

Décret n° 2-02-177 du 9 hija 1422 (22 février 2002) approuvant le règlement de construction parasismique (R.P.S 2000) applicable aux bâtiments fixant les règles parasismiques et instituant le Comité national du génie parasismique.

LE PREMIER MINISTRE,

Vu la loi n° 12-90 relative à l'urbanisme promulguée par le dahir n° 1-92-31 du 15 hija 1412 (17 juin 1992), notamment ses articles 59 et 60 ;

Vu le décret n° 2-92-832 du 27 rabii II 1414 (14 octobre 1993) pris pour l'application de la loi n° 12-90 relative à l'urbanisme, notamment son article 39 ;

Sur proposition du ministre chargé de l'aménagement du territoire, de l'urbanisme, de l'habitat et de l'environnement ;

Après avis du ministre de l'intérieur et du ministre de l'équipement,

DÉCRÈTE :

Titre premier

Du règlement de construction parasismique

ARTICLE PREMIER. – Est approuvé, tel qu'il est annexé au présent décret, le règlement de construction parasismique, dénommé « R.P.S. 2000 » applicable aux bâtiments, fixant les règles parasismiques auxquelles doivent satisfaire les constructions dans l'intérêt de la sécurité.

ART. 2. – Pour l'application du règlement de construction parasismique, R.P.S. 2000, applicable aux bâtiments :

1 – Le territoire est divisé en zones suivant leur degré de sismicité ;

2 – Les constructions sont classées en catégories en fonction du degré de protection auquel elles doivent satisfaire.

La répartition des communes dans les zones de sismicité est fixée par arrêté conjoint des autorités gouvernementales chargées de l'habitat, de l'urbanisme, de l'équipement et de l'intérieur, après avis du Comité national du génie parasismique visé aux articles 4 et 5 ci-après.

Le classement des constructions est prononcé par arrêté conjoint des autorités visées à l'alinéa qui précède. La modification dudit classement est également prononcée dans les formes et conditions susvisées.

ART. 3. – Le règlement de construction parasismique, R.P.S. 2000, applicable aux bâtiments, est applicable sur l'ensemble du territoire à toutes les constructions, à l'exception de celles énumérées ci-après :

– les bâtiments conçus selon les techniques locales traditionnelles et dont la structure portante utilise essentiellement la terre, la paille, le bois, le palmier, les roseaux ou des matériaux similaires ;

– les bâtiments d'un niveau à usage d'habitation ou professionnel, d'une superficie totale inférieure ou égale à 50 m².

Titre II

Du Comité national du génie parasismique

ART. 4. – Il est créé un comité dit « Comité national du génie parasismique » chargé :

– de proposer et donner son avis sur le classement des constructions et les cartes de répartition des communes dans les zones de sismicité, prévus à l'article 2 et sur leur modification ;

– d'étudier les modifications et proposer les améliorations à apporter au règlement de construction parasismique (R.P.S. 2000), compte tenu de l'évolution de la connaissance des phénomènes sismiques et géotechniques ainsi que de celles des techniques du génie parasismique.

ART. 5. – Ce comité est composé, sous la présidence de l'autorité chargée de l'habitat, des représentants des autorités gouvernementales ci-après :

- l'autorité gouvernementale chargée de l'urbanisme ;
- l'autorité gouvernementale chargée de l'intérieur ;
- l'autorité gouvernementale chargée de l'équipement ;
- l'autorité gouvernementale chargée des mines ;
- l'autorité gouvernementale chargée de la recherche scientifique ;
- les représentants des départements universitaires, des instituts scientifiques et techniques, des écoles supérieures de formation et des organisations professionnelles concernées dont la liste est fixée par arrêté de l'autorité gouvernementale chargée de l'habitat.

Le secrétariat du Comité national du génie parasismique est assuré par l'autorité chargée de l'habitat.

Titre III

Dispositions diverses

ART. 6. – Est abrogé le décret n° 2-60-893 du 2 rejev 1380 (21 décembre 1960) rendant applicables au périmètre municipal d'Agadir et à l'îlot d'aménagement de la partie sud-est de la zone périphérique de cette ville, certaines dispositions antisismiques en matière de construction.

ART. 7. – Le ministre chargé de l'aménagement du territoire, de l'urbanisme, de l'habitat et de l'environnement, le ministre de l'intérieur et le ministre de l'équipement sont chargés, chacun en ce qui le concerne, de l'exécution du présent décret qui entrera en vigueur six (6) mois après sa publication au *Bulletin officiel*.

Fait à Rabat, le 9 hija 1422 (22 février 2002).

ABDERRAHMAN YOUSOUFI.

Pour contreseing :

Le ministre chargé de l'aménagement du territoire, de l'urbanisme, de l'habitat et de l'environnement,
MOHAMED EL YAZGHI.

Le ministre de l'intérieur,
DRISS JETTOU.

Le ministre de l'équipement,
BOUAMOR TAGHOUAN.

*

*

*

AVANT-PROPOS

Le présent règlement de construction parasismique (RPS2000) a pour objectif de limiter les dommages en vies humaines et en matériel susceptibles de survenir suite à des tremblements de terre.

Il définit ainsi la méthode de l'évaluation de l'action sismique sur les bâtiments à prendre en compte dans le calcul des structures et décrit les critères de conception et les dispositions techniques à adopter pour permettre à ces bâtiments de résister aux secousses sismiques.

Ce règlement est complémentaire aux règlements en vigueur utilisés dans la construction. Il est par ailleurs appelé à être révisé périodiquement pour tenir comptes des progrès scientifiques dans le domaine du génie parasismique.

ANNEXE

Règlement de construction parasismique (R.P.S 2000)

CHAPITRE I**OBJET ET DOMAINE D'APPLICATION****1.1- OBJET DU REGLEMENT**

L'objet du Règlement de Construction Parasismique (RPS2000) est de :

- a) Définir l'action sismique sur les bâtiments ordinaires au cours des tremblements de terre.
- b) Présenter un recueil d'exigences minimales de conception et de calcul ainsi que des dispositions constructives à adopter pour permettre aux bâtiments ordinaires de résister convenablement aux secousses sismiques.

Bien entendu ces exigences et dispositions techniques sont complémentaires aux règles générales utilisées dans la construction.

1.2- DOMAINE D'APPLICATION

- a) Le présent règlement s'applique aux constructions nouvelles et aux bâtiments existants subissant des modifications importantes tels que changement d'usage, transformation pour des raisons de sécurité publique ou construction d'un ajout.
- b) Le champs d'application du présent règlement couvre les structures, en béton armé et en acier dont le contreventement est assuré par un des trois systèmes structuraux suivants :

1) *SYSTÈME DE PORTIQUES*

Il s'agit d'une ossature composée de poteaux et poutres à nœuds rigides ou d'une charpente contreventée, capable de résister aussi bien aux charges verticales qu'aux charges horizontales.

2) *SYSTÈME DE REFENDS*

Le système est constitué de plusieurs murs isolés ou couplés, destinés à résister aux forces verticales et horizontales.

Les murs couplés sont reliés entre eux par des linteaux régulièrement espacés et adéquatement renforcés.

3) *SYSTÈME MIXTE*

C'est le système structural composé de portiques et de voiles où les charges verticales sont, à 80% et plus, prises par les portiques. La résistance aux efforts latéraux est assurée par les refends et les portiques proportionnellement à leurs rigidités respectives.

Commentaire 1.2

Le domaine d'application du règlement ne s'étend donc pas à toutes les catégories de constructions. Sont exclues de ce domaine, les structures inhabituelles, les ouvrages tels que

- les ponts et les barrages.
- les bâtiments industriels à destination particulière telles que les centrales nucléaires, les grandes centrales électriques et les usines chimiques.
- Les ouvrages réalisés par des matériaux ou des systèmes non couverts par les normes en vigueur.

L'analyse de telles fait appel à des méthodes dynamiques plus appropriées, basées sur des modèles mathématiques qui reproduisent le mieux possible les différents paramètres intervenant dans la réponse sismique de la structure.

CHAPITRE II

OBJECTIFS ET PHILOSOPHIE DU REGLEMENT

2.1- OBJECTIFS DES EXIGENCES

Les objectifs essentiels du « Règlement de Construction Parasismique (RPS 2000) » visent à :

- a) Assurer la sécurité du public pendant un tremblement de terre
- b) Assurer la protection des biens matériels.

2.1.1- SECURITE DU PUBLIC

Pour assurer un degré de sécurité acceptable aux vies humaines, pendant et après un grand séisme, il est demandé que l'ensemble de la construction et tous ses éléments structuraux, ne présentent vis à vis des forces sismiques de calcul *qu'une probabilité assez faible d'effondrement ou de dommages structuraux importants.*

2.1.2- PROTECTION DES BIENS MATERIELS

Il est demandé que sous l'action d'un séisme, le bâtiment dans son ensemble et tous ses éléments structuraux et non structuraux soient protégés, d'une manière raisonnable, contre l'apparition des *dommages* d'une part *et contre la limitation de l'usage* pour lequel le bâtiment est destiné d'autre part.

Ce degré minimal de protection et de sécurité sera assuré par le respect des critères et des règles prescrits par le présent règlement.

Ces critères et règles visent à concevoir, à calculer et à réaliser les structures, de manière à leur conférer une résistance et une intégrité structurales suffisantes pour supporter les effets des charges sismiques.

Pour les bâtiments à usage ordinaire, leur protection contre les dommages est évaluée par l'importance des déplacements latéraux inter étages.

Quant aux autres bâtiments, tels que les hôpitaux et les laboratoires, leur fonctionnalité peut être affectée par l'endommagement des équipements installés dans ces bâtiments, ou par des déplacements relatifs de certains éléments non structuraux. Il est donc recommandé de prévoir des ancrages pour les équipements mécaniques et électriques pour supporter les actions locales auxquelles ils peuvent être soumis. Ces ancrages, laissés à l'appréciation de l'ingénieur, doivent être conçus de manière à empêcher le glissement ou le renversement des équipements

2.2- PHILOSOPHIE DE BASE DE CONCEPTION

Le niveau de sécurité requis pour une structure en zone sismique, dépend en premier lieu, du niveau de l'intensité du séisme dans la zone en question. De ce fait et compte tenu des objectifs du présent Règlement, la philosophie de base pour le calcul sismique des structures est définie en fonction de l'importance du séisme contre lequel on veut se prémunir. Cette philosophie se définit comme suit :

1) SÉISMES À FAIBLE INTENSITÉ

Pour un séisme à faible intensité, le calcul doit permettre de conférer à la structure une *rigidité* suffisante afin de limiter les déformations et éviter les dommages dans les éléments aussi bien structuraux que non structuraux.

2) SÉISMES MODÉRÉS

Pour un séisme à intensité moyenne, la structure doit avoir non seulement une *rigidité* capable de limiter les déformations, mais aussi une *résistance* suffisante pour demeurer dans le domaine élastique sans subir de dommages importants.

3) SÉISMES VIOLENTS

Pour un séisme violent, le calcul doit permettre de conférer à la structure non seulement une *rigidité* et une *résistance* suffisantes, mais également une *ductilité importante* pour absorber l'énergie sismique et résister sans s'effondrer. En outre les constructions ayant un rôle vital pour le public, devraient être à même de rester fonctionnelles pendant et après le séisme.

Commentaire 2.2 :

Pour fin de calcul, le présent règlement considère que le niveau du risque sismique est évalué en fonction de l'accélération nominale des zones sismiques.

Un séisme est considéré faible pour des valeurs de A (rapport de l'accélération maximale sur 1 g) inférieures à 0.1; (Zones 1 et 2).

Il est considéré moyen pour des valeurs de A comprises entre 0.1 et 0.20 ; ce qui correspond à la Zone 3.

Au-delà de cette valeur le séisme est considéré violent.

CHAPITRE III

SECURITE ET PERFORMANCE DES BATIMENTS

3.1- SECURITE ET FONCTIONNALITE

3.1.1- CRITERES

Afin de satisfaire les exigences générales relatives à la sécurité et à la fonctionnalité (2.1.1 et 2.1.2), il est demandé de :

- a) s'assurer de la bonne concordance entre le modèle structural adopté pour l'analyse de la structure et le comportement réel de celle-ci.
- b) vérifier, par des approches analytiques basées sur des modèles appropriés, que sous l'effet des actions de calcul, les états limites ultimes et de comportement de la structure et de ses composantes, ne dépassent pas les limites fixées par le présent règlement.
- c) respecter les dispositions et les détails constructifs définis par le présent règlement.

3.1.2- VERIFICATION

- a) La vérification porte sur les états ultimes, mettant en cause la sécurité du public et les états limites d'utilisation mettant en cause la fonctionnalité des bâtiments.

- b) Les états limites ultimes (de sécurité) concernent l'équilibre d'ensemble, la résistance et la stabilité de forme. Les états limites d'utilisation concernent les déformations.

3.2- CLASSIFICATION ET PERFORMANCE DES BATIMENTS

3.2.1 CRITERE DE CLASSIFICATION

Le niveau minimal de performance requis pour une construction dépend des conséquences socio-économiques des dommages qu'elle aurait pu subir en cas de séisme. L'évaluation de l'importance de ces conséquences est reliée essentiellement à *la nature de l'usage* du bâtiment et à son intérêt pour le pouvoir public.

3.2.2- CLASSES DE PRIORITÉ PARASISMIQUE

Le RPS 2000 répartit les bâtiments selon leur usage principal en deux classes de priorité. A chaque classe de bâtiments correspond un facteur d'importance priorité I, donné dans le tableau 3.1, qui est un facteur additionnel de sécurité.

Toute fois, le maître d'ouvrage peut surclasser un ouvrage particulier par sa vocation.

Un sur classement des bâtiments sera défini par décret.

3.2.2.1- CLASSE I (IMPORTANCE VITALE)

Sont groupées dans cette classe les constructions destinées à des activités sociales et économiques vitales pour la population et qui devraient rester fonctionnelles, avec peu de dommage, pendant le séisme. On distingue notamment selon l'usage :

- ◆ Les constructions de première nécessité en cas de séisme tels que :les hôpitaux, les établissements de protection civile, les grands réservoirs et châteaux d'eau, les centrales électriques et de télécommunication, les postes de police, les stations de pompage d'eau, etc...
- ◆ Les constructions publiques, tels que les établissements scolaires et universitaires, les bibliothèques, les salles de fêtes, les salle d'audience, de spectacles et de sport, les grands lieux de culte, les établissements bancaires etc...
- ◆ Les constructions destinées à la production ou au stockage des produits à haut risque pour le public et l'environnement

3.2.2.2- CLASSE II

Sont groupées dans cette classe les constructions n'appartenant pas à la classe1, tels que :

- ◆ Les bâtiments courants à usage d'habitation, de bureaux ou commercial.

3.2.3- COEFFICIENT D'IMPORTANCE OU DE PRIORITE I

Le coefficient d'importance I est égal à 1,3 pour les bâtiments de classe I et à 1 pour tous les autres bâtiments.

Tableau 3.1 – Coefficient de priorité I

Classe de constructions	Coefficient I
Classe I	1.3
Classe II	1.0

3.3- IMPORTANCE DE LA DUCTILITE

3.3.1- DEFINITION

La ductilité d'un système structural traduit sa capacité de dissiper une grande partie de l'énergie sous des sollicitations sismiques, par des déformations inélastiques sans réduction substantielle de sa résistance. La ductilité dépend des caractéristiques des matériaux de la structure, des dimensions des éléments et des détails de construction.

3.3.2- EXIGENCE ET NIVEAUX REQUIS DE DUCTILITE

Le système structural de tout bâtiment conçu pour résister aux efforts sismiques doit présenter une ductilité suffisante au cours du séisme. Trois niveaux de ductilité sont définis selon le comportement requis de la structure. Chaque niveau traduit la capacité de la structure à dissiper l'énergie provenant du séisme.

A) STRUCTURES PEU DUCTILES (NIVEAU 1 DE DUCTILITE : ND1)

Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique et pour lesquelles le Règlement n'exige pas de prescriptions spéciales.

B) STRUCTURES A DUCTILITE MOYENNE (NIVEAU 2 DE DUCTILITE : ND 2)

Ce niveau est relié aux structures pour lesquelles on adopte des dispositions spécifiques leur permettant de travailler dans le domaine inélastique au cours du mouvement séismique avec une protection raisonnable contre toute rupture prématurée.

C) STRUCTURES DE GRANDE DUCTILITE (NIVEAU 3 DE DUCTILITE : ND3)

Ces structures sont appelées à avoir une grande capacité de dissipation d'énergie. un certain nombre de prescriptions et dispositions technique est exigé afin de minimiser la probabilité de rupture prématuré et de détérioration de résistance.

3.3.3 DUCTILITE ET CLASSES DE STRUCTURES

Le tableau 3.2 illustre le niveau de ductilité requis pour les deux classes de structures en fonction de l'intensité du séisme.

Tableau 3.1 : Ductilité et classes de bâtiments

CLASSE DE BATIMENTS	$A_{max} \leq 0.1 g$	$0.1 g < A_{max} \leq 0.20 g$	$0.20 g < A_{max}$
CLASSE I	ND1	ND2	ND3
CLASSE II	ND1		ND2

3.3.4 FACTEUR DE COMPORTEMENT

Le facteur de comportement, ou coefficient de ductilité K, caractérise la capacité de la structure de dissipation de l'énergie vibratoire qui lui est transmise par les secousses sismiques.

