



Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de  
l'Aménagement de l'Espace  
Direction Technique de l'Habitat

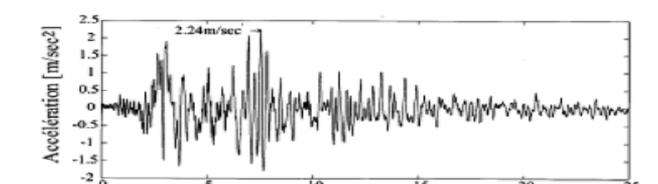
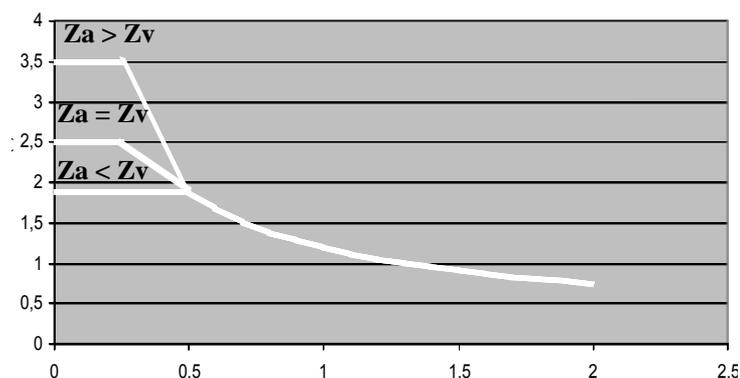


Université Mohammed V-Agdal

## LE REGLEMENT DE CONSTRUCTION PARASISMIQUE RPS 2000

Version révisée 2011

### FACTEUR D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE



2011

# SOMMAIRE

INTRODUCTION .....	6
CHAPITRE I OBJET ET DOMAINE D'APPLICATION .....	9
1.1- OBJET DU RÉGLEMENT.....	9
1.2- DOMAINE D'APPLICATION.....	9
1.2.1 SYSTÈME DE PORTIQUES (Figure : 1.1).....	9
1.2.2 SYSTÈME DE VOILES (Figure : 1.2).....	9
1.2.3 SYSTÈME MIXTE (Figure : 1.3).....	10
CHAPITRE II : OBJECTIFS ET PHILOSOPHIE DU CALCUL SISMIQUE.....	12
2.1 OBJECTIFS DU REGLEMENT .....	12
2.1.1 SÉCURITÉ DU PUBLIC.....	12
2.1.2 PROTECTION DES BIENS MATÉRIELS.....	12
2.2 PERFORMANCE REQUISE.....	12
2.2.1 Performance sismique niveau I (PS1).....	13
2.2.2 Performance sismique niveau II (PS2).....	13
2.2.3 Performance sismique niveau III (PS3).....	13
2.3 PHILOSOPHIE ET PRINCIPE DE BASE DU CALCUL SISMIQUE.....	14
2.3.1 SÉISMES À FAIBLE INTENSITÉ.....	14
2.3.2 SÉISMES À INTENSITÉ MOYENNE.....	14
2.3.3 SÉISMES VIOLENTS.....	14
CHAPITRE III.....	15
PARAMÈTRES DE CLASSIFICATION DES STRUCTURES .....	15
3.1 USAGE DE LA STRUCTURE .....	15
3.1.1 CLASSIFICATION .....	15
3.1.1.1 Classe I : Bâtiments d'importance vitale.....	15
3.1.1.2 Classe II : Bâtiments du grand public .....	15
3.1.1.3 Classe III : Bâtiments ordinaires .....	16
3.1.2 COEFFICIENT D'IMPORTANCE I.....	16
3.2 RÉGULARITÉ STRUCTURALE .....	16
3.2.1 Régularité en plan .....	16
3.2.2 Régularité en élévation .....	17
3.3 DISSIPATION D'ÉNERGIE ET DUCTILITÉ.....	19
3.3.1 Objectif.....	19
3.3.2. Classe de ductilité.....	19
3.3.2.1 Faible ductilité : ND1 .....	19
3.3.2.2 Ductilité moyenne: ND2 .....	19
3.3.2.3 Ductilité élevée : ND3 .....	19
3.3.3 FACTEUR DE RÉDUCTION .....	19
3.3.4 DUCTILITÉ ET CLASSES DE BÂTIMENTS .....	21
CHAPITRE IV .....	22
4.1 EXIGENCE GÉNÉRALES.....	22
4.2 PROPRIÉTÉS DES MATÉRIAUX STRUCTURAUX.....	22
4.2.1 BÉTON .....	22
4.2.2- ACIER.....	22
4.3- CHOIX DU SITE.....	22
4.4- SYSTÈME DE FONDATIONS .....	23
4.5- STRUCTURE.....	24
4.5.1 CONFIGURATION SIMPLE.....	24
4.5.2. ESPACEMENT ENTRE DEUX BLOCS.....	24

4. 6- ELÉMENTS NON STRUCTURAUX.....	25
CHAPITRE V.....	26
DONNEES SISMIQUES .....	26
5.1- SISMICITÉ DU MAROC.....	26
5.2- SEISME DE CALCUL .....	26
5.2.1- MODÉLISATIONS DU MOUVEMENT DU SOL .....	26
5.2.1.1 L'accélération maximale du sol $A_{max}$ .....	26
5.2.1.2 La vitesse maximale du sol $V_{max}$ .....	26
5.2.2- ZONAGE SISMIQUE (ACCÉLÉRATION et VITESSE MAXIMALES).....	27
5.2.3 SPECTRE D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE .....	29
5.2.3.1- DEFINITION .....	30
5.2.3.2 INFLUENCE DU SITE .....	30
5.2.3.3 FACTEUR D'AMPLIFICATION .....	30
CHAPITRE VI.....	33
EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE .....	33
6.1- DIRECTION DE L'ACTION SISMIQUE.....	33
6.2- APPROCHES DE CALCUL DE L'ACTION SISMIQUE .....	33
6.2.1- APPROCHE STATIQUE ÉQUIVALENTE .....	33
6.2.1.1- PRINCIPE .....	33
6.2.1.2- CONDITIONS D'APPLICATION .....	33
6.2.1.3- FORCE SISMIQUE LATÉRALE ÉQUIVALENTE.....	34
6.2.1.4- RÉPARTITION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE .....	35
6.3- EVALUATION DE LA PÉRIODE FONDAMENTALE.....	35
6.4- APPROCHE DYNAMIQUE .....	38
6.4.1- GÉNÉRALITÉS .....	38
6.4.2- MODÉLISATION .....	38
6.4.3- ANALYSE PAR SPECTRES DE RÉPONSE « APPROCHE MODALE » .....	38
6.4.3.1- COMBINAISON DES MODES .....	38
6.4.3.2- SPECTRE DE CALCUL.....	38
6.4.4- ANALYSE PAR ACCÉLÉROGRAMMES OU CALCUL DIRECT .....	39
6.5- EFFET DE TORSION .....	39
6.6. ELEMENTS ARCHITECTURAUX ET EQUIPEMENTS.....	40
CHAPITRE VII.....	41
DIMENSIONNEMENT ET DISPOSITIONS CONSTRUCTIVES .....	41
7.1- COMBINAISON D' ACTIONS.....	41
7.2- SOLlicitATIONS DE CALCUL.....	41
7.2.1- DUCTILITÉ DE NIVEAU I (NDI) .....	41
7.2.2- DUCTILITÉ DE NIVEAU II (NDII) .....	41
7.2.2.1- PORTIQUE .....	41
7.2.2.1.1 ÉLÉMENTS FLÉCHIS NON COMPRIMÉS.....	41
7.2.2.1.2 ÉLÉMENTS FLÉCHIS COMPRIMÉS ( $N > 0.10 B f_{c28}$ ) .....	42
7.2.2.2.- VOILES .....	42
7.2.3- DUCTILITÉ DE NIVEAU III.....	43
7.3- DIMENSIONNEMENT ET DETAILS CONSTRUCTIFS .....	43
7.3.1- ELEMENTS EN BETON ARME .....	43
7.3.1.1- ZONES CRITIQUES .....	44
7.3.1.2- ÉLÉMENTS UNIDIRECTIONNELS NON COMPRIMÉS ( $0.10 B f_{c28} \geq N$ ).....	44
7.3.1.2.1- DIMENSIONS MINIMALES DES SECTIONS .....	44
7.3.1.2.2- ARMATURES LONGITUDINALES.....	45
7.3.1.2.3- ARMATURES TRANSVERSALES.....	45
7.3.1.3- ELEMENTS LINEAIRES FLECHIS ET COMPRIMÉS ( $N > 0.10 B f_{c28}$ ) .....	46
7.3.1.3.1- DIMENSIONS MINIMALES .....	46
7.3.1.3.2- ZONE CRITIQUE D'UN POTEAU.....	46
7.3.1.3.3.- NOUVEAU POTEAU - POUTRES .....	48

