

RAPPORT (1) DE RECHERCHE

ÉTAT ACTUEL DES SOLUTIONS DE CONSOLIDATION POUR LES BÂTIMENTS EXISTANTS

DOCTORANTE: NAIMA EZZAKI

RESPONSABLE SCIENTIFIQUE: PROF.UNIV.DR.ING. MIHAI VOICULESCU

SEPTEMBRE 2017

1. introduction

Les codes roumains prévus pour la conception des bâtiments situés dans des zones sismiques ont connu une évolution continue pendant les dernières 70 années.

Les enregistrements des mouvements sismiques forts et l'enrichissement des connaissances dans le domaine des effets destructifs des tremblements de terre sur les constructions ont permis la correction et l'amélioration des règlements qui assurent un niveau correspondant de protection sismique.

Le premier code de conception antisismique ayant l'indicatif P13/63 est entré en vigueur en 1963 et a été modifié en 1970 étant se renommer P13/70. Le tremblement de terre avec l'épicentre à Vrancea du 4 mars 1977 a complètement changé le code de conception existant à ce moment-là. Le code de conception antisismique qui a suivi immédiatement après le tremblement de terre de 1977, est entré en vigueur en 1978 et a été nommé P100-78, étant après corrigé en 1981 sous la dénomination de P100-81.

De lors d'autres versions ont apparu, P100-92 et P100-1/2006, la dernière respectant les principes de l'Eurocode, première partie. Les bâtiments construits avant l'apparition du premier code de conception antisismique et ceux construits avant le code de conception élaboré après le séisme du 4 mars 1977 ont besoin d'une évaluation des performances sismiques et souvent ils demandent des travaux de renforcement.

Pendant le tremblement de terre du 4 mars 1977, 31 bâtiments se sont écroulés à Bucarest. Parmi ceux-ci, 28 étaient construits avant 1945 et 3 étaient construits dans les années 1960-1970. L'enregistrement du séisme de 1977 et les effets du celui-ci ont dévoilé les points faibles des codes de conception et exécution à l'occasion d'un tremblement de terre majeur généré par l'épicentre Vrancea. Le niveau réduit des forces sismiques, la palette des solutions de conception qui ne respecte pas les conditions d'emplacement, les solutions de structure inadéquates et la composition défectueuse des éléments en béton armé représentent seulement une partie des causes qui ont généré la perte des vies humaines et les pertes matérielles associées au séisme de 1977 (Chesca et al, 2007).

Beaucoup d'autres bâtiments ont survécu à ce tremblement de terre dépensant une bonne partie de la capacité de dispersion de l'énergie. Par conséquent, la probabilité que ces bâtiments aient des problèmes pendant les futurs séismes est élevée. A part les bâtiments qui ont le rez-de-chaussée flexible et faible de point de vue de la structure, à Bucarest il y en a beaucoup d'autres réalisés avec des structures en béton armé conçus pour affronter une force sismique à valeur réduite et sans mesures qui assurent la ductilité et qui par la suite nécessitent des mesures urgentes de renforcement.

Quelle que soit la valeur de l'hauteur, la capacité des structures en béton armé conçues en conformité avec la norme P100-2006 est visiblement plus élevée par rapport à la capacité des structures en béton armé conçues d'après la norme P13-63. Par la suite il s'impose la prise des mesures de renforcement et l'assurance des bâtiments conçus selon les principes du P13-63. **Le renforcement des bâtiments encadrés dans la première classe de risque sismique et qui représentent un danger public pourrait être gratuit pour les propriétaires, l'argent provenant du Fond pour les Bâtiments à Risque Sismique Imminent qui devrait être formé au niveau du Gouvernement, selon un projet de loi initié déposé auprès du Parlement. Si les propriétaires ne sont pas d'accord avec le renforcement, les mairies pourraient appeler à l'évacuation des propriétaires durant la période des travaux, ceux-ci étant logés dans des immeubles mis à disposition par les administrations locales.**

"Le niveau de vulnérabilité de la Roumanie et notamment du Bucarest au cas d'un séisme est très grand-les dégâts matériels seraient de l'ordre des milliards de dollars et les pertes des vies humaines seraient plus grandes qu'on ne peut même pas s'imaginer. Le cadre législatif actuel ne permet pas, pratiquement, la mise en sûreté des bâtiments qui représentent un danger public, parce que les blocages qui apparaissent sur le terrain ne sont pas résolus par la loi. Pour cela même, je propose que les travaux de renforcement pour les bâtiments encadrés dans la première classe de risque sismique et qui sont un danger public, soient urgents par la création du Fond pour les Bâtiments à Risque Sismique Imminent au niveau du Ministère du Développement Régional et d'un Programme de Risque Sismique qui permette la simplification de la procédure de la mise en sûreté des immeubles.

Pratiquement, par ce fond le financement des travaux de renforcement serait intégralement assuré par l'Etat, l'un des motifs pour lesquels les propriétaires refusent le commencement des travaux étant le fait qu'ils doivent supporter les frais. Dans le même sens on a besoin que les autorités adoptent des mesures d'évacuation contre les personnes qui bloquent les travaux, mais seulement après avoir assuré le logement temporaire", est stipulé dans le projet actuel de loi.

Celui-ci précise que la somme totale qui devrait être allouée pour les travaux de renforcement des bâtiments qui présentent du risque sismique serait d'environ 500 millions de lei et cela seulement pour Bucarest.

Les Principaux points du projet de loi soumis au débat public

- Tout au long du processus pour la réalisation des documents de cadastre, les propriétaires et les associations de propriétaires, des personnes physiques ou morales, seront conseillées et assistées par le personnel de la Mairie de Bucarest, qui a des compétences dans ce sens.
- La formule de calcul des quotes-parts indivises de la propriété commune, à savoir le calcul de la surface utile totale qui est en propriété, nécessaire pour le calcul des quotes-parts, respecte les mesures de cadastre enregistrées dans le registre public, à savoir les dernières données officielles, et non pas les quotes-parts établies dans les actes de propriété
- Les propriétaires, personnes physiques et morales, bénéficient, suite à leur exclusion par rapport à la loi, de l'exonération de la taxe pour l'autorisation de construction pour la réalisation des travaux de renforcement des bâtiments en propriété, type habitation ou autres types, et aussi du droit de timbre d'architecture.
- Le Ministère du Développement Régional et de l'Administration Publique s'en charge pour constituer un fond d'urgence intitulé le Fond pour les Bâtiments à Risque Sismique Imminent qui va faire l'expertise, la conception et les travaux de renforcement pour les bâtiments encadrés dans la première classe de risque sismique et qui représentent un danger public et qui sont de type habitation, espace commercial ou tout autre type. Le Ministère formera aussi une commission intitulée La Commission Nationale pour l'Evaluation et la Mise en œuvre du Programme de Risque Sismique pour les travaux d'expertise, de conception et de renforcement, à titre de simplifier les actions de la mise en sûreté du fond existant et qui sera inclus dans un plan d'intervention dénommé Le Programme de Risque Sismique.
- La Commission Nationale d'Evaluation et de Mise en œuvre du Programme de

Risque Sismique sera formée par des experts d'évaluation, des dessinateurs industriels et des constructeurs responsables de la conception du plan de renforcement des bâtiments respectifs, en s'appuyant sur l'expertise technique, mais aussi de la réalisation du plan d'intervention, de la conclusion du contrat avec les préfectures, les mairies des départements et la mairie du municipe Bucarest

