à résister aux séismes dans une mesure raisonnable, pour éviter que l'on ajoute constamment de nouvelles constructions sismiquement vulnérables au bâti qui l'est déjà. La présente publication souhaite contribuer à diffuser les connaissances fondamentales nécessaires à cet effet.

PB 1 L'architecte et l'ingénieur civil collaborent d'emblée!

Principes de base pour concevoir des bâtiments parasismiques

1

Maître de l'ouvrage

Architecte Ingénieur civil

L'architecte et l'ingénieur civil collaborent d'emblée!

Prof. Hugo Bachmann ibk - EPF Zurich

Lorsqu'il s'agit de concevoir un bâtiment, de nombreux maîtres d'ouvrages et architectes croient encore à tort qu'il suffit d'associer l'ingénieur civil à la fin du processus, en lui confiant le mandat consistant à «calculer» la structure porteuse pour résister aux séismes. Or cette démarche doit être qualifiée de mauvaise. Elle peut avoir de graves conséquences et occasionner des surcoûts importants. En effet, aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les défauts de conception de la structure porteuse et les erreurs dans le choix des éléments non-porteurs, notamment des cloisons intérieures et des éléments de façade.

Principes de base pour la conception parasismique des bâtiments

1/1

Aussi poussés soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne sont pas à même de compenser à posteriori les défauts de conception de la structure porteuse et des éléments non-porteurs!

→ L'architecte et l'ingénieur civil collaborent dès les premiers coups de crayon!

Prof. Hugo Bachmann ibk - EPF Zurich

Il est impératif que l'architecte et l'ingénieur collaborent étroitement dès la première étape de tout projet de bâtiment, pour en assurer le bon déroulement, garantir la sécurité de l'ouvrage, limiter sa vulnérabilité et maintenir les coûts dans des limites raisonnables. Ce faisant, les deux partenaires regroupent des compétences aussi différentes qu'indispensables. L'architecte s'occupe

Principes de base pour concevoir des bâtiments parasismiques

1/2

Faux:

«Conception en série»

1. Architecte: conception de la structure porteuse et des éléments non-porteurs
2. Ingénieur: dimensionnement...
1. Structure porteuse pour les charges verticales
2. Eléments non-porteurs
3. Structure porteuse parasismique

Plus efficace et meilleur marché:

«Conception commune»

- L'architecte et l'ingénieur élaborent ensemble le projet
- «Structure porteuse polyvalente» et éléments non-porteurs

Prof. Hugo Bachmann ibk - EPF Zurich

essentiellement de l'esthétique du bâtiment et de ses fonctions, tandis que l'ingénieur conçoit au meilleur prix une structure porteuse sûre et efficace. C'est pourquoi la collaboration entre l'architecte et l'ingénieur doit commencer dès les premiers coups de crayon! La démarche «en série» est notoirement mauvaise et inefficace. Il n'est pas du tout pertinent que l'architecte attende d'avoir élaboré un projet de structure porteuse et choisi les cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade, avant de s'adresser à l'ingénieur pour lui confier le calcul et le dimensionnement de la structure porteuse. Il est tout aussi faux de commencer par concevoir la structure porteuse en fonction des seules charges verticales, puis de choisir les cloisons intérieures non-porteuses et les éléments de façade et enfin de compléter la structure pour qu'elle résiste aux actions sismiques. Il en résulte souvent un «bricolage» onéreux et insatisfaisant.

Il est beaucoup plus judicieux et plus avantageux de travailler de concert. L'architecte et l'ingénieur prennent en compte les souhaits esthétiques et les impératifs fonctionnels pour élaborer ensemble une structure porteuse «polyvalente» (adaptée aux charges verticales et aux actions sismiques), sûre, efficace et bon marché. Puis ils choisissent ensemble des cloisons intérieures et des éléments de façade dont la déformabilité soit compatible avec la structure porteuse. Comme c'est la démarche qui fournit les meilleurs résultats, le maître de l'ouvrage est également très intéressé à ce qu'un esprit de confiance mutuelle et de collaboration étroite règne entre l'architecte et l'ingénieur. Le moment opportun pour l'instaurer n'est pas l'étape des derniers calculs et des plans de détail, mais la phase où sont opérés les choix cruciaux vis-à-vis de la tenue au séisme et de la vulnérabilité de l'ouvrage, soit au tout début du projet.

PB 2 Respecter les dispositions parasismiques des normes!

Principes de base pour concevoir des bâtiments parasismiques

Jusqu'à présent: SIA 160 (1989)

Désormais: Swisscodes

SIA 260	Principes	SIA 264	Construction composite
SIA 261	Actions	SIA 265	Construction en bois
SIA 262	Construction en béton	SIA 266	Maçonnerie
SIA 263	Construction en acier	SIA 267	Géotechnique

Respecter les dispositions parasismiques des normes!

Prof. Hugo Bachmann ibk - EPF Zurich

C'est en 1970 qu'ont paru, dans la norme SIA 160, les premières dispositions parasismiques en Suisse. Elles s'avèrent cependant obsolètes au vu des connaissances actuelles. En 1989, des dispositions appropriées traitant des principes et des mesures propres à assurer la sécurité parasismique des ouvrages ont été introduites dans l'article 4.19 de la nouvelle version de la norme SIA 160. Elles soumettent la conception et la construction de tous les nouveaux ouvrages bâtis en Suisse à certaines exigences et requièrent quelques vérifications numériques simples (notamment selon la méthode des forces de remplacement), en fonction du niveau de l'aléa (zone sismique et sol de fondation) et de l'importance de l'ouvrage pour la population (classe d'ouvrages). Ces normes et d'autres dispositions relatives aux structures porteuses seront bientôt remplacées par les Swisscodes, qui représentent une évolution des anciennes normes SIA et concrétisent les principes préconisés par les normes européennes (Eurocodes). Dans les Swisscodes, les dispositions parasismiques sont intégrées – à l'exception de la description des actions sismiques – dans les prescriptions relatives aux différents modes de construction. Elles sont donc placées là où elles sont le plus utiles. Les nouvelles dispositions accentueront encore les exigences relatives à la sécurité parasismique des ouvrages, surtout pour les structures porteuses non-ductiles.

Malheureusement, il arrive encore souvent que les dispositions parasismiques figurant dans les normes de construction ne soient pas respectées, fût-ce par ignorance, par indifférence, par commodité ou par négligence. Les constructions ne sont soumises, de la part des autorités, à aucune condition contraignante, assortie de contrôles, qui relève de la police des constructions. On continue à construire des ouvrages

très vulnérables, qui présentent des risques élevés de dommages au premier tremblement de terre d'intensité modérée. Pourtant, l'étude des constructions existantes (p. ex. [La 02]) a montré que le respect des normes permettait de réduire de façon décisive et sans surcoût notable la vulnérabilité des ouvrages aux séismes et surtout d'améliorer dans une large mesure leur résistance à l'effondrement.

L'ignorance ou le non-respect, fût-il partiel, des dispositions parasismiques figurant dans les normes de construction est de nature à occasionner une dépréciation de l'ouvrage [Sc 00]. La moins-value peut notamment comprendre les coûts nécessaires à son assainissement, moins les coûts qu'il aurait de toute façon fallu consentir pour que la construction ou la transformation réponde aux normes parasismiques. Les concepteurs peuvent être appelés à assumer les coûts de l'assainissement, sans préjuger de la responsabilité qu'ils endossent, avec les propriétaires, si des personnes sont tuées ou blessées à l'occasion d'un tremblement de terre, ou qu'il en résulte des dégâts matériels. L'assainissement parasismique coûte en général plusieurs fois le prix qu'il aurait fallu payer pour que la nouvelle construction ait d'emblée une tenue au séisme appropriée. Il implique en outre des désagréments pouvant aller jusqu'au déménagement et à l'impossibilité temporaire d'utiliser l'ouvrage. Quant à la détermination des parts de responsabilité de l'architecte et de l'ingénieur, elle peut requérir des procédures judiciaires longues et onéreuses. Le maître de l'ouvrage, l'architecte, l'ingénieur et les autorités ont donc intérêt à ce que tous les nouveaux bâtiments respectent strictement les dispositions parasismiques des normes et à ce que les vérifications et les procès-verbaux de contrôle figurent dans le dossier de construction.



2/1 On construit encore des ouvrages sans vérifier s'ils présentent une tenue au séisme suffisante au sens des normes en vigueur. Dans le cas de ce bâtiment en maçonnerie, il semble qu'aucune mesure adéquate n'ait été prévue (p. ex. contreventement en béton armé). Une tenue au séisme insuffisante est de nature à occasionner une importante dépréciation de l'ouvrage, source de procès en responsabilité civile (Suisse, 2001).



2/2 En général, les bâtiments dont les contreventements destinés à reprendre les efforts et les déplacements horizontaux manquent ou sont fortement décentrés ne satisfont pas aux dispositions des normes en vigueur. Ils peuvent être endommagés ou s'effondrer sous l'effet d'un modeste tremblement de terre (Suisse, 2000).

PB 3 Pas de surcoût notable grâce aux méthodes modernes!

Principes de base pour concevoir des bâtiments parasismiques

3

Le coût de la sécurité parasismique dépend de

- la démarche lors de la conception
- la méthode appliquée

Pas de surcoût notable grâce
aux méthodes modernes!

Prof. Hugo Bachmann

ibk - EPF Zurich

De nombreux spécialistes de la construction croient encore que la sécurité parasismique des ouvrages construits en Suisse passe par d'importants surcoûts. Des proportions de 3 – 17 % du coût de l'ouvrage neuf ont été articulées lors d'une enquête. Or cette opinion n'est pas fondée. Dans un pays à sismicité modérée comme la Suisse, le prix de la sécurité parasismique des nouveaux bâtiments est généralement nul à modeste (de quelques pour-mille).

L'investissement à consentir pour assurer la sécurité parasismique d'un bâtiment dépend toutefois étroitement de la démarche suivie lors de sa conception et de la méthode de dimensionnement appliquée:

- S'agissant de la démarche lors de la conception, la collaboration précoce entre l'architecte et l'ingénieur civil joue un rôle décisif (cf. PB 1). La tenue au séisme doit être prise en considération dès le concept architectural de l'ouvrage et la conception de sa structure porteuse. Il faut notamment s'attendre à d'importants surcoûts si des modifications ou améliorations de la structure porteuse doivent être entreprises alors que l'élaboration des plans est bien avancée car il s'avère souvent nécessaire de modifier le concept architectural. Cela peut s'avérer très coûteux en temps et en argent.
- Quant à la méthode de dimensionnement à appliquer, il convient de souligner les gros progrès réalisés récemment. Des travaux de recherche approfondis ont aidé à mieux comprendre le comportement des ouvrages et des structures soumis à un tremblement de terre et, partant de cela, à mettre au point des méthodes efficaces. Par rapport aux anciennes pratiques, le coût de la sécurité parasismique des ouvrages est réduit et le comportement lors d'un séisme est notablement amélioré, diminuant

d'autant la vulnérabilité. L'élaboration de structures ductiles, et la méthode du dimensionnement en capacité qui va de pair jouent un rôle crucial à cet égard. Grâce à elles, des éléments de construction comme les parois en béton armé, qui servent à garantir une bonne tenue au vent ou répondent à d'autres impératifs fonctionnels, peuvent être aménagés sans surcoût notable pour conférer la tenue sismique voulue (p. ex. en modifiant l'armature). Il n'est pas nécessaire d'ajouter de nouveaux éléments comme le voulaient les anciennes méthodes, ou si cela s'avère nécessaire, leur ampleur est largement réduite.

Le document [D0171] fournit des précisions sur la manière d'appliquer les méthodes récentes et relève leurs avantages. Il décrit le dimensionnement parasismique d'un immeuble résidentiel et commercial de sept étages et permet de comparer les résultats d'un dimensionnement traditionnel (ancienne méthode) et d'un dimensionnement en capacité, basé sur les déformations. Dans cet exemple, la méthode moderne offre les avantages suivants (cf. également p. 14):

- forte diminution des forces sismiques à prendre en compte pour déterminer la résistance ultime;
- meilleure résistance à l'effondrement;
- bonne maîtrise des déformations;
- prévention de la plupart des dégâts jusqu'à une intensité donnée (séisme pour lequel apparaissent les premiers dégâts);
- meilleure flexibilité vis-à-vis des changements d'affectation;
- coûts sensiblement équivalents.

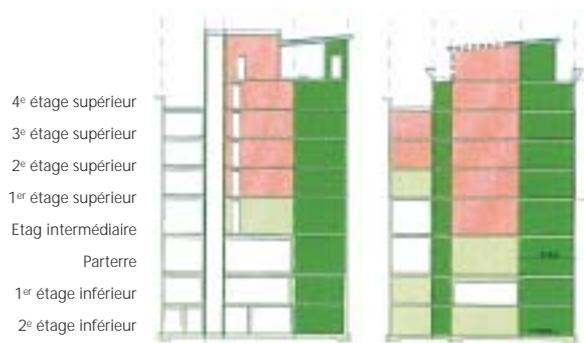
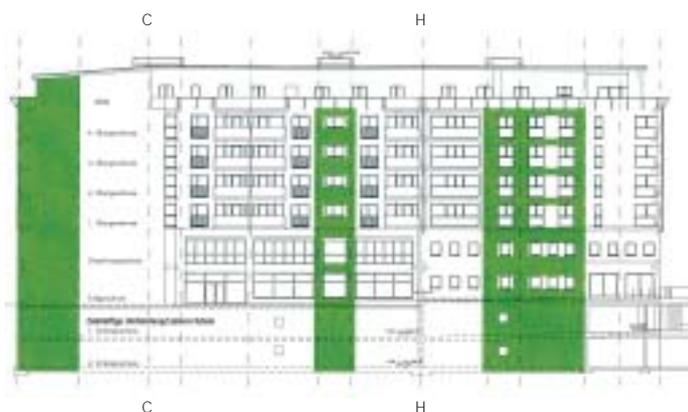
Les trois derniers points revêtent un intérêt particulier aux yeux des maîtres d'ouvrages. L'accroissement de la flexibilité vis-à-vis des changements d'affectation résulte essentiellement du fait que la plupart des parois peuvent être modifiées, voire supprimées sans problème.

Page 14

3/1 Application de différentes méthodes pour le dimensionnement parasismique d'un immeuble résidentiel/commercial de sept étages [D0171]

Dimensionnement traditionnel

Fassade ouest Coupe C Coupe H

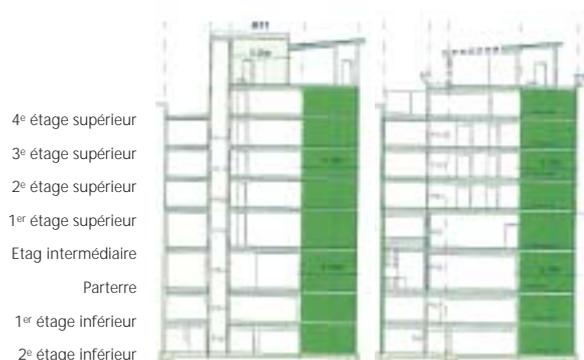


Conception parasismique et dimensionnement en capacité

Fassade ouest

Coupe C

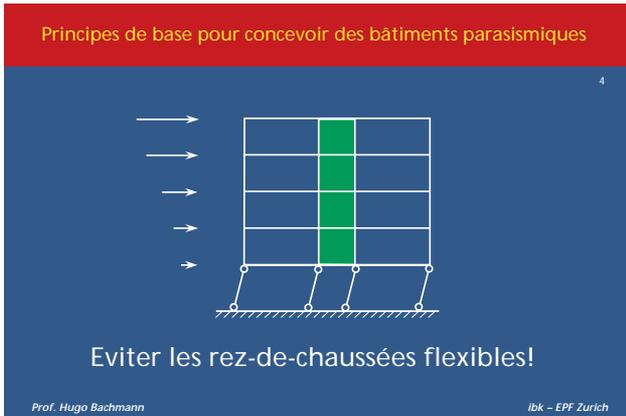
Coupe K



- Parois, dalles, sommiers et colonnes en béton armé destinés à reprendre les charges verticales
- Parois porteuses et cadres en béton armé aptes à résister aux séismes
- Maçonnerie porteuse

Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités

PB 4 Eviter les rez-de-chaussées flexibles!



L'effondrement d'un bâtiment soumis à un tremblement de terre est souvent imputable au fait que si les étages supérieurs sont bien contreventés (parois ou autres), le rez-de-chaussée est ajouré et ne comprend que des colonnes porteuses. Il en résulte un niveau «mou» («soft storey»), flexible dans le plan horizontal. Or les colonnes sont souvent incapables de suivre sans dégâts les déplacements relatifs entre le sol qui oscille et la partie supérieure du bâtiment qui tend à rester sur place. Les déformations plastiques, dites «rotules plastiques», qui apparaissent aux extrémités des colonnes déclenchent un mécanisme redouté dit «de colonnes» (ou «d'étage»), caractérisé par une concentration des déformations plastiques aux extrémités des colonnes. Il en résulte un comportement instable et l'effondrement du bâtiment est souvent inévitable.