7.3.1.3.4- POTEAUX SUPPORTANT VOILE DISCONTINU ( SOFT- STORY).....	49
7.3.1.4- VOILE DE CONTREVENTEMENT .....	49
7.3.1.4.1- DIMENSIONS .....	49
7.3.1.4.2-Chainages et linteaux .....	49
7.3.1.4.3- ZONES CRITIQUES .....	49
7.3.1.4.4- FERRAILLAGE MINIMAL .....	50
7.3.1.4.5- LINTEAUX ENTRE TRUPEAUX (POUTRES DE JONCTION).....	50
7.3.2- ELEMENTS METALLIQUES .....	51
7.3.3- CONSTRUCTION EN MACONNERIE .....	52
7.3.3.1- MATERIAUX CONSTITUTIFS .....	52
7.3.3.2- MURS PORTEURS EN MAÇ ONNERIE .....	52
7.3.3.3- MURS PORTEURS AVEC CHAINAGE.....	52
7.3.3.3.1 DIMENSIONS ET DISPOSITIONS.....	52
7.3.3.3.2- ARMATURE .....	52
7.3.3.4- MAÇONNERIE ARMEE.....	53
7.3.3.5- MAÇONNERIE DE REMPLISSAGE .....	53
7.3.3.6- ESCALIERS ET PLANCHER .....	53
CHAPITRE VIII : REGLES DE VERIFICATION DE LA SECURITE.....	54
8.1 CRITERES DE CONCEPTION.....	54
8.2- VÉ RIFICATION DE LA STABILITE.....	54
8.2.1- STABILITE AU GLISSEMENT.....	54
8.2.2- STABILITE DES FONDA TIONS .....	54
8.2.3- STABILITE AU RENVERSEMENT.....	54
8.3- VERIFICATION DE LA RÉ SISTANCE .....	55
8.4- VÉ RIFICATION DES DÉ FORMATIONS.....	55
CHAPITRE IX : SITES D'EMPLACEMENT ET FONDA TIONS .....	57
9.1- CLASSIFICATION DES SITES .....	57
9.2- LIQUEFACTION DES SOLS .....	58
9.2.1- SOLS SUSCEPTIBLES DE LIQUÉ FACTION .....	58
9.2.2- É VALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉ FACTION .....	58
9.3- STABILITE DES PENTES .....	59
9.3.1- PRINCIPES GÉ NÉ RAUX.....	59
9.3.2- CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES ET COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ .....	59
9.4- OUVRAGES DE SOUTÈNEMENT.....	60
9.4.1- PRINCIPES GÉNÉRAUX.....	60
9.4.2- MÉ THODE DE CALCUL SIMPLIFIÉ E.....	60
9.4.2.1- CAS DES TERRAINS PULVÉRULENTS ( $c = 0, j = 0$ ).....	61
9.4.2.2- CAS GÉNÉRAL DES SOLS ( $c \neq 0, \varphi \neq 0$ ).....	62
9.4.3- VÉ RIFICATION DE LA STABILITÉ .....	62
9.5- CALCUL DES FONDA TIONS .....	62
9.5.1- FONDA TIONS SUPERFICIELLES .....	62
9.5.2- FONDA TIONS PROFONDES .....	63
9.5.2.1- PRINCIPES GÉ NÉ RAUX .....	63
9.5.2.2- MÉ THODES DE CALCUL .....	63
Les Calculs.....	63
Le Coefficient de sécurité.....	63

## ANNEXES

### ANNEXE I:EXEMPLE DE CONCEPTION SISMIQUE – BETON FAIBLE DUCTILITE DESCRIPTION

Données du modèle  
Réduction des inerties

Données des charges  
Définition des charges de bases sismiques  
Définition du poids sismique (W)  
Paramètres du code sismique  
Définition des charges sismiques statiques  
Définition des charges sismiques spectrales  
Création des combinaisons de charges  
Exécution de l'analyse  
Résultats et rapport  
Résultats numériques de l'analyse sismique  
Résultats graphiques de l'analyse sismique statique  
Résultats graphiques de l'analyse de fréquence  
Résultats numériques de l'analyse sismique spectrale  
Résultats graphiques de l'analyse sismique spectrale  
Sélection de la norme de conception  
Création des groupes de conception  
Assignation des groupes de conception aux éléments  
Définition des distances des faces d'appuis des membrures  
Facteurs de flambement  
Définition des longueurs de flambement en compression  
Exécution de la conception  
Visualisation des armatures  
Visualisation des résultats d'analyse

#### ANNEXES II : EXEMPLE DE CONCEPTION SISMIQUE – BETON DUCTILITE MOYENNE

Description  
Paramètres du code sismique  
Sélection du niveau de ductilité ND2  
Exécution de la conception

#### ANNEXES III : TABLEAUX DES COMMUNES VITESSES ET ACCÉLÉRATIONS

## LEXIQUE

RPS : Règlement de Construction Parasismique

PS : performance sismique

ND : Niveau de ductilité

V : facteur de vitesse

K : Le facteur de réduction de la force sismique de calcul, ou coefficient de ductilité

Z : Coefficient d'amortissement

gs : Le coefficient de sécurité à adopter ait pour valeur = 1.15

H2 : hauteur du bloc

Amax : Accélération maximale du sol.

Vmax : La vitesse maximale du sol.

T : Période

**F= v SDIW/K : la réponse élastique**

v : le coefficient de vitesse de zones.

S : le coefficient du site.

D : le facteur d'amplification dynamique

I : le coefficient de priorité

K : le facteur de comportement

**W= G +ψ Q : la charge prise en poids de la structure**

G : la totalité des charges permanentes

Q : fraction q des charges d'exploitation

ψ : coefficient

**$F_n = (F - Ft) (W_n h_n / \sum (W_i h_i))$  : Force horizontale**

$F_n$  : 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

**$T=0.09H/(L)^{0.5}$  La période fondamentale**

H : la hauteur totale du bâtiment exprimée en mètre

L : la longueur du mur.

**$T=1.8 (mH/EI)$  (Pour les bâtiments assimilés à des consoles)**

M : est la masse par unité de longueur du bâtiment,

H : la hauteur totale

EI : la rigidité flexionnelle.

**$T=2N(N+1)/(M/k)^{0.5}$  (Pour les bâtiments en portiques avec remplissage)**

N : nombre d'étages.

M : la masse.