Ce coefficient est donné par le tableau 3.3. en fonction du type du système de contreventement et du niveau de ductilité choisi.

Tableau 3.3 : Facteur de comportement K

Système de contreventement	ND1	ND2	ND 3
Portiques	2	3.5	5
Murs et Refends	2	3	4
Refends	1.4	2.1	2.8

Commentaire 3.3

- *Pour que les membrures d'une structure en béton puissent présenter une ductilité adéquate et avoir un comportement stable sous des déformations cycliques importantes, il est demandé que les qualités du béton soient supérieures à celles du béton utilisé dans les cas non sismiques.*

- *Si différents types de système de contreventement résistent ensemble dans la même direction aux charges sismiques, la valeur de K à retenir est la plus faible valeur correspondant à ces systèmes.*

3.4- AMORTISSEMENT

L'amortissement représente les frottements internes développés dans la structure en mouvement. Il est fonction des matériaux composant la structure, du niveau des contraintes dans le matériau et de l'intensité du mouvement. On distingue l'amortissement frictionnel, où la force est constante, l'amortissement visqueux, où la force est proportionnelle à la vitesse, et un amortissement interne où la force est fonction de l'amplitude.

L'amortissement pris en compte est du type visqueux. Il est défini par un coefficient ζ , exprimé en pourcentage d'un amortissement critique, donné par le tableau 3.4.

Le coefficient d'amortissement est pris en considération dans le spectre de réponse utilisé pour l'analyse de la structure.

Tableau 3.4 : Coefficient d'amortissement ζ ,

Type de structure	ζ , (en %)
Structures en béton armé Ossatures métalliques avec murs extérieurs lourds et cloisons	5
Ossatures métalliques avec murs extérieurs et intérieurs légers	3

Commentaire 3.4 :

Dans l'approche d'analyse préconisée par le règlement, l'effet de l'amortissement autre que visqueux est exprimé par le facteur de comportement K qui tient compte de l'amortissement dû aux hystérésis.

CHAPITRE IV

GENERALITES ET REGLES DE BASE DE CONCEPTION

4.1- PROPRIETES DES MATERIAUX STRUCTURAUX

4.1.1 BETON

- Il est demandé que le béton utilisé pour les constructions en zones sismiques ait un comportement stable sous de grandes déformations réversibles.
- Les caractéristiques mécaniques doivent être conformes au règlement en vigueur de béton armé, Toutefois la résistance σ_{28} à la compression doit être supérieure 22 Mpa.

4.1.2- ACIER

Il est demandé que :

- Les armatures pour béton armé soient à haute adhérence.
- La valeur supérieure de la limite d'élasticité f_y soit égale à 500 MPa.
- Le coefficient de sécurité à adopter ait pour valeur : $\gamma_s = 1.15$
- Le diagramme déformations- contraintes est celui utilisé par le règlement du béton armé.

4.2- FONDATIONS

4.2.1- CHOIX DU SITE

- a) Toute construction de bâtiments doit être interdite au voisinage des failles actives ou passives.
- b) Les études du sol du site des fondations sont obligatoires et conduites de la même manière que dans le cas des situations non sismiques. Elles doivent notamment permettre le classement du site par rapport aux différents types prescrits par le règlement.
- c) Une attention particulière doit être portée aux conditions des sites à risque telles que :
 - La présence de remblai non compacté ou sol reconstitué
 - La présence de nappe peu profonde susceptible de donner lieu à une liquéfaction en cas de séisme
 - Le risque de glissement de terrain.
- d) Dans les sites à risques, les constructions ne sont autorisées que si des mesures pour limiter les risques sont prises.

4.2.2- SYSTEME DE FONDATIONS

- a) Le système de fondations représente l'ensemble des semelles et des éléments au-dessous du niveau de base. Le choix de ce système est en principe effectué dans les mêmes conditions qu'en situations non sismiques, et il est dimensionné conformément aux règles en vigueur.
- b) Pour chacun des blocs constituant l'ouvrage, la fondation doit être homogène et rigide tels que radiers, semelles filantes croisées dans les deux sens et semelles isolées liées par des longrines dans les deux sens.

- c) Le système de fondation doit pouvoir:
- assurer l'encastrement de la structure dans le terrain
 - transmettre au sol la totalité des efforts issus de la superstructure
 - limiter les tassements différentiels et ou les déplacements relatifs horizontaux qui pourraient réduire la rigidité et/ou la résistance du système structural.
- d) Les points d'appuis de chacun des blocs composant l'ouvrage doivent être solidarisés par un réseau bidimensionnel de longrines ou tout autre système équivalent tendant à s'opposer à leur déplacement relatif dans le plan horizontal. Cette solidarisation n'est pas exigée si les semelles sont convenablement ancrées dans un sol rocheux non fracturé et non délité
- e) Les fondations doivent être calculées de telle sorte que la défaillance se produise d'abord dans la structure et non dans les fondations.
- f) Dans le cas des fondations en pieux, ces derniers doivent être entretoisés dans au moins deux directions pour reprendre les efforts horizontaux appliqués au niveau du chevron des pieux sauf s'il est démontré que des moyens de retenue des pieux équivalents sont en place.
- g) Les éléments de fondation profonde supportent le bâtiment soit :
- en transmettant par leur pointe les charges à une couche profonde et solide.
 - par frottement ou par adhérence de leur paroi au sol dans lequel ils se trouvent.
 - par une combinaison des deux actions.

4.3- STRUCTURE

4.3.1 STRUCTURES REGULIERES ET IRREGULIERES

Les structures sont classées en deux catégories : *structures régulières et structures irrégulières.*

4.3.1.1 Critères de régularité

Une structure est considérée régulière si les conditions suivantes, relatives à sa configurations en plan et en élévation sont satisfaites.

1. Forme en plan

- a) La structure doit présenter une forme en plan simple, tel que le rectangle, et une distribution de masse et de rigidité sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales au moins, le long desquelles sont orientés les éléments structuraux.
- b) En présence de parties saillantes ou rentrantes leurs dimensions ne doivent pas dépasser 0.25 fois la dimension du coté correspondant :

$$a+b \leq 0.25 B, \quad \text{tel qu'illustré dans la figure 4.1}$$

- c) A chaque niveau, la distance entre le centre de masse et le centre de rigidité, mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique, ne doit pas dépasser 0.20 fois la racine carrée du rapport de la raideur de torsion sur la raideur de translation.
- d) L'élancement (grand coté L/petit coté B) ne doit pas dépasser la valeur 3.5.

$$L/B \leq 3.5$$

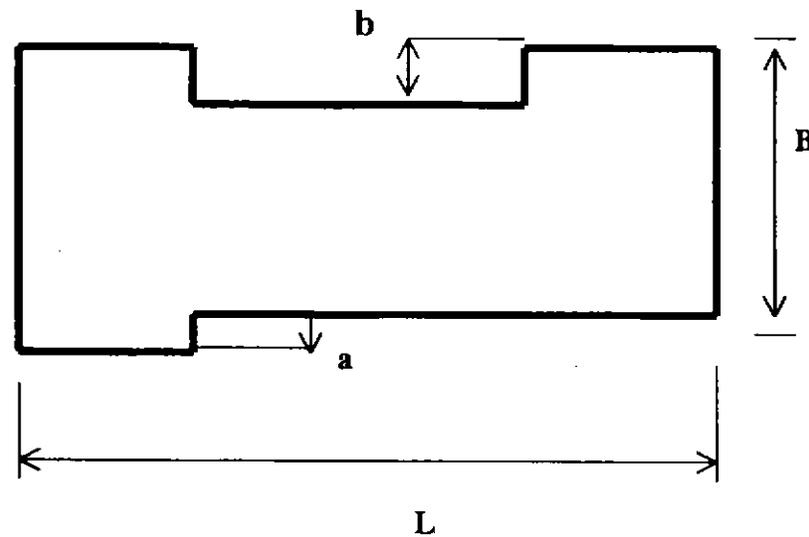


Figure 4.1

2. Forme en élévation

- a) La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur. Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser respectivement 30 % et 15 %.
- b) Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau ne doit pas dépasser 0.15 fois la dimension en plan du niveau précédant sans que le retrait global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol.
- c) Dans le cas d'un élargissement graduel sur la hauteur, la saillie ne doit pas dépasser 10% de la dimension en plan du niveau précédent sans que le débordement global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol.
- d) Pour les bâtiments dont la hauteur totale ne dépasse pas 12 m ; les pourcentages relatifs à la configuration peuvent être ramenés à 40%

4.4- ESPACEMENT ENTRE DEUX BLOCS

Il convient de séparer par des joints les bâtiments de hauteurs et de masses très différentes (écart supérieur à 15%).

- a) Le joints de séparation entre deux blocs adjacents doit assurer le libre déplacement des blocs sans contact préjudiciable. Son matériau de remplissage ne doit pas pouvoir transmettre l'effort d'un bloc à l'autre. (Figure 4.2).
- b) La largeur du joint entre deux structures ne doit pas être inférieure à la somme de leurs déformations latérales respectives incluant les déformations de torsion.
- c) A défaut de justification la largeur du joint entre deux blocs sera supérieure à αH_2 , avec H_2 la hauteur du bloc le moins élevé $\alpha = 0.003$ pour les structures en béton
 $\alpha = 0.005$ pour les structures en acier
- d) La largeur minimale entre joints ne doit pas être inférieure à 50 mm.

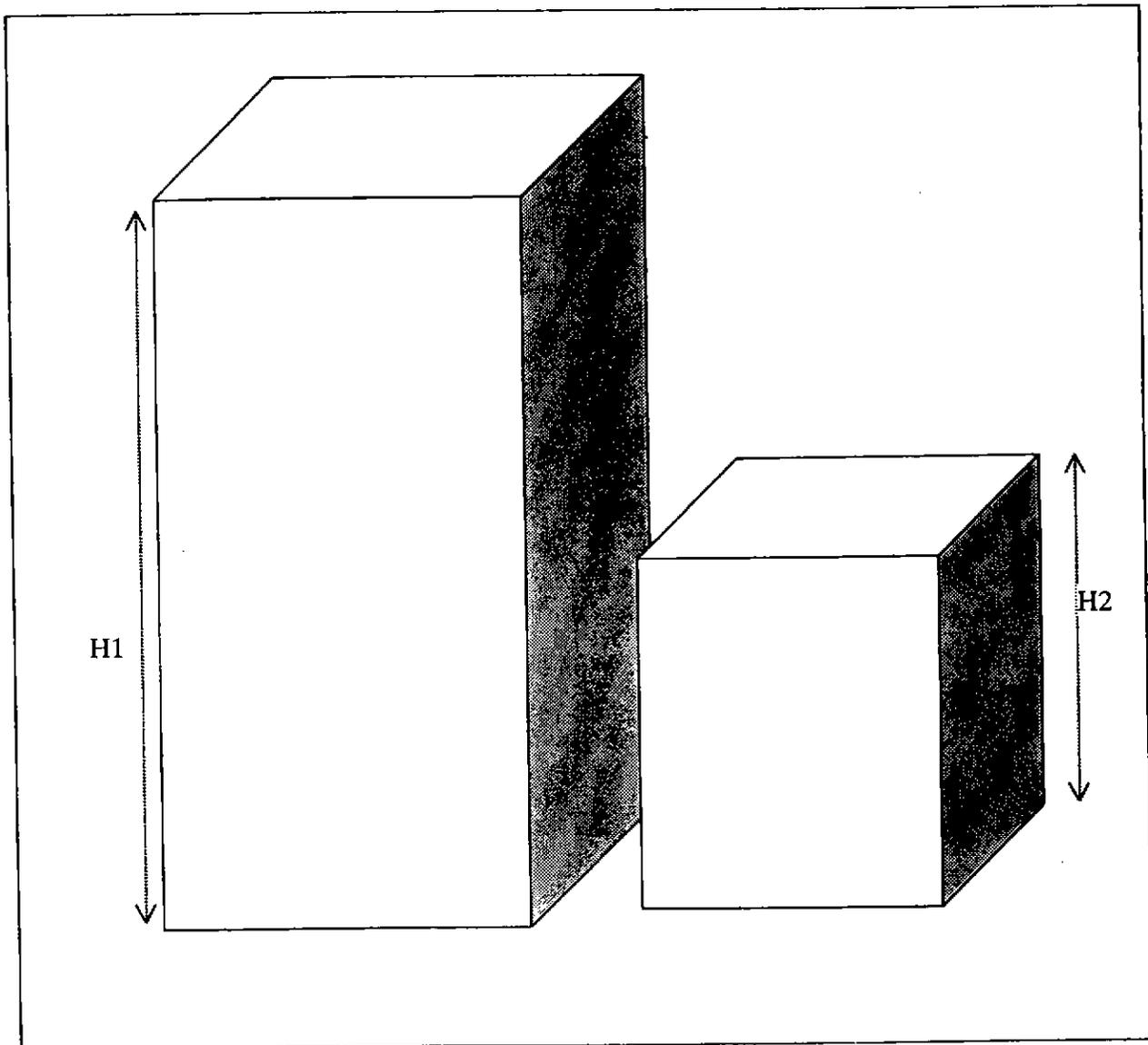


Figure 4.2 - Espacement entre deux blocs

4.5- ELEMENTS NON STRUCTURAUX

- a) Les éléments non structuraux peuvent être affectés suite à des vibrations sismiques en raison de la déformation excessive du système structural ou de la détérioration de leur résistance.
- b) Il faut s'assurer que les panneaux de séparation négligés dans le calcul ne créent pas des efforts de torsion important.
- c) Il faut s'assurer dans le cas des murs de remplissage que les poteaux et les poutres adjacents à ces murs peuvent supporter le cisaillement développé par les poussées des murs aux nœuds du portique.
- d) En l'absence d'interaction entre le système structural et les éléments non structuraux, ces derniers doivent être disposés de telle sorte à ne pas transmettre au système structural les efforts qui n'ont pas été pris en compte dans le calcul.
- e) Dans le cas d'interaction entre le système structural et des éléments rigides non structuraux , tels que les murs de remplissage, il faut faire en sorte que la résistance du système ne soit pas diminuée par l'action ou la défaillance de ces éléments.

CHAPITRE V

DONNEES SISMIQUES

5.1- SISMICITE DU MAROC

Il est rappelé que le territoire marocain est soumis à une activité sismique appréciable, à cause de sa situation dans un domaine de collision continentale, due à l'interaction entre les plaques tectoniques africaine et eurasienne.

A l'Ouest du Détroit de Gibraltar le Maroc est soumis à l'influence de l'activité de la zone transformante dextre des Açores-Gibraltar qui sépare l'Atlantique centrale et l'Atlantique Nord à croûte océanique (source du grand tremblement de terre du 1^{er} Novembre 1755, de magnitude 9 qui est responsable d'importants dégâts sur le territoire marocain et d'un tsunami destructeur sur la côte atlantique).

A l'Est du détroit de Gibraltar, le Maroc est soumis à l'influence des failles d'échelle crustale de la mer d'Alboran (source du séisme du 22 Septembre 1522 qui a été destructeur dans le Nord du Rif et à Fès) qui se prolonge vers le Nord du Maroc par des failles majeures (Jebba, Nekor etc.). La valeur maximale enregistrée dans cette région de 1900 à 1999 est de l'ordre de 6.0. Figure 5.1.

5.3- SEISME DE CALCUL

5.3.1- MODELISATIONS DU MOUVEMENT DU SOL

Pour l'évaluation de l'action du tremblement de terre sur une structure, le mouvement sismique du sol est défini par les paramètres suivants:

1. L'accélération maximale du sol A_{max} . (dite accélération nominale).
2. Un spectre de réponse en terme d'accélération pour le mouvement horizontal relatif à un type de site, normalisé à l'accélération unitaire.
3. Un spectre de réponse du mouvement vertical est déduit du spectre horizontal par un coefficient de 2/3, du fait que l'amplitude du mouvement vertical est inférieure à celle du mouvement horizontal.

Des paramètres additionnels tels que la vitesse maximale, le déplacement maximal et la durée du séisme complèteraient la description des mouvements du sol et l'estimation du potentiel du dommage. Toutefois, les deux paramètres, accélération maximale et spectre de réponse, sont considérés adéquats pour les applications du règlement.

Commentaire 5.3.1

Il est connu que les dommages aux structures de courtes périodes ($T < 0.5$ s) sont reliés à l'accélération maximale du sol. Pour des structures de périodes moyennes (0.5 s à 5s) le niveau de vitesse devient plus approprié. Pour les longues périodes le comportement de la structure est contrôlé par le déplacement maximal

5.3.2- ZONAGE SISMIQUE (ACCELERATION MAXIMALE)

- a) Pour simplifier le calcul des charges sismiques et uniformiser les exigences de dimensionnement des structures à travers de grandes régions du pays, le Règlement RGCP 2000 utilise l'approche des zones. Il s'agit de diviser le pays en plusieurs zones de sismicité homogène et présentant approximativement le même niveau de risque sismique pour une probabilité d'apparition donnée.

- b) Dans chaque zone, les paramètres définissant le risque sismique, telle que l'accélération et la vitesse maximales horizontales du sol, sont considérées constants.
- c) La carte de zones sismiques adoptée par le RPS 2000 comporte actuellement trois zones reliées à l'accélération horizontale maximale A_{\max} du sol, pour une probabilité d'apparition de 10% en 50 ans. Cette probabilité est considérée raisonnable, car elle correspond à des séismes modérés, susceptibles de se produire plusieurs fois dans la vie d'une structure. La carte est présentée dans la figure 5.2.