4/1 Le mécanisme de colonnes ayant affecté le rez-de-chaussée de ce bâtiment en construction a failli provoquer son effondrement (Frioul, Italie, 1976).



4/2 Les mécanismes de colonnes sont souvent inévitables lorsque le rez-de-chaussée est flexible (Izmit, Turquie, 1999).



4/3 Les colonnes antérieures se sont inclinées dans leur direction de faiblesse, tandis que les colonnes postérieures se sont rompues (Izmit, Turquie, 1999).

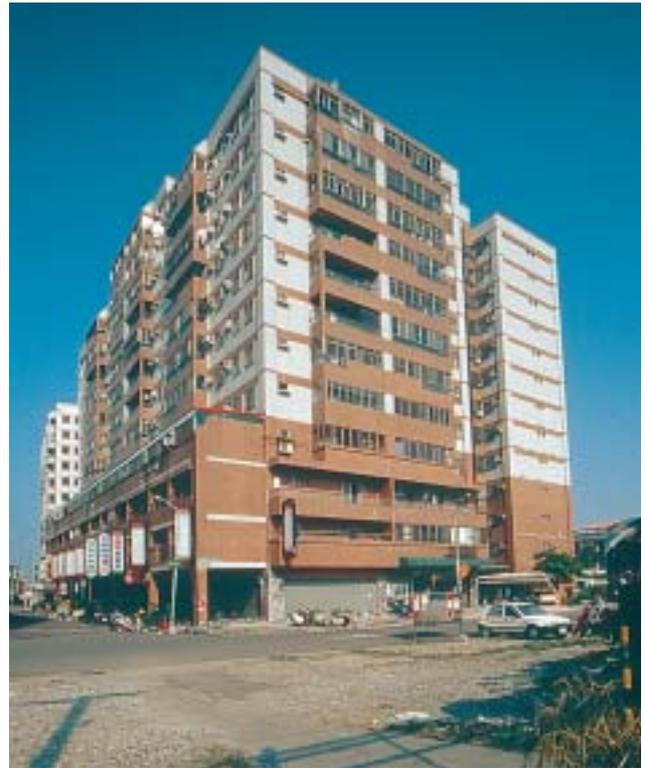
Page 16

4/4 Cet immeuble d'habitation a basculé après la rupture de ses colonnes (Taiwan, 1999)





4/5 Ce bâtiment bien renforcé dans sa partie supérieure s'est affaissé sur son rez-de-chaussée (Kobe, Japon, 1995)...



4/7 Ce grand bâtiment a évité de justesse de l'effondrement...



4/6 ... et voici les restes de la colonne d'angle avant-gauche du rez-de-chaussée



4/8 ... grâce à ses colonnes massives et à la bonne exécution de ses armatures de stabilisation et de frettage (Taiwan, 1999).

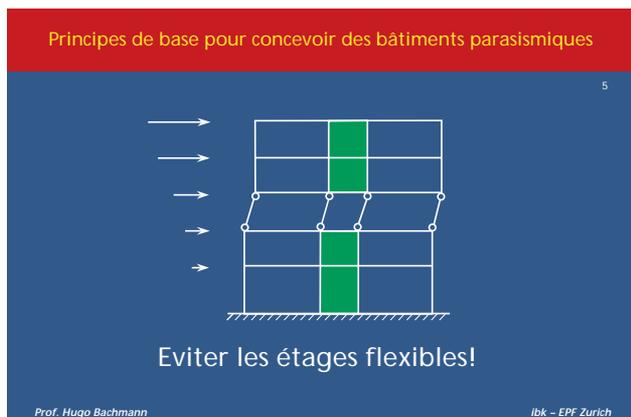


4/9 De tels bâtiments sont susceptibles de s'effondrer sous l'effet d'un tremblement de terre d'intensité modéré (Suisse, 2000).



4/10 Pour ce bâtiment également, il est probable que les colonnes minces se trouvant sous les paraments soient trop faibles. Dans ce cas, une amélioration décisive pourrait être obtenue en ajoutant quelques parois porteuses de faible dimension horizontale en béton armé (Suisse, 1998).

PB 5 Eviter les étages flexibles!



Un étage peut également être plus flexible que les autres s'il est équipé de contreventements moins résistants ou que ces dispositifs font totalement défaut. Il arrive aussi que la résistance ultime dans le plan horizontal soit fortement réduite à partir d'une certaine hauteur dans toute la partie supérieure du bâtiment. Un tel ouvrage est également exposé au redouté mécanisme de colonnes (ou d'étage).



5/1 Le troisième étage de cet immeuble commercial a disparu. La partie supérieure s'est affaissée d'un étage (Kobe, Japon, 1995).



5/2 Un étage a également cédé dans cet immeuble de bureaux. La partie supérieure du bâtiment s'est affaissée en s'inclinant vers l'avant.

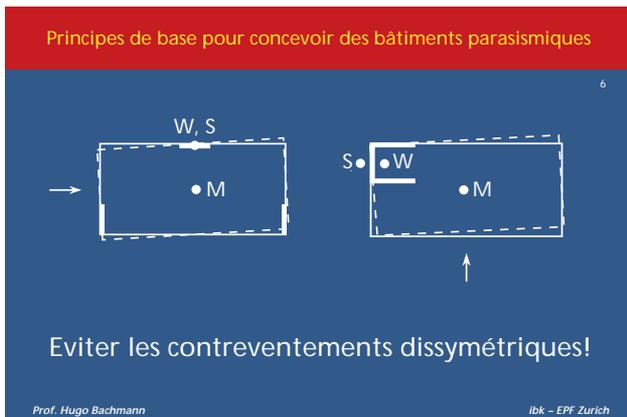


5/3 Cette vue rapprochée présente l'étage écrasé de l'immeuble de bureaux. (Kobe Japan 1995).



5/4 Tous les étages étaient trop flexibles... (Izmit, Turquie, 1999).

PB 6 Eviter les contreventements dissymétriques!



L'effondrement des bâtiments sous l'effet d'un tremblement de terre est souvent dû à la dissymétrie de leurs contreventements. Les deux sections horizontales schématisées dans la figure comprennent uniquement les éléments de contreventement – tels que parois ou treillis – N'y figurent pas les colonnes, généralement disposées en grille dont la rigidité horizontale par effet de cadre est faible.

Si les colonnes sont avant tout destinées à reprendre les charges verticales, elles doivent également être à même de suivre les déplacements horizontaux de l'ensemble du bâtiment sans perdre de leur capacité portante.

En plan, tout bâtiment possède un centre de masse M («centre de gravité» de toutes les masses) où agit la résultante des forces d'inertie mises en jeu, un centre de résistance aux efforts horizontaux W («point» d'application de la résultante des efforts internes résistants aux forces d'inertie horizontale selon les deux axes principaux et un centre de rigidité S (centre de torsion). Si le centre de résistance ne coïncide pas avec le centre de masse, qu'il est décentré, le bâtiment subit une torsion autour du centre de rigidité lorsque survient un tremblement de terre. Cette torsion génère notamment d'importants déplacements relatifs entre le pied et la tête des colonnes les plus éloignées du centre de rigidité, qui cèdent rapidement dans la plupart des cas. C'est pourquoi il est impératif que le centre de résistance se confonde avec le centre de masse, ou du moins lui soit proche, et que la résistance à la torsion soit suffisamment élevée.

On remplit simultanément ces deux conditions en prévoyant des contreventements symétriques et disposés le long des façades du bâtiment, ou en tout cas très éloignés de son centre de masse.

6/1 Cette ossature de bâtiment neuve pourvue de dalles plates et de colonnes élancées destinées à reprendre les forces verticales comprend un seul contreventement pour la reprise des efforts et déplacements horizontaux, sous la forme d'une cage d'ascenseur et d'escalier en béton armé placée dans un angle du bâtiment, en position très dissymétrique. Les centres de résistance et de rigidité sont fortement décalés par rapport au centre de masse. Lors d'un séisme, une torsion importante dans le plan horizontal est à attendre. D'importants déplacements relatifs dans les colonnes les plus éloignées du noyau en résulteraient avec le danger de poinçonnement et de rupture par effets du 2^e ordre que cela implique. On apporterait une amélioration décisive en équipant les deux façades les plus éloignées du noyau de parois en béton armé de longueur modeste mais s'étendant sur toute la hauteur du bâtiment. Il suffirait alors de bétonner deux des parois du noyau et de réaliser les autres, par exemple, en maçonnerie (Suisse, 1994).

Page 22

6/2 Cet immeuble de bureaux comportait un mur coupe-feu continu à l'arrière à droite et d'autres renforcements décentrés dans sa partie arrière. Il a subi une forte torsion, si bien que les colonnes antérieures ont cédé (Kobe, Japon, 1995).





6/3 6/4 Cette maison d'habitation a été construite contre une maison similaire, dont elle partage un mur coupe-feu relativement solide et rigide. La façade antérieure est notablement plus souple, si bien que les centres de résistance et de rigidité sont décalés vers l'arrière. La maison a subi une forte torsion dans le plan horizontal, mais ne s'est de justesse pas effondrée (Ombrie, Italie, 1997).

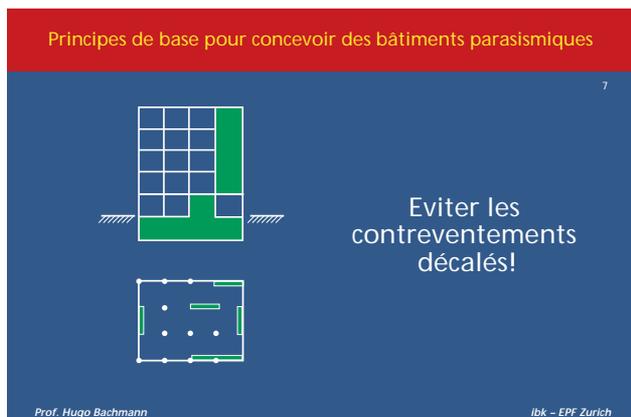


6/5 A l'origine, ce bâtiment d'auditoires construit au cours des années 1970 dans le campus du Höggerberg de l'EPF Zurich ne comprenait qu'un seul contreventement pour reprendre les efforts et déplacements horizontaux. Il s'agit de parois en béton armé de faible tenue à la torsion situées à l'extrémité arrière de l'ouvrage. Elles étaient tellement décalées par rapport au centre de masse que le séisme de référence, relativement faible (zone 1 d'aléa sismique selon SIA 160), aurait déjà provoqué une torsion significative du bâtiment dans le plan horizontal. Peu nombreuses et très chargées, les colonnes en béton armé du rez-de-chaussée auraient subi d'importants déplacements, notamment dans la partie antérieure de la construction. Or elles ne possédaient pas la ductilité requise. C'est pourquoi on a disposé sur trois côtés du bâtiment des colonnes obliques en acier formant un treillis conçu de telle façon que les forces horizontales agissant sur lui lors d'un tremblement de terre puissent être reprises sans difficulté par les fondations existantes. Cet assainissement a également permis d'améliorer la résistance contre les charges verticales en porte-à-faux.



6/6 Le nouveau treillis en tubes d'acier s'insère dans le bâtiment existant sans en altérer l'esthétique.

PB 7 Eviter les contreventements décalés!



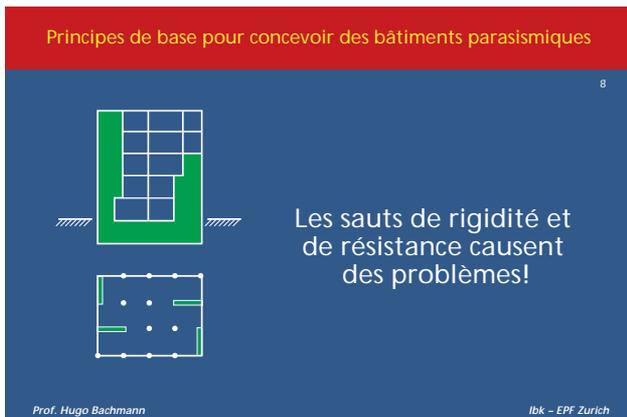
Les contreventements sont décalés (dans leur plan, comme à l'avant de la figure, ou hors du plan, comme à l'arrière) lorsque leur position diffère d'un étage à l'autre. Les moments de flexion et les efforts tranchants induits par cette disposition ne peuvent généralement pas être reportés de manière satisfaisante, même en consentant d'importants surcoûts.

Les décalages perturbent la transmission des efforts, réduisent la capacité portante et diminuent la ductilité (aptitude à se déformer plastiquement) des contreventements. Ils sont en outre responsables d'importantes sollicitations et déformations affectant d'autres éléments porteurs (p. ex. dalles ou colonnes). En comparaison avec des contreventements continus sur toute la hauteur du bâtiment et construits dans les règles de l'art, les décalages augmentent la vulnérabilité de l'ouvrage et réduisent notablement sa tenue au séisme dans la plupart des cas. C'est pourquoi il faut absolument éviter de décaler les contreventements.



7/1 Le décalage horizontal des parois en béton armé dans le plan de la façade génère d'importantes sollicitations et déformations dans la structure porteuse lors de tremblements de terre. Il s'agit d'efforts locaux verticaux (résultant du moment renversant), d'efforts tranchants affectant les dalles à la hauteur des décalages, de surcharges sur les fondations, etc. (Suisse, 2001).

PB 8 Les sauts de rigidité et de résistance causent des problèmes!



En changeant la section des contreventements d'un étage à l'autre, on crée des discontinuités et on provoque de brusques variations de rigidité et de résistance du bâtiment. Il peut en résulter des hétérogénéités dans le comportement dynamique, d'où des sollicitations supplémentaires et des problèmes de transmission des efforts à l'échelle locale. Le cas échéant, il vaut mieux diminuer la rigidité et la résistance de bas en haut (à droite dans la figure) que faire l'inverse (à gauche). En tout état de cause, on apportera le plus grand soin au calcul des efforts et au dimensionnement de l'ensemble du système de contreventement, ainsi qu'à la mise en œuvre des dispositifs constructifs dans les zones de transition.

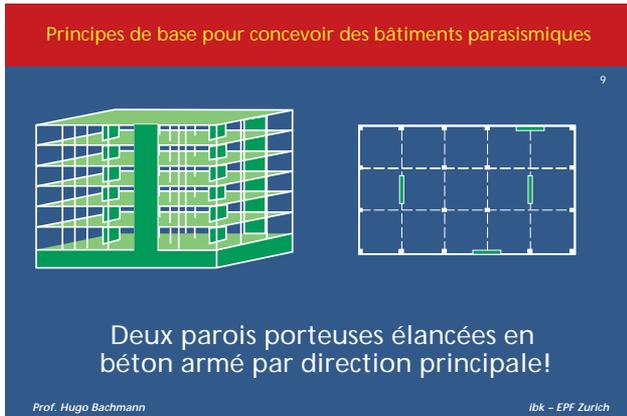


8/2 Lorsque survient un tremblement de terre, la paroi en béton armé (en porte-à-faux!) située derrière la tenture de l'échafaudage induit d'importantes sollicitations supplémentaires dans la colonne déjà bien chargée du rez-de-chaussée (Suisse, 2001).



8/1 Le passage de la paroi porteuse en béton armé à un système en ossature occasionne de gros sauts de rigidité et de résistance (Suisse, 2001).

PB 9 Deux parois porteuses élancées en béton armé par direction principale!



Les parois porteuses en béton armé de section rectangulaire sont les mieux adaptées pour renforcer les bâtiments à ossature contre les actions sismiques. Si les murs peuvent être relativement courts horizontalement – par exemple 3 à 6 m, soit 1/3 à 1/5 de la hauteur du bâtiment –, ils doivent être continus de bas en haut. Dans une zone de sismicité modérée comme la Suisse, où le séisme de dimensionnement a une intensité modérée également, il suffit en général de disposer deux parois ductiles de forme élancée, dimensionnées en capacité, dans chacune des directions principales. La nature des éléments non-porteurs (cloisons intérieures et façades) peut également jouer un rôle dans le dimensionnement (rigidité, PB 14). Pour diminuer les effets de torsion, les parois devraient être disposées symétriquement par rapport au centre de masse et situées à la périphérie du bâtiment (PB 6). On évitera de les placer dans un angle, configuration dans laquelle il est difficile de diffuser les forces sismiques dans les fondations. Lorsque les parois ont une section en L (angles de bâtiments) ou en U, la dissymétrie peut compliquer l'obtention de la ductilité souhaitée. En revanche, les parois en béton armé de section rectangulaire (épaisseur standard de 30 cm) peuvent être rendues ductiles sans grand investissement, ce qui permet de doter le bâtiment d'une bonne tenue au séisme [D0171].



9/1 De telles parois porteuses en béton armé n'occupent qu'une place modeste en section et en élévation (Suisse, 1994).