**$k = k_p + k_r$  : la rigidité par niveau**

$k_p$  : est la rigidité littérale du portique

$k_p = 12. \sum (Ec.Ic) / h^3 (L+2 \lambda)$

$\lambda = LS.Ic / hS.I$

$\Sigma$  sur le nombre de travées

$k_r$  la rigidité latérale d'un panneau

$k_r = 0.045.m.(Er.e \cos^2 \alpha)$

m : nombre de travées.

Er : module d'élasticité

e : épaisseur du panneau.

$\alpha$  : est l'angle de la diagonale avec l'horizontale du panneau.

**$e_1 = 0.5 e + 0.05 L$  : Effet de torsion**

**$e_2 = 0.05 L$**

e : distance entre le centre de rigidité et le centre des masses dans la direction

perpendiculaire du séisme.

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

$F_p = v I C_p W_p$  : La force latérale de calcul

$F_p$  : Effort latéral agissant sur l'élément réparti selon la distribution des masses de l'élément considéré.

$C_p$  : Coefficient de force horizontale

$W_p$  : poids de l'élément

$S_c = G + E + 0.3 N + \psi Q$  : Combinaison d'actions

G : Le poids mort et charges permanente de longue durée

E : Effets du séisme

N : Action de la neige

Q : Charges d'exploitation

$\Psi$  : facteur d'accompagnement

$N \leq 0.10 B f_{c28}$

N : Effort axial

B : L'aire de la section de l'élément

$f_{c28}$  : Résistance caractéristique

$s = \text{Min} (8 \Phi L ; 24 \Phi T ; 0.25 h ; 20 \text{ cm})$  : espacement

$\Phi L$  : diamètre des barres longitudinales

$\Phi T$  : diamètre des barres transversales

## INTRODUCTION

Le Règlement de Construction Parasismique (RPS 2000) a été approuvé par le décret N° 2-02-177 du 9 hijra 1422 (22 février 2002) instituant également le Comité National du Génie Parasismique (CNGP). Il constitue ainsi le premier règlement parasismique à l'échelle nationale qui a permis la prise en compte du risque sismique dans la conception et le dimensionnement des bâtiments.

Depuis son adoption, le Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de l'Aménagement de l'Espace a veillé à sa vulgarisation, souvent en partenariat avec les organisations professionnelles du secteur de l'habitat et de la construction pour en favoriser l'application et sensibiliser tous les intervenants dans l'acte de bâtir à ses prescriptions pour garantir la sécurité parasismique dans le domaine du bâtiment.

Aujourd'hui, et avec un retour d'expérience de 7 ans, Le RPS 2000 a nécessité une révision, dans un cadre partenarial entre le Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de l'Aménagement de l'Espace et l'Université Mohammed V-Agdal de Rabat, pour faciliter son application et son intégration dans un logiciel d'analyse de conception et de dimensionnement des structures. Cette révision s'est justifiée par les raisons suivantes :

- \* la difficulté constatée auprès des utilisateurs (bureaux d'études et de contrôle) pour l'application convenable des différentes prescriptions du règlement.
- \* l'absence d'un logiciel fiable et validé pour la conception et le dimensionnement des ouvrages en conformité avec le RPS 2000.
- \* le fait que depuis l'élaboration du RPS 2000, de nouvelles données multisources en relation avec le domaine de génie parasismique méritent d'être considérées.

A cet effet, un processus de concertation a été engagé avec toutes les parties directement concernées par l'application du RPS 2000 : les bureaux d'études, les bureaux de contrôle, les laboratoires de BTP, les architectes, les entreprises, les promoteurs immobiliers pour revoir et ou rectifier toutes les parties du dit règlement pour une meilleure compréhension et application.

Le présent document a été élaboré par l'équipe scientifique composée de :

- **EL OUALI Mohamed Tawfik**, Professeur (dynamique des structures) à l'Ecole Mohammadia des Ingénieurs et coordonnateur de l'équipe scientifique;
- **TADILI Ben Aissa**, Professeur (sismologie) à l'Institut Scientifique
- **AIT BRAHIM Lahsen**, Professeur (simotectonique) à la Faculté des Sciences de Rabat.

Remerciements: A tous les membres du Comité de Suivi de ce projet, du Comité National du Génie Parasismique (CNGP) et tous les intervenants dans l'acte de bâtir qui ont contribué, activement, à l'enrichissement et la réalisation du RPS version révisée 2008

---

## CHAPITRE I OBJET ET DOMAINE D'APPLICATION

### 1.1- OBJET DU RÉGLEMENT

L'objet du présent Règlement de Construction Parasismique (RPS2008) est de :

- a) Définir l'action sismique sur les bâtiments ordinaires et les structures de comportement similaire, 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, conformément aux objectifs indiqués au 2.1

Par ailleurs, au cas où les sollicitations dues au séisme sont moins importantes que celles issues des effets du vent, ce sont ces dernières qui sont à prendre en considération.

#### Commentaire 1.1

Ces exigences et dispositions techniques sont complémentaires aux règles générales utilisées dans la construction, et ne s'appliquent pas dans zone de sismicité négligeable.

En plus de ces exigences, il convient de prendre en considération des mesures spécifiques pour éviter des effets induits par le séisme, tels que les incendies, le glissement de terrain et autres,

### 1.2- DOMAINE D'APPLICATION

Le présent règlement s'applique aux constructions nouvelles, aux bâtiments existants subissant des modifications importantes, tels que :

- le changement d'usage ;
- la construction d'un ajout.

Le domaine d'application du présent règlement couvre les bâtiments et les structures de comportement similaire, tels que les réservoirs élevés, en béton armé ou en acier et dont le système de résistance aux forces sismiques horizontales est assuré par l'un des trois systèmes structuraux suivants:

#### 1.2.1 SYSTÈME DE PORTIQUES (Figure : 1.1)

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.

#### 1.2.2 SYSTÈME DE VOILES (Figure : 1.2)

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.

### 1.2.3 SYSTÈME MIXTE (Figure : 1. 3 )

C'est le système structural composé de portiques et de voiles. La résistance aux efforts sismiques est assurée par les voiles et les portiques, proportionnellement à leurs rigidités respectives.

Le domaine d'application du règlement ne s'étend donc pas à toutes les catégories de constructions.

Sont exclus de ce domaine :

- Les constructions dont les conséquences d'un dommage, même léger, peuvent être très graves : centrales nucléaires, usines chimiques ;
- Les ouvrages enterrés et ouvrages d'art : tunnels, barrages ;
- Les ouvrages réalisés par des matériaux ou des systèmes non couverts par les normes en vigueur.

Pour les structures non couvertes par le présent règlement, des exigences spécifiques, complémentaires, sont à prendre en considération. L'analyse de ces structures 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.