Le rapport entre l'accélération maximale A et l'accélération de la gravité g dans les différentes zones, sont donnés dans le tableau 5.1.

Commentaire 5.3.2:

Le niveau de probabilité d'apparition, utilisé pour la carte de zones sismiques, est mieux exprimé sur une période égale à la vie utile d'un bâtiment, soit 50 ans, niveau de protection que procure le présent règlement.

Le zonage pourra être révisé et défini, par voie de décret, à la lumière de nouvelles connaissances et nouveaux résultats scientifiques ou expérimentaux.

Tableau 5.1 – Coefficient d'accélération et vitesse de zones
(Probabilité 10% en 50 ans)

Zones	Coefficient A/g
Zone 1	0.01
Zone 2	0.08
Zone 3	0.16

5.3.3 SPECTRE DE CALCUL

5.3.3.1- DEFINITION

Le deuxième paramètre définissant le séisme est le spectre de calcul. Le spectre proposé est déduit du spectre élastique représentant l'idéalisation de l'enveloppe de divers spectres de réponse normalisés rapportés à la valeur unité de l'accélération horizontale maximale du sol. Il définit le facteur d'amplification (ou de résonance) dynamique de la réponse en fonction de la période fondamentale de la structure.

5.3.3.2 INFLUENCE DU SITE

L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné, dépend dans une large mesure de la nature des sols traversés par l'onde sismique et des conditions géologiques et géotechniques locales. Les conditions locales du sol sont très importantes en effet si la fréquence du sol est proche de celle de la structure, on est en présence d'une amplification dynamique du sol.

Pour tenir compte de ces effets sur le spectre de réponse du mouvement du sol, un classement des sites en trois types est adopté en fonction de la classe des sols. Les sols sont classés selon leurs caractéristiques mécaniques comme présenté à l'article 9.1.

Le choix du site tient compte à la fois de la classe de sol et de son épaisseur tel que présenté dans le tableau 5.2

En cas de manque d'informations sur les propriétés du sol pour choisir le type de site adéquat, on adopte le coefficient et le spectre du site S2.

Tableau 5.2 : Type de sites

Sites	Nature
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur <15 m
S2	Sols fermes épaisseur >15 m Sols moyennement ferme épaisseur <15 m Sols Mous épaisseur <10 m
S3	Sols moyennement ferme épaisseur >15 m Sols Mous épaisseur >10

VALEURS DU COEFFICIENT DE SITE

A chaque type de site correspond un coefficient d'influence donné dans le Tableau 5.3.

Sites	Nature	Coefficient
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur <15 m	1
S2	Sols fermes épaisseur >15 m Sols moyennement ferme épaisseur <15 m Sols Mous épaisseur <10 m	1,2
S3	Sols moyennement ferme épaisseur >15 m Sols Mous épaisseur >10	1,5

5.3. 3.3 FACTEUR D'AMPLIFICATION

- a) Les spectres de calcul définis pour un coefficient d'amortissement égal à 5 % pour les trois types de sites préconisés par le présent Règlement sont représentés dans la figure 5.3. Chaque spectre est constitué de trois branches définies par les expressions analytiques illustrées dans le tableau 5.5. La courbe représentant le spectre de calcul est constante dans la plage des périodes inférieures à T_c (période de transition) et décroît au-delà de cette période. Pour les sites S1 et S2 la courbe décroît linéairement entre T_c et $T=1$ sc. et continue à décroître avec un exposant égal à $\beta = 2/3$ pour les périodes supérieures à l'unité. Pour le site S3, après la plage, la courbe décroît avec le coefficient $\beta = 2/3$.
- b) Les valeurs de T_c pour les différents sites sont données dans le tableau 5.6. T_c dépend des paramètres suivants: le contenu fréquentiel du mouvement, le rapport entre la durée du mouvement et la période fondamentale de la structure, la probabilité choisie du dépassement.
- c) Alors que l'accélération nominale identifie le niveau du risque sismique, le facteur d'amplification qualifie le comportement de la structure en fonction de sa période de vibration. Il est représenté par l'ordonnée du spectre de calcul .. Ses valeurs sont données dans le tableau 5.5 pour les trois types de site et pour T allant jusqu'à 2 secondes.
- d) Pour des valeurs du coefficient d'amortissement différentes de 5 % , les corrections des spectres normalisés sont obtenues en multipliant les ordonnées du spectres de la figure 5.3 par le coefficient $\mu=(5/\xi)^{0.4}$

Tableau 5.4- Valeur de T_c

SITE	S1	S2	S3
T_c	0.4	0.6	1

Tableau 5.5- Facteur de l'amplification dynamique

Période T		0	0.4	0.6	1.	2
SITE	S1	D = 2.5	D = -1.9T+3.26		D = 1.36 / (T) ^{2/3}	
	S2	D = 2.5	D = -1.8 T+ 3. 58		D = 1.78 / (T) ^{2/3}	
	S3	D = 2			D = 2 / (T) ^{2/3}	

Commentaires 5.3.3

La valeur de la période de transition T_c dépend essentiellement de la magnitude du séisme, des rapports entre les valeurs maximales des caractéristiques du mouvement : l'accélération A_{max} , la vitesse V_{max} et le déplacement D_{max} . Lesquels rapports varient avec la distance entre le site et la source du séisme.

Tableau 5.6 : Facteur d'Amplification Dynamique

Période T	SITE 1	SITE 2	SITE 3
≤0,4	2,5	2,5	2
0,5	2,31	2,5	2
0,6	2,12	2,5	2
0,7	1,93	2,31	2
0,8	1,74	2,12	2
0,9	1,55	1,93	2
1	1,36	1,74	2
1,1	1,28	1,67	1,88
1,2	1,20	1,58	1,77
1,3	1,14	1,49	1,68
1,4	1,09	1,42	1,60
1,5	1,04	1,36	1,53
1,6	0,99	1,30	1,46
1,7	0,95	1,25	1,40
1,8	0,92	1,20	1,35
1,9	0,89	1,16	1,30
2.	0,86	1,12	1,26

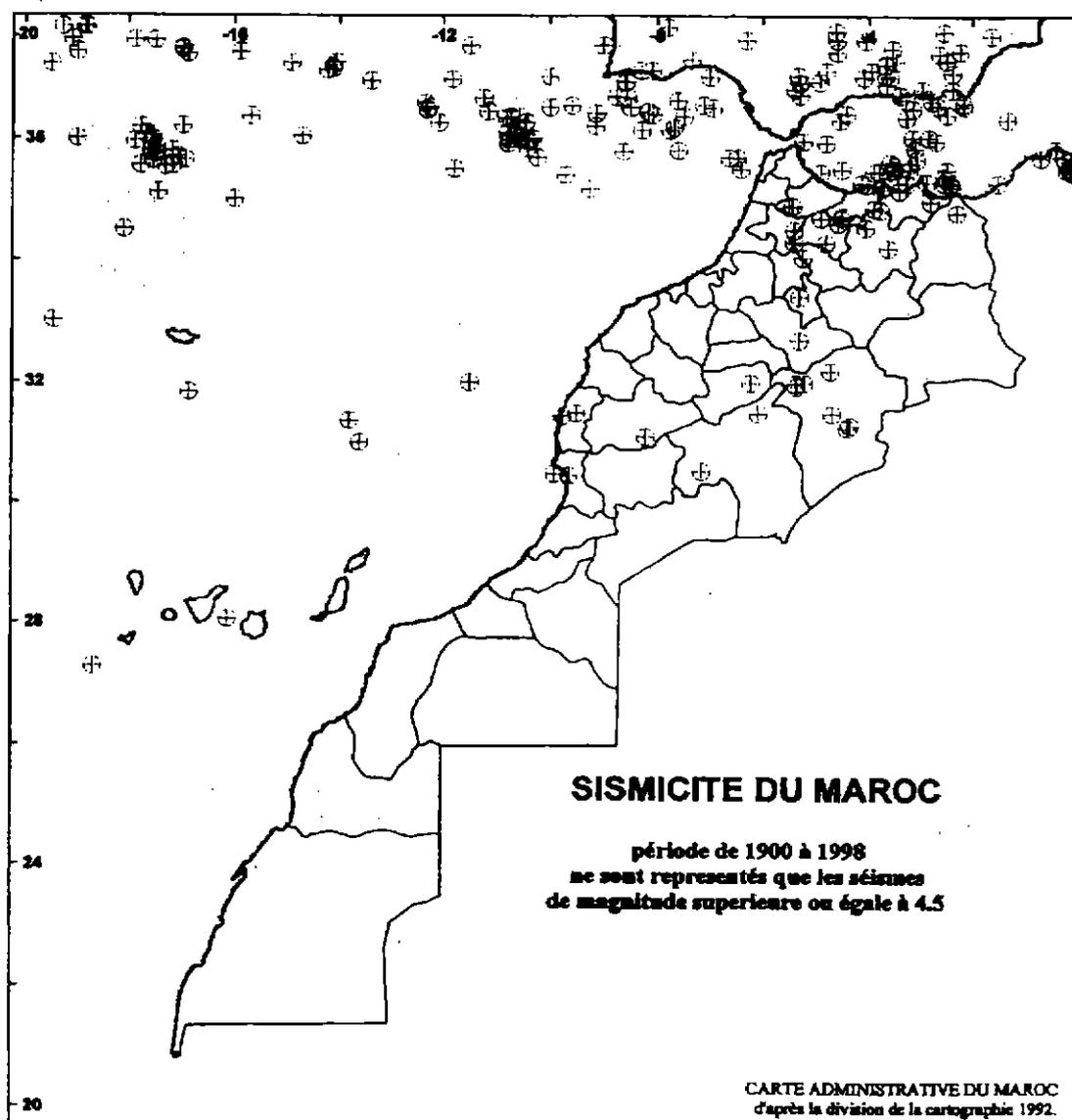


Figure 5.1

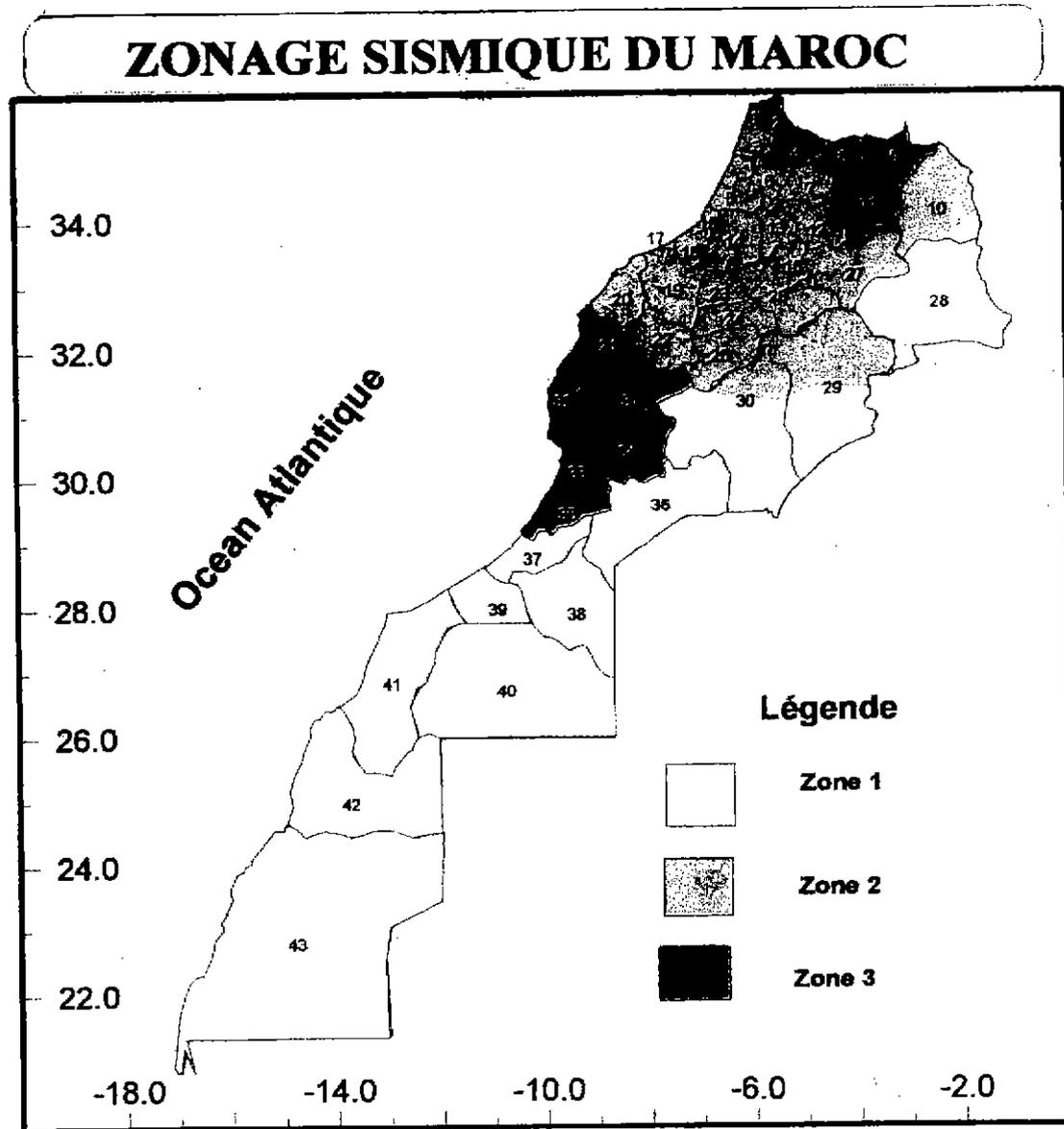


Figure 5.2

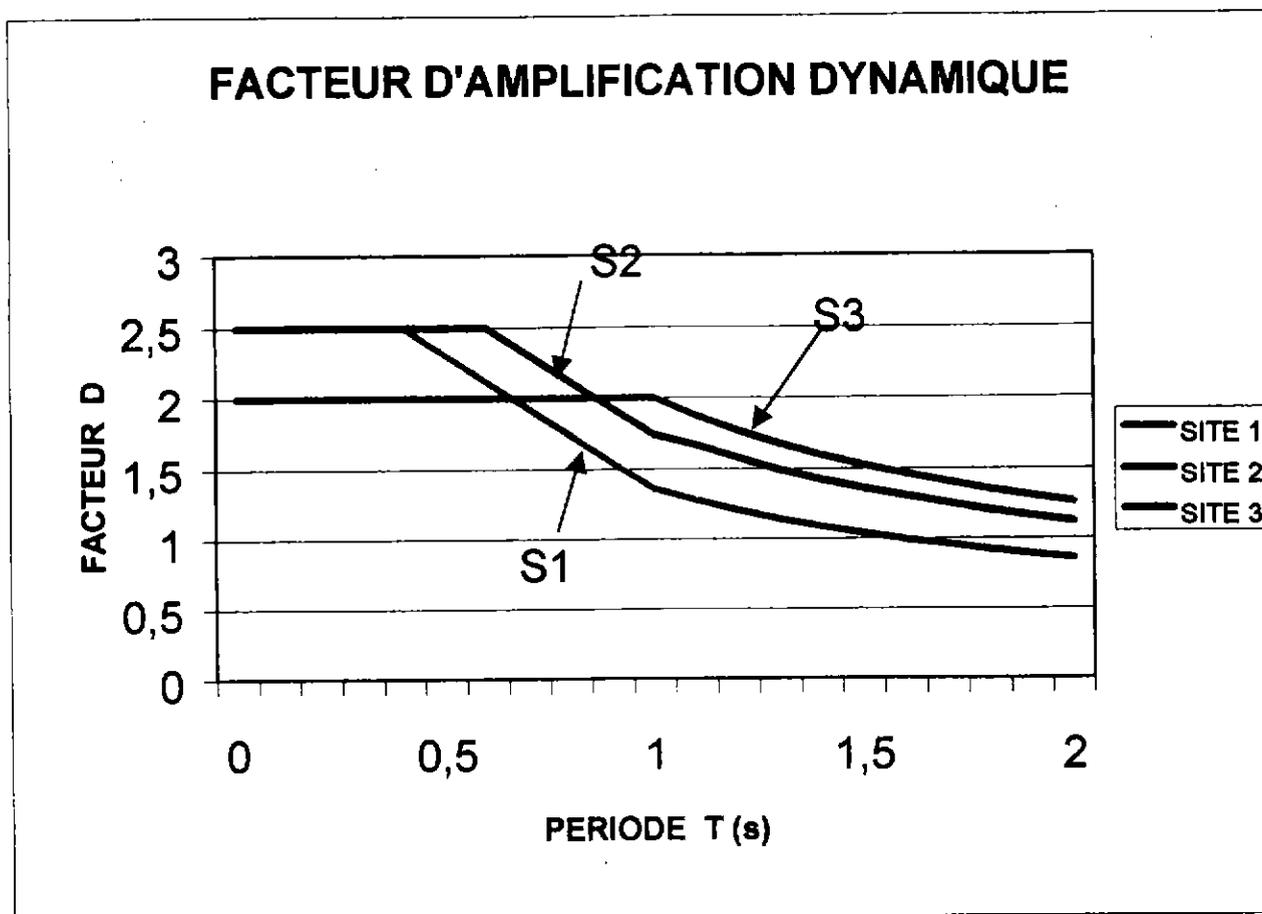


Figure 5.3

CHAPITRE VI

EVALUATION DE L'EFFORT SEISMIQUE

6.1- DIRECTION DE L'ACTION SISMIQUE

Le comportement d'une structure durant un tremblement de terre est essentiellement un problème de vibrations. Par hypothèse les forces sismiques agissent dans toutes les directions horizontales, cependant il est admis que des calculs distincts par rapport à chacun de deux axes principaux suffisent pour donner à la structure la résistance adéquate aux forces sismiques agissant dans toutes les directions.