9/2 L'armature des parois porteuses en béton armé est relativement simple, mais elle doit être conçue et disposée avec grand soin. La figure présente une paroi ductile dimensionnée en capacité, de section rectangulaire, qui a été rajoutée dans un bâtiment existant (Suisse, 1999).

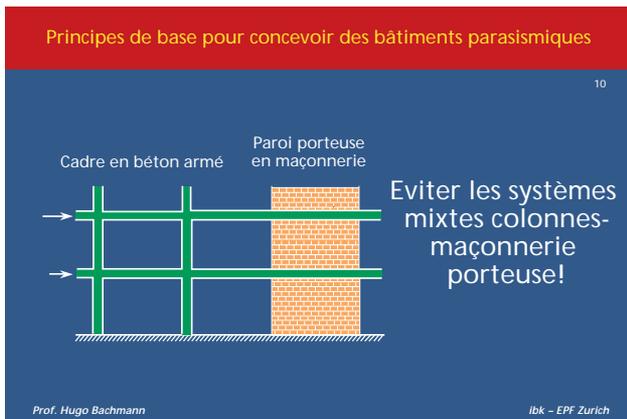


9/3 Deux angles de cette construction à ossature sont équipés de parois porteuses en béton armé reprenant les efforts transversaux.



9/4 Les parois porteuses ont été mises en évidence dans le concept architectural (Suisse, 1994).

PB 10 Eviter les systèmes mixtes colonnes-maçonnerie porteuse!



Les systèmes porteurs mixtes composés de colonnes et de parois porteuses en maçonnerie ont un comportement très défavorable lors de tremblements de terre. Les colonnes se combinent avec les dalles et les sommiers éventuels pour former des cadres au comportement sensiblement moins rigide que les parois en maçonnerie. Ainsi, les forces sismiques sont-elles reprises dans une large mesure par ces dernières. Elles subissent les forces d'inertie provenant non seulement de leur zone d'influence propre pour la reprise des charges verticales, mais aussi des zones pourvues de cadres (à gauche dans la figure). Il en résulte une tenue au séisme sensiblement inférieure à celle des constructions intégralement réalisées en maçonnerie. Lorsque les parois en maçonnerie cèdent sous l'effet des forces et déplacements sismiques, elles ne sont plus en mesure de reprendre les charges verticales, ce qui provoque généralement l'effondrement du bâtiment. C'est pourquoi, il est impératif d'éviter les systèmes mixtes composés de colonnes et de parois porteuses en maçonnerie.

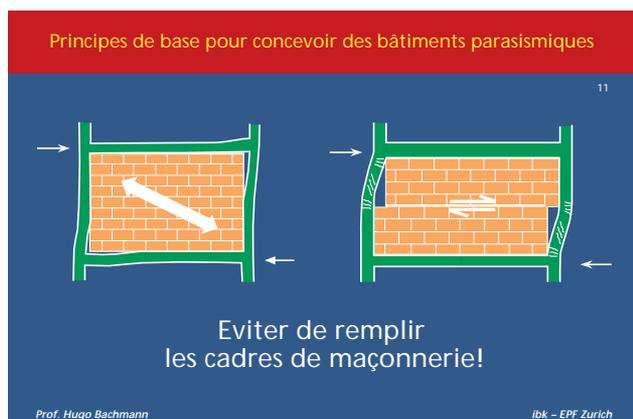
Ces systèmes mixtes s'avèrent en outre peu flexibles lorsqu'il s'agit de changer l'affectation et de redistribuer les espaces d'un ouvrage, ce qui est une pratique toujours plus fréquente. Il faut alors remplacer les parois en maçonnerie par des dispositifs onéreux de reprise des charges, opération susceptible d'entraver gravement l'exploitation et de coûter plusieurs pourcents du prix du bâtiment [D 0171]. C'est pourquoi une structure porteuse conçue judicieusement,

sous la forme d'une ossature formée de colonnes avec quelques parois porteuses élancées en béton armé disposées sur toute la hauteur du bâtiment, mais sans paroi porteuse en maçonnerie, sert également les intérêts à long terme du maître de l'ouvrage. Comme les cloisons intérieures ne sont pas des éléments porteurs, elles sont faciles à réaménager lors d'un changement d'affectation. Il n'est pas nécessaire de procéder à une modification compliquée de la structure porteuse.



10/1 Il suffira d'un modeste tremblement de terre pour détruire la cage d'escalier porteuse, ce qui pourrait bien provoquer l'effondrement du bâtiment (Suisse, 2001).

PB 11 Eviter de remplir les cadres de maçonnerie!



Une idée toujours très répandue consiste à croire qu'en remplissant les cadres en béton armé (colonnes et dalles ou sommiers) avec de la maçonnerie, on améliore leur tenue aux actions horizontales, c'est-à-dire aux forces sismiques dirigées dans leur plan. Or cela n'est avéré que pour de petits efforts tant que la maçonnerie reste pratiquement intacte. Cette combinaison de deux types de construction très différents et peu compatibles réagit mal aux tremblements de terre: les cadres sont relativement souples et ductiles, tandis que la maçonnerie non-armée, très rigide mais fragile, peut déjà «exploser» sous l'effet de petites déformations. Au début d'un tremblement de terre, la maçonnerie reprend presque toutes les forces sismiques. Mais elle cède ensuite sous l'effet d'un mécanisme de bielles obliques ou par glissement, car le frottement est généralement faible, dû au manque de charges verticales. L'apparition de fissures en croix est caractéristique de ce mécanisme.

On peut distinguer deux cas: soit les colonnes du cadre sont plus résistantes que le remplissage de maçonnerie, soit c'est l'inverse. Dans le cas de colonnes fortes, la maçonnerie est détruite et tombe hors du cadre. Dans le cas contraire, elle risque d'endommager les colonnes et notamment de les cisailier, ce qui provoque souvent l'effondrement de l'ouvrage (cf. PB 16 et 17).



11/1 Ici, les colonnes étaient manifestement les plus résistantes. Une grande partie de la maçonnerie est tombée, mais le cadre a tenu (Erzincan, Turquie, 1992).

Page 30

11/2 Dans ce cas, c'est la maçonnerie qui était la plus résistante. Les colonnes ont été gravement endommagées et parfois complètement cisailées, mais le cadre a tenu de justesse (Mexico, 1985).



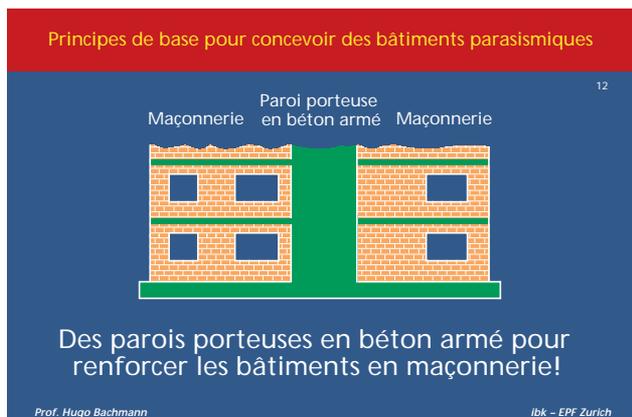


11/3 Ici également, c'est la maçonnerie qui était la plus résistante. Elle a cisailé les colonnes relativement massives (Adana-Ceyhan, Turquie, 1998).



11/4 Ces fissures en croix sont caractéristiques des murs en maçonnerie remplissant des cadres massifs en béton armé (Izmit, Turquie, 1999).

PB 12 Des parois porteuses en béton armé pour renforcer les bâtiments en maçonnerie!



Traditionnellement, en Suisse, les maisons d'habitation et les petits bâtiments voués à l'artisanat ont souvent des parois porteuses en maçonnerie non-armée composée de briques (en terre cuite, ciment ou matériaux silico-calcaires). Certains bâtiments construits selon ce principe comptent jusqu'à seize étages (!). La maçonnerie est certes bien adaptée du point de vue de l'isolation, du stockage thermique et du confort, ainsi que pour reprendre les charges verticales. Mais les constructions y recourant exclusivement sont peu aptes à résister aux actions sismiques. D'une part, ces bâtiments sont relativement rigides – ils ont habituellement une fréquence propre élevée, située sur le plateau du spectre de dimensionnement -, si bien qu'ils subissent d'importants efforts lorsqu'ils sont affectés par un séisme. D'autre part, les parois en maçonnerie non-armée sont relativement fragiles et défavorables du point de vue de la dissipation d'énergie. Comme il est généralement difficile de démontrer une résistance suffisante d'après la norme, même pour une action sismique modérée (p. ex. en zone 1 d'aléa sismique selon SIA 160), des mesures parasismiques additionnelles sont nécessaires.

Une solution consiste à renforcer les bâtiments en maçonnerie non-armée avec des parois porteuses en béton armé. Ce procédé permet notamment de limiter les déformations horizontales de la maçonnerie et de préserver ainsi sa résistance ultime aux charges verticales. Les parois porteuses doivent être suffisamment rigides, leur longueur et leur armature jouant un rôle déterminant à cet égard. Elles doivent être capables de supporter les forces sismiques et de les transmettre aux fondations tout en restant élastiques, c'est-à-dire sans plastification notable de l'armature. Les mouvements horizontaux affectant les parois porteuses en béton armé sous l'effet du séisme de dimensionnement n'excéderont pas le déplacement structurellement admissible pour les parois en maçonnerie les plus rigides, soit les plus longues horizontalement.



12/1 De tels bâtiments en maçonnerie – et même de moins hauts – sont extrêmement sensibles aux tremblements de terre s'ils ne sont pas renforcés par des parois porteuses en béton armé (Suisse, 2001).



12/2 Cette nouvelle villa de trois étages, comprenant des parois porteuses en maçonnerie non-armée, est renforcée longitudinalement par une paroi porteuse en béton armé dans chaque façade et transversalement par un mur de refend disposé à l'intérieur du bâtiment (Suisse, 2001).



12/3 Ce bâtiment en maçonnerie, qui comprendra quatre étages, est renforcé par une paroi porteuse en béton armé dans chaque direction principale. Une longue paroi en maçonnerie, dont les joints d'assise sont pourvus d'une armature ancrée dans les parois porteuses en béton armé, équipe également chaque direction (Suisse, 2001).

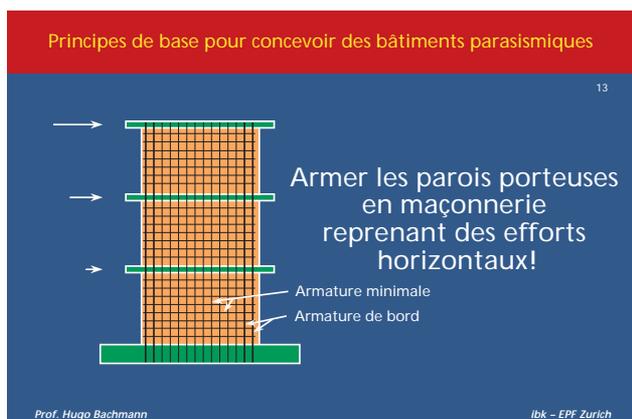


12/4 Les parois porteuses en maçonnerie et en béton armé ainsi que les dalles doivent être solidaires en compression et en cisaillement, et dans la mesure du possible en traction (Suisse, 2001).



12/5 C'est pourquoi, il convient de remplir entièrement de mortier les joints séparant les parois porteuses en maçonnerie et en béton armé (Suisse, 2001).

PB 13 Armer les parois porteuses en maçonnerie reprenant des efforts horizontaux!



Une autre solution (que PB 12) permet d'améliorer sensiblement la tenue au séisme des bâtiments en maçonnerie. Elle consiste à armer quelques parois de forme allongée horizontalement, donc rigides longitudinalement. Elles seront par exemple pourvues d'une armature horizontale et verticale minimale, complétée par une armature verticale de bord renforcée [Ba 02]. Ce procédé permet de prévenir tout glissement sur les joints d'assise et d'assurer une certaine ductilité, allant jusqu'à $\mu_{\Delta} = -2$.

Il s'agit alors en quelque sorte de «parois porteuses en maçonnerie reprenant des efforts horizontaux».

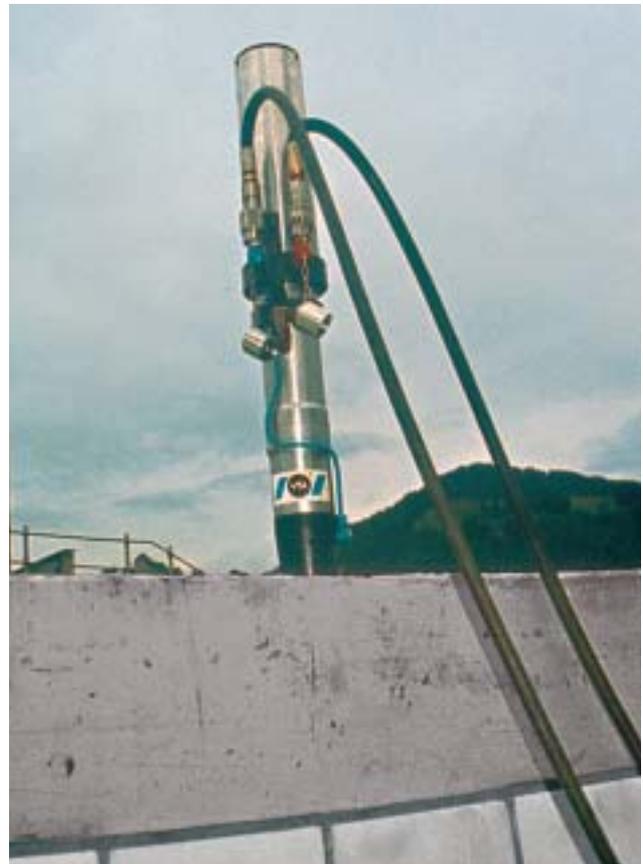
Les déplacements horizontaux qu'elles peuvent subir dans leur plan sous l'effet du séisme de dimensionnement n'excéderont pas le déplacement structurellement admissible pour les parois en maçonnerie non-armée les plus rigides – les plus longues horizontalement – afin que ces dernières conservent leur résistance ultime aux charges verticales.



13/1 13/2 Pour armer la maçonnerie, il faut utiliser des briques spéciales, qui permettent notamment de disposer les armatures verticales et de les enrober avec du mortier. A l'heure actuelle, des études sont menées dans le monde entier pour développer des systèmes d'armature et des briques appropriées. Les deux figures présentent des produits récemment mis au point par l'industrie de la terre cuite (Suisse, 1998).



13/3 Pour ce type d'armature, les fers verticaux se terminent en haut et en bas par des boucles qui se prolongent sur 2 rangs de briques. Les fers de liaison servant à fixer les parois aux dalles, respectivement aux parois inférieures, revêtent une grande importance (Suisse, 1998).



13/4 13/5 Lorsque l'on exerce une précontrainte verticale, la force normale ainsi générée permet d'améliorer notablement le comportement des parois en maçonnerie soumises aux tremblements de terre (Suisse, 1996).



13/6 On peut améliorer la solidité et la ductilité des parois en maçonnerie des bâtiments existants en y appliquant des lamelles en fibres de carbone ou en acier.



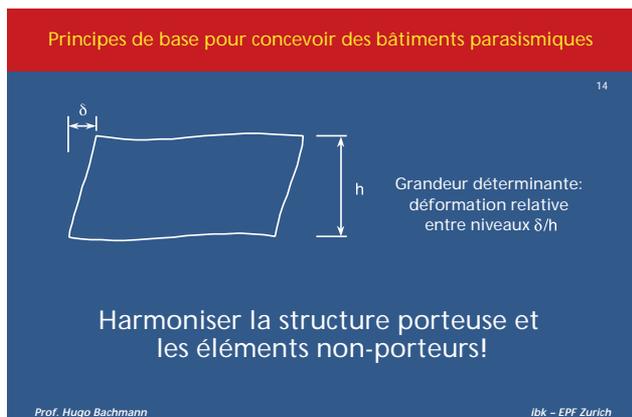
13/7 Les lamelles doivent être soigneusement collées et ancrées dans les dalles (Suisse, 1997).

Page 37

13/8 Il faut également tenir compte des sollicitations perpendiculaires au plan de la paroi dans les cas suivants: murs pignons (porte-à-faux), parois en maçonnerie mal tenues vis-à-vis des efforts horizontaux, et éventuellement, selon l'intensité du séisme de dimensionnement, pour des parois supportant des dalles. Dans le cas présenté ici, les parois de l'étage supérieur ont cédé sous l'effet d'une sollicitation «hors du plan», bien que la force normale ait été faible (Loma Prieta, 1989). On peut également prévenir ce mode de rupture en recourant à une armature, en exerçant une précontrainte ou en collant des lamelles.



PB 14 Harmoniser la structure porteuse et les éléments non-porteurs!