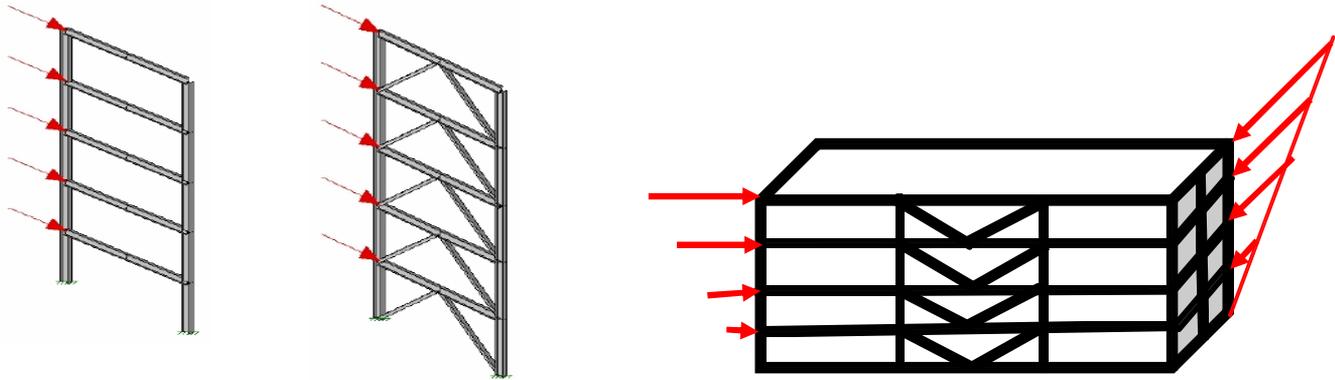


Figure 1.1

Figure 1.2

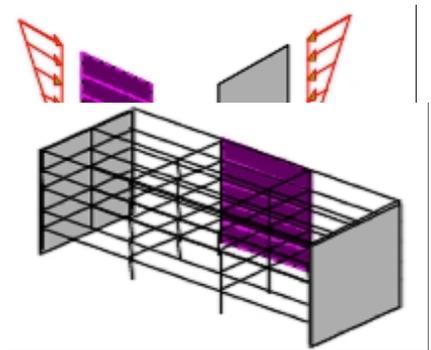
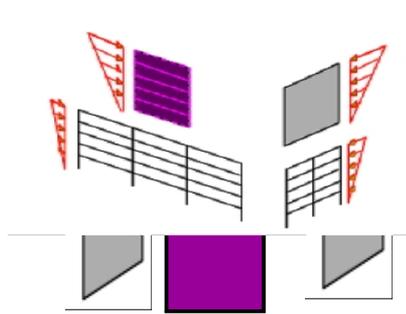


Figure 1.3

## CHAPITRE II

## OBJECTIFS ET PHILOSOPHIE DU CALCUL SISMIQUE

## 2.1 OBJECTIFS DU REGLEMENT

Dans les zones à risque sismique, les objectifs essentiels du « Règlement de Construction Parasismique (RPS 2008) » visent à assurer :

- a) La sécurité du public pendant un tremblement de terre ;
- b) La protection des biens matériels ;
- c) la continuité de la fonctionnalité des services de base

Les objectifs visés sont à atteindre pour des événements sismiques ayant des probabilités de dépassement adéquates

## 2.1.1 SÉCURITÉ DU PUBLIC

Pour assurer un degré de sécurité acceptable aux vies humaines, pendant et après un 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 pendant la durée de vie utile du bâtiment.

## 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 prévu d'autre part.

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

## 2.1.3 FONCTIONNALITÉ DES SERVICES DE BASE

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 PERFORMANCE REQUISE.

Conformément aux objectifs du règlement, une structure ordinaire doit avoir un niveau de performance adéquat visa à vis de l'action sismique. Le niveau de performance exprime le degré admissible de dommages pour une structure sous l'action d'un séisme donné. Le niveau de séisme

visé correspond à une probabilité de dépassement sur 50 ans, durée de vie utile de la structure (en principe 10%, ce qui correspond à une période de retour de 475 ans).

Le niveau de performance sismique requis pour une structure en zone sismique, dépend de l'importance de l'intensité du séisme dans la zone en question et des conséquences socio-économiques qui résulteraient des dommages subis par la structure. On distingue trois niveaux de performance sismique.

### 2.2.1 Performance sismique niveau I (PS1)

Sous un séisme de faible intensité, les dommages sont négligeables et la fonctionnalité de la structure n'est pas affectée aussi bien pendant qu'après le séisme.

### 2.2.2 Performance sismique niveau II (PS2)

Sous un séisme modéré, les dommages subis par la structure sont économiquement réparables mais aucun renforcement n'est exigé. La fonctionnalité de la structure est peu affectée, mais elle peut être rétablie peu de temps après le séisme.

### 2.2.3 Performance sismique niveau III (PS3)

Sous un séisme violent, les dommages structuraux sont importants mais sans causer d'effondrement. La fonctionnalité de la structure n'est plus assurée.

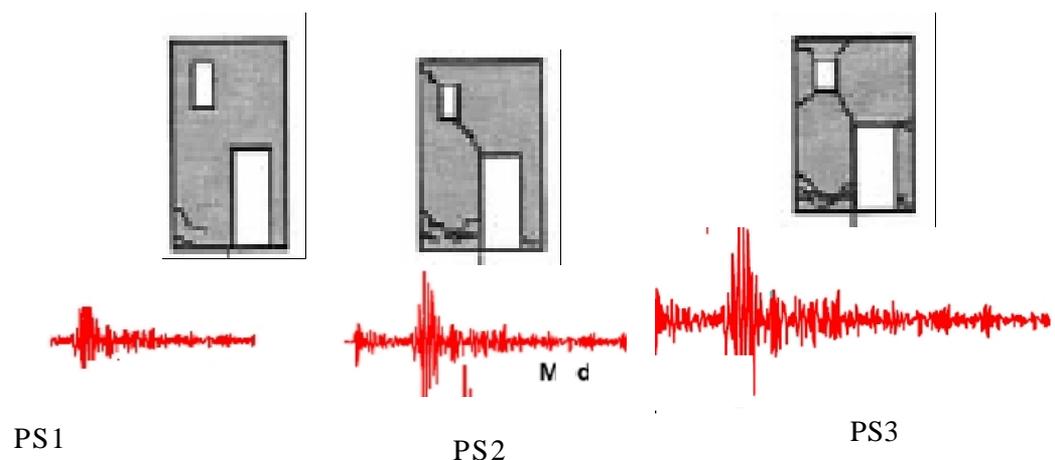
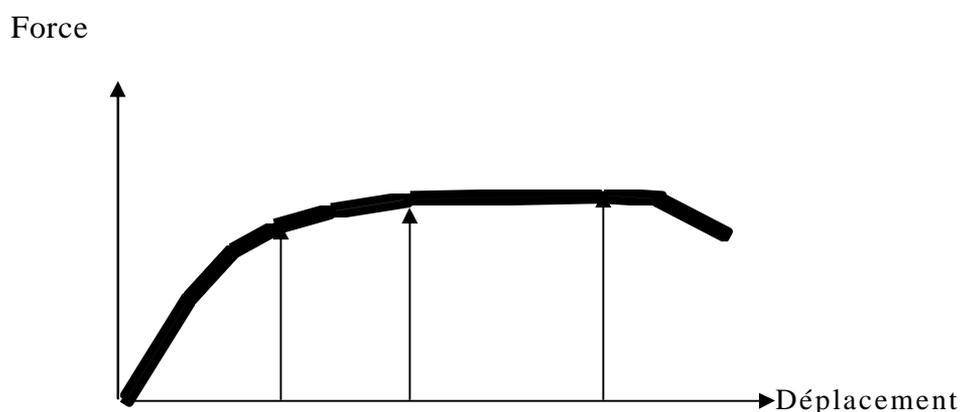


Figure : 2.1



PS1      PS2      PS3

Niveaux de performance : Figure 2 .2

### 2.3 PHILOSOPHIE ET PRINCIPE DE BASE DU CALCUL SISMIQUE

Le niveau de performance sismique d'une structure est obtenu par un dimensionnement qui confère à la structure, la résistance, la rigidité et la ductilité adéquates. La philosophie de base pour le calcul sismique des structures est donc axée sur les principes suivants :

#### 2.3.1 SÉISMES À FAIBLE INTENSITÉ

Pour un séisme à faible intensité, le calcul doit permettre de conférer à la structure d'un bâtiment courant une rigidité suffisante afin d'éviter les dommages dans les éléments structuraux et les éléments non structuraux en limitant ses déformations.

#### 2.3.2 SÉISMES A INTENSITE MOYENNE

Pour un séisme à intensité moyenne, la structure d'un ouvrage courant, doit avoir non seulement une rigidité capable de limiter les déformations, mais aussi une résistance suffisante pour limiter les dommages dans les éléments non structuraux et éviter les dommages structuraux en demeurant essentiellement dans le domaine élastique.