6.2- APPROCHES DE CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE

Le calcul des actions sismiques peut être mené par deux approches distinctes : Une approche dite statique équivalente et une approche dynamique.

6.2.1- APPROCHE STATIQUE EQUIVALENTE

6.2.1.1- PRINCIPE

L'approche statique équivalente a comme principe de base de substituer aux efforts dynamiques développés dans une structure par le mouvement sismique du sol, des sollicitations statiques calculées à partir d'un système de forces, dans la direction du séisme, et dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

- a) La force statique résultante équivalente est donnée par une expression forfaitaire qui relie, d'une façon quantitative, les paramètres de mouvement du sol, les propriétés physiques et dynamiques du bâtiment et son usage principal. Elle agit à la base du bâtiment et elle est supposée répartie sur sa hauteur depuis sa base où elle est nulle jusqu'au sommet. Figure 6.1.
- b) La structure étant soumise à ces forces statiques équivalentes, on est alors ramené à un calcul de contreventement s'effectuant par les méthodes usuelles de calcul des structures.
- c) Le dimensionnement des éléments structuraux est ensuite effectué en utilisant les règlements de béton armé ou de construction métallique en vigueur.

6.2.1.2- CONDITIONS D'APPLICATION

L'approche statique équivalente, adoptée par le présent règlement, est requise dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment doit être régulier conformément aux critères définis dans 4.3.1.
- b) La hauteur du bâtiment n'excède pas 60 m et sa période fondamentale ne dépasse pas 2 secondes,

Commentaire 6.2

La limitation du domaine d'application à une hauteur de 60 m est due à l'importance des modes supérieurs de vibration pour les longues périodes liés aux structures élevées.

6.2.1.3- FORCE SISMIQUE LATERALE EQUIVALENTE

Les forces sismiques horizontales agissant sur les masses de la structure sont représentées par la force équivalente de cisaillement à la base agissant dans la direction du calcul.

La force sismique latérale équivalente représentant la réponse élastique V doit être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$V = ASDIW/K \quad (6.1)$$

Avec :

- A** : le coefficient d'accélération de zones donnée dans le tableau 5.1
- S** : le coefficient du site donné par le tableau 5.3
- D** : le facteur d'amplification dynamique donnée par le spectre d'amplification dynamique ou le tableau 5.6.
- I** : le coefficient de priorité donné dans le tableau 3.1
- K** : le facteur de comportement donné dans le tableau 3.3
- W** : la charge prise en poids de la structure

Le charge W de la structure correspond à la totalité des charges permanentes G et une fraction q des charges d'exploitation Q en fonction de la nature des charges et leur durée. On prend :

$$W = G + \psi Q \quad (6.2)$$

le coefficient ψ est donné au tableau 6.1

Tableau 6.1 : le coefficient ψ

Nature des surcharges	Coefficient ψ
1/ Bâtiments à usage d'habitation et administratif	0.20
2/ Bâtiments d'utilisation périodique par le public telles que salles d'exposition, salles de fêtes.....	0.30
3/ Bâtiments d'utilisation tels que restaurants, salles de classe.....	0.40
4/ Bâtiments dont la charge d'exploitation est de longue durée tels que entrepôts, bibliothèques, silo et réservoirs.....	1.00

6.2.1.4- REPARTITION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE

La force sismique latérale totale V doit être répartie sur la hauteur de la structure de la manière suivante :

Une partie F_t de la force V est affectée au sommet du bâtiment ; le reste $(V-F_t)$ doit être répartie sur tous les niveaux y compris le dernier niveau selon la formule suivante :

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7 \text{ s}$$

$$F_t = 0.07TV \quad \text{si } T > 0.7 \text{ s}$$

$$F_n = (V - F_t) (W_n h_n / \Sigma(W_i h_i)) \quad \text{I varie de 1 à n} \quad (6.3)$$

Où :

F_n est la force horizontale de calcul, appliquée au niveau n .

W_n est la charge totale au niveau n .

h_n est la hauteur du niveau considéré à partir du sol.

T : période fondamentale de la structure

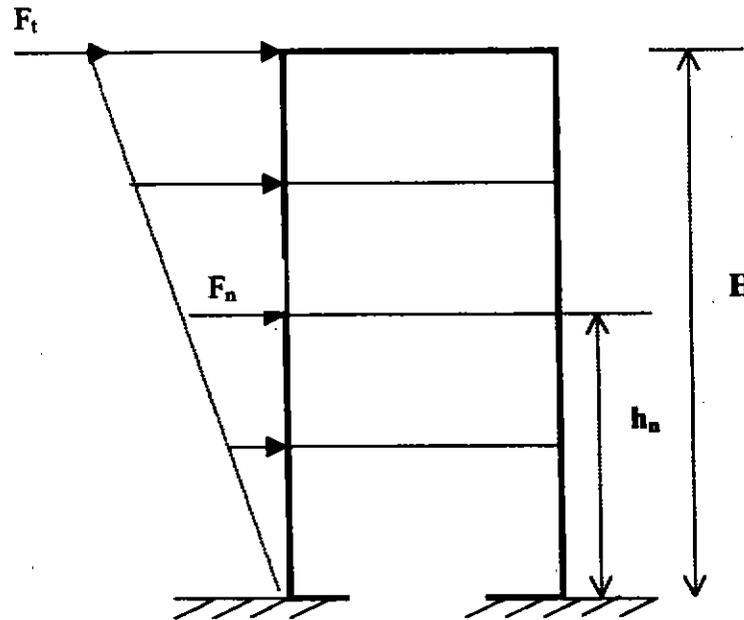


Figure 6.1 : Répartition verticale des forces sismiques

6.3- EVALUATION DE LA PERIODE FONDAMENTALE

La période fondamentale de vibration T , caractérisant la masse et la rigidité de la structure, peut être évaluée par : un calcul dynamique précis ou la méthode de Rayleigh.

Des formules empiriques peuvent être utilisées sous certaines conditions.

La valeur de la période fondamentale de vibration T peut être déterminée par les formules forfaitaires suivantes :

- a) Pour une ossature à nœuds

$$T = 0.85 N \quad (6.4)$$

N : est le nombre d'étages du bâtiment

- b) Pour les autres structures

$$T = 0.09 H / (L)^{0.5} \quad (6.5)$$

Où, H et L exprimés en mètre, sont respectivement la hauteur totale du bâtiment et la longueur du mur ou de l'ossature qui constitue le principal système de contreventement, dans la direction de l'action sismique.

Si le principal système de résistance aux forces latérales n'a pas de longueur bien définie, L désigne la dimension du bâtiment dans la direction parallèle à l'action sismique de calcul.

- c) D'autres méthodes de calcul de la période, tels que celle des alinéas a) et b) se basant sur une représentation de la structure tenant compte de ses propriétés physiques peuvent être utilisées sous réserve que la valeur de l'effort sismique V ne soit pas inférieure à 0.80 fois la valeur obtenue à l'aide de la période calculée par 6.4) ou - ; 6.5).

- d) Pour les bâtiments assimilés à des consoles

$$T = 1.8(mH/EI) \quad (6.6)$$

Où m est la masse par unité de longueur du bâtiment, H la hauteur totale et EI la rigidité flexionnelle.

- e) Pour les bâtiments en portiques

$$T = 2N(N+1)/(M/k)^{0.5} \quad (6.7)$$

N est le nombre d'étages, M et $k = k_p + k_r$ sont respectivement la masse et la rigidité par niveau (Figure 6.2), k_p est la rigidité littérale du portique donnée par l'expression suivante :

$$k_p = 12 \cdot \Sigma (E_c \cdot I_c) / h^3 (L + 2\lambda) \quad (6.8)$$

$$\lambda = L \Sigma I_c / h \Sigma I_p \quad \Sigma \text{ sur le nombre de travées}$$

k_r la rigidité latérale d'un panneau de remplissage donnée par l'expression suivante :

$$k_r = 0.045 \cdot m \cdot (E_r \cdot e \cos^2 \alpha) \quad (6.9)$$

Avec :

m : nombre de travées :

E_r : module d'élasticité ;

e : épaisseur du panneau ;

α : est l'angle de la diagonale avec l'horizontale du panneau

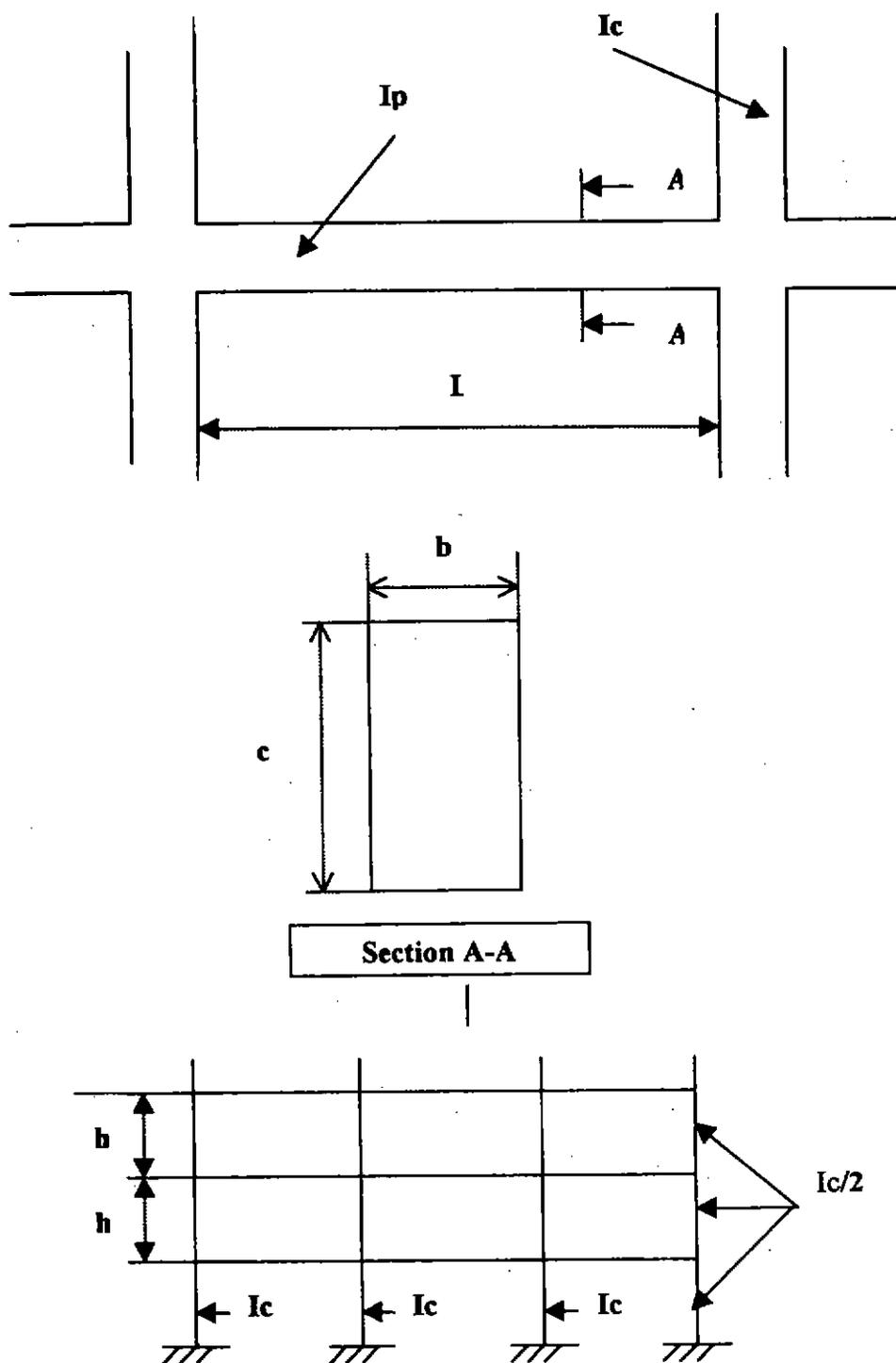


Figure 6.2 : Poutres - Poteaux

6.4- APPROCHE DYNAMIQUE

6.4.1- GENERALITES

- a) Si les conditions de régularité ou de hauteur d'une structure, exigées par l'approche statique équivalente ne sont pas satisfaites, il est admis d'utiliser une approche dynamique pour l'analyse de l'action sismique.

L'approche dynamique peut être basée sur :

- La réponse maximale de la structure au moyen de spectres de réponse adaptés au site de la construction
 - Un calcul direct en fonction du temps par l'utilisation d'accélogrammes adaptés au site de la construction
- b) La valeur de l'effort latéral sismique V servant au calcul ne doit pas être inférieure à 0.90 fois la valeur obtenue par l'approche statique équivalente.

6.4.2- MODELISATION

- a) La structure est analysée au moyen d'un modèle spatial, en général, qui puisse tenir compte des couplages des degrés de liberté et des propriétés dynamiques réelles de la structure
- b) Si la structure possède deux directions orthogonales, sans couplage entre les degrés de liberté horizontaux et verticaux, elle peut être analysée au moyen de deux modèles plans séparés, chacun suivant une direction orthogonale.
- c) Pour déterminer les forces d'inertie agissant à chaque niveau de la structure, celle-ci peut être modélisée par un système élastique où les masses sont concentrées à chaque niveau.

6.4.3- ANALYSE PAR SPECTRES DE REPONSE « APPROCHE MODALE »

L'approche de l'analyse spectrale est basée sur la détermination de la réponse maximale de la structure pour chacun de ses modes propres. La technique des modes normaux dite « méthode modale » est la plus utilisée en régime linéaire

6.4.3.1- COMBINAISON DES MODES

La réponse maximale de la structure est alors donnée comme une combinaison des réponses des modes propres dominants. Une combinaison classique consiste à adopter la racine carrée des carrés des réponses maximales.

Dans le cas des modèles plans l'analyse doit prendre en compte un minimum de trois modes de vibration (les trois premiers). Dans le cas d'un modèle spatial, il faut prendre en compte les quatre premiers modes au minimum.

6.4.3.2- SPECTRE DE CALCUL

Le spectre présenté dans la figure 5.3 est utilisé pour le calcul de l'effort sismique relatif à chaque mode de vibration considéré.

6.4.4- ANALYSE PAR ACCELEROGRAMMES OU CALCUL DIRECT

L'analyse de la structure par un calcul direct nécessite l'utilisation de plusieurs accélérogrammes adaptés au site considéré.

- a) Dans le cas d'un système linéaire la technique des modes propres est la plus utilisée. La réponse dynamique de la structure à tout instant, est alors donnée comme une combinaison des réponses des quatre premiers modes au moins.
- b) Dans le cas d'un système non linéaire, on adopte la méthode couramment utilisée dite « pas à pas ».

6.5- EFFET DE TORSION

A chaque niveau du bâtiment la force sismique latérale de calcul est déplacée de ε_1 dans un sens puis de ε_2 dans l'autre sens, données par les expressions suivantes et tel qu'illustré par la figure 6.3.

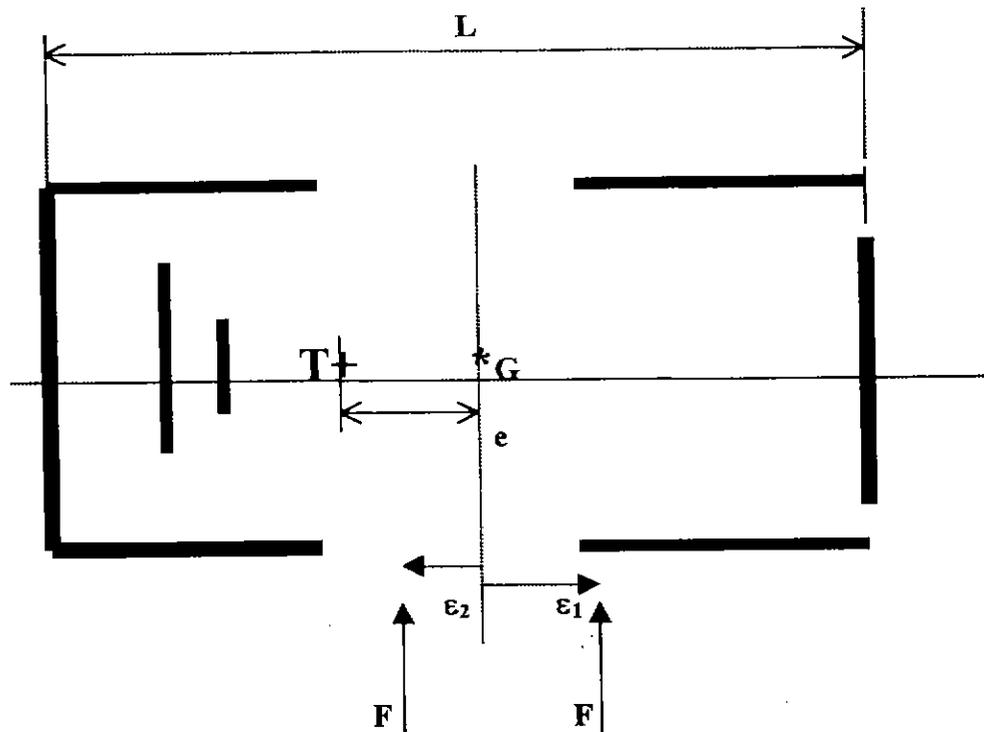
$$\begin{aligned}\varepsilon_1 &= 0.5 e + 0.05 L \\ \varepsilon_2 &= 0.05 L\end{aligned}\quad (6.10)$$

avec

e : distance entre le centre de rigidité et le centre des masses dans la direction perpendiculaire du séisme.