Si l'on introduit des cloisons intérieures ou des éléments de façade non-porteurs sensibles aux déformations (p. ex. en maçonnerie) dans une structure porteuse souple dans le plan horizontal (p. ex. un cadre) et que l'on ne prévoit pas de joints, même de modestes tremblements de terre risquent de provoquer des dommages importants. L'expérience a montré qu'il faut parfois démolir les bâtiments touchés par ce type de dommage même si la structure porteuse n'a pas subi de dégât notable. Ainsi une conception parasismique moderne harmonise-t-elle la rigidité de la structure porteuse et la déformabilité des cloisons intérieures et des éléments de façade non-porteurs. Les paramètres déterminants sont la déformation relative entre niveaux («storey drift») de la structure porteuse – c'est-à-dire le rapport de la déformation relative entre deux étages successifs sur la hauteur entre étages – et la vulnérabilité des éléments non-porteurs en fonction de la déformation relative entre niveaux. Une combinaison judicieuse de la structure porteuse et des éléments non-porteurs permet d'éviter des dommages même en cas de tremblement de terre relativement fort.



14/1 Dans ce cas, les cloisons non-porteuses ont été détruites, bien que la structure en cadre ait subi des déformations et des dégâts mineurs, et que les fenêtres soient restées intactes (Arménie, 1988).



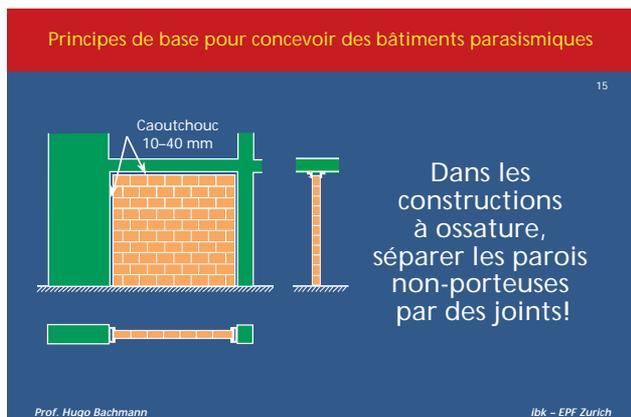
14/2 La cloison détruite est à nouveau construite en maçonnerie, jusqu'au prochain tremblement de terre... (Adana-Ceyhan, Turquie, 1998).

Page 39

14/3 Grâce aux fixations spéciales souples de ses éléments, la façade en verre de ce bâtiment récent a supporté un fort séisme sans subir de dégâts notables (Kobe, Japon, 1995).



PB 15 Dans les constructions à ossature, séparer les parois non-porteuses par des joints!



Dans les constructions à ossature relativement peu rigides, il peut s'avérer judicieux de prévoir des joints pour séparer la structure porteuse et les parois intermédiaires non-porteuses, notamment les parois en maçonnerie, qui ont un comportement rigide et fragile. On évitera ainsi qu'elles soient endommagées par des tremblements de terre de faible intensité. Il convient de disposer des joints le long des colonnes, parois porteuses et dalles, et de les remplir de matériau tout à la fois souple et insonorisant, telles les plaques en caoutchouc. Les mousses dures, le liège, etc., sont en revanche trop rigides. L'ouverture des joints, généralement de 10 à 40 mm, dépend de la rigidité de la structure porteuse et de la déformabilité des parois intermédiaires, ainsi que du degré de protection souhaité (séisme pour lequel apparaissent les premiers dégâts < séisme de dimensionnement). Habituellement, il y a également lieu d'assurer les parois contre les accélérations hors plan, par exemple à l'aide de cornières.



15/1 Ici, la paroi en maçonnerie et la colonne en béton armé sont séparées par un joint vertical, certainement beaucoup trop mince (Suisse, 1994).

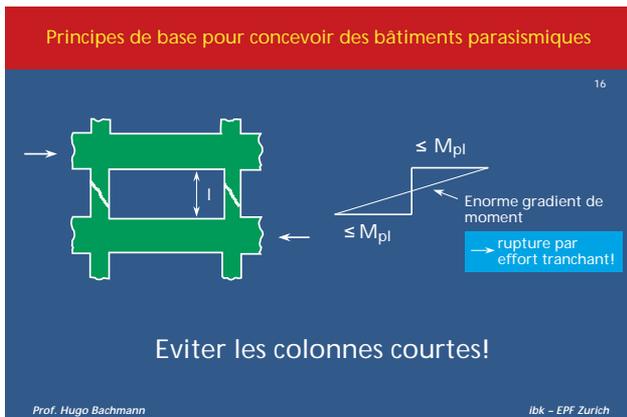


15/2 L'épaisseur des joints – ici entre une paroi en maçonnerie et un plafond – et les fixations des cornières (vis) doivent être adaptées aux déformations de la structure porteuse lors de sollicitations correspondant au degré de protection souhaité, c'est-à-dire à l'intensité du séisme pour lequel apparaissent les premiers dégâts (Suisse, 1994).



15/3 Ce joint, disposé entre une paroi en maçonnerie et une paroi porteuse en béton armé, est rempli par des plaques de mousse dure. Ce matériau est trop rigide pour les déplacements engendrés par les tremblements de terre. Le caoutchouc, par exemple, est préférable (Suisse, 1994).

PB 16 Eviter les colonnes courtes!



La rupture par cisaillement de ce qu'il est convenu d'appeler des «colonnes courtes» est une cause majeure d'effondrement lors de tremblements de terre. Il s'agit de colonnes trapues, qui sont souvent encastées dans de solides poutres ou sommiers, ou qui sont rigidifiées par le remplissage ultérieur d'un cadre («colonnes captives en non-conformité avec leur système statique»).

Les extrémités des colonnes de cadres doivent être sollicitées tout au plus jusqu'à leur moment plastique (moment de plastification, respectivement de rupture). Les colonnes courtes, dotées d'une grande résistance à la flexion, subissent un énorme gradient de moment et par conséquent un important effort tranchant, qui entraîne souvent une rupture par cisaillement avant même que le moment plastique ne soit atteint.

C'est pourquoi il convient d'éviter les colonnes courtes. Une manière de résoudre le problème consiste à concevoir les colonnes selon les règles du dimensionnement en capacité, l'effort tranchant étant majoré en tenant compte de la surrésistance de l'armature verticale [Ba 02] [PP 92].



16/1 Les fissures en croix et les ruptures par effort tranchant qui ont affecté les colonnes courtes de ce parking ont presque entraîné son effondrement (Northridge, Californie, 1994).

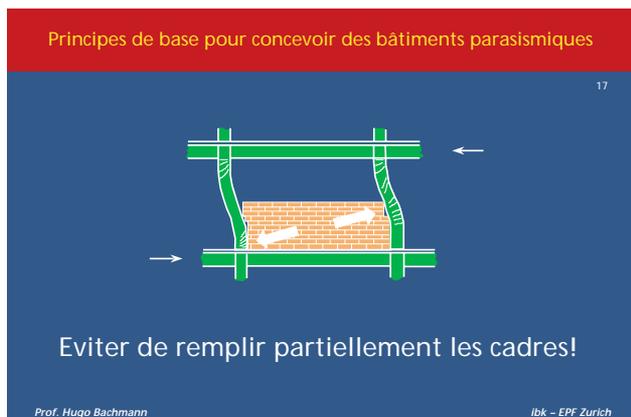


16/2 Les piliers en maçonnerie au rez-de-chaussée de ce restaurant ont fonctionné comme des colonnes courtes. Ils ont été gravement endommagés par des fissures obliques (Ombrie, Italie, 1997).



16/3 La rupture par effort tranchant des colonnes d'angle trapues équipant le rez-de-chaussée de cet immeuble commercial a également failli provoquer son effondrement (Erzican, Turquie, 1992).

PB 17 Eviter de remplir partiellement les cadres!



Le fait de remplir partiellement un cadre sans prévoir de joints engendre parfois le phénomène de colonne courte (cf. principe précédent). Il peut en résulter une rupture par effort tranchant ou, si la résistance au cisaillement est suffisante, un mécanisme de colonnes captives avec parfois d'importants effets du 2^e ordre (effet N- Δ).



17/2 A gauche de la colonne brisée se trouvait une embrasure de fenêtre semblable à celle du bord gauche de la photo. Le mur en maçonnerie – écroulé – qui se trouvait sous l'embrasure remplissait partiellement le cadre. Il s'est déplacé vers la droite, poussant la colonne et provoquant son cisaillement.



17/1 Dans ce cas, le remplissage partiel du cadre a provoqué le phénomène de colonne courte. Comme les étriers étaient judicieusement disposés, il n'y a pas eu de véritable rupture par cisaillement, mais il s'est produit un mécanisme de colonnes captives, tout aussi dangereux (Frioul, Italie, 1976).



17/3 Une armature transversale mieux conçue (étriers et barres de liaison à intervalles rapprochés) aurait probablement permis d'éviter la rupture de la colonne par effort tranchant. Cependant, la source du problème réside dans le remplissage partiel du cadre, qui a provoqué le phénomène de colonne courte (Izmit, Turquie, 1999).



17/4 Dans ce cas, la combinaison de murs en maçonnerie et de fenêtres continues a également provoqué d'importantes sollicitations, d'où rupture des colonnes de cadres. La colonne massive de droite qui s'est relativement bien comportée a contribué à éviter – de justesse – que le bâtiment ne s'effondre.

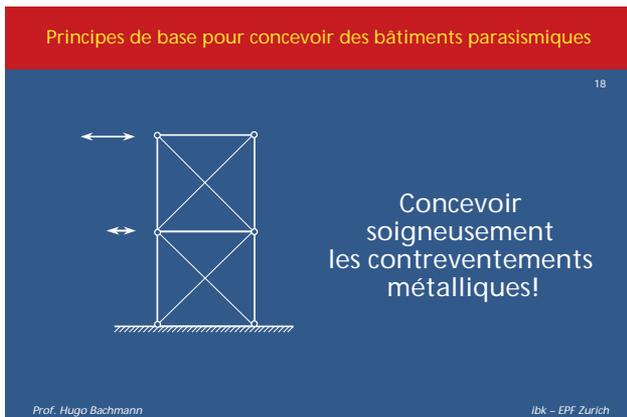


17/6 On peut éviter l'effet néfaste du remplissage partiel des cadres, ou le réduire notablement, en disposant des joints entre les colonnes et le remplissage. Le joint de la photo a été exécuté dans les règles de l'art, car il est rempli de laine de roche tendre et compressible. Cependant, sa largeur ne permet pas aux colonnes de s'incliner de plus de 1 % sans générer de contraintes (Suisse, 2001).



17/5 Cette colonne présente des défauts d'exécution (étriers avec crochets recourbés à 90° au lieu de 135°, d'où rupture des ancrages; cf. PB 25). Mais sans l'effet néfaste des murs de remplissage, cette colonne se serait bien mieux comportée (Izmit, Turquie, 1999).

PB 18 Concevoir soigneusement les contreventements métalliques!



On peut également recourir aux contreventements triangulés pour renforcer les bâtiments, notamment à vocation industrielle, mais il est impératif de les choisir et les agencer avec le plus grand soin. Il arrive en effet que les contreventements triangulés usuels, avec leurs liaisons centrées et leurs diagonales élancées, se comportent très médiocrement lorsqu'ils sont soumis à une sollicitation cyclique. Les diagonales se plastifient en traction, s'allongent davantage à chaque cycle et finissent par flamber en compression. Lors des mouvements cycliques, la rigidité du dispositif est fortement réduite au passage du point de contrainte nulle et des effets dynamiques peuvent contribuer à la ruine de la structure. Ce type de contreventement devrait donc être dimensionné de façon à présenter un comportement élastique ou éventuellement une très faible ductilité. Il convient en outre de contrôler la compatibilité entre les déformations des contreventements et ceux des autres éléments, porteurs ou non, ce qui peut déboucher sur la mise en place de contreventements triangulés plus rigides ou d'autres systèmes, tels que des parois. Les contreventements à liaisons excentrées et barres massives se comportent beaucoup mieux que les treillis à liaisons centrées et barres élancées [Ba 02].



18/1 Des barres diagonales à larges ailes ont flambé selon leur axe de faiblesse...

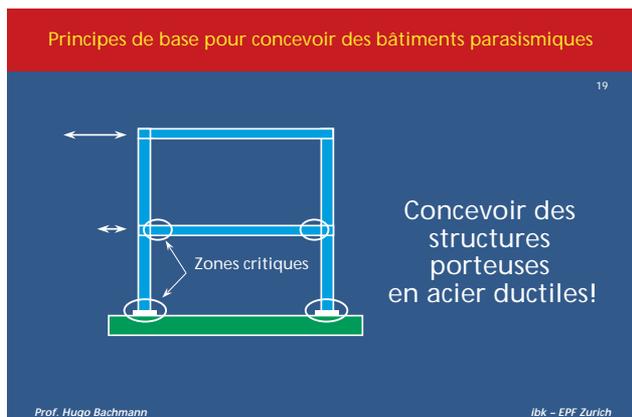


18/2 ...et se sont rompues (Kobe, Japon, 1995).

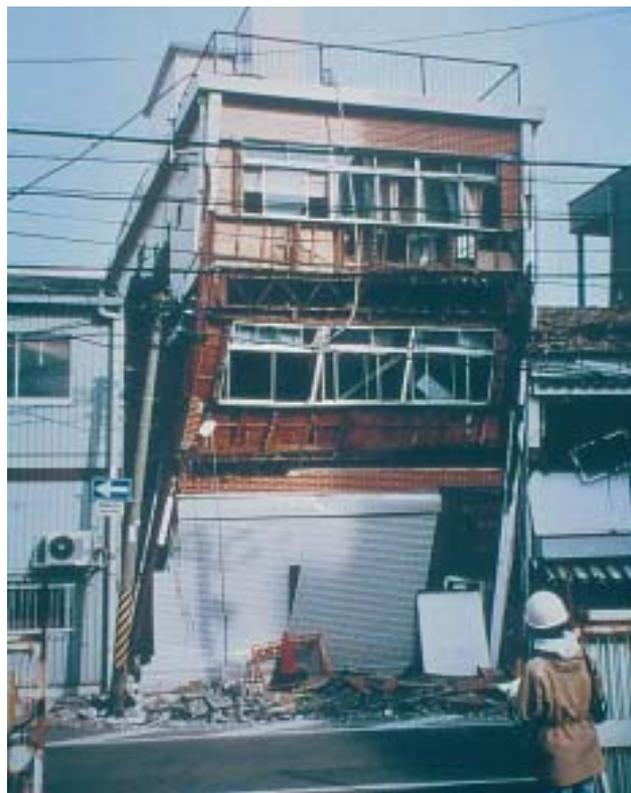


18/3 Dans cette structure porteuse en treillis, les défaillances des barres ont engendré une instabilité générale des piliers ainsi que des dégâts en de nombreux endroits (Kobe, Japon, 1995).

PB 19 Concevoir des structures porteuses en acier ductiles!



L'acier est généralement doté d'une bonne capacité de déformation plastique (ductilité). Mais l'ensemble d'une structure porteuse en acier ou certains de ses éléments peuvent malgré tout avoir un comportement peu ductile, voire fragile, sous l'effet de sollicitations cycliques, en particulier suite à des instabilités ou des ruptures locales. Il arrive par exemple que des profilés à large ailes (colonnes ou poutres) flambent dans les zones plastiques ou se rompent aux soudures. C'est pourquoi il faut satisfaire à certaines exigences de ductilité, respecter certaines règles et prendre si nécessaire d'autres mesures lorsqu'il s'agit de concevoir la structure porteuse, de choisir la section des barres et de spécifier les détails constructifs déterminants [Ba 02] [EC 8].



19/1 Ce cadre en acier a subi de grosses déformations permanentes. Selon toute vraisemblance, il n'y avait pas de contreventement et les liaisons entre colonnes et poutres ne tenaient pas suffisamment compte des sollicitations cycliques (Kobe, Japon, 1995).



19/2 Ici, les boulons se sont cassés à la liaison entre la colonne et la poutre (Kobe, Japon, 1995).



19/3 Cette photo présente une rupture au nœud d'un cadre. La soudure de liaison entre la colonne et la poutre a cédé, laissant la place à une large fissure (Kobe, Japon, 1995).

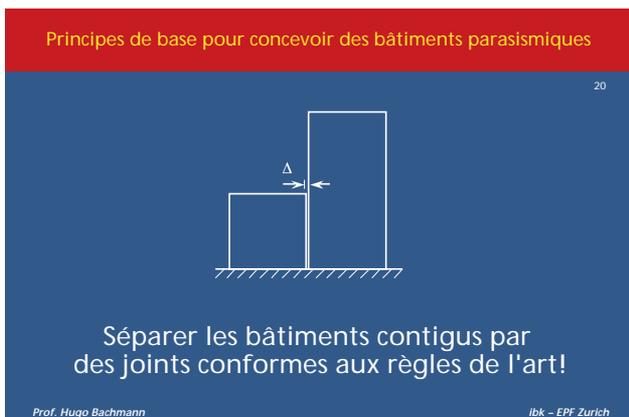


19/5 19/6 Dans un immeuble à structure en acier, une large fissure est apparue au pied de la colonne d'un cadre principal (à droite de la figure supérieure). D'importantes forces normales cycliques, la vitesse de charge, des défauts dans les matériaux, des soudures défectueuses et les effets thermiques figurent parmi les causes possibles (Kobe, Japon, 1995).