#### 2.3.3 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, par grandes déformations inélastiques, et résister sans s'effondrer.

#### Commentaire 2.1 :

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

Pour certaines catégories de bâtiments, tels que les hôpitaux et les laboratoires, leur fonctionnalité peut être affectée par l'endommagement des éléments non structuraux ou par le glissement de leurs équipements mécaniques et électriques. Les déformations admissibles dépendent de la nature des éléments non structuraux et des équipements, ainsi que des conséquences socio-économiques résultant de la perturbation des services affectés.

#### Commentaire 2.2

Pour fin de calcul, le présent règlement considère que le niveau du risque sismique est évalué en fonction de la vitesse maximale des zones sismiques.

Un séisme est considéré faible pour des valeurs de  $v$  (rapport de vitesse sur 1m/s) inférieures à 0.10 pour une probabilité de dépassement sur 50 ans, de 10%, ce qui correspond à une période de retour de 475 ans.(zones : 0 et 1).

Il est considéré modéré pour des valeurs de  $v$  comprises entre 0.1 et 0.205 (zones : 2-3 4)

Au-delà de cette valeur le séisme est considéré violent

## CHAPITRE III

## PARAMETRES DE CLASSIFICATION DES STRUCTURES

Les structures sont classées selon l'importance de leur usage, leur configuration et leur capacité de dissipation d'énergie.

## 3.1 USAGE DE LA STRUCTURE

## 3.1.1 CLASSIFICATION

Le niveau minimal de performance requis pour un bâtiment dépend des conséquences socio-économiques des dommages qu'il pourrait subir en cas de séisme. Ces conséquences dépendent de l'importance pour le public et de l'usage du bâtiment.

Le RPS 2008 répartit les bâtiments, selon leur usage principal en trois groupes de priorité sismique. A chaque groupe correspond un facteur d'importance ou de priorité sismique. Le facteur I donné dans le tableau 3.1, est un facteur additionnel de sécurité.

Toutefois, le maître d'ouvrage peut surclasser un bâtiment particulier par sa vocation pour une protection plus accrue.

3.1.1.1 Classe I : Bâtiments d'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, sans ou avec peu de dommage, après le séisme. On distingue notamment selon l'usage :

✓ Les constructions de première nécessité en cas de séisme tels que :

les établissements de protection civile, les centres de décision, les hôpitaux, les cliniques, les grands réservoirs et châteaux d'eau, les centrales électriques et de télécommunication, les postes de police, les stations de pompage d'eau,

✓ Les constructions destinées au stockage des produits à haut risque pour le public et l'environnement

3.1.1.2 Classe II : Bâtiments du grand public

Sont groupées dans cette classe les constructions présentant un risque en raison du grand public qu'elles abritent. On distingue notamment :

✓ Les constructions d'importance socio- culturelle, tels que les bâtiments scolaires et universitaires, les bibliothèques, les musées, les salles de spectacles et de sport, les grands lieux de culte (mosquées, églises, etc.)

✓ Les salles de plus de 300 personnes, : salles de fête, les salle d'audience, siège du parlement, centres commerciaux.

### 3.1.1.3 Classe III : Bâtiments ordinaires

Sont groupées dans cette classe les constructions n'appartenant ni à la classe 1, ni à la classe 2, tels que les bâtiments courants à usage d'habitation, de bureaux ou de commerce.

### 3.1.2 COEFFICIENT D'IMPORTANCE I

Le coefficient d'importance I est égal à 1,3 pour les bâtiments de classe I, à 1.2 pour les bâtiments de classe II et à 1 pour les autres bâtiments de la classe III

Classe de constructions	Coefficient I
Classe I	1.30
Classe II	1.20
CLASSE III	1.0

Tableau 3.1 – Coefficient de priorité I

## 3.2 REGULARITE STRUCTURALE

La méthode d'analyse d'une structure et sa réponse sismique sont liées à sa configuration. L'approche dite « analyse statique équivalente » est basée sur la distribution régulière de la rigidité et de la masse dans la structure. Historiquement, les bâtiments à configuration régulière se sont mieux comportés vis à vis des séismes.

Toute structure doit être classée selon sa configuration, en plan et en élévation, en structure régulière ou irrégulière.

### 3.2.1 Régularité 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 résistant à l'action sismique. Lorsque le système structural n'est pas orienté le long d'un ensemble d'axes orthogonaux la structure est considérée irrégulière. Figure 3.6

b) En présence de parties saillantes ou rentrantes leurs dimensions ne doivent pas dépasser 0.25 fois la dimension du coté correspondant :

$$a+b \leq 0.25 B, \text{ tel qu'illustré dans la figure 3.1}$$

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.

L'élancement (grand coté L/petit coté B) ne doit pas dépasser la valeur 3.5. (Figure:3.1)

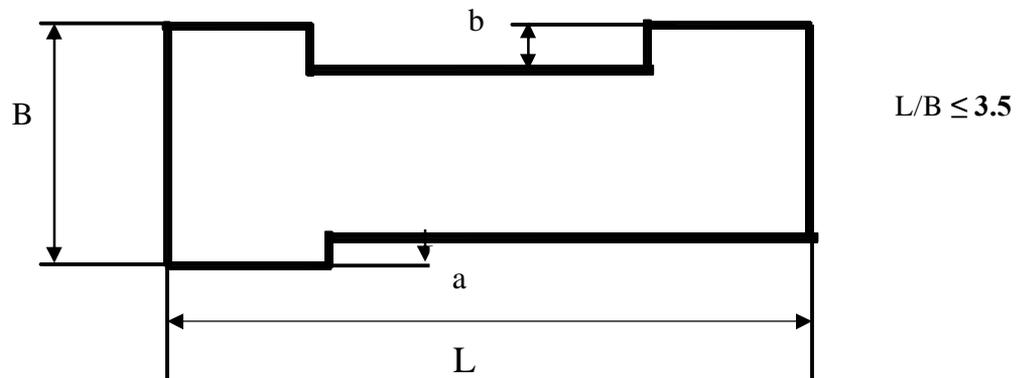


Figure : 3.1

### 3.2.2 Régularité en élévation

La distribution de la rigidité et de la masse doit être sensiblement régulière le long de la hauteur du bâtiment. Les variations de la rigidité et de la masse entre deux étages successifs ne doivent pas dépasser 30 %. (Figure 3.2)

- a) Dans le cas d'un rétrécissement graduel en élévation, la saillie à chaque niveau ne doit pas dépasser 15% de la dimension en plan du niveau précédent sans que le retrait global ne dépasse 25% de la dimension en plan au niveau du sol. (Figure 3.3),
- b) Dans le cas d'un élargissement graduel en élévation, le retrait à chaque niveau 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,
- c) La hauteur totale du bâtiment ne doit pas dépasser pas 4 fois la plus petite dimension de sa base,
- d) Un élément vertical du système structural résistant aux forces latérales ne doit pas avoir de décalage. Le trajet de forces latérales doit être continu (Figure 3 .4),
- e) La résistance au cisaillement du système structural à un niveau donné ne doit pas être inférieure à 80% de la résistance du niveau supérieur. La résistance au cisaillement d'un étage est constituée de la résistance totale de tous les éléments du système structural qui partagent les efforts tranchants à l'étage pour la direction sismique considérée (Figure 3.5).

f)