L est : la dimension horizontale du plancher dans la direction perpendiculaire à l'action sismique F .

Chaque élément de résistance est conçu pour résister aux effets extrêmes des différents cas de chargement.



T : centre de torsion

G : centre de gravité des masses

Figure 6.3

CHAPITRE VII

DIMENSIONNEMENT ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES

7.1- COMBINAISON D'ACTIONS

a) La combinaison fondamentale des actions à considérer pour le calcul des sollicitations et la vérification des états limites est donnée par l'expression suivante :

$$S_c = G + E + 0.3 N + \psi Q \quad (7.1)$$

Avec :

G : Le poids mort et charges permanente de longue durée

E : Effets du séisme

N : Action de la neige

Q : Charges d'exploitation

ψ : facteur d'accompagnement dont les valeurs sont données dans le tableau 6.1

- b) L'action du vent n'est pas à combiner avec celle du séisme et si le calcul au vent produit des sollicitations plus défavorables que celles obtenues en utilisant la combinaison (7.1) le dimensionnement et la vérification de la structure s'effectuent pour les sollicitations dues au vent.

7.2- SOLLICITATIONS DE CALCUL

Les sollicitations de calcul (effort normal, effort tranchant, moments de flexion et de torsion) utilisées pour le dimensionnement et la vérification des éléments structuraux sont obtenues à partir d'une analyse linéaire de la structure, sous réserve de tenir compte des modifications données dans le présent règlement, liées au niveau choisi de la ductilité.

7.2.1- DUCTILITÉ DE NIVEAU 1 (DN1)

Les éléments structuraux des bâtiments conçus avec une ductilité de niveau 1 sont dimensionnés et vérifiés, conformément aux règlements en vigueur, de béton armé ou de construction métallique, directement à partir des sollicitations obtenues de l'analyse linéaire de la structure.

DUCTILITÉ DE NIVEAU 2 ET DE NIVEAU 3 (DN2 ET ND3)

7.2.2.1- ÉLÉMENTS FLÉCHIS NON COMPRIMÉS

- a) Un élément structural est considéré fléchi non soumis à un effort axial si l'effort normal satisfait l'expression suivante :

$$N \leq 0.10B f_{c28} \quad (7.2)$$

Avec :

N : Effort axial

B : L'aire de la section de l'élément

f_{c28} : Résistance caractéristique

- b) Les sollicitations de calcul pour les éléments structuraux non soumis à un effort axial sont obtenues directement à partir de l'analyse linéaire de la structure.

7.2.2.2- ÉLÉMENTS FLÉCHIS COMPRIMÉS (N > 0.10 B f_{c28})

7.2.2.2.1- PORTIQUE

Si un bâtiment a plus de trois niveaux et que l'évaluation de l'effort sismique est obtenue par l'approche dite statique équivalente, alors les moments fléchissant dans les poteaux du portique dus aux charges latérales, sont multipliés par le coefficient dynamique ω pour tenir compte de l'effet des modes supérieurs. Il est donné en fonction de la période fondamentale T de la structure, par les expressions suivantes :

Pour le portique plan :

$$\omega = 0.6 T + 0.85 \quad 1.8 \geq \omega \geq 1.3 \quad (7.3 a)$$

Pour le portique tridimensionnel :

$$\omega = 0.5T + 1.10 \quad 1.9 \geq \omega \geq 1.5 \quad (7.3b)$$

Le coefficient dynamique ω traduit l'effet des modes supérieurs de vibration sur les moments de flexion le long de la hauteur du bâtiment.

Il est constant sur les 2/3 supérieurs de la hauteur de l'immeuble et varie d'une manière linéaire sur le 1/3 inférieur.

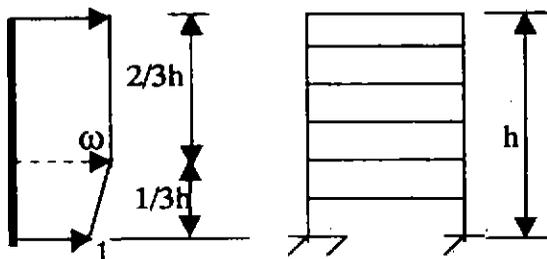


Figure 7.1 : Coefficient dynamique ω

7.2.2.2- VOILES

Lorsque l'approche statique équivalente est adoptée pour l'évaluation de l'effort sismique de la structure, les efforts de cisaillement sont multipliés par le coefficient ω donné par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \omega &= 0,1N + 0,9 & N &\leq 5 \\ \omega &= 1,4 + (N-5) \cdot 0,04 & 5 < N < 15 \\ \omega &= 1,8 & N &\geq 15 \end{aligned} \quad (7.4)$$

N étant le nombre de niveaux du bâtiment.

7.3- DIMENSIONNEMENT ET DETAILS CONSTRUCTIFS

7.3.1- ELEMENTS EN BETON ARME

Les éléments structuraux en béton armé doivent préalablement être calculés et exécutés selon le règlement en vigueur en tenant compte des dispositions données dans la présente partie.

7.3.1.1- ZONES CRITIQUES

- a) Dans ce qui suit une zone critique d'un élément de l'ossature doit s'entendre d'une zone à haut risque où il y a concentration de déformations.
- b) Dans les zones critiques, il est primordial d'assurer une continuité aux aciers et de disposer une armature de confinement constituée soit par des spirales continues, des cadres, étriers et épingles dont l'ancrage est assuré par des crochets à angle au centre au moins égal à 135° avec un retour rectiligne de 10 cm au moins.

7.3.1.2- ÉLÉMENTS LINEAIRES FLÉCHIS NON COMPRIMÉS ($0.10 Bf_{c28} \geq N$)

7.3.1.2.1- DIMENSIONS MINIMALES DES SECTIONS

- a) Les dimensions de la section transversale de la poutre, h et b étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$a) \quad b/h \geq 0.25$$

$$b) \quad b \geq 200 \text{ mm} \quad (7.5)$$

$$c) \quad b \leq b_c + h_c / 2$$

b_c : la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

h_c : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre (voir figure 7.2)

- b) La distance entre les axes de la poutre et du poteau support ne doit pas dépasser 0.25 fois la largeur du poteau. Figure 7.3 (Excentricité $e \leq 0.25$ fois la largeur du poteau)

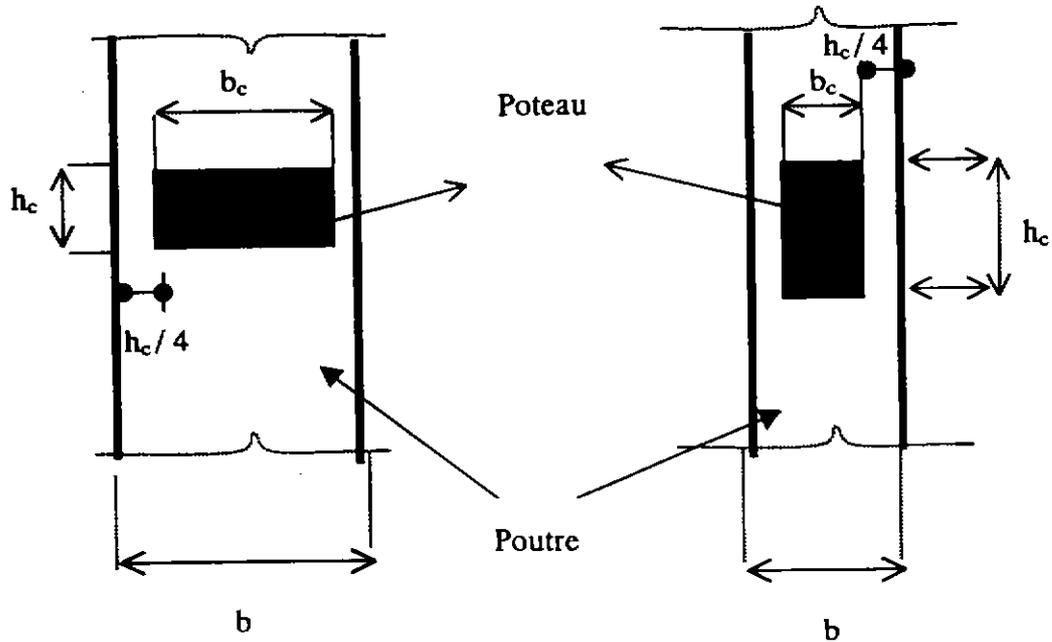


Figure 7.2 : Position poteau-poutre

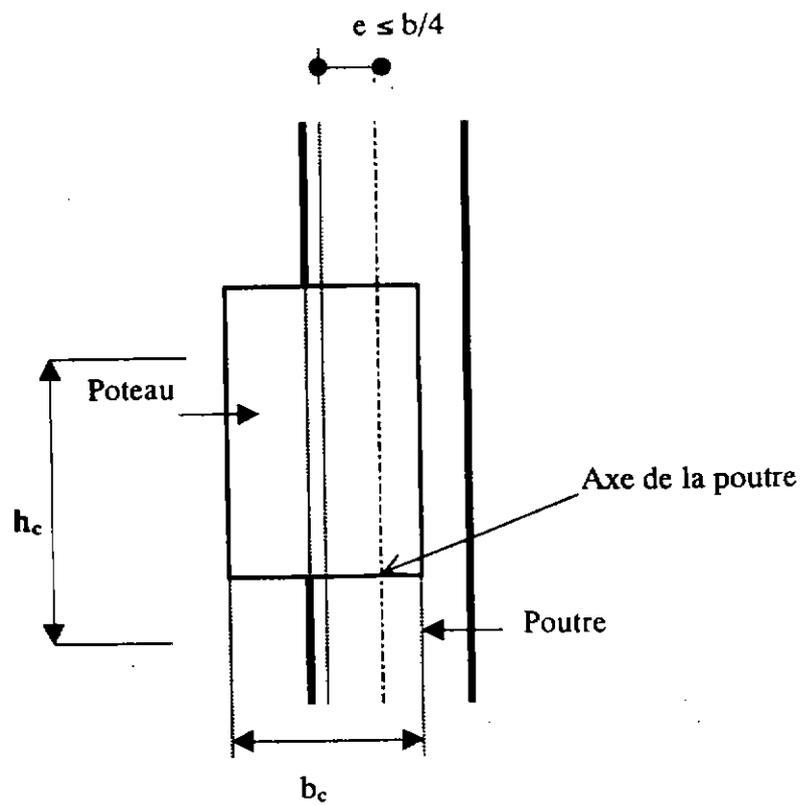


Figure 7.3 : Excentricité des axes poteau-poutre

7.3.1.2.2- ARMATURES LONGITUDINALES

1) Ductilité ND1

- a) Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence avec un diamètre minimal de 10 mm.
- b) Les pourcentages géométriques minimal et maximal des armatures sont les suivants

$$\rho_0 \text{ minimal} = 1,4 / f_c \quad (f_c \text{ en MPa}) \quad (7.6)$$

$$\rho_0 \text{ maximal} = 0.025$$

2) Ductilité ND2 ou ND3

En complément aux a) et b) ci dessus, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

- c) La section des armatures comprimées dans une zone critique ne doit pas être inférieure à la moitié de la section des armatures tendues dans cette zone
- d) L'emploi des coudes ou crochets dans les poteaux n'est permis que dans certains cas, telle que pour la liaison avec la semelle ou au voisinage d'une surface libre. Dans de tels cas les ancrages d'extrémité sont assurés par des coudes droits et des dispositions doivent être prises pour éviter les poussées au vide.
- e) Au moins 0.25 de la section des armatures supérieures de flexion disposées aux extrémités de l'élément doit être prolongée sur toute la longueur de celui-ci.
- f) Dans le cas où une poutre en T ou en L solidaire d'une dalle croise une autre poutre similaire sur un poteau, on peut disposer dans la dalle, de chaque côté de l'âme 1/8 de la section des armatures tendues, la largeur de la bande est égale à 2 fois l'épaisseur de la dalle pour les poteaux de rive et 4 fois l'épaisseur pour les poteaux intérieurs.

7.3.1.2.3- ARMATURES TRANSVERSALES

Le but est de confiner le béton pour augmenter sa résistance d'adhésion et de résister aux forces de cisaillement.

1- Zones critiques

Les zones critiques pour un élément poutre sont les suivantes :

- a) Les extrémités non libres de la poutre sur une longueur l_c égale à 2 fois la hauteur h de la poutre. (Figure 7.4).
- b) Les zones nécessitant des armatures de compression.

- c) Les zones de longueur égale à 2 fois la hauteur h de la poutre pour une ductilité ND2, situées de part et d'autre de la section de concentration maximale de contraintes (rotule plastique). Dans le cas d'une structure de ND3 l_c est supérieur à 2 fois la hauteur h .

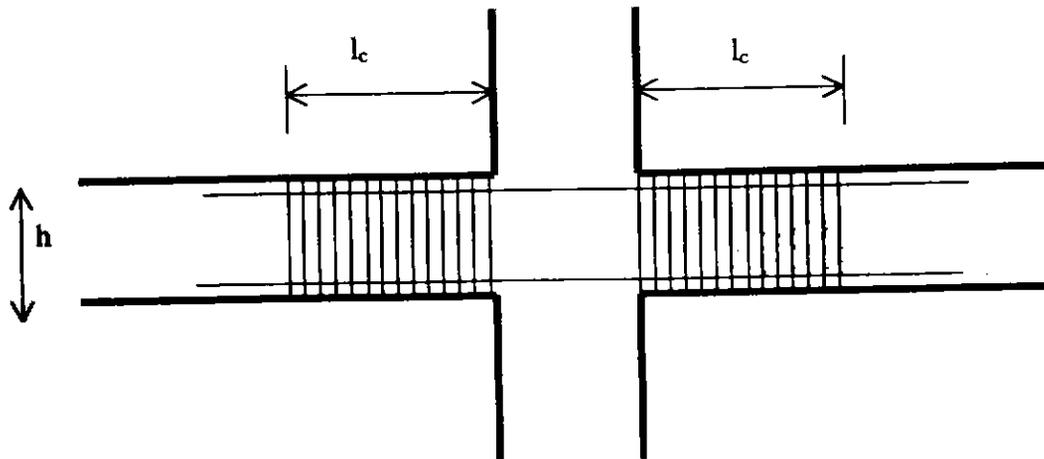


Figure 7.4 : zones critiques d'une poutre

Le diamètre minimal est = 6 mm.

Les premières armatures doivent être placées à 5 cm au plus de la face du poteau.