19/4 Le pied de la colonne (section rectangulaire) de ce cadre à trois étages s'est voilé localement et la peinture blanche le recouvrant a éclaté. (Kobe, Japon, 1995).

PB 20 Séparer les bâtiments contigus par des joints conformes aux règles de l'art!



L'«entrechoquement» (pounding) et le martèlement (hammering) de bâtiments contigus sont susceptibles de provoquer d'importants dégâts, si ce n'est leur effondrement. Le risque de ruine est le plus aigu lorsque les dalles de bâtiments contigus se trouvent à des niveaux différents et heurtent les colonnes du bâtiment voisin. Dans cette configuration, il est impératif de prévoir des joints conformes aux règles de l'art. Cela signifie qu'ils doivent:

- 1) avoir une ouverture minimale (selon les normes);
- 2) être vides (ne présenter aucun point de contact).

Il est souvent nécessaire de prévoir des joints très larges pour que des bâtiments contigus puissent osciller librement, sans s'entrechoquer. On peut envisager d'autres solutions, mais sans perdre de vue le fait que les éléments porteurs ne doivent pas perdre leur capacité portante lors de chocs [EC 8].



20/1 Dans ces deux bâtiments semblables et dont les dalles sont au même niveau, les chocs au niveau du joint ont notamment occasionné des dégâts aux façades et à la structure porteuse (Mexico, 1985).



20/2 Les chocs entre ces deux bâtiments très différents ont occasionné d'importants dégâts (Mexico, 1985).

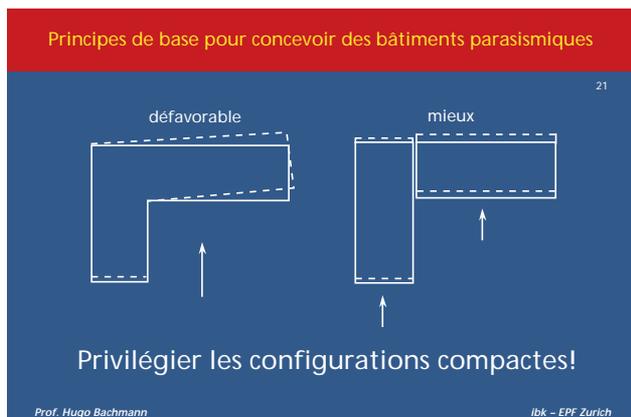


20/3 L'immeuble moderne, en béton armé à gauche, s'est effondré suite aux chocs avec l'ancien bâtiment très rigide à droite (Mexico 1985).



20/4 Le bâtiment effondré était une extension de l'immeuble plus ancien à gauche. L'ouverture des joints était insuffisante, ou alors les bâtiments n'étaient pas reliés assez solidement. L'ancien a heurté le nouveau lors du tremblement de terre, provoquant son effondrement (Kobe, Japon, 1995).

PB 21 Privilégier les configurations compactes!



Lors de la conception en plan d'un bâtiment, on devrait se faire une image aussi réaliste que possible du comportement dynamique de ses composants. Dans la configuration en L peu compacte de l'exemple proposé, les ailes gauche et droite du bâtiment présentent des rigidités très différentes vis-à-vis des actions sismiques dans les deux directions principales horizontales. Elles tendent à osciller très différemment l'une de l'autre, en se gênant donc mutuellement. Les angles des dalles et l'extrémité des ailes subissent de grosses sollicitations, si bien qu'il faut procéder à un renforcement parasismique souvent très onéreux. Le problème peut être évité en séparant les deux ailes par un joint exécuté dans les règles de l'art. Il en résulte deux bâtiments rectangulaires, très compacts qui peuvent osciller indépendamment.

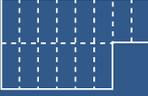
21/1 Pour que les ailes de tels bâtiments – disposées perpendiculairement l'une à l'autre – puissent osciller indépendamment, il faut les séparer par un joint très souple et suffisamment large (Suisse, 2001).

PB 22 Utiliser des dalles afin de solidariser les éléments et répartir les forces!

Principes de base pour concevoir des bâtiments parasismiques

22

Défavorable



Mieux



Assurer la solidarité des éléments et répartir les forces par l'intermédiaire de dalles!

Prof. Hugo Bachmann

ibk - EPF Zurich

Dans les bâtiments à plusieurs étages, les dalles doivent se comporter comme des voiles pratiquement rigides. Elles seront reliées avec tous les éléments porteurs verticaux de manière apte à transmettre des efforts tranchants, pour garantir un effet de diaphragme. Ainsi, elles sont à même d'assurer la solidarité entre les composants dans le plan horizontal et permettent de répartir les forces et les déplacements entre les différents éléments porteurs verticaux, en fonction de leur rigidité. Par exemple, les dalles formées d'éléments préfabriqués sont généralement insuffisantes pour assurer cette fonction de diaphragme à moins que les éléments soient solidarisés par une chape de béton armé coulée sur place suffisamment épaisse et armée. On leur préférera des dalles monolithiques en béton armé, qui comprendront si nécessaire des armatures de renforcement dans les bords.

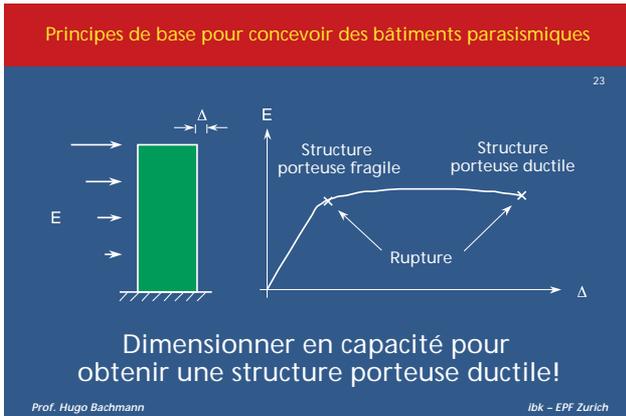


22/1 Un angle de ce bâtiment s'est effondré. Les dalles se composaient seulement d'éléments préfabriqués sans béton armé de couverture ni liaison armée avec les éléments porteurs verticaux (Arménie, 1988).



22/2 22/3 Les dalles de ces immeubles d'habitation se composaient également de panneaux préfabriqués insuffisamment reliés entre eux et avec les parois (Arménie, 1988).

PB 23 Dimensionner en capacité pour obtenir une structure porteuse ductile!



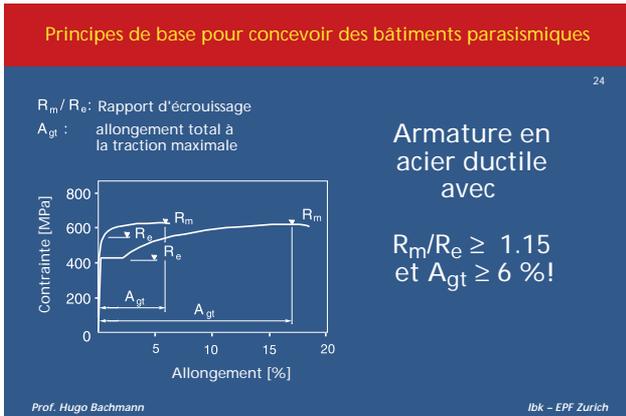
Les structures porteuses ductiles, très déformables dans les zones sollicitées plastiquement, présentent en général des avantages majeurs par rapport à des structures analogues de comportement fragile. La résistance ultime requise peut notamment être réduite, ce qui permet de réaliser des économies substantielles tout en augmentant, notablement, la résistance à l'effondrement. Ainsi, la structure porteuse de tout bâtiment doit-elle être conçue pour être ductile chaque fois que c'est possible. Cela s'avère également judicieux dans le cas extrême où la résistance de la structure est, pour d'autres raisons, tellement grande que le séisme de dimensionnement peut être résisté élastiquement. En effet, les tremblements de terre réels «n'ont pas lu les normes» (T. Paulay) et peuvent très bien s'avérer beaucoup plus forts que le séisme de dimensionnement.

La méthode du dimensionnement en capacité offre un procédé simple et efficace pour concevoir une structure porteuse ductile: on lui «impose» précisément où elle peut et doit se plastifier, et où cela lui est interdit. Il en résulte un mécanisme plastique favorable. Un dimensionnement en capacité exécuté dans les règles de l'art permet d'atteindre un niveau de sécurité élevé – et connu – contre l'effondrement [PP 92] [Ba 02].



23/1 Des essais statiques cycliques opérés dans la partie inférieure d'une paroi porteuse en béton armé de six étages à l'échelle 1:2 ont démontré l'efficacité d'une structure ductile [Da 99]. Les parois dimensionnées en capacité ont permis d'obtenir sans surcoût notable une tenue au séisme trois à quatre fois supérieure à celle atteinte par les parois dimensionnées de manière traditionnelle, selon la norme SIA 162.

PB 24 Une armature en acier ductile avec $R_m/R_e \geq 1.15$ et $A_{gt} \geq 6\%$



Dans les structures porteuses en béton armé, l'acier de l'armature doit permettre le développement de zones plastiques suffisamment grandes et déformables. Deux paramètres sont déterminants à cet égard (caractérisation de la ductilité):

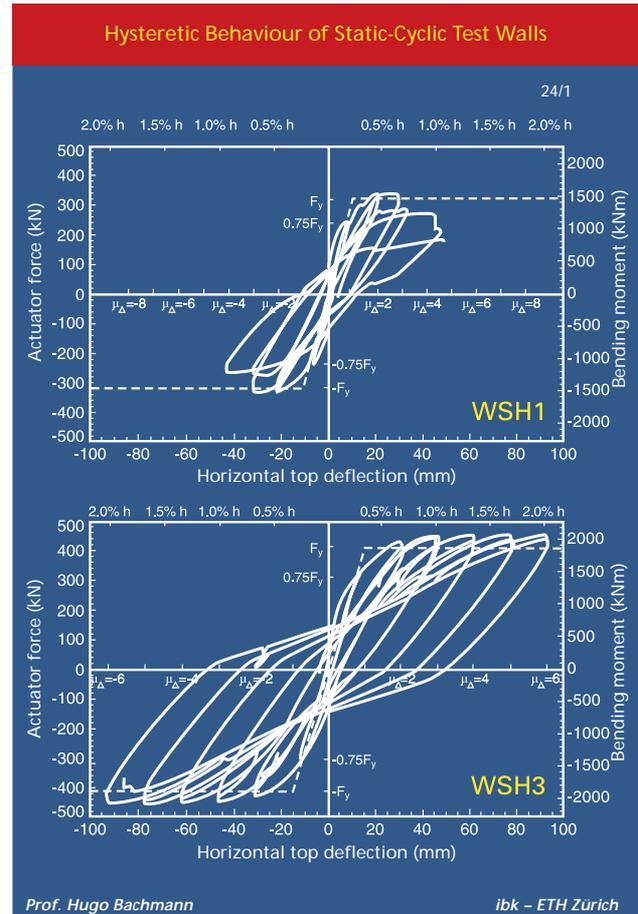
- le rapport d'érouissage R_m/R_e , c'est-à-dire le rapport entre la résistance à la traction R_m et la limite d'élasticité R_e ;
- l'allongement total sous la force de traction maximale A_{gt} .

Le rapport d'érouissage revêt également une grande importance pour le flambage des barres d'armature comprimées. Plus R_m/R_e est faible, plus les barres flambent facilement [TD 01].

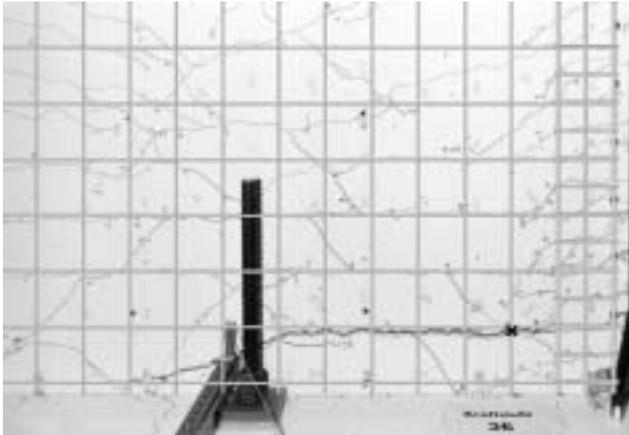
Une grande partie des barres d'armature disponibles sur le marché européen, surtout celles de diamètre inférieur ou égal à 16 mm, présentent des paramètres de ductilité insuffisants [BW 98]. Pour que les structures porteuses en béton armé atteignent une ductilité «moyenne», il faut notamment que l'acier d'armature réponde aux exigences minimales suivantes (fractiles):

- $R_m/R_e \geq 1.15$
- $A_{gt} \geq 6\%$

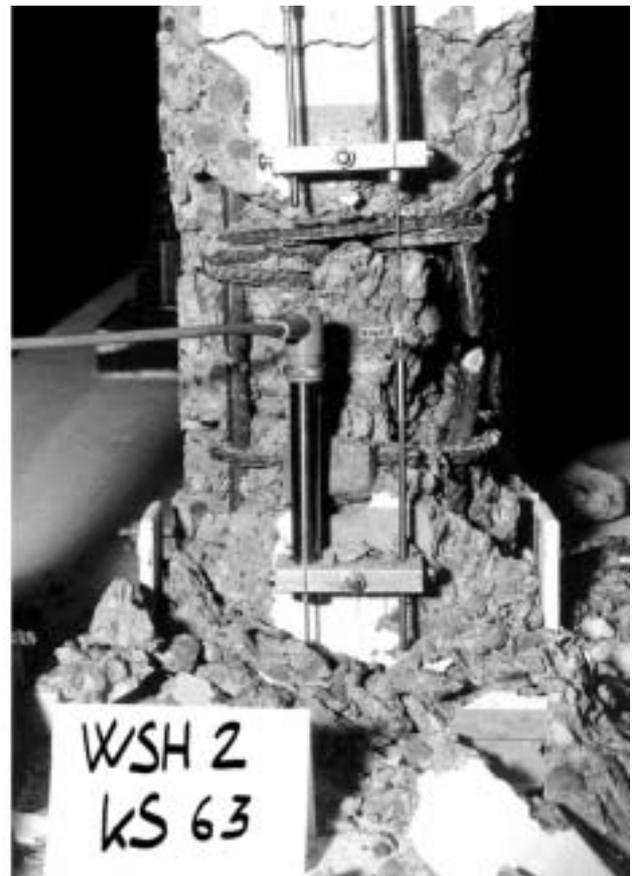
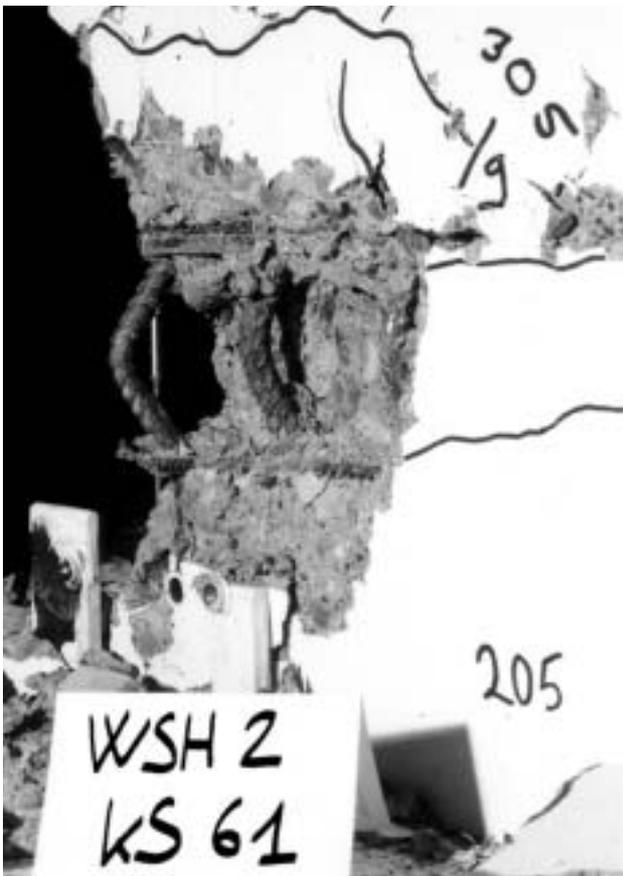
Des désignations telles que «acier d'armature selon la norme SIA 162», «répond aux exigences des normes», «ductile» ou «très ductile» ne sont pas suffisantes et induisent même en erreur, car les normes édictées autrefois sont insuffisantes. Il est donc vivement recommandé de fixer des exigences claires lors de la mise en soumission et de faire des tests appropriés avant d'acquérir les barres d'armature et de les mettre en œuvre.