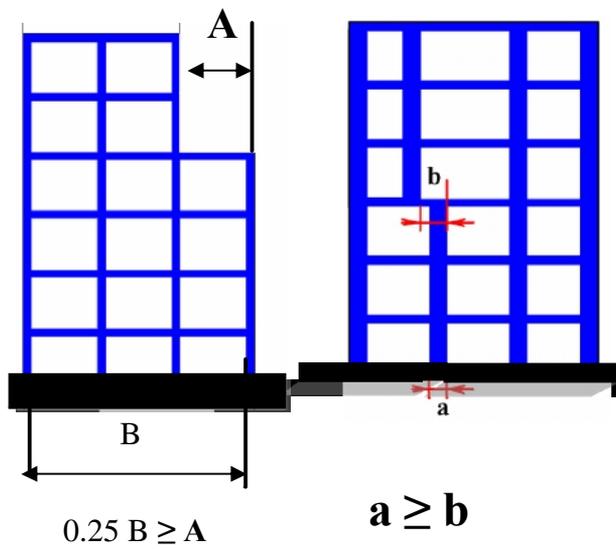
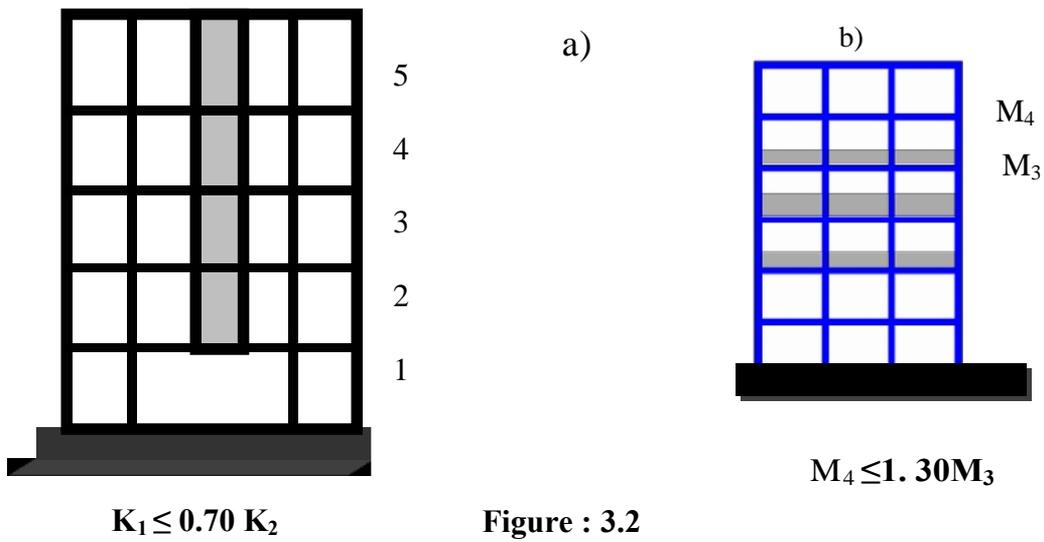


Figure 3.3

Figure :3.4

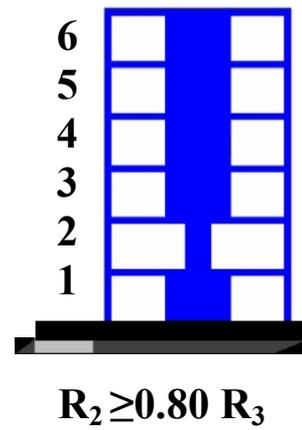
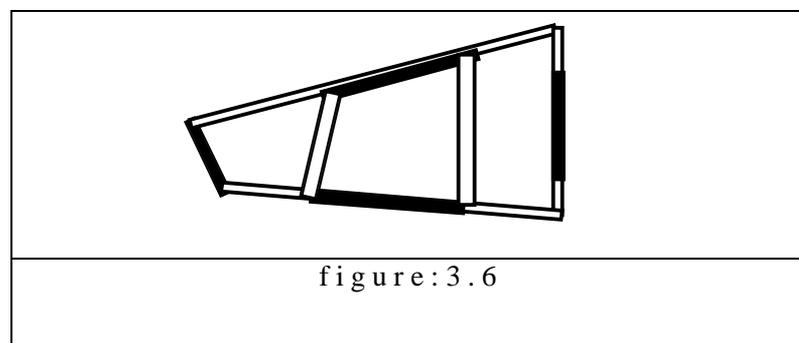


Figure : 3.5 : Rigidity de l'étape2 par rapport à l'étape 3



### 3.3 DISSIPATION D'ENERGIE ET DUCTILITE

#### 3.3.1 Objectif

Pour concevoir de façon économique une structure soumise à l'action sismique, les incursions dans le domaine post-élastique sont admises. L'objectif de la ductilité d'un système structural est d'assurer une capacité de dissipation de l'énergie induite par le séisme, et ce par des déformations inélastiques sans réduction substantielle de sa résistance. Un tel mécanisme en mouvement cyclique absorbe beaucoup d'énergie et peut donc procurer à la structure un comportement très efficace vis-à-vis du séisme (structure dissipative), (Figure : 3.2)

La capacité de dissipation d'énergie d'une structure, dépend de plusieurs paramètres dont notamment les caractéristiques des matériaux des différentes composantes de la structure, béton et acier ; le type de système structural, les dimensions des éléments, le taux d'acier en béton, les détails constructifs et le contrôle du mécanisme de formation de rotules.

#### 3.3.2. Classe de ductilité

Le système structural de tout bâtiment conçu pour résister aux efforts sismiques doit présenter une ductilité suffisante au cours du séisme. Pour des raisons de simplicité, le règlement définit trois niveaux de ductilité. Le passage d'un niveau à un autre est fonction de prescriptions spéciales relatives notamment au dimensionnement des éléments et aux détails d'assemblage aux connections des éléments de la structure, de façon à permettre aux éléments le comportement prévu lors de leur conception.

##### 3.3.2.1 Faible ductilité : ND1

Ce niveau de ductilité correspond aux structures dont la réponse sismique doit évoluer essentiellement dans le domaine élastique, conçues selon le règlement de béton en vigueur avec quelques exigences relatives aux détails et aux dispositions constructives tels qu'indiqués au chapitre 7.

##### 3.3.2.2 Ductilité moyenne: ND2

Pour ce niveau de ductilité des prescriptions sismiques spécifiques sont à adopter pour permettre à la structure entrer dans le domaine inélastique au cours du mouvement sismique avec une protection raisonnable contre toute rupture prématurée.

##### 3.3.2.3 Ductilité élevée : ND3

Pour ce niveau de ductilité des prescriptions spéciales relatives à l'évaluation de l'action de calcul, au dimensionnement et aux détails d'assemblage des éléments doivent être adoptées pour assurer la formation des mécanismes stables prévus, permettant le développement d'une grande capacité de dissipation d'énergie.

#### 3.3. 3 DUCTILITE ET CLASSES DE BATIMENTS

Pour le calcul sismique, une structure doit avoir un niveau de ductilité selon le comportement requis pour cette structure qui traduit sa capacité à dissiper l'énergie provenant du séisme.

Pour un grand séisme dont la fréquence d'apparition est très longue par rapport à la vie d'un bâtiment, une plus grande ductilité peut être allouée à la structure. Toutefois pour un petit séisme dont l'espérance d'apparition est grande, il est logique d'imposer que la structure sollicitée demeure dans le régime élastique.

Il n'est certainement pas justifié d'appliquer une ductilité excessive pour réduire les efforts sur la structure correspondant à des mouvements du sol ayant une probabilité de dépassement élevée.

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

CLASSES DE BATIMENTS	NIVEAU DU SEISME ( $v$ :facteur de vitesse)		
	$v \leq 0.10$	$0.10 < v \leq 0.20$	$0.20 < v$
CLASSE I	ND1	ND2	ND3
CLASSE II			
CLASSE III	ND1		ND2

Tableau 3.2 : Ductilité et classes de bâtiments

Dans le cas où il y a de grandes incertitudes quant à la possibilité de se trouver près des sources sismiques potentielles ou à la difficulté de l'évaluation des effets de l'amplification du site par exemple, il est demandé d'utiliser le niveau DIII pour un séisme moyen au lieu de DII.