- Le Fond constitué au niveau du Ministère du Développement Régional et de l'Administration Publique fonctionnera comme un fond d'urgence pour les travaux nécessaires pour la mise en sûreté des bâtiments mentionnés à l'Art. 5, par. 1, sans que les propriétaires des espaces type habitation, espace commercial ou tout autre type aient l'obligation de rendre ces fonds, fond constitué par exception en rapport avec les points prévus à l'Art. 6 et à l'Art. 7.
- La décision prise par les autorités compétentes suite à l'expertise technique des bâtiments, justifiée par l'imminence du danger public à l'égard de l'intervention sur les habitations ou les espaces à autre destination qui font partie des bâtiments encadrés dans la première classe de risque sismique, qui sont un danger public et qui seront inclus dans le Programme de Risque Sismique, est obligatoire pour les propriétaires de ces immeubles.
- Conformément au rapport d'expertise technique qui encadre les bâtiments dans la première classe de risque sismique et qui présentent danger public, les propriétaires, des personnes physiques ou morales, qui détiennent ou gèrent des espaces type habitation, type commercial ou autre type, sont obligés à présenter, à la demande de la Commission d'Evaluation et Mise en œuvre, les documents de cadastre nécessaires pour le début des travaux de renforcement dans 3 mois après la notification, sinon les préfectures, les mairies des villes ou le maire général de Bucarest peuvent demander l'évacuation de ces personnes des immeubles qui seront soumis à des travaux d'intervention ou reconstructifs, jusqu'à la finalisation des travaux nécessaires pour la mise en sûreté des immeubles.
- La mise en pratique de la décision d'évacuation sera faite une fois que les Conseils des préfectures, des villes ou des communes seront prêts à assurer les logements temporaires pour les personnes et les familles respectives pendant l'exécution des interventions qui ne peuvent pas être effectuées dans des constructions occupées par des personnes. La décision d'évacuation a un caractère exécutoire à partir du moment où un espace de logement temporaire est offert et pourra être mise en pratique par la voie de l'exécution forcée.
- Une fois la Décision prévue à par.(3) communiquée cessent de jure aussi les effets des documents juridiques commencés avant la mise en pratique de l'art.5 par.(1) à l'égard de la réalisation des revenus suite à l'utilisation de ces immeubles, les immeubles qui seront inclus dans le Programme de Risque Sismique et qui bénéficient des travaux financés par le Fond pour les Bâtiments à Risque Sismique Imminent sans pouvoir être loués ou destinés à une toute autre activité qui permet la réalisation des revenus jusqu'à la finalisation des travaux d'intervention stipulés dans la Décision.

Le nombre des immeubles à risque sismique en Bucarest

A Bucarest il y a 181 bâtiments encadrés dans la première classe de risque sismique. « Parmi ceux-ci, 85 ont plus de 5 étages (44,7%), 46 ont plus de 8 étages (24%), 59 ont moins de 4 étages (31,05%). La majorité de ces bâtiments se trouve dans le premier, le deuxième ou le troisième arrondissement. La majorité des immeubles est située au centre-ville, dans les rues Franceza, Armeneasca, Lipscani, Baratiei, Gabroveni, Blanari, Calea Victoriei, boulevard Magheru», affirment les représentants de la mairie. Les dernières 10 années, ont été renforcés seulement 42 bâtiments appartenant à la première classe de risque sismique. « 19 ont été renforcés à l'aide du programme de renforcements de la Mairie de la Capitale et le reste par les propriétaires mêmes», affirment les représentants de la mairie.

Le principal problème du renforcement est l'obtention de l'accord de tous les propriétaires qui habitent dans un bâtiment pour pouvoir démarrer les travaux. De sorte que, si une seule personne n'est pas d'accord, on ne peut pas intervenir pour les travaux de renforcement.

Un autre problème est le processus difficile pour l'expertise, pour l'élaboration des documents nécessaires au renforcement, pour l'enchère et puis pour la réalisation des travaux, dans beaucoup de cas avec les propriétaires dans le bâtiment. Par la suite, même si on a alloué de l'argent annuellement dans le budget national et dans les budgets locaux, on n'a pas pu utiliser ces sommes. Un autre problème est le fait que les propriétaires doivent payer les travaux de renforcement, et beaucoup d'entre eux ne souhaitent pas faire cet effort.

Conformément à l'ordonnance du gouvernement no 20/1994, avec les modifications et les ajouts ultérieurs, le financement des travaux, en fonction de l'espace détenu, plus la quote-part indivise des parties communes, est payé par le Gouvernement et la Mairie, l'argent étant récupéré par les autorités dans 25 années après la fin des travaux dans des tranches fixes sans intérêt. Les propriétaires des habitations qui sont des personnes physiques peuvent bénéficier d'exonération du paiement des tranches pour la période où les revenus, par membre de famille sont en dessous du salaire moyen.

2. Des aspects sur les bâtiments existants dans des cadres en béton armé conçus et réalisés selon la norme P13-63

Les bâtiments type habitation construits après 1963 et jusqu'en 1976 comportent une grande variété des schémas fonctionnels et des solutions constructives dérivés des conditions architecturales et d'urbanisme. Dans cette période un accent visible a été mis sur la réalisation des projets type, qui se retrouvent à la base de plus de 90% du total des habitations et aussi sur le degré de préfabrication des éléments de construction. On a réalisé dans la majorité des cas (environ 2/3 du total) des bâtiments type habitation à plusieurs niveaux.

Le système constructif dans des cadres en béton armé contient des poteaux monolithes, des poutres monolithiques ou préfabriquées et des planchers préfabriqués ou des prédalles en béton armé, la hauteur étant de SS-RDC-6-14étages.

Les cadres en béton armé ont été appliqués pour les bâtiments type habitation plus hauts en 2 étapes différentes, entre elles existant un intervalle d'environ 10 ans, quand ils n'ont pas été utilisés, comme suit :

- L'étape 1956-1963, pour des bâtiments situés dans des emplacements isolés dans les principales voies du centre-ville de Bucarest avec une hauteur SS+RDC+6-8étages ayant des structures spatiales(pour les 2 directions) et des planchers en béton armé monolithe avec maçonnerie de remplissage en brique pleine pressée de 37,5 cm à l'extérieur et 25 cm à l'intérieur, les structures étant calculées pour un C_b , code=3,5%
- L'étape 1974-1976, pour des bâtiments dans les voies importantes

(Pantelimon, Calea Dorobantilor, 1Mai, Titulescu, Obor, Armata Poporului) avec une hauteur SS-RDC-8-14étages, avec la trame agrandie (6.00x6.00....4.50), avec des planchers en béton armé monolithe ou béton armé préfabriqué

(des panneaux et des semi panneaux, des prédalles en béton armé), avec des parois de remplissage en béton armé, béton cellulaire autoclave (sous forme de bloc ou bande), conçus selon la norme P13-70, avec un C_b , code=2,5%

Les normes techniques en vigueur au moment du tremblement de terre de 1977, comportaient principalement : les standards d'intensités et de zone sismique(STAS 3684-71 ; STAS 2923-63 et la série STAS 8879) ; les standards et les normes de conception antisismique(STAS 7766-68 ; STAS 9165-72 ; STAS 9315/1-73 ; les normes P13-71et P2-76) ; les standards à caractère général pour la conception des bâtiments, surtout de ceux en béton armé et métal.

La norme conditionnée pour la conception des constructions civiles et industrielles dans des zones sismiques, P13-63, spécifiait les aspects suivants pour les constructions dans des cadres en béton armé :

- Les pourcentages des armatures pour les poteaux seront d'au moins 1% pour les poteaux d'angle et d'au moins 0,8% pour le reste des poteaux ;
- On doit assurer la continuité des armatures longitudinales et des étriers des poteaux le long des intersections avec les poutres ;
- A chaque étage, à l'extrémité des poteaux fortement sollicités, on réduira la distance entre les étriers jusqu'à 10 cm tout au plus sur une longueur d'au moins 60 cm;
- Si c'est nécessaire, on introduira à la partie inférieure des poutres, sur les contreforts, des armatures pour amortir les moments fléchissant positifs de l'action des charges sismiques, qui seront ancrées convenablement ;
- Les parois de remplissage de la maçonnerie situées entre les cadres seront ancrées dans les poteaux des cadres avec des armatures laissées comme des »moustaches » des poteaux et continuées dans les joints horizontaux de la maçonnerie ;
- Pour les constructions à structure rigide, auxquelles les charges sismiques horizontales sont amorties en totalité ou dans la plus grande partie par des diaphragmes verticaux, ceux-ci seront disposés assez fréquemment pour éviter les transmissions sur horizontale à grandes distances des charges sismiques aux diaphragmes verticaux ;
- Dans des cas spéciaux quand il est nécessaire pour des considérants fonctionnels (par exemple pour les immeubles type habitation avec plusieurs étages et avec de grandes espaces libres au rez-de-chaussée pour les magasins), on admet l'utilisation des structures rigides au rez-de-chaussée flexible, les éléments de soutien verticaux étant des diaphragmes appuyés au rez-de-chaussée contre les poteaux. Le plancher au-dessus du rez-de-chaussée et les poteaux du rez-de-chaussée seront formés et dimensionnés de sorte qu'ils puissent amortir et transmettre les efforts des charges sismiques, qui apparaissent au changement brusque de rigidité de la construction ;
- Pour les bâtiments étagés on doit s'assurer qu'à chaque niveau l'ensemble des éléments de soutiens verticaux présents des rigidités du même ordre de grandeur au cas des déformations horizontales par rapport à toutes les directions. On n'admet pas de structures auxquelles les charges sismiques soient amorties pour une direction par les éléments rigides (des diaphragmes) et pour l'autre direction par les éléments flexibles (des cadres).