Pour les structures de ductilité ND1 et ND2, l'espacement s ne doit pas excéder le minimum des grandeurs suivantes :

$$s = \text{Min} (8 \Phi_L ; 24 \Phi_T ; 0.25 h ; 20 \text{ cm}) \quad (7.7)$$

Φ_L : diamètre des barres longitudinales

Φ_T : diamètre des barres transversales

Pour les structures de ductilité ND3, l'espacement s ne doit pas excéder le minimum des grandeurs suivantes :

$$s = \text{Min} (6 \Phi_L, 0.25 h ; 15 \text{ cm}) \quad (7.8)$$

7.3.1.3- ELEMENTS LINEAIRES FLECHIS ET COMPRIMES ($N > 0.10B f_{c28}$)

7.3.1.3.1- DIMENSIONS MINIMALES

Les dimensions de la section transversale du poteau, h_c et b_c étant respectivement la plus grande et la plus petite dimension, doivent satisfaire les conditions suivantes :

a) $b_C \geq 25 \text{ cm}$ (ductilité ND1 et ND2)

$b_C \geq 30 \text{ cm}$ (ductilité ND3)

(7.9)

b) $h_C / b_C \leq 16$

b_C : la dimension de la section du poteau perpendiculaire à l'axe de la poutre.

h_C : la dimension de la section du poteau parallèle à l'axe de la poutre (voir figure 7.3)

7.3.1. 3.2- Zone critique d'un poteau

Sont considérées comme zones critiques :

a) Les extrémités du poteau (Figure 7.5) sur une longueur l_c égale à la plus grande des longueurs suivantes :

- la plus grande dimension de la section du poteau h_C
- 1/6 de la hauteur nette du poteau h_e
- 45 cm

$$l_c = \text{Max} (h_e / 6, h_C, 45 \text{ cm}) \quad (7.10)$$

b) Dans le cas où un poteau est adjacent de part et d'autre à un mur de remplissage incomplet (Figure 7.6) la longueur minimale de la zone critique est égale à :

$$l_c = \text{Max} (x; h_e / 6; b_C; 45 \text{ cm}) \quad (7.11)$$

avec $x = (h_e - h_r) + b_C$

b_C étant la dimension du poteau parallèle au mur

h_r hauteur du remplissage

Espacement maximum

Espacement maximal : s	Zone critique $s = \min(8 \cdot \overset{(7.12)}{\quad} ; 15 \text{ cm})$
	Zone courante $s = \min(12 \Phi_L ; 0.5 b_C ; 30 \text{ cm})$

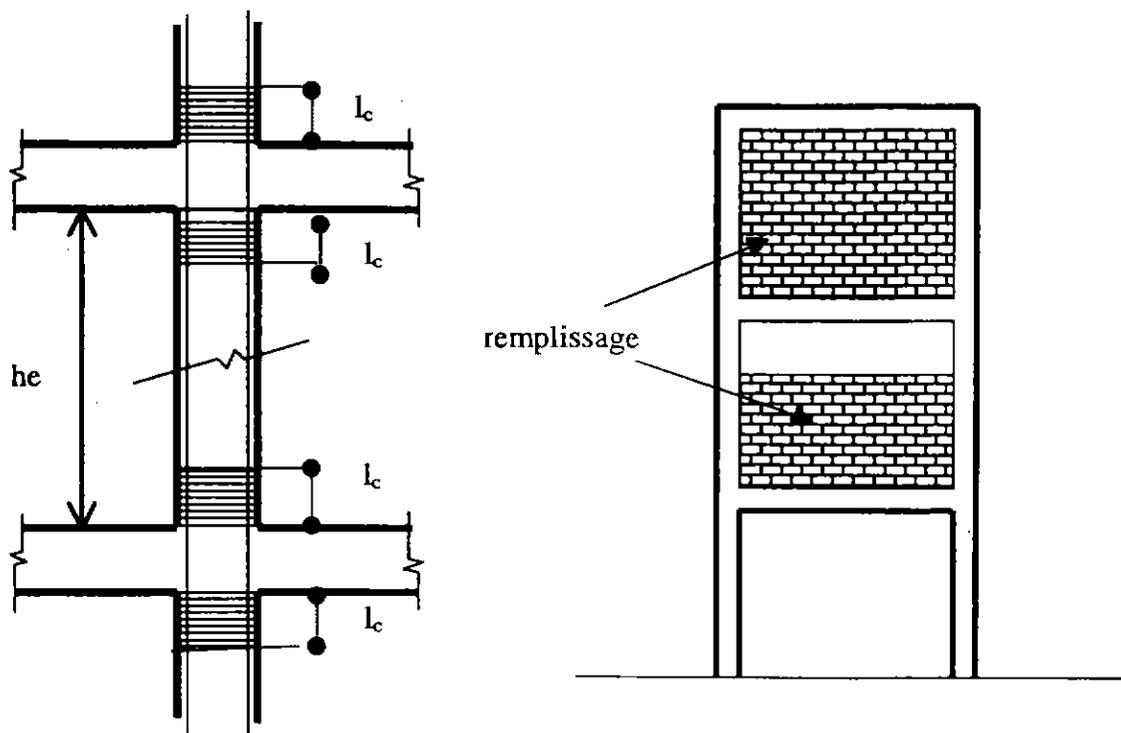


Figure 7.5

a : zones critiques du poteau

b : portique avec remplissage

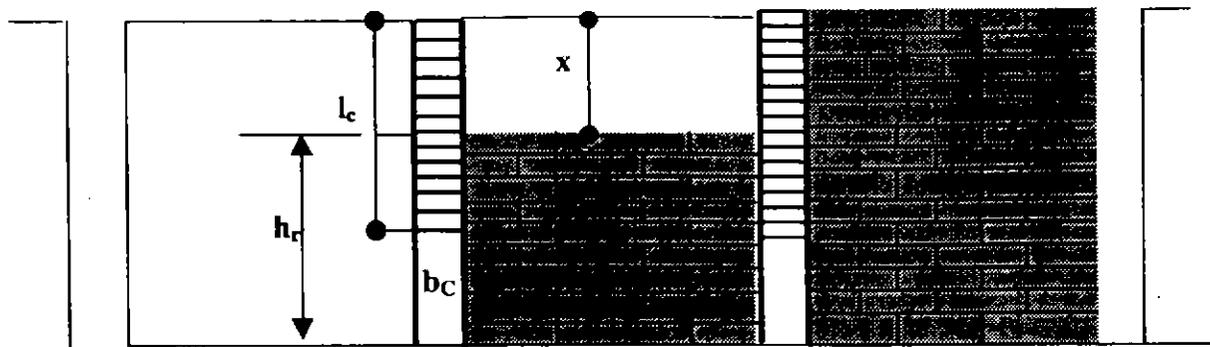


Figure 7.6 : zone critique poteau-remplissage

7.3.1.3. 3.- Nœud poteaux - poutres

a) éviter la formation de rotules plastiques dans les poteaux (élément porteur) il faut que qu'au nœud poteaux- poutres, la somme des valeurs absolues des moments ultimes des poteaux doit être supérieure à celle des moments des poutres aboutissant au nœud.

(Figure 7.7)

$$\left(|M_{c1}| + |M_{c2}| \right) \geq 1.15 \left(|M_{p1}| + |M_{p2}| \right) \quad (7.13)$$

- b) Il est nécessaire d'assurer une continuité mécanique suffisante des aciers dans le nœud qui est une zone critique.
- c) Il est obligatoire de disposer des cadres et des étriers dans les nœuds ; la densité de ces aciers est égale à celle existant à l'extrémité du poteau..

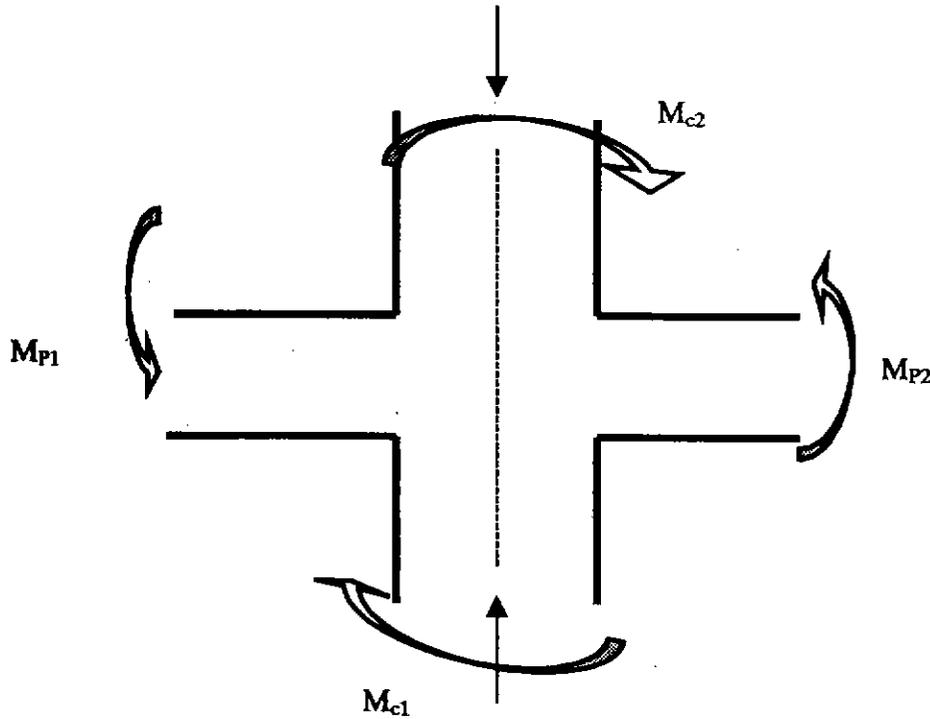


Figure 7.7 : Moments au nœud

7.3.1.3.4- Poteaux supportant voile discontinu (soft-story)

Les poteaux supportant un voile ou un mur de remplissage rigide doivent être confinés sur toute leur hauteur.

Ils doivent être pourvus d'armatures transversales sous forme de spirales continues ou de cadres dont l'ancrage est assuré par des cochets de 10 cm. Figure 7.8

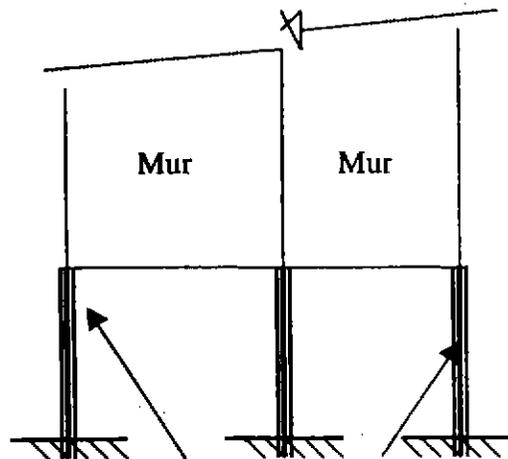


Figure 7.7 : Poteaux confinés sur toute la hauteur

7.3.1.4- VOILE DE CONTREVENTEMENT

7.3.1.4.1- DIMENSIONS

L'épaisseur minimale du voile est fonction de la hauteur nette h_e de l'étage.

$e_{\min} = \min(15 \text{ cm}, h_e/20)$ pour un voile non rigidifié à ses deux extrémités

$e_{\min} = \min(15 \text{ cm}, h_e/22)$ pour un voile rigidifié à une extrémité

$e_{\min} = \min(15 \text{ cm}, h_e/25)$ pour voile le rigidifié à ses deux extrémités

Les ouvertures dans le mur doivent être rangées en file verticale et régulièrement espacées, à moins que leur influence sur le comportement du mur sous l'action sismique soit insignifiante ou prise en compte par une analyse rigoureuse. Il est prévu des éléments ferrilles autour des ouvertures, conçus pour compenser la résistances des parties évidées.

Il est à prévoir, à chaque extrémité de mur et au droit de chaque intersection de murs, un chaînage vertical, continu sur toute la hauteur de l'étage et se recouvre d'étage à étage avec acier de couture.

Autour du plancher et au croisement de chaque élément de contreventement avec le plancher, il doit être prévu un chaînage horizontal continu. Sont prévus également des chaînages dans les éléments horizontaux du mur à file d'ouvertures (linteaux).

7.3.1.4.2- ZONE CRITIQUE

Les zones critiques du voile dans la direction verticale sont les régions s'étendant de la base du mur sur une longueur l_c définie comme suit :

$$l_c = \max (H/6 , L) \quad (7.14)$$

avec H et L respectivement la hauteur et la largeur du bâtiment.

7.3.1.4.3- FERRAILLAGE MINIMAL

Les éléments verticaux (trumeaux) sont armés par des aciers verticaux et des aciers horizontaux. Le taux minimal de l'armature verticale et horizontale, à toute section est égale à 0.20% de la section horizontale du béton. Le taux maximal est égal à 4%. Le diamètre des barres utilisées ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du mur.

L'espacement des barres verticales et horizontales est égal à :

$$s = \min(30\text{cm}, 1.5e) \text{ en zone courante}$$

$$s = \min(20\text{cm}, 1.5e) \text{ en zone critique}$$

e est l'épaisseur du mur

Les deux nappes doivent être reliées, et les barres horizontales doivent être exposées vers l'extérieur, munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

Les chaînages verticaux aux extrémités sont constitués au moins de 4T10 ligaturés avec des cadres avec un espacement de 10 cm

Les chaînages horizontaux doivent avoir une section minimale d'acier égale à 3cm^2 .

Les chaînages des linteaux sont constitués de 2T10 ancrés de 50 cm.

Dans les zones critiques, on dispose des chaînages minimums verticaux à chaque extrémité de 4T12 avec des cadres en T6 espacés de 10 cm au plus.

7.3.1.4.4- LINTEAUX ENTRE TRUMEAUX (POUTRES DE JONCTION)

Il s'agit des poutres de jonction entre deux voiles verticaux (trumeaux)

Largeur de la diagonale

La largeur de la diagonale comprimée est égale au max (0.2 h, 200 mm)

Armatures minimales

- Armatures longitudinales A_l , placées à la base et au sommet du linteau avec une section minimale $\geq 0.15\%$ de la section du mur. Figure 7.9
- Armatures longitudinales de peau disposées en deux nappes $A_p \geq 0.20 \%$.
- Armatures transversales égale à :

$$A_t \geq 0.15\%bh \text{ si } \tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$$

$$A_t \geq 0.25\%bh \text{ si } \tau_b > 0,025 \sigma'_{28}$$

- Armatures diagonale.

On distingue deux cas :

- *Contrainte de cisaillement* $\tau_b > 0.06 \sigma'_{28}$

Les efforts de flexion et de cisaillement sont repris par des bielles en acier suivant les deux directions diagonales. La section de l'armature diagonale est égale à

$$A_d = T / (2 \sigma_{ca} \sin \alpha) \quad (7.15)$$

Avec T : l'effort de cisaillement et

$\text{Tang } \alpha = h / l$, h et l étant respectivement la hauteur et la longueur du linteau. Figure 7.9 des cadres ou des spirales en T6 sont disposées le long des diagonales avec un espacement maximal de 10 cm.

- *Contrainte de cisaillement* $\tau_b \angle < 0.06 \sigma_{28}$

On adopte des armatures inférieures et supérieures identiques

Le linteau est calculé en flexion simple comme une poutre ordinaire.

L'ancrage des armatures diagonales dans les trumeaux est majoré de 50%

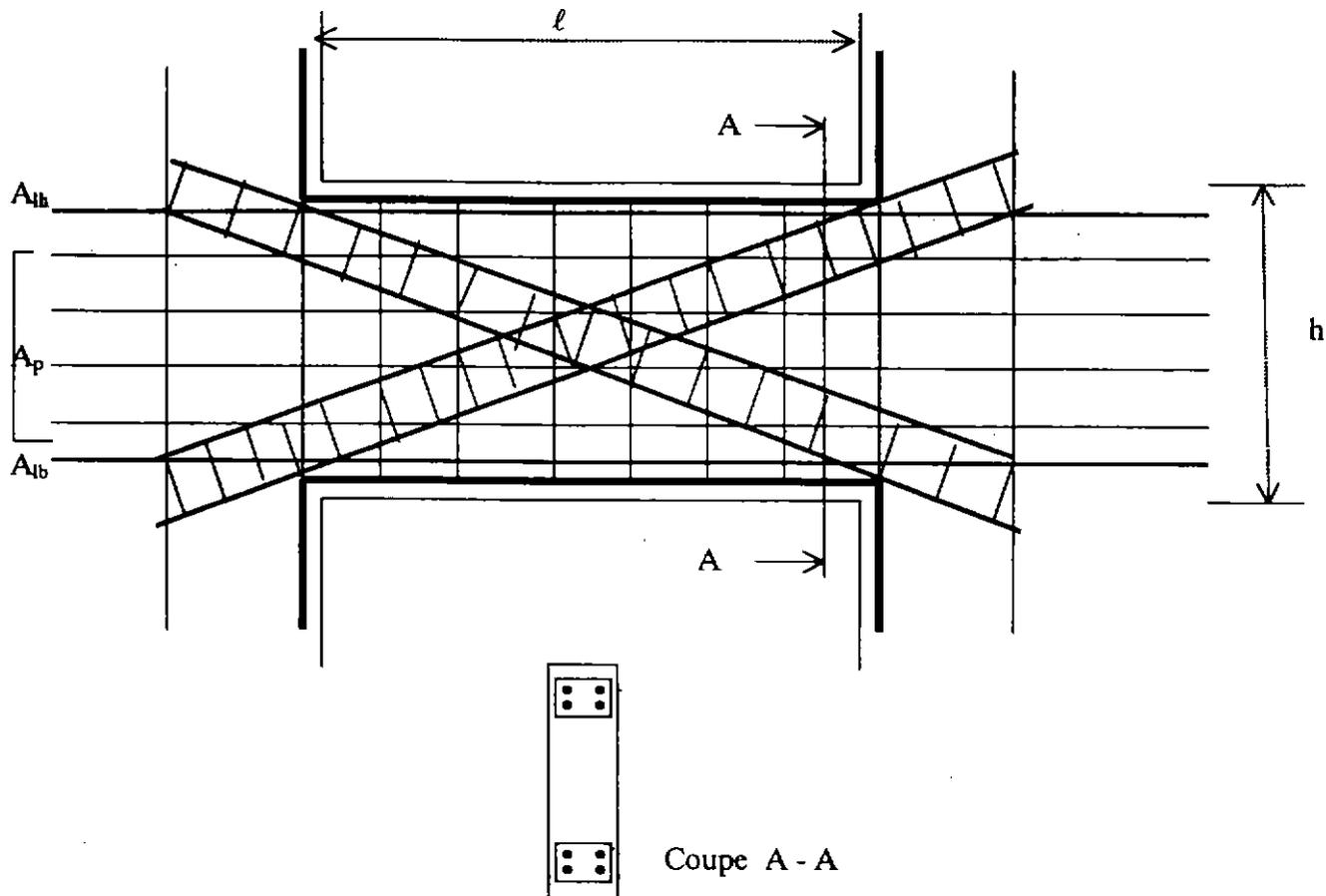


Figure 7.9 : Ferrailage du Linteau

7.3.2- ELEMENTS METALLIQUES

Les éléments structuraux métalliques doivent préalablement être dimensionnés conformément au règlement et aux normes en vigueur, compte tenu des dispositions suivantes :

- a) Les structures métalliques dans la zone 3 sont à concevoir de manière que certains éléments structuraux aient un comportement dissipatif par l'utilisation de dispositif spécifique ou l'augmentation de l'hyperstaticité.
- b) Eviter l'instabilité locale des éléments comprimés siège de rotules plastiques en respectant les dimensions nominales des sections de ces éléments.