### Commentaire 3.1

Une structure peut être conçue pour résister à un séisme donné sans subir aucun dommage et ce en absorbant l'énergie sismique par un comportement élastique (Figure 2.1). Cependant, une telle conception ne serait pas économique, voir même réaliste, en raison du niveau très élevé de sécurité structural pour une très faible probabilité de l'occurrence d'un tel événement (10% en 50 ans d'après le règlement). Il serait plus réaliste et économique d'admettre un risque de dommage contrôlable et réparable, sans entraîner l'écroulement de la structure. Il faut donc procurer à la structure une capacité de se déformer de manière ductile au delà de sa limite élastique sans perte significative de résistance, permettant ainsi l'absorption d'une grande partie de l'énergie sismique par un comportement non élastique de certaines membrures de la structure sans grand dommage. Dans ce cas les déformations non élastiques peuvent être plusieurs fois plus importantes que les déformations élastiques, mais la force sismique de dimensionnement de la structure est moins importante que dans le cas du comportement élastique. Cependant, la réduction de la force sismique doit s'accompagner d'exigences additionnelles de conception et de détails constructifs relatifs aux éléments structuraux et leurs connexions.

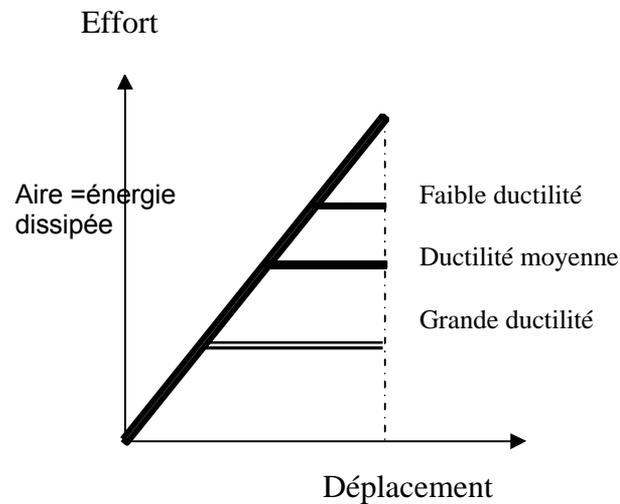


Figure 3.7

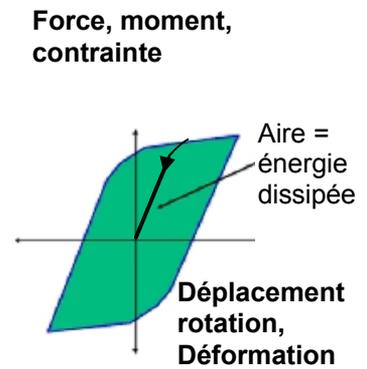


Figure 3.8

### Commentaire 3.2

- 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.

### 3.3.4 FACTEUR DE REDUCTION

Le facteur de réduction de la force sismique de calcul, ou coefficient de ductilité K, caractérise la capacité d'une structure à dissiper l'énergie par comportement inélastique.

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

Système de contreventement	ND 1	ND2	ND 3
<b>OSSATURES EN BETON ARME</b>			
Portiques en Béton armé	2	3.5	5
Voile et Portique	2	3	4
Voile	1.4	2.1	2.8
Voiles couplés	1.8	2.5	3.5
<b>OSSATURES EN ACIER</b>			
Portique à nœuds rigides	3	4.5	6
Ossature contreventée	2	3	4

Tableau 3.3 : Facteur de comportement K

## CHAPITRE IV REGLES DE BASE DE CONCEPTION

### 4.1 EXIGENCE GENERALES

- a) Chaque ouvrage et tous ses éléments structuraux doivent être conçus et réalisés de manière à satisfaire aux exigences du présent règlement.
- b) Ils doivent être conçus et réalisés de manière à avoir une rigidité, une résistance et une ductilité suffisantes pour résister aux sollicitations sismiques déterminées par le présent règlement.
- c) Le système structural résistant aux sollicitations sismiques pour les transmettre au sol doit être clairement défini pour l'ouvrage
- d) L'action sismique et l'action du vent sur une structure ne sont pas prises en considération simultanément.

### 4.2 PROPRIETES DES MATERIAUX STRUCTURAUX

#### 4.2.1 BÉTON

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

#### 4.2.2- ACIER

Il est demandé que :

- Les armatures pour le 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 :  $\eta = 1.15$
- le diagramme déformations- contraintes est celui utilisé par le règlement du béton armé.

### 4.3- CHOIX DU SITE

- a) En présence d'une faille, les ouvrages de classe III (bâtiments ordinaires) doivent être implantés en dehors d'une bande de 120 m au minimum de part et d'autre de la faille et faire l'objet d'un niveau de protection une fois et demi plus élevé.

Toute construction de bâtiments de classe I et de classe II doit être interdite au voisinage des failles actives. Les limites du voisinage sont à définir par une étude spéciale du site

- 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, tels les talus naturels ou artificiels, ou les sols liquéfiables, les constructions ne sont autorisées que si des mesures pour limiter les risques sont prises

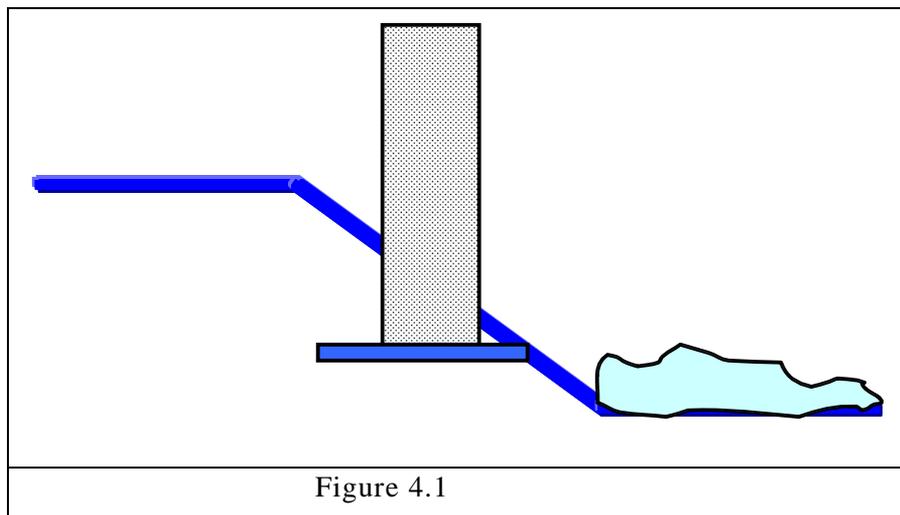


Figure 4.1

#### 4.4- SYSTÈME DE FONDATIONS

a) Le système de fondation 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 solidarités 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) 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.
- g) 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 chevêtre des pieux sauf s'il est démontré que des moyens de retenue des pieux équivalents sont en place.