3 Les réponses sismiques structurelles des bâtiments existants avec une structure des cadres en béton armé conçus et réalisés selon la norme P13-63

La première norme de conception parasismique dans notre pays, P13-63, avait à la base une conception basée sur une force sismique conventionnelle, qui à ce moment-là était utilisée à niveau international par tout le monde.

Un manque majeur de cette norme était donné par le fait qu'elle ne permettait pas l'évaluation directe du comportement des structures dans le domaine post-élastique et elle ne comportait non plus de concepts et de principes pour cet aspect. Les séismes majeurs de 1977, 1986, 1990 ont montré de fortes incursions des structures dans le domaine post-élastique, avec la mise en évidence des quelques détériorations et dommages dans les éléments non structurels, en première instance (à cause du dépassement des déformations admises et de la dispersion d'une partie de la quantité d'énergie provoquée par le séisme) et dans les éléments structurels (des poutres de cadre, règles de couplage, des poteaux, des parois structurelles en béton armé, des fondations) à cause des quelques conformités structurelles inadéquates à niveau d'élément ou même à niveau structurel.

Conformément aux normes P13-63 et P13-71, les coefficients sismiques fondamentaux les plus grands ont été pensés pour les périodes jusqu'à 0.3 respectivement 0.4 secondes, pendant que pour des périodes comprises entre 0.9-1.5 secondes les valeurs diminuent jusqu'à 5 fois. Les spectres de réponse sismique, dynamiques linéaires et non linéaires pour l'accélérogramme Vrancea NS1977 (enregistrée à l'Institut National de Recherche et Développement en Constructions et Urbanisme et Développement Territorial Durable-INCERC) mettent en évidence des réponses maximales (dans le domaine des vitesses, des accélérations, des déplacements, des énergies) juste pour l'intervalle des périodes 0.9-1.5 secondes.

Norme P13-63:		Norme P13-71:	
$S=C_B \cdot G$		$S=C_B \cdot G$	
$C_B=K_s \cdot \beta \cdot \psi \cdot \varepsilon$		$C_B=K_s \cdot \beta \cdot \psi \cdot \varepsilon$	
$\beta=3$		$\beta=2$	
$0 < T < 0.3$	$\beta=0.9/T$	$0 < T < 0.4$	$\beta=0.8/T$
$0.3 < T < 1.5$	$\beta=0.6$	$0.4 < T < 1.33$	$\beta=0.6$
$T > 1.5$	$K_s=0.025-0.100$	$T > 1.33$	$K_s=0.03-0.12$
$\Psi=1-1.5$		$\Psi=1-2$	
$C_{B,min}=2\%$		$C_{B,min}=2\%$	

Où : S- charge sismique horizontale totale

C - coefficient de séismicité

K_s - coefficient d'intensité sismique

β - Coefficient d'amplification dynamique

ψ - Coefficient qui prend en compte la ductilité de la structure

ε - Coefficient d'équivalence

Le domaine des bâtiments socio-culturels et type habitation, ayant de propres périodes de vibrations comprises entre 0,50 et 2,00 secondes, conçus en concordance avec les normes P13 ont le C_B de conception d'environ 3-4 fois plus petit que celui imposé par l'utilisation de la

nouvelle norme parasismique P100-92.

La norme P100-92:	
$S=C_B \cdot G$	
$C_B=\alpha \cdot K_s \cdot \beta \cdot \psi \cdot \epsilon$	
$\beta=2.5$	
$0 < T < T_c$	β - linéaire décroissante
$T_c < T < T_c + 1.5$	$\beta=1$
$T > T_c + 1.5$	$K_s=0.08-0.32$
$\Psi=0.2-0.35$	

Les différences importantes des normes actuelles par rapport à la norme P100-1992 sont :

- la représentation de l'action sismique ;
- les conditions de performance ;
- la représentation des conditions spécifiques pour les constructions en béton armé, métal, maçonnerie, bois, composites acier béton et pour les composants non structuraux ;
- le contrôle de la réponse structurale, en fonction d'isolement de la base ;
- et enfin les notations et les relations de calcul.

Les bâtiments type habitation ayant la structure dans des cadres en béton armé, ont été réalisés pour des niveaux SS+RDC+4 étages jusqu'à SS+RDC+8-14 étages, ou même plus.

Les bâtiments réalisés avec ce système constructif ont des caractéristiques de comportement différentes suite à l'action sismique, à cause de la variété des solutions utilisées pour la conception des bâtiments type habitation ayant la structure dans des cadres en béton armé, et en même temps de la complexité des facteurs qui déterminent le comportement de ces bâtiments suite à l'action des sollicitations sismiques. On a constaté ainsi des situations apparemment sans dommages dans la structure et des situations avec des dommages très importants.

Les plus affectés bâtiments type habitation, ayant la structure dans des cadres, sont les bâtiments élevés, auxquels on a enregistré des dommages caractéristiques : des détériorations des éléments composants de la structure de résistance (des poteaux et des poutres) mais aussi des détériorations importantes des éléments non structuraux, d'habitude des panneaux de maçonnerie de remplissage plus rigides, remplacés dans les ouvertures (plus flexibles) des cadres.

Les dommages ont été enregistrés dans le tiers inférieur de la hauteur du bâtiment, à savoir le

rez-de-chaussée et les premiers 3-4 niveaux.

L'une des causes des dommages spécifiques pour ces constructions est la résistance et la rigidité réduite des cadres en béton armé surtout dans le cas des efforts sectionnelles type efforts tranchants, mais aussi la façon de coopération entre les cadres et les panneaux de maçonnerie, d'habitude remplacés dans les ouvertures des cadres. Ces causes ont conduit à l'apparition d'une grande différence entre la rigidité du bâtiment estimée à la conception et la rigidité effective de l'immeuble construit. La réponse sismique d'un tel bâtiment se rapproche du cas de la maçonnerie encadrée à cause de la façon de coopération entre les cadres en béton et les panneaux de remplissage de la maçonnerie- la rigidité d'ensemble est plus grande que celle estimée. Les charges sismiques amorties par les cadres augmentent, étant beaucoup plus grandes que celles estimées pendant la conception, à cause de la distribution peu avantageuse des parois de remplissage et surviennent des effets de torsion qui déterminent la surcharge et la détérioration des poteaux sous l'action des efforts tranchants. Plus, les éléments structurels sont entraînés par les cadres dans leur processus de déformation. Etant formées des matériaux à rupture cassante, sans résistance à la tension, les parois ne peuvent pas suivre la déformation des cadres et ainsi la maçonnerie amortit la première des sollicitations sismiques et souffre des détériorations importantes, et après les sollicitations sont transmises en totalité aux cadres. Si la structure est bien adaptée et dimensionnée, les cadres en béton armé peuvent assurer des réserves suffisantes pour la dispersion de l'énergie par des incursions dans le domaine plastique.

Des dommages caractéristiques ont apparu aux éléments structurels, des poteaux et des poutres, suite aux efforts sectionnelles type force axiale, efforts tranchants et moment fléchissant.

Au cas des poutres, soumises principalement aux efforts type moments fléchissant, ont résulté des articulations plastiques aux bouts, traduites par des fissures normales dans la partie étendue supérieure ou inférieure des poutres. Dans la partie inférieure des poutres dans la zone des étais les fissures ont été accompagnées par des écroulements de la zone comprimée en béton, parfois avec des flexions d'armature aussi. Dans la partie supérieure la zone comprimée est plus forte grâce à la plaque.

Les poutres soumises à la tension suite aux efforts tranchants ont présenté des fissures obliques dans la zone de l'étais, en commençant avec la partie inférieure. Les fissures étaient parfois accompagnées par des dislocations isolées.