- c) Les structures en cadres nœuds rigides, doivent être dimensionnées de telle sorte que les rotules plastiques se produisent dans les poutres au voisinage des nœuds.
- d) Les poteaux doivent être vérifiés vis à vis de l'effort tranchant pour s'assurer de la capacité de résistance des rotules qui pourraient se former aux extrémités des poteaux.
- e) Les poutres doivent résister au déversement par les dimensions de leurs sections ou par entretoises.

7.3.3- CONSTRUCTION EN MAÇONNERIE

Les règles suivantes constructives viennent en complément des dispositions techniques prévues dans les constructions en zone non sismique ; afin d'assurer un minimum de sécurité vis à vis de l'action sismique, aux constructions de 1 à 2 niveaux dont les éléments structuraux sont des murs en maçonnerie.

7.3.3.1- MATERIAUX CONSTITUTIFS

Les matériaux constitutifs des murs de maçonnerie sont :

Les blocs en béton creux ou pleins

Les briques de terre cuite creuses ou pleines

Les moellons

Le mortier constitué de sable et ciment, est dosé à 200 kg/m³

Les caractéristiques mécaniques des blocs et des briques sont fixées par des normes.

7.3.3.2- MURS PORTEURS EN MAÇONNERIE

Les murs porteurs doivent être disposés symétriquement par rapport aux axes principaux du bâtiment dans deux directions perpendiculaires. La densité de distribution sera approximativement la même dans les deux directions.

Les joints verticaux et horizontaux doivent toujours être remplis. L'emploi de deux matériaux différents dans le mur porteur est à éviter. L'épaisseur du joint est comprise entre 2 et 5 cm.

7.3.3.3- MURS PORTEURS AVEC CHAINAGE

7.3.3.3.1 DIMENSIONS ET DISPOSITIONS

L'épaisseur minimale du mur porteur est égale à

15 cm pour les briques et bloc plein

20 cm pour les briques et bloc creux

Pour augmenter la résistance des murs à l'effort tranchant, il est prévu la réalisation des chaînages horizontaux et verticaux et des encadrements de baies en béton armé.

- Les chaînages verticaux sont à disposer aux niveaux des angles et des ouvertures de hauteur supérieure ou égale à 1.50 m. La distance maximale entre deux chaînages verticaux est égale à 5m. ouvertures comprises.
- Les chaînages horizontaux sont à disposer aux niveaux des fondations et de chaque plancher. La largeur du chaînage horizontal sera égale à celle du mur avec une tolérance de 5cm.

Aucun élément de mur ne doit présenter de bord libre en maçonnerie

La section en béton des chaînages vertical et horizontal doit avoir une hauteur minimale égale à 15 cm .

7.3.3.2) ARMATURE

L'armature minimale d'un chaînage $> 1.6 \text{ cm}^2$. Chaque angle de la section du chaînage doit comporter au moins une barre. L'espacement entre deux barre d'une même nappe ne doit pas excéder 20 cm.

Tout chaînage, horizontal ou vertical, doit comporter des armatures transversales d'espacement n'excédant pas 25 cm.

Les linteaux qui limitent à la partie supérieure l'ouverture des fenêtres ou des portes, ont une épaisseur minimale égale à 8 cm et s'appuient sur la maçonnerie sur une largeur égale au maximum de (1/10 de la porté, 30 cm) de chaque coté de l'ouverture.

Les encadrements verticaux, en béton armé, des baies et ouvertures présentant une dimension maximale inférieure 1.5m doivent avoir une épaisseur minimale égale à 7 cm. La section d'acier des deux éléments verticaux doit équilibrer un effort de traction égal à 85 KN.

Les encadrements peuvent être réalisés en métal sous réserve de présenter une résistance à l'attraction au moins égale à celle exigée des encadrements en béton.

7.3.3.4- MAÇONNERIE ARMEE

Ce système de construction concerne les murs constitués de blocs de béton et de briques de terre cuite, spécialement prévus pour disposer des lits d'armatures verticales et horizontales en béton.

Les armatures horizontales et verticales sont disposées en lits, de deux barres au moins, allant d'un chaînage vertical à un autre et auxquels elles sont ancrées convenablement.

La section minimale des armatures, verticales ou horizontales, est égale à 0.5/1000 de la section du mur. L'espacement maximal entre deux lits horizontaux et verticaux ne doit pas dépasser 60 cm.

7.3.3.5- MAÇONNERIE DE REMPLISSAGE

Il s'agit de panneaux de maçonnerie remplissant les baies d'un portique en béton armé ou en acier et ne jouant aucune fonction porteuse des charges verticales. Ils peuvent remplir complètement ou partiellement la baie du portique. Ils sont réalisés en briques de terre cuite ou en blocs de béton. La présence des panneaux augmente la rigidité de la structure

Pour le calcul de la réponse de la structure, chaque panneau est assimilé par deux bielles croisées qui ne travaillent pas simultanément. Lorsqu'une bielle travaille en compression, l'autre est négligée.

7.3.3.6- ESCALIERS ET PLANCHER

La dalles et les poutres des escaliers doivent être convenablement calculées pour que les déplacements relatifs inter étages soient compatibles avec la rigidité axiale et flexionnelle de la dalle des escaliers. Les planchers doivent être adéquatement attachés aux éléments verticaux résistants.

CHAPITRE VIII

REGLES DE VERIFICATION DE LA SECURITE ET DE LA FONCTIONNALITE

8.1 PRINCIPE

Une structure est considérée répondre aux exigences de sécurité et de fonctionnalité dans une zone sismique si la vérification de la stabilité, de la résistance et des déformations limites est satisfaite. La vérification doit être effectuée conformément aux article 7.2 et 7.3 du présent règlement.

8.2- VERIFICATION DE LA STABILITE

La vérification de la stabilité inclut le glissement, la stabilité des fondations et le renversement.

8.2.1- STABILITE AU GLISSEMENT

Lorsque les constructions sont en pente, il doit être vérifié, par toute méthode scientifique confirmée par l'expérience, que le massif défini par la surface de glissement la plus critique reste stable. Le bâtiment doit être dimensionné pour résister à une poussée de glissement au moins 1.5 fois supérieure aux charges agissant sur le bâtiment. La vérification doit être effectuée conformément à l'article 9.3

8.2.2- STABILITE DES FONDATIONS

Il doit être vérifié que le système des fondations a été dimensionné de sorte que les déformations du sol d'assise des fondations restent dans le domaine élastique, autrement dit sans déformations résiduelles importantes.

8.2.3- STABILITE AU RENVERSEMENT

La structure doit être dimensionnée pour résister aux effets de renversement dû aux combinaisons des actions de calcul. Un ancrage est exigé si l'effet des charges de calcul tendant à provoquer ce phénomène est supérieur à l'effet de stabilisation.

a) La stabilité est considérée satisfaite si :

$$0.10 \geq \theta = K W \Delta_d / V h \quad (8.1.a)$$

b) l'effet du second ordre est à prendre en compte dans le calcul pour

$$0.20 \geq \theta \geq 0.10 \quad (8.1.b)$$

c) La stabilité est considérée non satisfaite si :

$$\theta > 0.20 \quad (8.1.c)$$

θ : indice de stabilité

W : poids au-dessus de l'étage considéré

V : action sismique au niveau considéré

h : hauteur de l'étage

Δ_d : déplacement relatif

K : coefficient de comportement

8.3- VERIFICATION DE LA RESISTANCE

Il doit être vérifié que pour chaque élément de la structure, caractérisée par une grande dissipation d'énergie, la condition suivante est satisfaite :

$$R_d \geq S_d \quad (8.2)$$

Avec :

S_d Sollicitation de calcul de l'élément, relative à la flexion avec et sans effort axial, à la torsion, à l'effort de cisaillement, évaluée conformément à l'article 7.2 du présent règlement.

R_d Résistance ultime de calcul du même élément évaluée conformément à l'article 7.3

8.4- VERIFICATION DES DEFORMATIONS

Le but est de vérifier que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés qui est pris en compte dans le calcul et contenir les dommages structuraux dans des limites acceptables.

- a) Il doit être vérifié que sous l'effet des actions d'ensemble les déformations des éléments de la structure restent limitées aux valeurs maximales fixées par le présent règlement.
- b) Les déplacements latéraux iner-étages Δ_d évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à :

$$K \cdot \Delta_d \leq 0.007 h \quad \text{pour les bâtiments de classe I}$$

$$K \cdot \Delta_d \leq 0.010 h \quad \text{pour les bâtiments de classe II} \quad (8.3)$$

h étant la hauteur de l'étage.

K : coefficient du comportement

Le déplacement latéral total du bâtiment Δ_g doit être limité à :

$$\Delta_g \leq 0.004 H \quad (8.4)$$

H étant la hauteur totale de la structure.

- c) Les éléments non structuraux doivent être conçus de manière à ne pas transmettre au système structural des efforts des actions qui n'ont pas été pris en compte dans les calculs.

- d) Dans le cas d'interaction entre l'ossature et des éléments non structuraux rigides tel que les cloisons et les murs, il faut respecter les règles techniques et dimensionnelles définies à leur sujet et faire de telle sorte que la résistance du système structurale ne soit pas affectée par leur présence.

CHAPITRE IX

FONDATIONS

9.1- CLASSIFICATION DES SOLS

La classe des sols est déterminée sur la base des paramètres géotechniques résultants de la reconnaissance du site est donnée par le tableau 9.1. Toutefois d'autres paramètres peuvent être corrélés avec ceux du Tableau 9.1

9.2- LIQUEFACTION DES SOLS

- a) Les sollicitations sismiques ont tendance à densifier les sols granuleux, ce qui augmente rapidement la pression interstitielle de l'eau, entraînant une diminution rapide de la résistance. La perte totale de la résistance au cisaillement d'un sol saturé suite à une augmentation de la pression interstitielle est appelée liquéfaction.
- b) Il faut que le sol de fondation dans une zone sismique ne soit pas liquéfiable.

9.2.1- SOLS SUSCEPTIBLES DE LIQUEFACTION

Tous les sols ne sont pas susceptibles de se liquéfier.

a) Paramètres

Les paramètres déterminant la liquéfaction des sols sont :

- La granulométrie.
- La forme des grains.
- Le poids volumique du sol en place.
- La contrainte effective, due essentiellement au poids propre du sol. (seuls les 20 premiers mètres sont généralement concernés).

Tableau 9.1 : CLASSIFICATION DES SOLS

Classe du sol	Type de sol	Essai Pressiométrique		Essais Pénétration Statique Qc (Mp)	Essais SPT Nspt	Rc ou qu (bars)	Dr (%)	Vs (m/s)
		Pl (Mpa)	EM (Mpa)					
Sols fermes	Rocher sain	> 5	> 100	-	-	> 100	-	> 700
	Sols pulvérulents très denses	> 2	> 15	> 20	> 30	-	> 65	> 400
	Sols cohérents très raides	> 2	> 20	> 5	-	> 4	-	
Sols moyennement fermes	Rocher altéré fracturé	2.5 - 5	50-100	-	-	10 - 100	-	300-700
	Sols pulvérulents moyennement denses	1 - 2	5 - 20	5 - 15	10 - 30	-	35 - 60	1500 - 1800
	Sols cohérents moyennement consistants	0.5 - 2	5 - 25	1.5 - 5	-	1 - 4	-	
	Sols pulvérulents, lâches	< 1	< 5	< 5	< 10	-	< 35	< 150
Sols cohérents, mous	< 0.5	< 1.5	< 1.5	< 4	1	-		
Sols mous								

Note :

Pl : Pression limite, EM : Module Pressiométrique, Qc : Résistance du pénétromètre statique, Nspt : Nombre de coups de l'Essai de Pénétration Standard
Rc, qu : Résistance à la compression simple respectivement du rocher et du sol. Dr : Densité relative du sol.

Vs : Vitesse de l'onde de cisaillement donnée par : $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$ Où G désigne le module de cisaillement du sol et ρ sa masse volumique.

b) Les sols susceptibles, à priori, de se liquéfier: Les sables et limons

avec:

- Un degré de saturation $S_r \approx 100\%$,
- Une granulométrie caractérisée par:
 - un coefficient d'uniformité $C_u \leq 15$
 - et un diamètre $0.05\text{mm} < D_{50} < 1.5\text{mm}$

 Les sols argileux fins

Avec :

- un diamètre $D_{15} > 0.005\text{m}$
- Une limite de liquidité $LL \leq 35\%$.
- Une teneur en eau naturelle $w_n > 0.9LL$
- Un indice de liquidité < 0.75

-
- Les sols sableux dont la courbe granulométrique s'inscrit dans le fuseau des sols à priori liquéfiables

9.2.2- EVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUEFACTION

L'évaluation de la liquéfaction peut être basée soit sur les essais in situ, soit sur les essais de laboratoire.

1. LES ESSAIS DE LABORATOIRE :

Les essais qui peuvent être réalisés sont ceux qui reproduisent raisonnablement les conditions de sollicitations sismiques, ou au moins pour lesquels il existe suffisamment d'expérience pour corriger les résultats obtenus parmi ces essais, les essais cycliques triaxiaux, qu'ils soient à chargement axial, à torsion, ou à chargement latéral.

Les essais seront conduits selon les méthodes usuellement utilisées, et éprouvées par l'expérience.

Les résultats doivent en outre faire clairement apparaître l'évolution de la pression interstitielle, ainsi que les déformations au sein de l'échantillon.

Critère de liquéfaction

Les contraintes causant la liquéfaction sont déterminées et comparées aux contraintes produites par le séisme.

La détermination de la contrainte de cisaillement engendrée par le séisme est déterminée par une méthode confirmée par l'expérience.

Sont considérés comme liquéfiables sous l'action du séisme de calcul, les sols au sein desquels la valeur des contraintes de cisaillement engendrées par le séisme dépasse 75% de la valeur de la contrainte de cisaillement provoquant la liquéfaction, pour le nombre de cycle équivalents N_c . Le nombre de cycles équivalent est déterminé à l'aide des méthodes disponibles et confirmées par l'expérience.

2. LES ESSAIS IN SITU :

Les essais de pénétration in situ de type dynamique, essais SPT(standard penetration test) ou statique peuvent être utilisés pour le diagnostic des sols liquéfiables, et tout autre essai pour lequel il existe des corrélations bien établies entre les indications de l'essai et la liquéfaction ou la non liquéfaction des sols.

9.3- STABILITE DES PENTES

9.3.1- PRINCIPES GÉNÉRAUX

- a) Sauf nécessité absolue aucun ouvrage ne doit être édifié au voisinage immédiat d'une pente reconnue instable. En cas de nécessité absolue, il est alors nécessaire de faire appel à un géotechnicien spécialisé.
- b) La stabilité des pentes naturelles ou artificielles doit être assurée sous l'action du séisme de calcul compte tenu des charges apportées par les ouvrages.
- c) L'étude de la stabilité peut être conduite:
 - selon toute méthode scientifiquement établie et confirmée par l'expérience,
 - ou par les méthodes statiques usuelles de la mécanique des sols en y intégrant deux forces d'inertie définies par:

$$F_H = \alpha_H \cdot Q \quad \text{dans le sens horizontal:}$$

$$F_V = \pm \alpha_V \cdot Q \quad \text{dans le sens vertical}$$

Où :

Q désigne le poids de l'élément de sol augmenté de la charge qui lui est appliquée

et, α_H et α_V sont les coefficients sismiques ; avec $\alpha_V = 0.3$. α_H

α_H est exprimé en fonction de l'accélération nominale a_n et l'accélération g . Ses valeurs sont données dans le tableau 9.2

Tableau 9.2 Valeurs de α_H

Site	α_H
S1	0.50 a_n/g
S2	0.45 a_n/g
S3	0.40 a_n/g

La vérification de la stabilité doit être conduite pour les combinaisons suivantes:

- α_V et + α_H
- α_V et - α_H

9.3.2- CARACTERISTIQUES MECANQUES ET COEFFICIENTS DE SECURITE

Les paramètres à considérer dans le calcul de stabilité sont ceux obtenus dans les conditions non drainées

Le coefficient de sécurité vis à vis de la stabilité sera pris égal à 1.

9.4- OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT

9.4.1- PRINCIPES GÉNÉRAUX

Les efforts agissant sur les parois de soutènement sont déterminés par toute méthode scientifiquement établie et validée par l'expérience. A défaut, les méthodes statiques simplifiées présentées ci-dessous peuvent être utilisées.

L'utilisation des méthodes simplifiées tient compte des forces d'inertie résultantes de l'action dynamique du séisme par application de coefficients sismiques uniformes à l'ouvrage et au massif de terre retenu y compris les charges qui lui sont appliquées. Ces forces ont pour valeur:

- dans le sens horizontal: $F_H = \alpha_H \cdot Q$

- dans le sens vertical:

$$F_V = \alpha_V \cdot Q \text{ avec } \alpha_V = 0.3\alpha_H \text{ et}$$

$$\alpha_H = K \cdot \tau \cdot (a_n/g)$$

où :

a_n : accélération nominale.