24/1 Ces courbes d'hystérèse décrivant les déformations plastiques de deux parois porteuses en béton armé de six étages, l'une dépourvue (WSH1) et l'autre pourvue (WSH3) d'une armature en acier ductile, révèlent leur différence de comportement: la paroi la plus rigide a juste atteint une ductilité $\mu_{\Delta} \sim 2$, contre $\mu_{\Delta} \sim 6$ pour la paroi la plus ductile. Cette dernière est à même de supporter un tremblement de terre près de quatre fois plus fort!

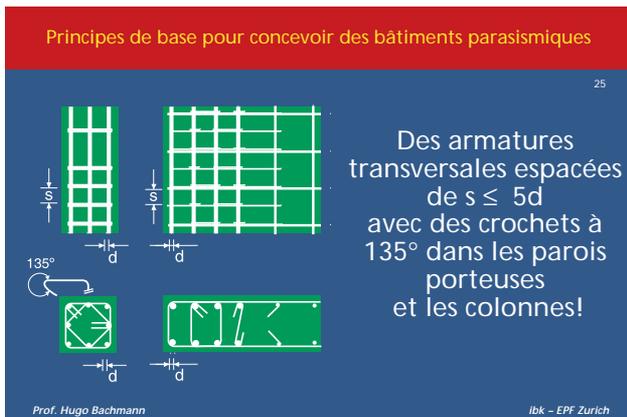


24/2 Dans cette paroi d'essai dotée de barres d'armature dont le rapport d'écroutissage R_m/R_e est insuffisant, les déformations plastiques se sont concentrées dans une seule fissure («rotule fragile» selon [BW 98]). Des barres d'armature se sont alors rompues à l'intérieur de la paroi (x). Sa section s'est affaiblie à cet endroit et les déformations plastiques ultérieures s'y sont concentrées, provoquant la rupture de barres situées au bord de la paroi. Celle-ci a juste atteint (2 cycles seulement) une ductilité de $\mu_{\Delta} = -2$ [DW 99].



24/3 24/4 Dans ce cas, les barres d'armature avec un rapport R_m/R_e relativement faible ont flambé (à gauche) et se sont rompues en traction (à droite) à l'endroit où la courbure était maximale [DW 99].

PB 25 Des armatures transversales espacées de $s \leq 5d$ avec des crochets à 135° dans les parois porteuses et les colonnes!



Dans les zones plastiques des parois porteuses et des colonnes en béton armé, sollicitées cycliquement, le revêtement de béton éclate lorsque la limite d'élasticité de l'armature verticale est dépassée. C'est pourquoi il faut stabiliser les barres verticales pour éviter qu'elles ne flambent et fretter le béton afin de permettre de plus grandes déformations par écrasement. L'armature transversale nécessaire – armature de stabilisation et de frette à base d'étriers et de barres de liaison – doit être ancrée avec des crochets à 135° . Un angle de 90° est insuffisant, comme le rappelle toujours l'observation des dégâts occasionnés par les séismes majeurs. Il faut en outre disposer l'armature transversale à intervalles relativement courts ($s \leq 5d$, avec $s =$ diamètre des étriers). Cet impératif est dû à la ductilité médiocre (faible rapport d'écroutissage R_m/R_e) des aciers d'armature européens, qui entraîne une piètre tenue au flambage [TD 01].

On appliquera des règles similaires aux zones plastiques des éléments de cadres [Ba 02].

Dans les zones qui conservent un comportement élastique selon le dimensionnement en capacité, il suffit d'appliquer les règles de dimensionnement conventionnelles édictées par la norme SIA 162.



25/1 Dans cette colonne de halle constituée d'éléments préfabriqués en béton armé, les étriers étaient insuffisamment ancrés, avec des crochets à 90° seulement. C'est pourquoi ils se sont ouverts, permettant aux barres verticales de flamber (Adapazari, Turquie, 1999).



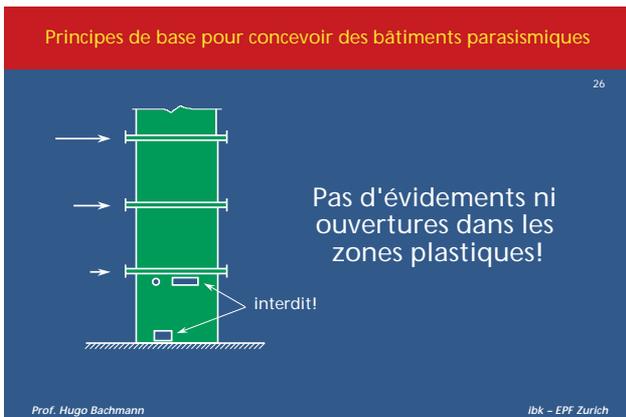
25/2 La photo de cette colonne de cadre montre également la rupture des ancrages des étriers, dont les crochets n'avaient qu'un angle de 90° (Izmit, Turquie, 1999).

Page 59

25/3 Cette armature transversale – étriers et barres de liaison – proche du bord d'une paroi porteuse en béton armé est exemplaire en ce qui concerne les ancrages (crochets à 135°) et la pose. Elle est toutefois disposée à intervalles trop espacés en direction verticale, de $s = 7.5d$ au lieu de $s \leq 5d$ comme recommandé lorsque l'acier a un rapport d'écroutissage relativement faible ($R_m/R_e = 1.15$) [DW 99] [TD 01].



PB 26 Pas d'évidements ni ouvertures dans les zones plastiques!



Sur certains chantiers on a tendance à insérer les évidements des conduites, les gaines de ventilation ou autres ouvertures n'importe où dans la structure porteuse, sans plan ni concertation avec l'ingénieur civil. Ces installations sont souvent introduites dans le coffrage d'éléments en béton armé soumis à de fortes sollicitations, si elles ne sont pas carrément repiquées après coup. Les répercussions sont particulièrement préjudiciables dans les zones plastiques, aussi faut-il impérativement éviter cette pratique. Elle peut occasionner la ruine prématuré d'éléments porteurs «vitaux» soigneusement planifiés et causer de graves problèmes de sécurité.

En revanche, il est généralement possible – et admis – de placer des évidements bien planifiés et judicieusement positionnés dans les zones de la structure porteuse conservant un comportement élastique. Ces évidements seront par exemple compensés par une solide armature complémentaire ou éventuellement conçus à l'aide d'un calcul de cadre [D0171].



26/1 La conception de cette paroi parasismique a été annihilée par l'insertion d'installations dans le coffrage, l'ouverture de gros trous et la coupure sans ménagement de fers d'armature.



26/2 Des réparations onéreuses, consistant à remplir soigneusement les ouvertures avec du béton expansif et à coller et ancrer des lamelles d'acier en forme de treillis, ont permis de retrouver la résistance ultime de la paroi parasismique. Cependant, il est presque impossible de recouvrer le comportement ductile autorisé par l'armature d'origine (Suisse, 2001).



26/3 Ici, on a percé un trou – beaucoup trop gros – à travers l'armature. Or on aurait peut-être pu pratiquer, d'entente avec l'ingénieur, une ouverture notablement plus réduite sans endommager l'armature. Pour y parvenir, il faudrait commencer par regrouper les conduits et les faire passer perpendiculairement à la paroi.



26/4 Ici, il a été possible de réparer les dégâts dans une certaine mesure et, contrairement au cas précédent, de retrouver une partie du comportement originel (Suisse, 2001).



26/5 Insérés sans planification dans une paroi porteuse en béton armé, de tels écheveaux sont également susceptibles de nuire aux caractéristiques parasismiques du mur (Suisse, 2001).



26/6 Dans certaines conditions, il est autorisé de pratiquer une ouverture dans une zone élastique d'un élément essentiel de la structure porteuse (ici une paroi porteuse élancée en béton armé), mais il est impérativement nécessaire de le faire en accord avec l'ingénieur (Suisse, 2001).

PB 27 Préserver l'intégrité des liaisons dans les constructions préfabriquées!



Les liaisons des ouvrages préfabriqués ne conviennent souvent qu'aux charges verticales prévalant au moment du montage. C'est pourquoi ce type de bâtiment peut s'avérer très vulnérable aux tremblements de terre: appuis trop courts, goujons trop faibles ou manquants, poutres équipées de dispositifs anti-déversement lacunaires sont à la source de nombreux effondrements. C'est pourquoi il faut que les appuis mobiles aient une longueur d'assise minimale (b_{min}) définie par les normes parasismiques et que les appuis fixes soient équipés de goujons dimensionnés pour résister aux efforts correspondants à la surrésistance des zones plastiques (méthode du dimensionnement en capacité). Des dispositions doivent être prises (en général aux appuis) pour éviter le déversement des poutres. Pour qu'ils puissent jouer le rôle de diaphragmes, les plafonds composés de plaques préfabriquées doivent être revêtus d'un béton armé parfaitement solidaire (cf. PB 22).



27/1 Les corbaux équipant les colonnes d'une halle de fabrique en éléments préfabriqués comportaient certes des goujons, mais les dispositifs anti-déversement étaient lacunaires. Les appuis ayant cédé, les poutres principales ont basculé et sont tombées au sol (selon une direction parallèle à l'axe longitudinal de la halle)...

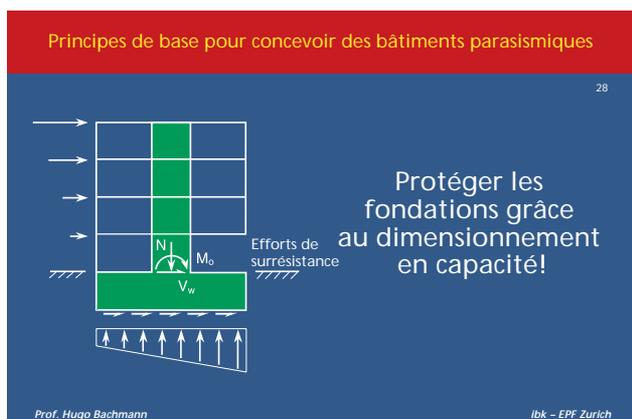


27/2 ... et toute la toiture s'est effondrée (Adana-Ceyhan, Turquie, 1998).

Page 63 27/3 Ce bâtiment industriel préfabriqué illustre les conséquences d'une mauvaise conception, d'un dimensionnement insuffisant et de détails constructifs mal étudiés (Adapazari, Turquie, 1999).



PB 28 Protéger les fondations grâce au dimensionnement en capacité!



La tenue des bâtiments dépend étroitement de la faculté des fondations à reprendre les forces sismiques. La plupart du temps, les parois ou les colonnes sont encastrées dans une structure de fondation comprenant un ou plusieurs sous-sols («caissons rigides»), ou dans un radier massif. Comme les points d'encastrement tendent à se plastifier, il faut faire en sorte que les efforts de surrésistance auxquels ils sont soumis selon les termes de la méthode du dimensionnement en capacité puissent être repris par les fondations et reportés dans le sol sans que ni le sol ni les fondations ne se plastifient [PB 90]. Les fondations devraient toujours rester dans un état élastique, car les déformations plastiques à leur niveau occasionnent généralement des déplacements et des sollicitations incontrôlés dans les étages supérieurs. De plus, il est bien plus difficile d'exécuter des réparations au niveau des fondations que dans les étages supérieurs. C'est pourquoi il faut prévoir une armature renforcée juste sous les zones plastifiables et la mettre en œuvre comme il convient [D0171].

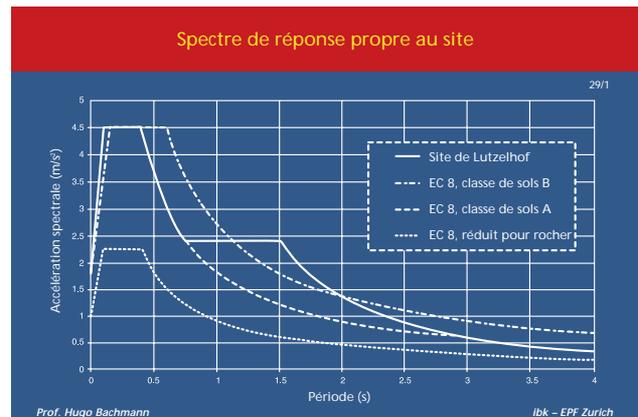
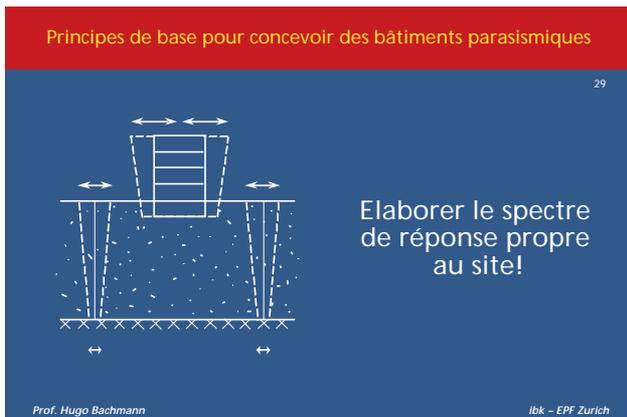
Lorsque la fondation forme un caisson rigide composé de parois et dalles en béton armé, il faut s'assurer que les forces de cisaillement, de traction et de compression des zones plastiques des parois soient reportées comme il convient des dalles au radier, en passant par les parois extérieures. Il peut notamment s'avérer nécessaire de renforcer les éléments porteurs (en tenant compte des éventuels évidements et ouvertures), d'épaissir le radier et de prendre en considération l'augmentation locale des contraintes exercées sur le sol de fondation au droit des parois.

Pour s'assurer que les forces résultant de l'action sismique pourront bien être diffusées dans le sol, il convient donc d'étudier leur transmission à travers toute la fondation. On peut accepter que le sol soit soumis à des sollicitations dynamiques plus élevées que les sollicitations statiques correspondantes, mais il faut veiller à ce qu'il ne subisse en aucun cas des déformations plastiques [SK 97].



28/1 Sur ce chantier, il a fallu poser des tirants d'ancrage dans le sol pour empêcher que la fondation des parois porteuses en béton armé ductiles – qui doivent encore être bétonnées – ne risquent de se soulever (Suisse, 1999).

PB 29 Elaborer le spectre de réponse propre au site!



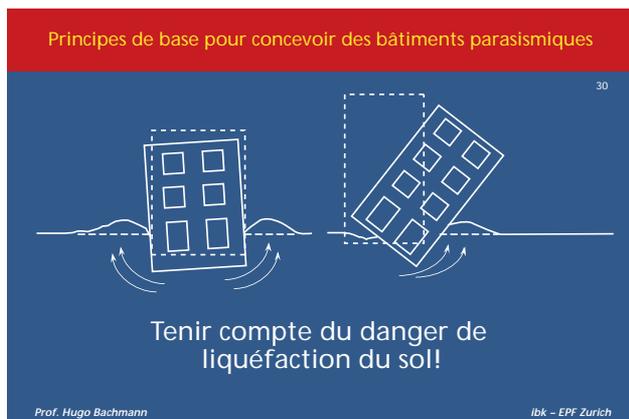
Dans certains terrains, l'ampleur des mouvements du sol et, donc, la réponse de l'ouvrage peuvent diverger notablement des valeurs tirées du spectre de dimensionnement figurant dans les normes. Cela peut être le cas :

- en présence de sols meubles où la vitesse de propagation des ondes de cisaillement est inférieure à 200 m/s, et/ou dont l'épaisseur est importante;
- dans certaines vallées comblées par des sédiments fluviaux ou glaciaires (rapport profondeur/largeur supérieur à ~ 0.2);
- de manière générale, lorsque l'on soupçonne une possibilité de résonance entre le sol et l'ouvrage considéré.

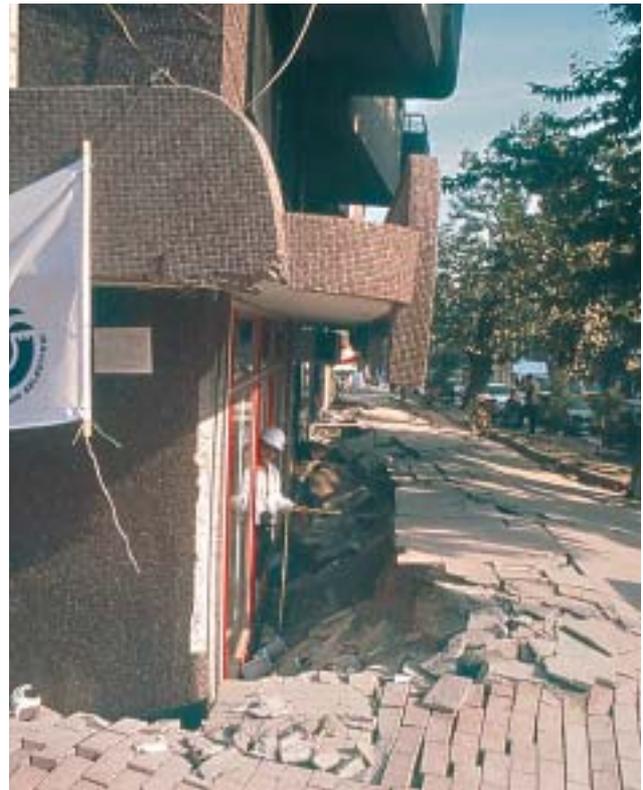
Dans de telles conditions, le sol risque de vibrer fortement même si le tremblement de terre responsable est d'intensité modérée, d'où une amplification notable des mouvements en surface. Aussi est-il impératif de procéder à une investigation spécifique, surtout si le bâtiment considéré a une fonction de grande importance. Si la région n'a pas encore fait l'objet d'un microzonage comprenant la détermination des valeurs spectrales (spectres de réponse propres aux différents sols de fondation), il y a lieu de déterminer la fréquence propre du sol local et d'élaborer le spectre de réponse de dimensionnement spécifique au site (spectre en accélération et en déplacement).