D'autres dommages des poutres ont été provoqué par :

- l'existence des étais isolés a conduit à la diminution des ouvertures entraînant des déformations cassantes en forme de « x » ;

- l'existence des grandes charges concentrées-comme effet de l'appui des poutres secondaires-importantes sur les poutres principales, dont l'effet peut être amplifié par le séisme, provoquant des fissures verticales devant elles ;

- des effets de « tirant » suite à l'interaction avec la maçonnerie de remplissage, des tensions qui ensemble avec les moments fléchissant et les efforts tranchants ont conduit à l'apparition des fissures cassantes dans plusieurs sections normales sur l'axe de la poutre, et qui parfois sont présentes aussi au niveau des plaques. L'action alternante de la sollicitation sismique a parfois produit des fissures inclinées résulte suite aux efforts tranchants, actionnant avec direction inverse par rapport au cas courant, à savoir incliné vers le champ.

Généralement les structures dans des cadres en béton armé conçues et réalisées selon la norme P13-63 présente les manques suivants :

- Rigidité insuffisante aux déplacements horizontaux ;
- Capacité insuffisante de résistance par rapport aux moments fléchissant et/ou les efforts tranchants ;
- Au cas des attaques sismiques répétées, par le cumule successif, la diminution des

- rigidités relatives de niveau peut atteindre environ 60-70% des valeurs initiales ;
- 30-35% de l'énergie dissipée par des déformations post-élastiques est consommée à la base et 60-70% ensemble avec les autres niveaux du tiers inférieur ;
- Les propositions pour des interventions pour la mise en sûreté par le chemisage des poteaux et des poutres ne résolvent pas les deux manques majeurs ;
- Lorsque la structure a un seul type de problème, l'élimination du celui-ci est souhaitable, mais toute intervention réalisée pour la superstructure a des répercussions sur la substructure et la fondation.

4. Des méthodes pour la mise en sûreté structurelle

a. Introduction

Les structures dans des cadres conçues et réalisées selon la norme P13-63 sont caractérisées par une rigidité et résistance latérales insuffisantes par rapport aux conditions sismiques de la Roumanie, sans un contrôle efficace des mécanismes structurels de dispersion d'énergie. Les poteaux ont d'habitude une section insuffisante, les cadres étant du type poteaux faibles poutres fortes. A cause de la section et de l'armature insuffisantes, les poteaux arrivent au point de rupture suite aux efforts tranchants avant le développement des articulations plastiques. La valeur grande de la force de compression normalisée et les rallonges insuffisantes des armatures verticales ont aussi un rôle dans le développement de ce phénomène.

L'évaluation structurelle de ces types de structures, conformément aux spécifications sismiques en vigueur, indique le fait que dans tous les cas à peu près on a besoin de réhabilitation.

Le but des travaux de renforcement est représenté par l'intégration d'un mécanisme structurel de dissipation d'énergie favorable, dans ce cas, le développement des zones plastiques aux bouts des poutres et à la base des poteaux. On souhaite aussi agrandir la résistance latérale, la rigidité et la capacité de déformation plastique des éléments structurels et de l'ensemble de la structure.

La norme P100-3 Code d'évaluation et conception des travaux de renforcement pour les bâtiments existants, vulnérables de point de vue sismique, Vol. 2-Renforcement présente les solutions suivantes d'intervention pour les structures dans des cadres en béton armé :

y Le renforcement des structures en béton armé

. Des interventions qui ne supposent pas la modification du système structurel :

- Le chemisage avec du béton armé
- Le chemisage avec des pièces en acier
- Le chemisage avec des polymères renforcés de fibres(PRF)

. Des interventions avec la transformation du système structurel :

- L'introduction des contreventements métalliques
- L'introduction des parois structurelles en béton armé

y La réhabilitation sismique des bâtiments utilisant des systèmes de dissipation de l'énergie

y Des interventions par l'isolement sismique de la base

b. Des méthodes de mise en sûreté structurelle des bâtiments :

A. Des méthodes classiques :

- i. Des chemisages des éléments avec du béton armé
- ii. L'introduction des parois structurelles en béton armé

B. Des méthodes modernes :

- i. Des chemisages avec des polymères renforcés de fibres (PRF)
- ii. Des isolateurs sismiques pour la base
- iii. Des dispositifs d'amortissement à masse accordée (TMD)*
- iv. Des amortisseurs

c. Des méthodes classiques de mise en sûreté structurelle :**1. Des chemisages des éléments structurels existants avec du béton armé**

L'augmentation des performances structurelles des cadres en béton armé peut être obtenue aussi par des interventions qui ne changent pas beaucoup les caractéristiques de la structure initiale.

A l'application de ces techniques d'intervention on doit prendre en compte les points suivants :

- a) Les interventions ont comme but la croissance de la résistance des éléments par rapport aux efforts tranchants, aux moments fléchissant ou à la force axiale, les croissances de la rigidité ou la croissance de la capacité de déformation post-élastique ;
- b) Des manques systématiques dans la composition des éléments en béton armé, avec des effets négatifs sur la performance des cadres (armature transversale insuffisante, des rallonges incorrectes des armatures, des nœuds faibles etc.) demandent, d'habitude, des interventions généralisées basées sur la technique du chemisage des éléments. Dans ces cas, les solutions locales, basées sur le contreventement des cadres ou l'introduction des parois structurelles, ne sont pas à même d'assurer dans certains cas la protection adéquate des éléments de la structure existante.
- c) La solution de chemisage des éléments des cadres ne modifie pas les caractéristiques de comportement initiales de ces structures caractérisées par la sollicitation relativement uniforme et modérée des cadres et des diaphragmes horizontaux ;
- d) Par la suite, la solution d'intervention par le chemisage des éléments des cadres conduit aussi à des exigences de résistance et rigidité de l'infrastructure et des fondations un peu plus petites, en comparaison avec les techniques d'intervention locales (par ajout de parois structurelles, avec des cadres à parois de remplissage ou à contreventement etc.) ;
- e) Le chemisage des éléments des cadres avec du béton armé, peut affecter dans une grande mesure aussi les éléments non structurels de la construction, de sorte que le coût et la durée des travaux peuvent être plus grands par rapport à d'autres solutions.

- **Le chemisage des poteaux**

Le chemisage des poteaux est fait sur toutes les facettes pour être égal sur toutes les

facettes. Lorsque cette chose n'est pas possible et qu'on accepte un degré différent de renforcement, des mesures seront prises pour prévenir le détachement du chemisage du poteau existant : on utilisera des ancrs post installées, fixées avec du mortier ou de la résine époxydique, dans des trous forés dans le poteau existant (Fig.4.2.1.1.a). On peut aussi monter des branches pour compléter l'étrier dans l'épaisseur du recouvrement avec du béton de la facette qui n'est pas chemisée (Fig.4.2.1.1.b)

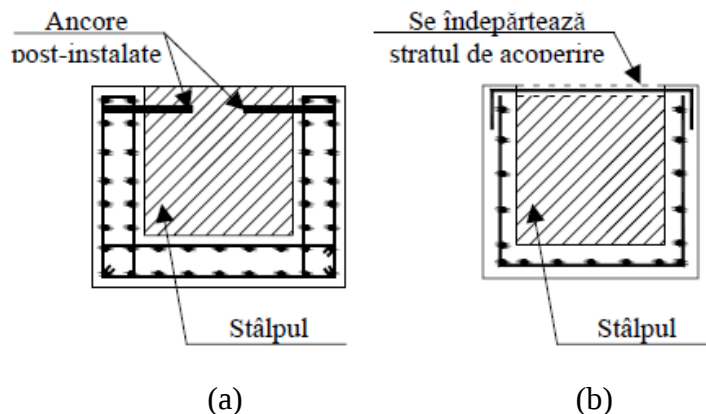


Fig. 4.2.1.1 Des solutions de chemisage des poteaux sur 3 côtés (conformément à la norme P100-3) :

- (a) Avec des ancrs post installées
- (b) Par le montage de la branche qui complète l'étrier

Si le but du chemisage est représenté seulement par l'augmentation de la résistance par rapport aux efforts tranchants, on peut prévoir seulement des étriers périmétriques.