τ : coefficient de correction topographique du site au droit du mur pris égal à 1.2

$K= 1$ dans le cas de poussée active, et $Q = 1.2$ dans le cas de poussée passive.

9.4.2- MÉTHODE DE CALCUL SIMPLIFIÉE

9.4.2.1- CAS DES TERRAINS PULVÉRULENTS ($c = 0$, $\varphi = 0$)

□ Poussée Dynamique Active

Les données géométriques et géotechniques prises en compte dans les calculs sont précisées ci-dessous.

La poussée dynamique active est donnée par la méthode dite de Mononobe-Okabe et s'exprime comme :

$$P_{ad} = \frac{1}{2} \cdot \gamma H^2 (1 \pm \alpha_v) \cdot K_{ad}$$

K_{ad} est le coefficient de poussée dynamique active donné par la relation:

$$K_{ad} = \frac{\cos^2(\varphi - \theta - \beta)}{\cos\theta \cos^2\alpha \cos(\delta + \alpha + \theta)} \left[1 + \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cdot \sin(\varphi - \beta - \theta)}{\cos(\alpha - \beta) \cos(\delta + \alpha + \theta)}} \right]^{-2}$$

avec :

- γ poids spécifique du sol humide non déjaugé
- φ angle de frottement interne du terrain soutenu
- H hauteur du mur
- α fruit interne du mur
- β angle du terre plein avec l'horizontale
- α_H coefficient sismique horizontal.
- α_v coefficient sismique vertical.
- δ angle de frottement terrain-écran du mur.
- $\theta = \arctg [\alpha_H / (1 \pm \alpha_v)]$ est l'angle que fait avec la verticale, la résultante des forces massiques appliquées au terrain situé derrière l'écran..

La poussée P_{ad} se compose de:

- la poussée active dans le cas statique P_a , et
- l'incrément du au séisme ΔP_{adyn} .

Soit:

$$P_{ad} = P_a + \Delta P_{adyn}$$

Les composantes P_a et ΔP_{adyn} sont appliquées respectivement à H/3 et à H/2 au -dessus de la base du mur.

• Poussée dynamique passive

La poussée passive est prise égale à:

$$P_{pd} = (1/2) \cdot \gamma \cdot H^2$$

agissant horizontalement sur l'écran interne du mur à H/3 au -dessus de la base.

- **Poussée due à une surcharge uniforme**

Lorsque le terre plein supporte une surcharge uniforme d'intensité q la poussée dynamique active totale s'écrit comme:

$$P_{ad} = (q.H/\cos\beta).(1 \pm \alpha_v) K_{ad}$$

Il est admis que cette poussée s'exerce à mi-hauteur du mur.

- **Cas des sols saturés**

La poussée dynamique active totale est prise égale à la somme de la poussée dynamique du terrain déjaugé:

$$P_{ad} = (1/2)(\gamma - \gamma_w)(1 \pm \alpha_v).K_{ad}$$

s'exerçant à mi-hauteur du mur, et de la poussée hydrostatique:

$$P_{hs} = (1/2).\gamma_w.H^2$$

appliquée à $H/3$ au dessus de la base du mur.

Le coefficient de poussée dynamique K_{ad} est calculée d'après la formule de Mononobe avec un angle θ' de valeur:

$$\theta' = [\alpha_H / (1 \pm \alpha_v) . \gamma / (\gamma - \gamma_w)]$$

9.4.2.2- CAS GÉNÉRAL DES SOLS ($c \neq 0$, $\varphi \neq 0$)

Il s'agit de la méthode développée par Prakash qui donne la poussée dynamique active totale comme:

$$P_{dy} = \gamma H^2 (N_{\gamma})_{dy} + qH (N_q)_{dy} - cH (N_c)_{dy}$$

dans laquelle $(N_{\gamma})_{dy}$, $(N_q)_{dy}$, $(N_c)_{dy}$ sont les coefficients de poussée dynamique

- H** : hauteur du mur
- γ** : poids spécifique du sol retenu
- q** : la surcharge sur le terre plein
- c** : la cohésion du terrain

9.4.3- VÉRIFICATION DE LA STABILITÉ

Les vérifications aux états limites de glissement sous la fondation sont à effectuer avec un coefficient de sécurité de 1.2.

Le poinçonnement de la fondation est vérifié en prenant un coefficient de sécurité de 1.5.

9.5- CALCUL DES FONDATIONS

9.5.1- FONDATIONS SUPERFICIELLES

La fondation superficielle doit être dimensionnée en tenant compte des sollicitations permanentes (poids mort, charges permanentes, etc..) et des sollicitations dynamiques provenant de la structure. Les méthodes de dimensionnement sont celles usuellement utilisées dans les conditions de non-séisme.

La fondation superficielle doit faire l'objet de vérification vis à vis de la portance et du tassement du sol et de la rotation de la semelle. Les coefficients de sécurité applicables sont de:

- 1.5 vis à vis de la résistance ultime, et
- 1.2 vis à vis du glissement

Le tassement et la rotation de la semelle doivent être inférieures aux valeurs spécifiées par le maître d'ouvrage dans le cahier de charges.

9.5.2- FONDATIONS PROFONDES

9.5.2.1- PRINCIPES GÉNÉRAUX

Toute perturbation de l'état d'équilibre des terrains traversés par la fondation, pendant et après les vibrations, doit être prise en compte dans le dimensionnement de la fondation.

Ces perturbations peuvent correspondre à une perte de résistance, à la liquéfaction d'une zone du sol, à un tassement accompagné de frottement négatif, ou encore au développement de poussées latérales sur le fût de la fondation.

Tous les types de fondations profondes doivent être vérifiés en prenant en compte les charges verticales, y compris celles engendrées par l'action séismique.

9.5.2.2- MÉTHODES DE CALCUL

Méthode générale

Les actions transmises par la structure à sa fondation sont celles résultant de l'action dynamique sur la structure.

Toute méthode scientifiquement établie et validée par l'expérience peut être utilisée après justification.

A défaut, la méthode simplifiée ci-dessous peut être utilisée dans la limite des conditions de validité.

La condition de non-résonance de la fondation doit être vérifiée.

Tous les types de fondation profonde doivent être vérifiés au flambement.

Méthode simplifiée

La méthode simplifiée est valide si les conditions ci-dessous sont vérifiées simultanément:

- Les fondations profondes sont suffisamment flexibles dans le plan horizontal pour qu'on puisse considérer que leur déformée est la même que celle du sol.
- La section totale des fondations profondes doit être au plus égale à 5% de l'emprise qu'elle délimite.
- La rigidification de la tête des fondations doit être assurée pour uniformiser leur déplacement.
- La structure doit être suffisamment encastree dans le sol pour que le déplacement de sa base soit pris égale à celui du sol situé dans son emprise.

Calculs

La structure est soumise aux actions de calculs correspondant au site.

Les calculs sont basés sur le premier mode de vibration de la fondation compte tenu de sa liaison avec la structure. La méthode consiste à déterminer le déplacement maximal en tête de la fondation.

Si la condition précédente n'est pas satisfaite, les fondations doivent être calculées par toute méthode d'interaction sol structure scientifiquement établie.

Coefficient de sécurité

Le dimensionnement des fondations profondes doit tenir compte des coefficients de sécurité suivants:

- vis à vis du terme de pointe:
 - Pour les pieux forés: 2
 - Pour les pieux battus: 1.5
- vis à vis du frottement latéral: 1.5 et, 2 s'il s'agit de pieux flottants.

Les investigations menées à l'échelle de ce contexte géodynamique complexe ont permis de définir le cadre géologique et structural des principaux domaines sismotectoniques et des failles d'échelle crustale qui constitueront les zones sources d'activité sismique. Ces zones sources sont délimitées par les paramètres géométriques et cinématiques des failles qui affleurent en surface ou présentent en profondeur.

ANNEXE 1

EXEMPLE D'APPLICATION

ANALYSE SISMIQUE D'UN PORTIQUE DE 4 NIVEAUX

L'exemple présenté dans cette annexe est une application de la méthode d'analyse sismique simplifiée préconisée par le présent règlement. Il s'agit d'un portique central de quatre niveaux et trois travées d'un immeuble régulier composé de portiques identiques, espacés régulièrement. L'accent est mis sur notamment sur la détermination de l'effort sismique et la vérification de la stabilité et la fonctionnalité du bâtiment.

1. Données :

1.1- Géométrie et charge verticale

Les portiques en béton armé, sont espacés régulièrement de 6 m

$I_1 = 52 \cdot 10^4 \text{ cm}^4$; $I_2 = 0.41 I_1$; $I_3 = 0.60 I_1$; $f_{28} = 25 \text{ Mpa}$; $f_y = 400 \text{ Mpa}$

Charge verticale :

Poids mort et actions permanentes réparties uniformément

$$p = 5.5 \text{ KN/m}^2 \text{ soit } G = 5.5 \times 6 = 33 \text{ KN/m}$$

Surcharge d'exploitation

$$w = 2 \text{ KN/m}^2 \text{ soit } Q = 2 \times 6 = 12 \text{ KN/m}$$

La charge à prendre en compte est la somme de la charge permanente et une fraction de charge d'exploitation :

$$W = 33 + 0.2 \times 12 = 35.4 \text{ KN/m}$$

Charge par étage :

$$W_i = W_n = 35.4 \times 3 \times 5 = 531 \text{ KN}$$

1.2- Paramètres et données sismiques :*Facteur de priorité :*

$$I = 1 \text{ (Bâtiment courant, donc de classe II) (Tableau 2.1)}$$

Coefficient du site :

$$S = 1 \text{ (Site de construction est très ferme type S1)}$$

Accélération du sol

$$A = 0.16 \text{ (Zone 3)}$$

Coefficient de ductilité

$$K = 2 \text{ : Bâtiment de classe II dans une zone de sismicité moyenne (tableau 3.3)}$$

Période fondamentale :

$$T = 0.085 \times 4 = 0.34 \text{ s (portique avec remplissage de 4 niveaux). (6.4)}$$

Facteur d'amplification :

$$D = 0.25 \quad (\text{Fig :5.3 ou tableau 5.6})$$

Poids total du portique :

$$W = 531 \times 4 = 2124 \text{ KN (poids de 4 niveaux)}$$

2. Analyse sismique**2.1- Force sismique :**

$$V = WASDI/K = 2124 \times 0.16 \times 1 \times 2.5 \times 1/2 = 424.80 \text{ KN} \quad (6.1)$$

2.2- Répartition de la Force sismique :

$$F_i = 0 \text{ (la période } T \text{ est inférieure à } 0.7 \text{ s).}$$

$$F_n = V \times W_n h_n / \sum W_i h_i \quad (6.3)$$

$$= V \times h_n / \sum h_i = V \times h_n / (3.5 + 6.5 + 9.5 + 12.5)$$

d'ou :

$$F_1 = V_x 3.5/32 = 0.11 V = 46.73 \text{ KN}$$

$$F_2 = V_x 6.5/32 = 0.20 V = 84.96 \text{ KN}$$

$$F_3 = V_x 9.5/32 = 0.30 V = 127.44 \text{ KN}$$

$$F_4 = V_x 12.5/32 = 0.39 V = 165.67 \text{ KN}$$

3. Combinaison d'actions de calcul et analyse de la structure:

Combinaison d'actions

La combinaison d'actions à considérer est :

$$S = (G + E + 0.2Q) \quad (7.1)$$

G et Q sont évaluées ci-dessus au 1.1 et E (action sismique) au 2.1

Analyse de la structure :

L'analyse du portique a été effectuée au moyen d'un programme d'analyse des structures bi et tridimensionnelles (programme P-Delta)

Le moments maximal est dans la poutre de rive au niveau 2 du bâtiment. Il a pour valeur :

$$M_{\max} = 229 \text{ KN}$$

Les déplacement inter-étages sont les suivants :

Niveau	Δ_d
1 (Rez de chaussée)	6.97 mm
2	6.17 mm
3	6.43 mm
4	3.79 mm

4. Vérification de la stabilité et des déformations latérales:

a) Vérification de la stabilité

Le déplacement est maximal au premier niveau. Il est égal à : $\Delta_d = 6.97 \text{ mm}$

Evaluation de l'Indice de stabilité :

$$\vartheta = KW \cdot \Delta_d / Vh \quad (8.1a)$$

$$K=2; \quad W=2088 \text{ KN}; \quad h=3.5 \text{ m}; \quad V=417.60 \text{ KN}$$

$$\text{D'où} \quad \vartheta = 2 \times 2088 \times 0.0069 / (417.60 \times 3.5) = 0.019 < 0.1$$

b) Vérification des déformations entre étages (fonctionnalité)

Le bâtiment est de classe II, la déformation limite entre étage est égale à :

$$\Delta_d = 0.010 \cdot h / K = 0.005 h \quad (8.3)$$

Niveau	Δ_d	$\Delta_d = 0.005 h$ (limite)
1 (Rez de chaussée)	0.0070 m	0.0175 m
2	0.0060 m	0.0150 m
3	0.0064 m	0.0150 m
4	0.003.9 m	0.0150 m

La vérification de la fonctionnalité est bien satisfaite.

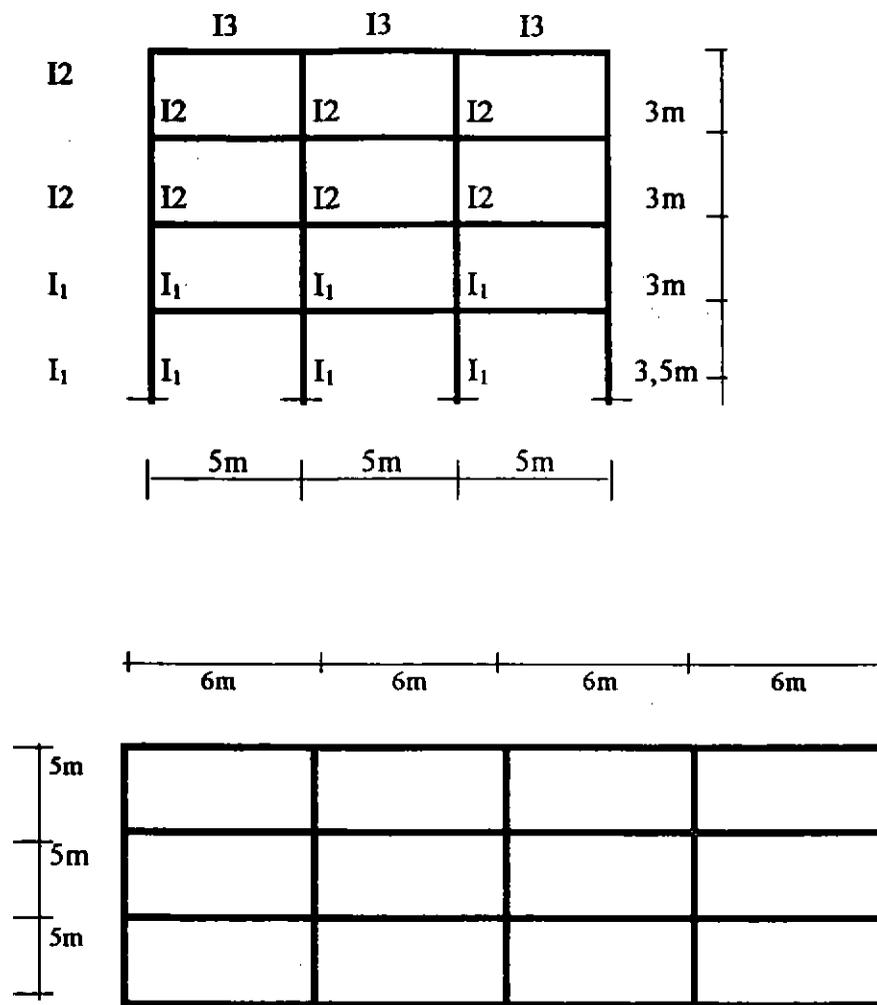


Figure 1

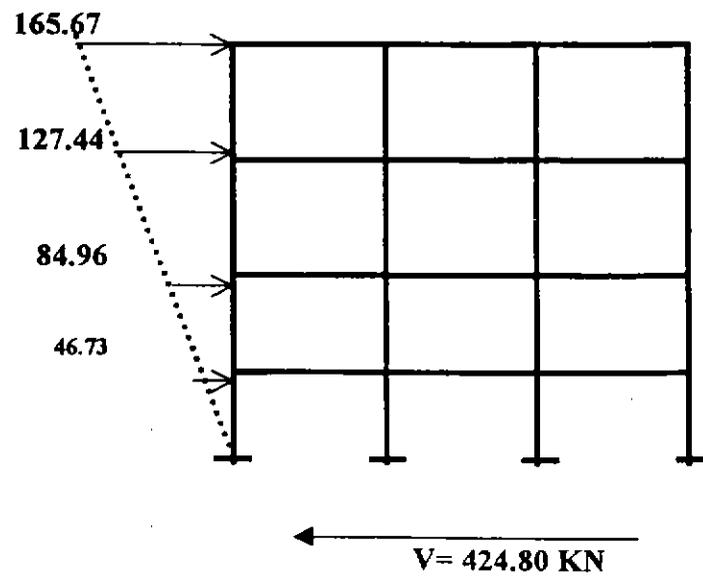


Fig. 2 Répartition de la force sismique V