29/1 Sur le site d'un bâtiment qui doit être posé sur des appuis sismiques flottants («base isolation») la fréquence du sol mesurée dans des forages voisins est de 0.65 à 0.85 Hz, ce qui correspond à une période propre de 1.2 à 1.5 s. Lorsque le spectre de réponse de dimensionnement propre au site (accélération spectrale) a été élaboré, il s'est avéré que le spectre standard de la région devait être sensiblement majoré et qu'il fallait admettre un déplacement constant à partir de $T = 1.5$ s déjà. Afin d'exclure toute possibilité de résonance et minimiser les accélérations, on s'est attaché à obtenir une période fondamentale de $T_0 = 3s$ ($f_0 = 0.33$ Hz) lors du dimensionnement parasismique du bâtiment (Suisse, 2000).

PB 30 Tenir compte du danger de liquéfaction du sol!



Certains sols sableux ou limoneux saturés peuvent présenter une bonne capacité portante pour les charges statiques. Mais lorsqu'ils sont soumis à un tremblement de terre, ils peuvent se liquéfier. Suivant la nature de la structure porteuse, des bâtiments entiers peuvent s'enfoncer dans le sol ou s'incliner si le terrain est inhomogène ou inégalement liquéfié, causant souvent leur effondrement total. C'est pourquoi il faut étudier le danger de liquéfaction des sols sableux ou limoneux. Il peut s'avérer nécessaire de prévenir ce phénomène d'enfoncement dans le sol en consolidant le sol par des injections, en prévoyant des fondations sur pieux, etc.



30/1 Le sol s'étant liquéfié, ce bâtiment s'est enfoncé uniformément d'environ 1 m et le sol déplacé a bombé la rue (Izmit, Turquie, 1999).



30/2 L'immeuble penché s'est enfoncé vers l'arrière et s'est appuyé contre un bâtiment voisin (Izmit, Turquie, 1999).

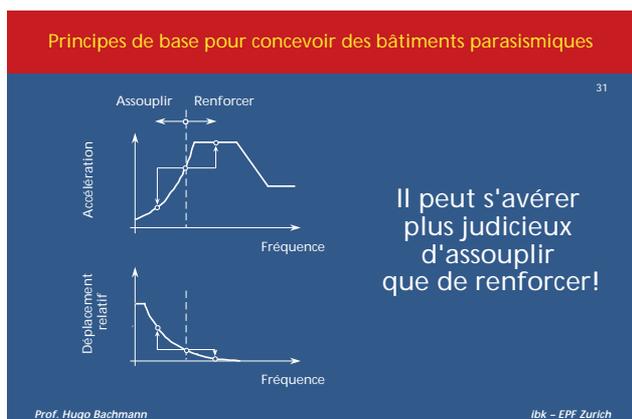


30/3 Ce bâtiment de construction solide s'est incliné comme un corps rigide. Son radier massif est à l'air libre. L'immeuble lui-même n'a subi que des dégâts mineurs (Adapazari, Turquie, 1999).



30/4 Ce réservoir s'est également incliné. Il s'est avéré que le mouvement était dû à la liquéfaction d'un remblai sableux (Kobe, Japon, 1995).

PB 31 Il peut s'avérer plus judicieux d'assouplir que de renforcer!



31/1 Ce réservoir de 700 t de gaz liquéfié, pourvu d'une structure porteuse en béton armé, a été posé sur des appuis sismiques flottants lors de son assainissement parasismique (Suisse, 1999).

Lorsqu'il s'agit d'améliorer la tenue au séisme des bâtiments existants ou projetés, certains architectes et ingénieurs pensent d'abord à les renforcer, c'est-à-dire à augmenter leur résistance ultime vis-à-vis des forces horizontales. Or on rigidifie (stiffening) une construction lorsqu'on la renforce (strengthening), élevant ainsi ses fréquences propres. Il s'avère parfois plus judicieux de l'assouplir (softening) [Ba 01]. En intercalant des appuis sismiques flottants, au-dessus de la fondation («base isolation»), on décale les fréquences de l'ouvrage vers le domaine inférieur du spectre de réponse de dimensionnement. Il en résulte – d'autant plus que l'amortissement est généralement accru – une réduction sensible des forces sismiques et, donc, des dégâts potentiels. Cependant, les déplacements relatifs augmentent notablement, ce qui requiert un dégagement suffisant autour du bâtiment isolé contre les séismes.

Par ailleurs, les conduites de distribution et d'évacuation doivent être suffisamment flexibles.

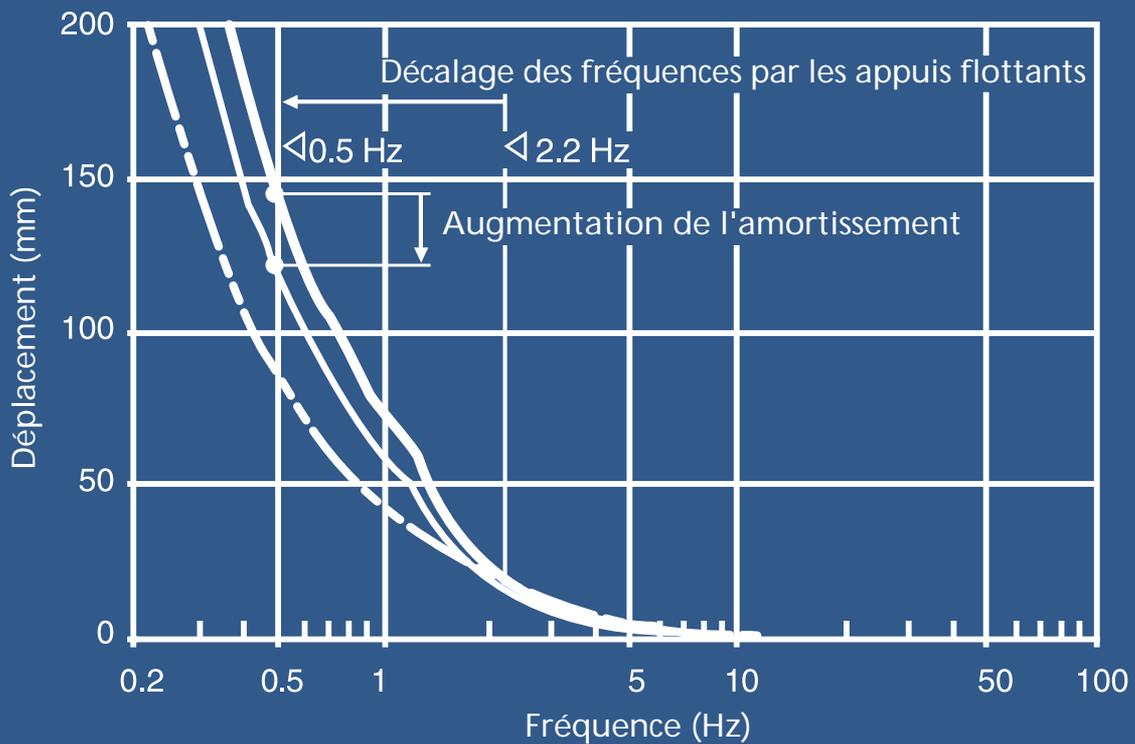
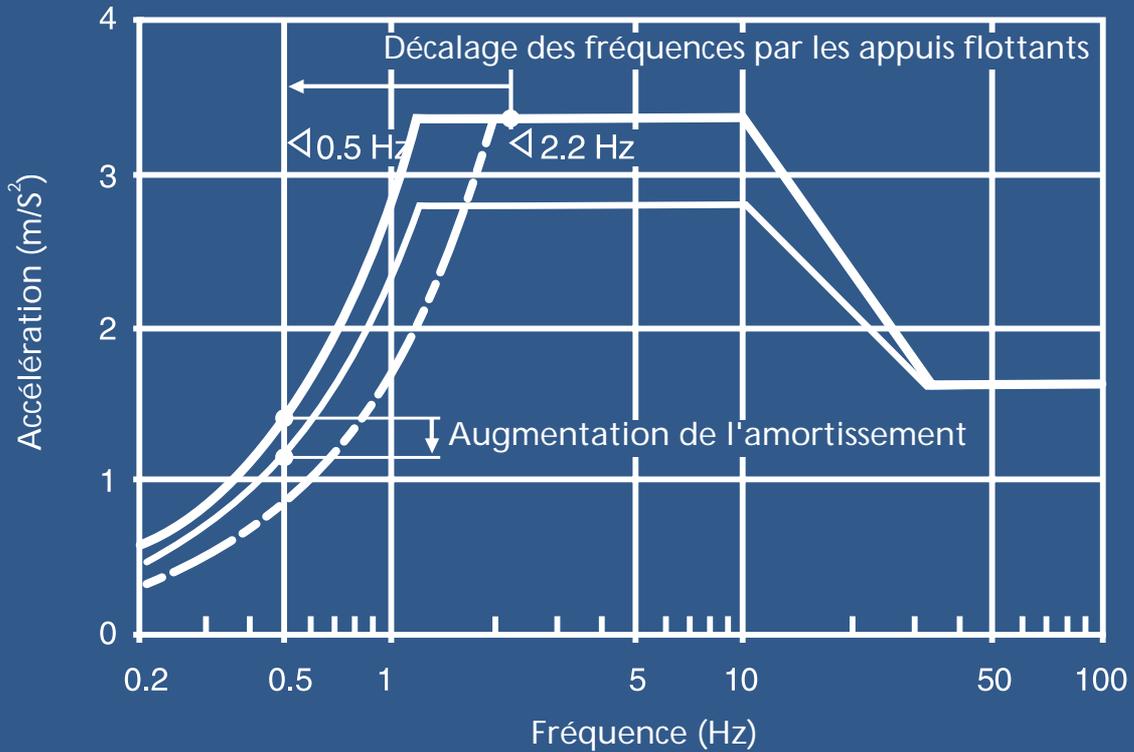


31/2 Des appuis sismiques en caoutchouc à haut pouvoir amortisseur (diamètre 60 cm, hauteur 30 cm) ont été incorporés dans les huit colonnes en béton armé.

Page 69

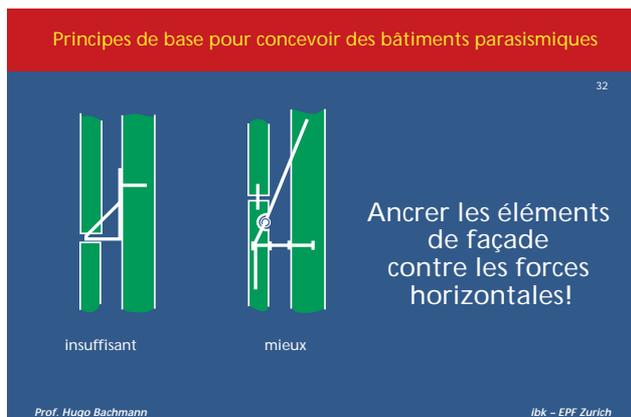
31/3 Les spectres de réponses de dimensionnement (accélération et déplacement) illustrent directement comment se répercutent la réduction à ~ 0.5 Hz de la fréquence propre et l'augmentation de l'amortissement.

Spectres de dimensionnement du réservoir



- Spectre propre au site $\zeta = 5\%$
- Spectre propre au site $\zeta = 8\%$
- - - Spectre pour des sols semi-compacts selon SIA 160 $\zeta = 5\%$

PB 32 Ancrer les éléments de façade contre les forces horizontales!



Les ancrages des éléments de façade ne sont souvent conçus que pour résister aux forces verticales. Il n'est pas rare que des panneaux soient simplement posés sur des consoles et dotés d'une fixation légère dans leur partie supérieure. Mais comme le frottement induit par les charges verticales peut être vaincu par les accélérations horizontales et verticales lors d'un tremblement de terre, la chute est alors inévitable, menaçant notamment les piétons et les véhicules. Il convient donc de dimensionner et de réaliser les ancrages des éléments de façade de telle façon qu'ils résistent non seulement aux charges verticales, mais également aux efforts horizontaux cycliques (traction/compression). Les ancrages et les éventuels joints entre éléments de façade tiendront en outre compte des déformations prévisibles de la structure porteuse.



32/1 La structure porteuse de ce bâtiment ne s'est pas effondrée, mais des panneaux de façade insuffisamment ancrés se sont écrasés au sol (Kobe, Japon, 1995).



32/2 Ces plaques en béton léger, qui revêtaient une structure en acier ayant subi des dégâts mineurs, ont également été détruites (Kobe, Japon, 1995).

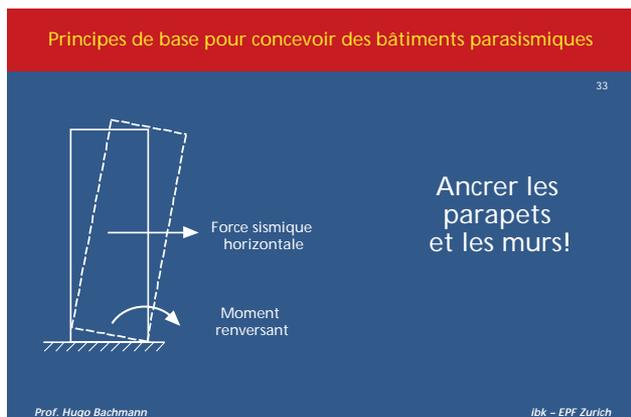


32/3 Ce revêtement de façade était insuffisamment ancré et ne concordait pas avec les déformations prévisibles de la structure porteuse, formée de cadres en béton armé (Northridge, Californie, 1994).



32/4 Un regard dans cette ruelle révèle quantité de matériaux de façade tombés au sol. Les actions de sauvetage et l'accès des véhicules de pompiers, notamment, sont sérieusement entravés (Kobe, Japon, 1995).

PB 33 Ancrer les parapets et les murs!



Un moment renversant dû aux efforts d'inertie se produit lors de déplacements horizontaux rapides. S'ils sont insuffisamment ancrés ou encastrés, les éléments élancés sont les plus susceptibles de basculer.



33/2 ... La frise et quelques balustrades ont endommagé la dalle de toiture surplombante lors de leur chute (Loma Prieta, Californie, 1989).



33/1 Ce bâtiment de style néo-classique en béton armé n'a pas subi de gros dégâts. Même les vitres sont restées intactes. Cependant, la balustrade a partiellement basculé sur un côté de la terrasse sur le toit...



33/3 Les murs console qui ne sont pas ancrés dans la fondation peuvent basculer (Kobe, Japon, 1995).

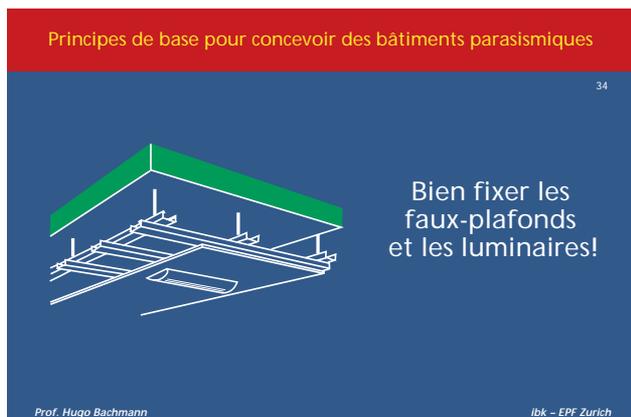
Page 73

33/4 Ces murs de jardin en pierres sèches ont également basculé (Northridge, Californie, 1994).



SPEED
LIMIT
40

PB 34 Bien fixer les faux-plafonds et les luminaires!