Si on souhaite éviter l'augmentation de la résistance à la force fléchissant par l'intermédiaire du chemisage, celui-ci doit s'arrêter à 30 mm de l'intrados de la poutre, à savoir la face du plancher.

Au cas d'un poteau situé entre un parapet haut et la poutre, le poteau est exposé à une rupture dangereuse spécifique aux éléments courts, si la résistance aux effets tranchants est suffisante, et la solution de chemisage sera réalisée de la manière suivante :

- i. Si le parapet en béton a une épaisseur importante on conseille le chemisage seulement sur la hauteur libre du poteau
- ii. Si le parapet en béton a une épaisseur réduite on conseille la réalisation d'un joint vertical entre les deux éléments et l'exécution du chemisage sur la hauteur entière du poteau
- iii. Le poteau peut être chemisé sur tous les côtés, sur la hauteur entière, sans l'exécution des joints verticaux, superposant les étriers avec des barres introduites dans des trous forés dans les éléments contigus (Fig.4.2.1.2)

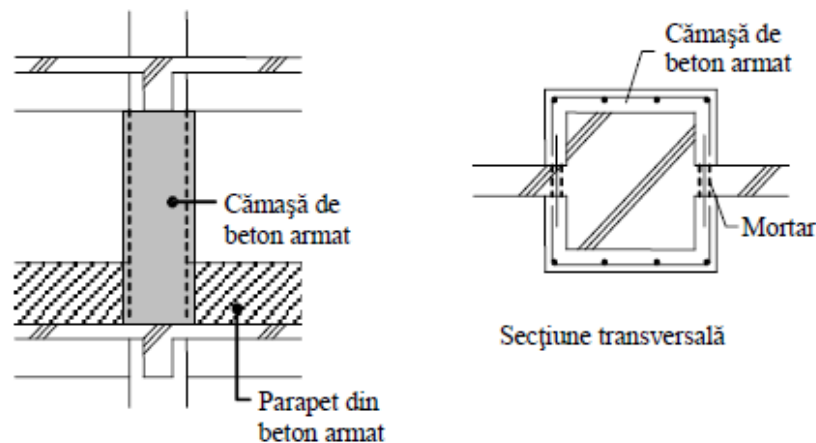


Fig.4.2.1.2 Le chemisage du poteau contigu des parapets en béton armé (P100-3/2008)

Si le poteau est contigu à une paroi non structurale on recommande le détachement local d'un joint entre les deux éléments, qui permette le chemisage du poteau sur toute la hauteur.

- L'épaisseur du chemisage :
 - au cas de l'exécution en béton coulé dans des coffrages ≥ 100 mm
 - au cas du béton projeté ≥ 60 mm
 - La classe du béton:
 - $\geq C20/25$
 - au moins la classe du béton du poteau existant
 - L'armature du chemisage:
 - des armatures horizontales-des armatures principales dans l'amortissement des efforts tranchants
 - des armatures verticales-des armatures de montage-disposées à l'intérieur des étriers
 - si l'épaisseur du chemisage est ≥ 120 mm les armatures seront réalisées par deux plans d'armatures chacune
 - au cas de l'utilisation des barres indépendantes, le diamètre minimum des étriers doit être de 10 mm, et la distance maximale entre les étriers doit être de 100mm. Les étriers seront distribués de sorte au 'on assure aussi un bon renforcement du poteau existant. Les étriers seront fermés par soudage, avec des crochets type sismique (10d, pliés à 135°) ou par superposition. Lorsqu'on prévoit des crochets, on choisira une épaisseur du chemisage qui permette leur réalisation
 - au cas de l'utilisation des filets soudés, on doit assurer une longueur suffisante de superposition pour fermer le filet sur l'un des côtés du poteau.
- Lorsqu'on souhaite l'amélioration de la résistance à la force fléchissant, il est nécessaire d'augmenter la résistance et on doit respecter les prescriptions suivantes de la norme P100-3 :
- Si les armatures sont pour la compression, celles-ci doivent être assurées contre la flexion

- Pour le montage des étriers de fermeture des barres longitudinales intermédiaires on admet l'ouverture locale du recouvrement avec du béton des éléments existants. Si le nombre des barres est grand, une partie d'elles peut être fixée par des agrafes ancrées chimiquement dans l'élément de béton existant
- Les armatures doivent être ancrées suffisamment au-delà des sections des extrémités des éléments pour pouvoir être mobilisées intégralement dans ces sections et perceront la plaque du plancher
- Au cas où le chemisage s'arrête à un certain niveau, l'ancrage des armatures est réalisé comme suit :
 - par l'ancrage dans le béton coulé dans le nœud terminal
 - par des dispositifs à plaques et écrous filetés
 - par la rallonge avec des ancrs chimiques post installées dans la poutre existante, solution acceptée si on a des armatures à diamètre plus petit

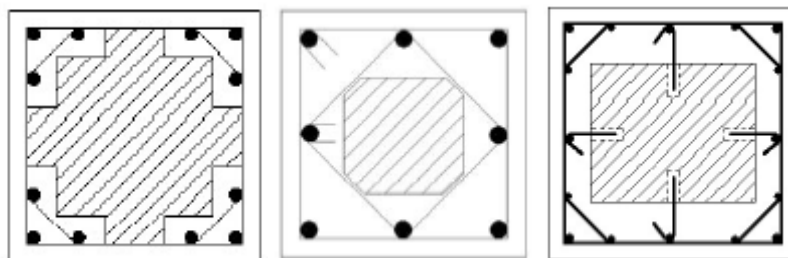


Fig. 4.2.1.3. Types de serrage des armatures longitudinales intermédiaires (P100-3/2008)

❖ Le chemisage des poutres

Le chemisage des poutres s'applique sur les deux côtés latéraux des poutres.

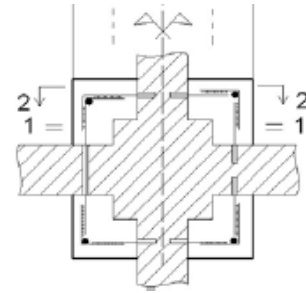
Au cas où on ne souhaite pas aussi l'augmentation de la résistance aux moments fléchissant les armatures horizontales sont simples armatures de montage.

Si les chemisages sont réalisés par coulage et la poutre fait partie d'un plancher on doit perforer la plaque adjacente à la poutre pour le passage des armatures et le coulage du béton. Si les trous de

Coulage segmentent la plaque sur plus de la moitié de l'ouverture on analysera si le soutien provisoire de la plaque est nécessaire.

- L'épaisseur du chemisage $\geq 100\text{mm}$
- L'armature du chemisage :
 - Les armatures verticales (les étriers) doivent être ancrés efficacement aux bouts pour pouvoir être actives sur toute la hauteur de la poutre ;
 - L'ancrage des armatures verticales peut faire nécessaire l'ajout du chemisage sur le troisième ou le quatrième côté de la poutre aussi ;
 - Le diamètre minimum des armatures transversales du chemisage est de 12mm. La distance entre ces armatures doit être plus petite de 150mm

- L'armature dans le chemisage doit être entièrement couverte avec du béton ou du mortier. La couche qui la couvre doit avoir une épaisseur minimale de 25mm ;
- L'extension des armatures sur des étais est gênée par la présence des poteaux qui, d'habitude sont beaucoup plus larges que les poutres. Solutions :
- Les armatures contournent le poteau par le pliage sous des angles suffisamment petits pour limiter la tendance de dépliage de l'armature dans la zone de contournement de celle-ci ;
 - Les armatures sont soudées des colliers rigides et résistants composés des pièces métalliques (cornières à rigidification) montés immédiatement dessus et dessous de la poutre ;
 - Au cas des armatures à diamètre relativement petit ($\leq 14\text{mm}$) on peut utiliser des ancrs post installées dans le poteau, rallongées par le prolongement avec les armatures des extrémités de la poutre



❖ Le chemisage des nœuds

A cause de la position marginale des armatures des nœuds par rapport à la zone de transfert des efforts tranchants, le chemisage appliqué aux nœuds a une efficacité limitée par rapport à la résistance de ceux-ci aux efforts tranchants.

L'armature horizontale a aussi un effet indirect sur la résistance aux efforts tranchants du nœud par l'augmentation de résistance de la diagonale comprimée mobilisée à l'intérieur du nœud, comme résultat de la croissance de l'armature de renforcement.