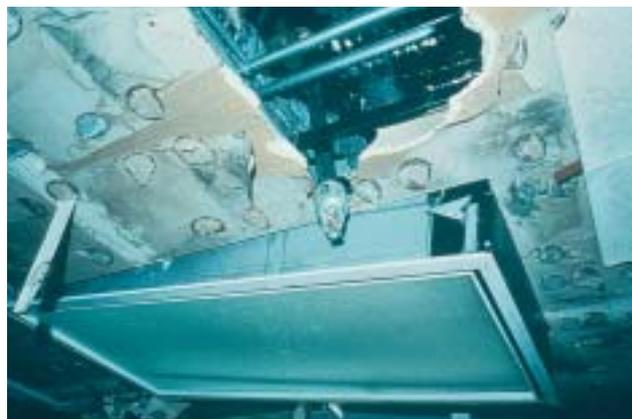
La chute de faux-plafonds ou de luminaires représente un grave danger pour les personnes. Il faut donc prévoir des fixations aptes à résister avec une marge suffisante non seulement au poids propre de ces équipements, mais également aux efforts occasionnés par les accélérations et vibrations verticales et horizontales. Il en va de même pour les fixations des gaines d'aération et conduits de toute nature passant dans l'espace entre le plafond porteur et le plafond suspendu.



34/1 Des faux-plafonds et des revêtements de plafond ...

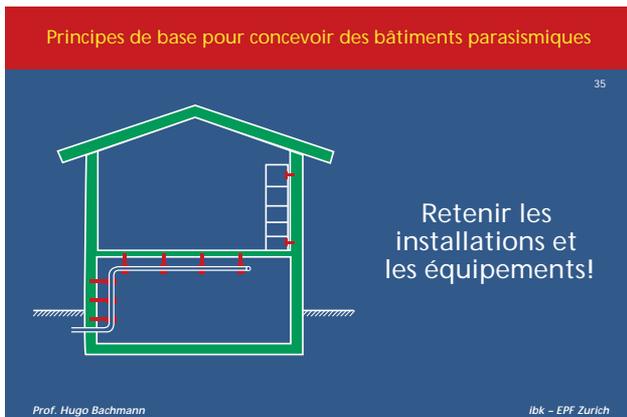


34/2 ... qui sont simplement suspendus à des fils métalliques de petit diamètre sont très dangereux pour les personnes (Northridge, Californie, 1994).

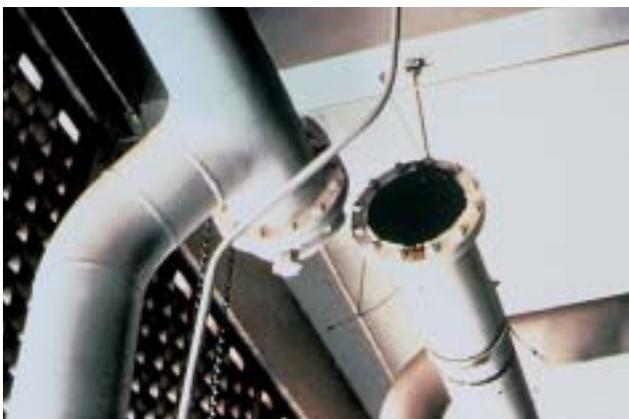


34/3 34/4 Des luminaires aussi mal fixés ou simplement accrochés au plafond risquent également de tomber et de blesser des personnes (San Fernando, Californie, 1971).

PB 35 Retenir les installations et les équipements!



Il est très important d'assurer l'intégrité des installations et équipements des ouvrages qui doivent rester opérationnels ou dont le maintien en service est souhaitable après un fort tremblement de terre (tenir aussi compte des équipements situés en dehors des ouvrages, sur les toits, etc.). Sont surtout concernés les ouvrages appartenant aux «life-lines», c'est-à-dire aux infrastructures vitales de la classe d'ouvrages III selon la norme SIA 160, tels qu'hôpitaux, pharmacies centrales, bâtiments du service du feu, postes de commandement, installations de communication, etc. Il peut également s'agir, par exemple, d'installations industrielles dont l'interruption occasionnerait d'importantes pertes financières. On y étudiera systématiquement l'effet des tremblements de terre sur les installations et équipements – conduites, sprinklers, appareils de laboratoire, récipients, armoires, casiers, etc. – ainsi qu'éventuellement sur les chaînes de fabrication. Lorsque cela s'avère nécessaire, tous ces composants seront assurés solidement au moyen de dispositifs appropriés tels que fixations ou renforcements.



35/1 Les conduites – notamment celles de gros diamètre comme c'est le cas ici – sont très vulnérables si elles ne sont pas fixées solidement (San Fernando, Californie, 1971).



35/2 Les récipients et les machines risquent de se renverser s'ils ne sont pas ancrés suffisamment solidement (Kobe, Japon 1995).



35/3 Dans ce laboratoire, des verres remplis de produits chimiques, qui n'étaient pas retenus par des dispositifs adéquats, se sont brisés en tombant de la table et des buffets ouverts (San Fernando, Californie).



35/4 Les armoires de classement risquent de basculer, surtout si les tiroirs à roulettes ne sont pas retenus par des dispositifs adéquats (Morgan Hill, Californie, 1984).



35/6 Les livres représentent une telle masse qu'il faut ancrer solidement les étagères et les contreventer dans les deux directions principales (Whittier Narrows, 1987).



35/5 Des rayons de bibliothèque ouverts se vident à chaque tremblement de terre de forte intensité. On peut retenir les livres précieux en prévoyant des tabliers inclinés vers l'arrière ou des barres d'arrêt sur le devant (Loma Prieta, Californie, 1989).



35/7 Bien fixés, les groupes de batteries et les groupes électrogènes de secours sont capables de fournir de l'électricité même après un tremblement de terre de forte intensité (Californie, 1980).



35/8 Dans un commerce de boissons, de «précieuses» bouteilles ont été fixées par des câbles à ressorts (Californie, 1978).



35/9 On peut même tester des châssis à tonneaux de vin sur une table vibrante servant à simuler des séismes... (Berkeley, 2000).

Crédit d'illustrations

Les illustrations ont été aimablement fournies par les personnes et institutions suivantes:

Walter Ammann, Davos: 11/2, 20/1, 20/2, 20/3

Hugo Bachmann, Zurich: illustrations des principes de base 1 à 35, E/1, E/2, E/3, 1/1, 1/2, 2/1, 2/2, 4/9, 4/10, 6/1, 7/1, 8/1, 8/2, 9/1, 9/3, 9/4, 10/1, 12/1, 12/2, 12/3, 12/4, 12/5, 15/1, 15/2, 15/3, 17/6, 21/1, 25/1, 26/1, 26/3, 26/5, 26/6, 27/3, 31/3

Marc Badoux, Lausanne: 30/1

Alessandro Dazio, San Diego CA: couverture: image avec armature, 9/2, 23/1, 24/1, 24/2, 24/3, 24/4, 25/3

Martin Koller, Carouge: 28/1, 29/1

Pierino Lestuzzi, Lausanne: 4/2, 4/3, 11/3, 11/4, 17/2, 17/3, 17/4, 17/5, 25/2, 30/2

Eberhard Luz, Stuttgart: 14/1, 22/1, 22/2, 22/3

Roland Madöry, Bâle 31/1

Paul Missbauer, Sion: 31/1

Kaspar Peter, Lausanne: 14/2

Meta Sozen, Illinois: 30/3

Dieter Wepf, Flawil: 11/1, 16/3

Thomas Wenk, Zurich: couverture: image avec bâtiment, 4/4, 4/5, 4/6, 4/7, 4/8, 5/2, 5/3, 6/2, 6/3, 6/4, 6/5, 6/6, 13/6, 13/7, 14/3, 16/2, 27/1, 27/2, 30/4, 32/1, 32/4

Architectural Institute of Japan: 5/1, 18/1, 18/2, 18/3, 19/1, 19/2, 19/3, 19/4, 19/5, 19/6, 20/4, 32/2, 32/3, 33/3

Earthquake Engineering Research Institute, Oakland CA: couverture: image avec tuyauterie, 16/1, 32/3, 33/1, 33/2, 33/4, 34/1, 34/2, 34/3, 34/4, 35/1, 35/2, 35/3, 35/4, 35/5, 35/6, 35/7, 35/8

Losinger AG, Lyssach BE: 13/4, 13/5

Pacific Earthquake Engineering Research Center, Berkeley CA: 35/9

Industrie suisse de la terre cuite, Zurich:

13/1, 13/2, 13/3

Stahlton AG, Zurich: 26/2, 26/4

NN.: 4/1, 13/8, 17/1

Bibliographie

- [Ba 02] Bachmann H.: «Erdbebensicherung von Bauwerken». 2. Auflage. Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 2002.
- [Ba 01] Bachmann H.: «Softening as Seismic Upgrading Strategy – Requirements and Case Studies». Proceedings 20th European Regional Earthquake Engineering Seminar Sion, September 3-7, 2001. Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures SGEB, Martigny 2001.
- [BW 98] Bachmann H., Wenk T.: «Ungenügende Duktilität beim Bewehrungsstahl». Schweizer Ingenieur und Architekt, Heft 29, Juli 1998.
- [DW 99] Dazio A., Wenk T., Bachmann H.: «Versuche an Stahlbetontragwänden unter zyklisch-statischer Einwirkung». Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht Nr. 239, Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 1999.
- [D0150] Bachmann H., Darbre G.R., Deichmann N., Koller M.G., Studer J., Tiniç S., Tissières P., Wenk Th., Wieland M., Zwicky P.: «Handlungsbedarf von Behörden, Hochschulen, Industrie und Privaten zur Erdbebensicherung der Bauwerke in der Schweiz». Documentation SGEB/SIA D0150, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich 1998.
- [D0171] Bachmann H., Dazio A., Bruchez P., Mittaz X., Peruzzi R., Tissières P.: «Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden». Documentation SGEB/SIA D0171, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich 2002.
- [EC 8] Eurocode 8 (Norm): «Auslegung von Bauwerken gegen Erdbeben», Teile 1-1, 1-2, 1-3. Norm SIA V160.811/812/813 als Europäische Vornorm ENV 1998-1-1/-2/-3. Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich 1997.
- [GM 98] Grünthal G., Mayer-Rosa D., Lenhardt W.: «Abschätzung der Erdbebengefährdung für die D-A-CH-Staaten – Deutschland, Österreich, Schweiz», Bautechnik 75 1998, Heft 10, S. 753-767.
- [La 02] Lang K.: «Seismic Vulnerability of Existing Buildings». Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 2002 (en préparation).
- [PB 90] Paulay T., Bachmann H., Moser K.: «Erdbebenbemessung von Stahlbetonhochbauten». Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 1990.
- [PP 92] Paulay T., Priestley M.J.N.: «Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Structures». John Wiley & Sons, New York 1992.
- [Sc 00] Schumacher R.: «Zur rechtlichen Verantwortung für die Erdbebensicherung von Bauwerken». Documentation SGEB/SIA D0162 «Erdbebenvorsorge in der Schweiz – Massnahmen bei neuen und bestehenden Bauwerken», Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich 2000.
- [SIA 160] SIA 160 (norme): «Actions sur les structures porteuses». Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich 1989.
- [SK 97] Studer J., Koller M.G.: «Erdbebengerechter Entwurf und Kapazitätsbemessung eines Gebäudes mit Stahlbetontragwänden». Documentation SGEB/SIA D0171, Société suisse des ingénieurs et architectes, Zurich 2002.
- [TD 01] Thiele K., Dazio A., Bachmann H.: «Bewehrungsstahl unter zyklischer Beanspruchung». Institut für Baustatik und Konstruktion (IBK), ETH Zürich. Bericht Nr. 264, Birkhäuser Verlag Basel Boston Berlin 2001.

Contacts

<http://www.bwg.admin.ch>
Office fédéral des eaux et de la géologie
Centrale de coordination pour la mitigation des séismes
Ländtesstrasse 20
2501 Bienne

<http://www.sgeb.ch>
Société suisse du génie parasismique et de la dynamique des structures
Case postale 1571
1227 Carouge

<http://www.sia.ch>
Société suisse des ingénieurs et architectes SIA
Selnaustrasse 16
Case postale
8039 Zurich

<http://www.seismo.ethz.ch>
Service sismologique suisse
EPF Hônggerberg
8093 Zurich

<http://www.vkf.ch>
Pool suisse pour la couverture des dommages sismiques
Bundesgasse 20
3001 Berne

<http://www.ibk.baug.ethz.ch>
Institut für Baustatik und Konstruktion IBK
Bereiche Baudynamik und Erdbebeningenieurwesen
ETH Hônggerberg
8093 Zürich

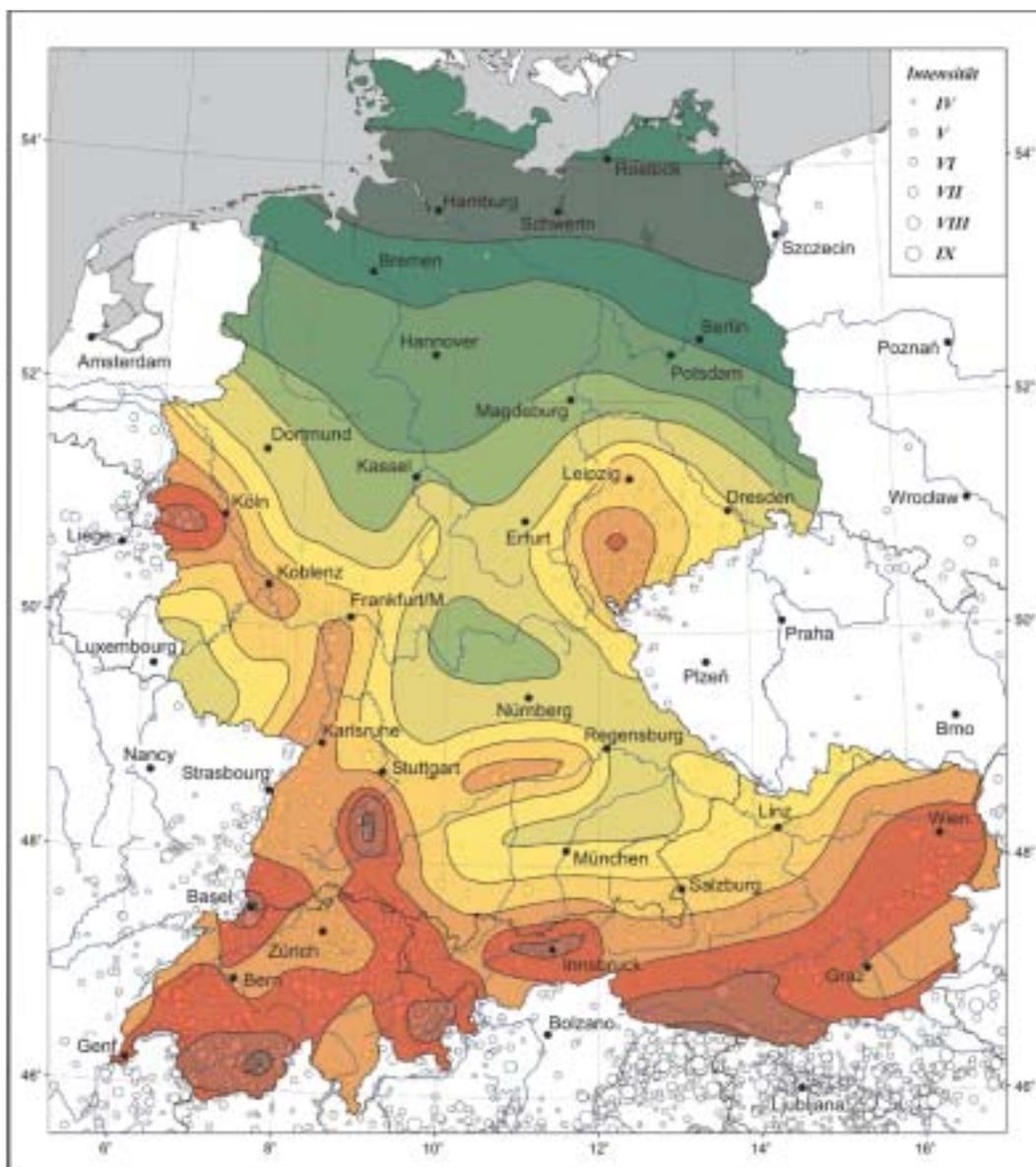
<http://beton.epfl.ch>
Laboratoire de construction en béton
Faculté ENAC – Institut de structures EPFL GC
1015 Lausanne

Carte d'aléa sismique pour les états du D-A-CH

(Allemagne, Autriche, Suisse)

avec carte des épacentres de séismes tectoniques

Aléa sismique sans forme d'une intensité calculée pour une probabilité de non dépassement de 90% en 50 ans



makroseismische Intensitäten EMS



Quelle: D. M. S. (1998), D. M. S. (2004), D. M. S. (2008), D. M. S. (2012), D. M. S. (2016), D. M. S. (2020)

Druckverbreiterte Auflage

© 2020 by Deutscher Fachschriften-Verlag, Wiesbaden



Schweizerischer Eidgenössischer Seismologischer Dienst



Zentralanstalt für Meteorologie und Geodynamik, Wien