L'armature horizontale sur la hauteur du nœud doit être continue et cette condition peut être réalisée par deux modalités : la traversée des poutres par des trous perforés et ancrs chimiques post installées dans la paroi de la poutre(Fig.4.2.1.4).

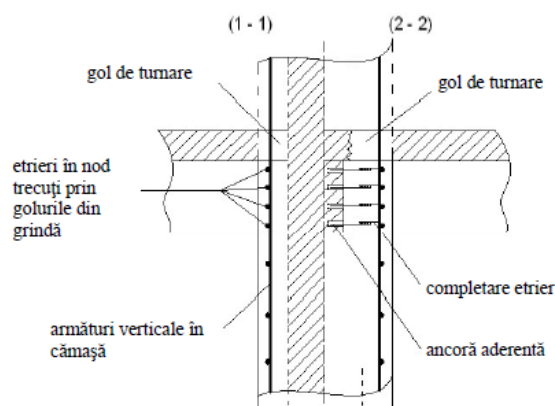


Fig.4.2.1.4.Solution de chemisage nœud (P100-3/2008)

2- L'introduction des parois structurelles en béton armé

L'introduction des éléments plus rigides et plus résistants par rapport aux cadres résistants entraîne une réduction des besoins de résistance et ductilité dans les éléments non consolidés du cadre et on peut ainsi éviter une intervention généralisée sur la majorité des éléments structurels. Si les éléments non consolidés ne sont pas suffisamment influencés, on peut consolider par chemisage, une partie des éléments existants.

Cette méthode de renforcement des cadres en béton armé entraîne des modifications dans la distribution des charges latérales entre les composants de la structure latérale. Les parois en béton armé prendront une partie de ces charges, qui doivent être après transmises au terrain de fondation. On doit aussi prendre des mesures de renforcement du système de fondation existant. La structure consolidée peut aussi influencer les planchers qui doivent être vérifiés s'ils sont capables de prendre les efforts et, sinon, ils seront consolidés.

La coopération des cadres existants et des parois structurelles en béton armé a un comportement spécifique aux structures duales ou aux structures rigides à parois. Les déplacements relatifs de niveau se réduisent beaucoup et le risque de dégradation des éléments structurels des cadres diminue ainsi, chose valable aussi pour les éléments non structurels.

Les parois introduites peuvent emprunter à la structure des propriétés de dispersion de l'énergie.

La solution de renforcement est efficace aussi dans le cas des constructions au rez-de-chaussée flexible ou faible du point de vue de la résistance.

Les parois structurelles peuvent être remplacées à l'extérieur ou à l'intérieur du bâtiment et peuvent être perforées pour les trous destinés aux portes et aux fenêtres.

L'emplacement des parois présente une série d'avantages, comme suit :

- L'emplacement des parois à l'intérieur suppose :
 - l'interruption de la fonctionnalité ;
 - la modification du compartimentage intérieur ;
 - nuire aux fonctions existantes ;
 - le remplacement partiel des installations existantes ce qui augmente les coûts d'exécution.
- L'emplacement des parois à l'extérieur suppose :
 - un accès plus simple pour l'exécution et un coût plus petit
 - le dérangement du fonctionnement du bâtiment le long de l'exécution est minimum ;
 - l'intervention nuit aux finissages et est exposée au milieu ;

Modifie l'aspect de la façade-la fermeture ou la réduction de quelques espaces vides pour les fenêtres ;

 - Les parois adossées à la façade peuvent être facilement connectées aux éléments du cadre marginal.

L'emplacement des parois structurelles en plan et élévation doit être le plus uniforme pour éviter l'apparition des effets significatifs de torsion générale, pour limiter les efforts dans les planchers et pour éviter des variations brusques de la rigidité et de la résistance latérale de la structure sur la hauteur.

L'effet de l'introduction des parois est de reprendre partiellement les efforts des actions sismiques et ainsi le besoin de résistance des cadres sera réduit jusqu'au niveau de la capacité effective de ceux-ci. Les parois participeront sous l'action des moments fléchissant avec des déformations plastiques à la base de la paroi, dans les armatures verticales des poteaux existants et dans les armatures des éléments récemment introduits. Si on prévoit des espaces dans les parois pour les portes et les

fenêtres, la zone au-dessus de l'espace peut être conçue comme poutre d'accouplement.

Des solutions constructives (selon la norme P100-3/2008) :

- La réalisation le béton armé par le remplissage total ou partiel à l'intérieur de l'ouverture du cadre, ancré correctement aux éléments du cadre ;
- La réalisation le béton armé adossé à la poutre existante et la connexion aux chemisages des poteaux de la structure ;
- L'introduction de quelques parois, prévues ou pas avec des bulbes, à l'extérieur et à distance des plans des cadres ;
- La réalisation des nouvelles parois structurelles avec des panneaux préfabriqués, connectés correctement aux éléments existants.

Pour la conception et la réalisation des parois structurelles en béton armé on respectera les prescriptions du « Code de conception sismique-La troisième partie Prescriptions pour l'évaluation sismique des bâtiments existants, indicatif P 100-3/2008 » mais aussi du « Code de conception pour les constructions à parois structurelles en béton armé », indicatif CR-1-1.1:2006.

d- Des méthodes modernes pour la mise en sûreté structurelle Camasuirea **1. Le chemisage avec des polymères renforcés de fibres (PRF)**

Les matériaux des polymères renforcés de fibres ont un potentiel élevé en ce qui concerne le renforcement et la réhabilitation des structures existantes grâce à la grande résistance et à l'application facile.

Cette méthode de renforcement est utilisée pour :

- l'augmentation de la résistance aux efforts tranchants des poteaux, des poutres et des parois, par l'application des PRF avec les fibres orientées perpendiculairement sur l'axe de l'élément (parallèlement avec les armatures d'efforts tranchants) ;
- l'augmentation de la capacité de déformation dans le domaine plastique (ductilité) dans les zones plastiques potentielles (critiques) des éléments structurels, avec des fibres orientées le long du périmètre des sections transversales ;
- l'amélioration des performances des rallonges des armatures par la croissance du renforcement appliqué à la zone de rallonge, par des PRF avec les fibres orientées le long du périmètre.

Les chemisages avec des PRF doivent être conçus de façon qu'on ne nuise pas à la résistance du matériel avant le développement des déformations plastiques fléchissant de l'élément en béton armé.

❖ Le chemisage avec des PRF des poteaux

Le chemisage des poteaux avec des PRF est réalisé sur tout le périmètre du poteau après la préparation au préalable des surfaces latérales du celui-ci. Les fibres sont disposées perpendiculairement sur l'axe longitudinal du poteau et se superposent sur une longueur suffisante pour éviter le fléchissement du chemisage dans les zones de raccord. Ces zones de raccord sont disposées alternativement sur les quatre côtés du poteau.

Les adhésifs utilisés pour coller les feuilles de PRF sur la surface en béton doivent avoir

une résistance suffisante qui assure l'adhérence entre les fibres et le poteau.

Le chemisage sera projeté contre le feu et les actions mécaniques par le crépissage, par le plaquage ou par la teinture.

Si le poteau est adjacent à un parapet ou paroi non structurelle, on réalisera un joint entre les éléments pour que le chemisage soit possible sur toute la hauteur du poteau.

❖ Le chemisage avec des FRP des poutres

Le chemisage des poutres avec des FRP peut être un chemisage continu au cas des poutres indépendantes ou un chemisage aux distances limitées au cas des poutres de plancher. L'application sera faite de sorte que la direction des fibres soit orientée sur la direction des efforts tranchants.

Pour les poutres de plancher on exécute des espaces vides dans la plaque, par lesquelles on passe les bandes qui sont fixées dans le béton de la plaque par des ancres spécifiques ou elles seront prolongées sur des longueurs de superposition suffisantes conformément à la norme P 100-3/20008.

2-Isolateurs sismiques de base

Principiul fundamental al izolarii bazei este aceal de a modifica raspunsul cladirii in asa fel incat terenul sa se miste sub cladire fara a transmite miscarea acesteia. Sistemul ideal ar consta intr-o separatie totala dar, in realitate, este necesar sa existe cateva zone de contact intre structura si teren. Astfel, se poate implementa un anumit control structural prin amplasarea unor dispozitive speciale care permit decuplarea suprastructurii de fundatii.

Amplasarea izolatorilor seismici duce la o marire a flexibilitatii bazei in plan orizontal, in scopul cresterii perioadei de vibratie, astfel incat acceleratia transmisa structurii sa fie considerabil redusa.

Izolarea seismica se poate atinge cu sau fara amortizare aditionala. In cazul in care izolatorii sunt fara amortizare aditionala, cum ar fi cazul dispozitivelor elastomere sau glisante, acestia pot fi folositi cu scopul cresterii deformabilitatii urmata de o reducere corespunzatoare a actiunii seismice asupra structurii. Cand se considera amortizare suplimentara, dispozitivele cu amortizare ridicata sunt folosite pentru a disipa o parte din energia de intrare cu scopul reducerii amplitudinii deplasarilor sub miscarea seismica.

Les avantages :

- Le contrôle de la performance sismique du bâtiment avec un degré élevé de confiance
- L'obtention d'un niveau de performance (sûreté) supérieur
- La réduction des besoins sismiques de la structure (des forces et des déplacements relatifs de niveau)
- La réduction des besoins sismiques des composants non structurels et des éléments abrités dans les bâtiments de tout type.

Les désavantages :

- coût élevé par rapport aux autres méthodes de renforcement
- la complexité de l'intervention :
 - l'appui adéquat de la construction existante
 - la coupe des poteaux ou des parois à la base
 - l'exécution des nouvelles fondations
 - l'exécution des structures horizontales de transfert au-dessus des isolateurs
 - l'installation des isolateurs

- .le transfert de la charge verticale vers les isolateurs sans déplacements qui affectent la structure
 - au cas des structures flexibles la solution nécessite l'introduction d'amortisseurs et dissipateurs supplémentaires
 - suite à l'isolement de la base, les besoins sismiques peuvent dépasser la capacité de quelques éléments de la structure de résistance et s'impose le renforcement des éléments de la structure
 - le besoin d'une espace périmètre pour l'exécution de l'excavation
 - la distance par rapport aux bâtiments existants parce que les déplacements latéraux ont lieu principalement au niveau du plan d'isolement
 - l'existence du sous-sol - le montage de l'isolateur nécessite une certaine espace
 - l'accès pour l'exécution et l'entretien des isolateurs

Classification :

i. Des dispositifs en élastomère :

- Des appuis en caoutchouc fretté (NRB)
- Des appuis en caoutchouc à fort amortissement(HDRB)
- Des appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb(LRB)
- Des appuis en caoutchouc à amortissement additionnel(ADRB)
- Des appuis en caoutchouc renforcés de fibres(FRRB)

ii. Des dispositifs glissants (à frottement)

- Des appuis glissants plats
- Des appuis en pendule glissant(FPS)

iii. Des dispositifs élasto-plastiques

- Des dispositifs élasto-plastiques

Des dispositifs en élastomère

- Des appuis en caoutchouc fretté (NRB-Natural Rubber Bearings)

Ce sont des appuis réalisés pour l'industrie des constructions, à la fabrication desquels on peut utiliser des corps composés en caoutchouc naturel ou néoprène. Les appuis en caoutchouc laminé représente la plus simple méthode d'isolement pouvant être utilisés au cas des mouvements sismiques à fréquences élevées.

- .Des appuis en caoutchouc à fort amortissement (HDRB-High Damping Rubber Bearings)

Les appuis sont réalisés par l'unification des bandes de néoprène avec des plaques en acier traitées avec du téflon. La connexion entre les deux matériaux est réalisée par vulcanisation. Ainsi on combine les capacités de déformation du néoprène avec la capacité d'amortissement de l'acier, en réalisant un système d'isolement performant.

- Des appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb (LRB-Lead Rubber Bearings)

Les appuis en caoutchouc fretté avec amortisseur en barreau de plomb, à part la capacité de déplacement demandée par un isolateur sismique, ont en plus la capacité de dissipation hystérétique de l'énergie, grâce au barreau de plomb. De cette manière l'amortissement nécessaire au système d'isolement peut être englobé dans un seul composant compact.

Les avantages des dispositifs en élastomère :

- Grande efficacité dans la réduction de la réponse et des détériorations lors de l'utilisation correcte (dans le cas des bâtiments rigides et sur terrain solide)
- La capacité de déformation horizontale avec grande capacité de charge sur la verticale, surtout au cas des HDRB
- Amortissement visqueux au cas des ADRB
- Des coûts et du poids réduits au cas des FRRB

Les désavantages des dispositifs en élastomère :

- Des problèmes de stabilité lors des grands déplacements horizontaux
- Des problèmes à cause du phénomène de vieillissement au cas de certains types de matériaux élastomères
- Un excès de déformation pour le stade de travail limité

Des dispositifs glissants(à frottement)

- Des appuis en pendule glissant (FPS-Friction Pendulum System)

Le système isolateur combine l'action de glissement avec la force de revenu grâce à la géométrie qui consiste dans une articulation glissante sur laquelle est positionnée une surface concave en acier inoxydable.

La surface de l'articulation glissante qui est en contact avec la surface sériq est plaquée avec un matériel composite ayant un coefficient petit de frottement. Les appuis sont fermés et scellés ayant la surface glissante positionnée vers le bas pour éviter la contamination de celle-ci.

L'appui actionne comme un freinage d'urgence activé seulement si les efforts tranchants qui apparaissent sur la surface glissante sont plus grands que la force de frottement statique.

Une fois mise en mouvement, l'articulation glissante bouge sur la surface sphérique et résulte un redressement de la masse, le mouvement étant pareil à celui d'un pendule. Le mouvement cinématique et la façon de réagir de l'appui sont identiques, sans compter si la surface est positionnée la face vers le bas ou vers le haut.

Les avantages des dispositifs glissants :

- iv. La diminution des déplacements dans le stade de travail limité grâce au frottement
- v. La courbe hystérétique est stable
- vi. La capacité de revenu au cas des FPS
- vii. Des coûts bas pour la fabrication

Les désavantages des dispositifs glissants :

- i. Des problèmes dans l'établissement du coefficient de frottement à cause de la sensibilité à la corrosion
- ii. La sensibilité élevée aux charges de compression sur les surfaces de glissement
- iii. La détérioration des surfaces de glissement suite à quelques cycles de charge

Des dispositifs élasto-plastiques

- Des appuis élasto-plastiques

Ce type d'appui utilise les propriétés de déformation plastique des métaux fortement dissipatifs pour obtenir l'effet d'isolement, ainsi que pour atteindre l'amortissement souhaitée.

Les avantages des dispositifs glissants :

- La courbe hystérétique est stable
- Stabilité et durabilité élevées
- Des coûts réduits de fabrication, installation et entretien
- De grandes valeurs de l'énergie dissipée

Les désavantages des dispositifs glissants :

- Les propriétés de ductilité sont influencées par la géométrie de l'appui
- Par comparaison, capacité réduite aux forces verticales

3. Des dispositifs d'amortissement à masse accordée(TMD)

Un amortisseur à masse accordée (TMD-Tuned Mass Damper) est un dispositif composé d'une masse, un ressort et un amortisseur attachés à une structure avec le rôle de réduire la réponse dynamique de celle-ci. La fréquence de l'amortisseur est accordée à une certaine fréquence de la structure de sorte que l'amortisseur vibre de façon décalée par rapport au mouvement de la structure quand celui-ci est excité. L'énergie est dissipée par la force d'inertie de l'amortisseur qui actionne sur la structure.

Le contrôle des vibrations avec l'aide des amortisseurs à masse accordée peut être passif, actif, semi-actif ou hybride en fonction de l'existence ou non existence d'un dispositif de contrôle actif connecté à la masse accordée ou en fonction des stratégies de contrôle qui sont acceptées pour le dispositif.

Le dispositif est caractérisé par masse, rigidité et amortissement. La masse et la rigidité de l'amortisseur à masse accordée sont choisies de sorte qu'elles approchent la fréquence du dispositif de la fréquence de résonance de la structure soumise à l'amortissement.

Les TMD sont ajustés pour l'utilisation au cadre des structures flexibles actionnées par des phénomènes extérieurs caractérisés par des fréquences perturbatoires qui excitent la fréquence propre de ceux-ci. Les plus justes excitations sur les structures sont celles de type harmonique comme la charge avec du vent pour les bâtiments élevés, les charges utiles pour les ponts piétonniers.

Pour des excitations aléatoires comme le mouvement sismique on peut utiliser des dispositifs d'amortissement à masse accordée type multiple, actif, semi-actif ou hybride. L'utilisation des TMD actifs ou semi-actifs au cas des tremblements de terre est déficiente à cause de la dépendance d'une source d'électricité.

Au cas d'un amortisseur à masse accordée de translation, la masse additionnelle est mise sur des appuis à fonction de galets, permettant à celle-ci d'avoir un mouvement de translation relatif par rapport au plancher. Les ressorts et les amortisseurs sont introduits entre la masse et les éléments verticaux adjacents qui transmettent la force latérale au plancher, et après à tout le système structurel.

L'amortisseur à masse accordée bidirectionnel est réalisé avec des ressorts et des amortisseurs positionnés sur deux directions orthogonales, ce qui lui confère la capacité de contrôler le mouvement de la structure sur deux plans orthogonaux.

L'efficacité d'un TMD peut être augmentée par l'attachement d'une masse auxiliaire et d'un

mécanisme de mise en mouvement pour que la réponse de celle-ci soit décalée par rapport à la réponse de la masse accordée. L'effet souhaité par la mise en mouvement de la masse additionnelle est de produire une force additionnelle qui complète la force générée par la masse accordée, résultant par la suite une croissance de l'amortissement pour le TMD.

L'amortisseur à masse accordée semi actif (STMD) peut être réalisé en remplaçant le dispositif d'amortissement passif par un dispositif à amortissement ajustable, comme par exemple un orifice variable, un amortisseur hydraulique ou un dispositif à fluide magnéto-rhéologique.

Les systèmes de contrôle hybride (HTMD) sont réalisés par l'assemblage en série des amortisseurs actifs et passifs. La masse du dispositif ATMD est mise en mouvement par un actuateur dans la direction opposée au déplacement du TMD, augmentant l'effet de l'amortissement.

Le problème associé aux appuis du système d'amortissement peut être éliminé par l'accrochage de la masse par l'intermédiaire des câbles, ce qui permet au système d'avoir un comportement de pendule. Le mouvement du plancher excite le pendule, et le mouvement relatif du pendule produit une force horizontale qui s'oppose au mouvement du plancher.

Des avantages :

- mécanisme relativement simple et facile à réaliser,
- fiabilité élevée grâce à la simplicité du mécanisme,
- réduit les amplitudes des déplacements, des accélérations de niveau et des efforts de 20%-50%

- augmente l'amortissement des fluctuations du système structurel,
- réduit les incursions dans le domaine plastique des éléments de construction,
- offre des avantages même si la structure dépasse le domaine élastique de comportement.

Des désavantages :

- charge localement les éléments de la structure avec des forces gravitationnelles importantes,
- le système de fixation par rapport à la structure doit être pensé de sorte qu'il distribue la charge à un nombre d'éléments le plus grand possible,
- si les propres moyens de vibration de translatée sur les deux directions principales diffèrent beaucoup (comme la masse participante et/ou période), ceux-ci ne peuvent pas être contrôlés simultanément avec le même pendule.

4. Des amortisseurs

Les amortisseurs sont des dispositifs qui par l'absorption et la dispersion d'une partie significative de l'énergie sismique provoqué dans la structure, limitent les efforts qui reviennent aux éléments structurels.

Types d'amortisseurs

- .Amortisseurs hystérétiques
- .Amortisseurs à frottement
- .Amortisseurs visqueux

a. Amortisseurs hystérétiques

Le comportement hystérétique des dispositifs à matériaux ductiles (des dispositifs élasto-plastiques) est le résultat de la capacité de déformation du matériel composant ;

Le dispositif de dispersion absorbe l'énergie sismique utilisant les propriétés de déformation plastique des métaux fortement dissipatifs comme l'acier, le plomb ou quelques alliages

spéciaux ;

Les dispositifs hystérétiques peuvent être utilisés autant pour le contrôle passif, mais aussi pour celui semi actif des systèmes structuraux.

Des avantages :

- Stabilité et durabilité élevées ;
- Cycles stables pour la courbe hystérétique ;
- Sensibilité limitée aux changements des conditions de l'environnement ;
- Le contrôle de la charge maximale transférée à la structure suite à un renforcement baissé ;
- Grande capacité de dispersion d'énergie pour des déplacements relativement petits ;
- La facilité du remplacement des éléments ;
- Comportement multidirectionnelles.

Des désavantages :

- Au cas des soudures, celles-ci ont un comportement cassant ;
- La ductilité du dispositif est fortement influencée par sa forme.

Les dispositifs peuvent être utilisés autant pour les bâtiments que pour les ponts, se révélant très efficaces au cas des renforcements et des restaurations des bâtiments historiques. Au cas des structures dans des cadres ceux-ci ont les rôles suivants : la réduction de la réponse structurale sous des charges sismiques, la réduction des déplacements relatifs de niveau, la réduction de la détérioration des éléments structuraux suite à la dispersion de l'énergie.

b. Des amortissements à frottement

Le dispositif à frottement dissipe une grande quantité d'énergie par le frottement entre deux surfaces glissantes.

L'introduction de l'amortissement supplémentaire, avec lequel est prévu l'amortisseur à frottement, réduit les forces latérales d'inertie et l'amplitude des vibrations.

Ces dispositifs sont utilisés autant pour le contrôle structural passif que pour celui semi-actif.

Au cas de l'amortissement intérieur de la structure, les déplacements sont dus aux déplacements relatifs de niveau, appliqués aux amortisseurs à frottement. Ceux-ci nécessitent que l'amortisseur fasse la liaison entre deux niveaux consécutifs, la connexion se réalisant par l'intermédiaire des éléments structuraux comme par exemple des diagonales ou des panneaux à rigidité finie, la liaison entre ceux-ci étant réalisée en série avec l'amortisseur.

Les amortissements à frottement sont conçus pour ne pas s'activer sous l'action des charges de service ou de celles dues au vent. En échange, pendant un séisme majeur, ceux-ci s'activent (à une valeur optimale de la charge, avant que d'autres éléments structuraux présentent des incursions dans le domaine plastique) et dissipe une grande quantité de l'énergie sismique.

c. Des amortisseurs visqueux

L'amortisseur visqueux est composé d'un cylindre fermé qui contient un liquide visqueux. Le liquide peut être gel de silice, huile ou un autre liquide à épaisseur contrôlable. Un bras du piston est connecté à un élément à orifices. Par le forçement du liquide par les trous du bout du piston on crée une pression résultant une force d'amortissement, se dissipant dans cette sorte d'énergie.

A cause du fait que la force d'amortissement varie seulement avec la vitesse de charge, l'amortisseur visqueux peut être classifié comme un dispositif dissipateur d'énergie qui dépend de la vitesse. Généralement, les amortisseurs visqueux sont utilisés comme des systèmes de contrôle passif, mais par le contrôle sur les dimensions des orifices ou de l'épaisseur du liquide ils peuvent être utilisés aussi dans le cadre des systèmes de contrôle semi-actifs.

Les amortisseurs visqueux représentent une alternative à la plastification ou à la rupture de certains éléments structurels, comme un moyen pour absorber l'énergie sismique. Ceux-ci peuvent dissiper à peu près toute l'énergie sismique, laissant la structure intacte et prête pour l'utilisation immédiatement après l'événement.

Des avantages :

- courbe hystérétique stable ;
- la fonction de transmission des chocs ;
- Stabilité et durabilité élevées ;
- facilement à mettre en œuvre ;
- sensibilité limitée au changement des conditions d'environnement.

Des désavantages :

- la nécessité d'avoir de grands déplacements pour un comportement optimal ;
- le phénomène d'usure et de vieillissement du liquide ;
- la nécessité de l'existence d'une force de revenu.

Au cas des bâtiments dans des cadres ces dispositifs ont le rôle de : réduire la réponse structurelle sous l'action sismique, réduire les déplacements relatifs de niveau, réduire les détériorations des éléments structurels suite à la dispersion d'énergie.