#### 4. 5- STRUCTURE

##### 4.5.1 CONFIGURATION SIMPLE

Pour permettre à une structure d'avoir un comportement performant vis à vis des sollicitations sismiques, celle-ci doit avoir une configuration simple autant que possible. Dans le cas de blocs de bâtiments avec configuration en plan peu ordinaire, telle que la forme en H, L, T, U, Z , il faut utiliser des joint sismiques pour simplifier la forme de la structure (Figure 4.2)

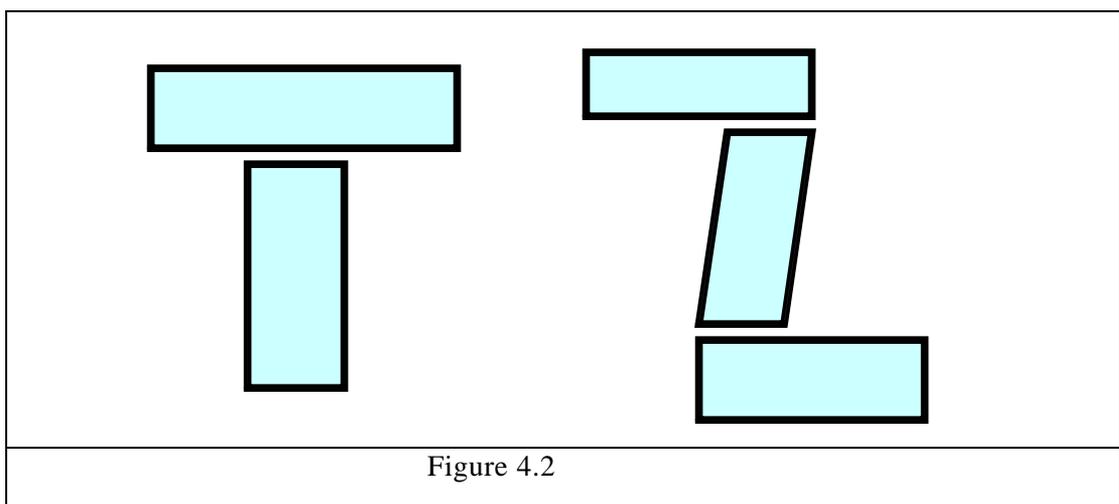


Figure 4.2

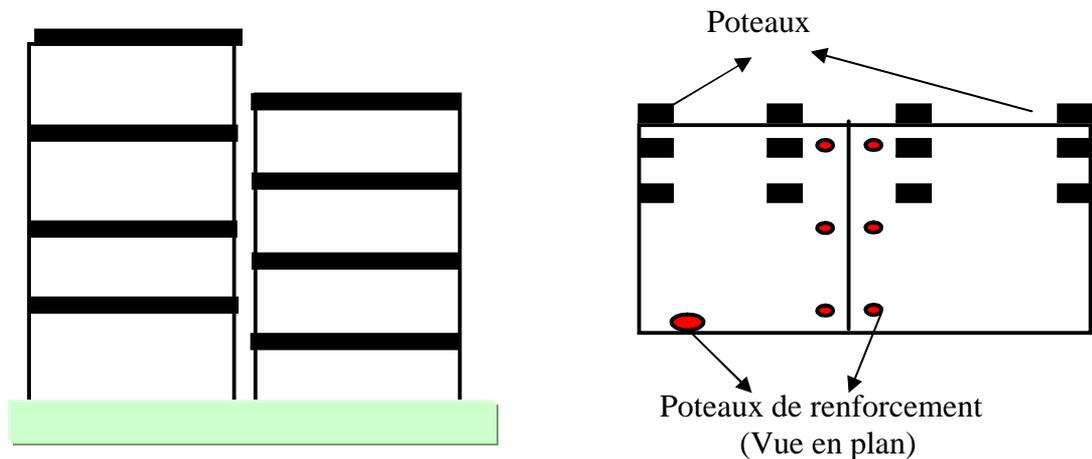
##### 4. 5.2. ESPACEMENT ENTRE DEUX BLOCS.

Il faut séparer par des joints les bâtiments de hauteurs et de masses très différentes (écart supérieur à 15%) ; ou de niveaux intercalés ( Figure 4.3 et 4.4)

- a) Le joint 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. 3).

- 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  $a.H_2$  ; avec  $H_2$  la hauteur du bloc le moins élevé  $a = 0.003$  pour les structures en béton  $a = 0.005$  pour les structures en acier
- d) La largeur minimale entre joints ne doit pas être inférieure à 50 mm.
- e) Si la largeur du joint entre deux bâtiments est insuffisante, ceux ci doivent être rigidifiés, par voiles ou par poteaux (Figure 4.4), ou être reliés entre eux.



Constructions avec hauteur et nombre de niveaux différents  
(Vue élévation)

Figure : 4.4

#### 4. 6- ELÉMENTS 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 d'efforts de torsion importants.
- 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- SISMICITÉ DU MAROC

Le territoire marocain est soumis à une activité sismique appréciable et ce à cause de sa situation dans un domaine de collision continentale, due à l'interaction entre les plaques tectoniques africaine et eurasiennne.

A l'Ouest du Déroit 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 1er 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 déroit 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 (Jebha, Nekor etc.). La valeur maximale de la magnitude enregistrée dans cette région de 1900 à 2007 est de l'ordre de 6.3.

## 5.2- SEISME DE CALCUL

## 5.2.1- MODÉ LISATIONS 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:

5.2.1.1 L'accélération maximale du sol  $A_{max}$

5.2.1.2 La vitesse maximale du sol  $V_{max}$

5.2.1.3 Un spectre de réponse en termes d'accélération pour le mouvement horizontal relatif à un type de site normalisé à l'accélération unitaire.

5.2.1.4 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 le déplacement maximal et la durée du séisme compléteraient 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 pré sent règlement.

## Commentaire 5.2.1

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 à 5s) le niveau de

vitesse devient plus approprié. Pour les longues périodes le comportement de la structure est contrôlé par le déplacement maximal.

### 5.2.2- ZONAGE SISMIQUE (ACCÉLÉRATION et VITESSE MAXIMALES)

- a) Pour simplifier le calcul des charges sismiques et uniformiser les exigences de dimensionnement des structures à travers de grandes régions du pays, le RPS 2008 utilise l'approche des zones. Il s'agit de diviser le pays en plusieurs zones de sismicité homogène et présentant approximativement le même niveau d'aléa sismique pour une probabilité d'apparition donnée.
- b) Dans chaque zone, les paramètres définissant l'aléa sismique, tels que l'accélération ou la vitesse maximale horizontale du sol, sont considérées constantes.
- c) Pour identifier adéquatement le caractère particulier d'un séisme en un endroit donné le règlement adopte un zonage séparé pour les paramètres  $A_{\max}$  et  $V_{\max}$ , exprimées respectivement en fraction de  $1g$  et  $1\text{ m/s}$ .
- d) Chacune des deux cartes de zonage sismiques adoptées par le RPS 2008 comporte actuellement cinq zones (0 à 4) reliées à l'accélération horizontale maximale du sol  $A_{\max}$  ( $Z_a = 0 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4$ ) et à la vitesse horizontale maximale du sol  $V_{\max}$  ( $Z_v = 0 ; 1 ; 2 ; 3 ; 4$ ), pour une probabilité d'apparition de 10% en 50 ans, ce qui correspond à une période de retour de 475. Cette probabilité est considérée raisonnable, car elle correspond à des séismes modérés, susceptibles de se produire plusieurs fois dans la durée de vie d'une structure. Les deux cartes des zonages sismiques relatives à  $A_{\max}$  et à  $V_{\max}$  sont présentes respectivement dans la figure 5.2. et 5.3.
- e) Le rapport  $v$  de vitesse de la zone, est égal la vitesse horizontale du sol pour la zone rapportée à l'unité  $1\text{ m/s}$ . Les valeurs de  $v$  pour les différentes zones sont données dans le tableau 5.1.

#### Commentaire 5.2.2:

Le niveau de probabilité d'apparition, utilisé pour la carte des 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.

Paramètres de vitesse $v / 1(\text{m/s})$	Numéro de zone de vitesse $Z_v$
0.00	0
0.07	1
0.10	2
0.13	3
0.17	4

Tableau 5.1 – Coefficient de vitesse (Probabilité 10% en 50 ans)

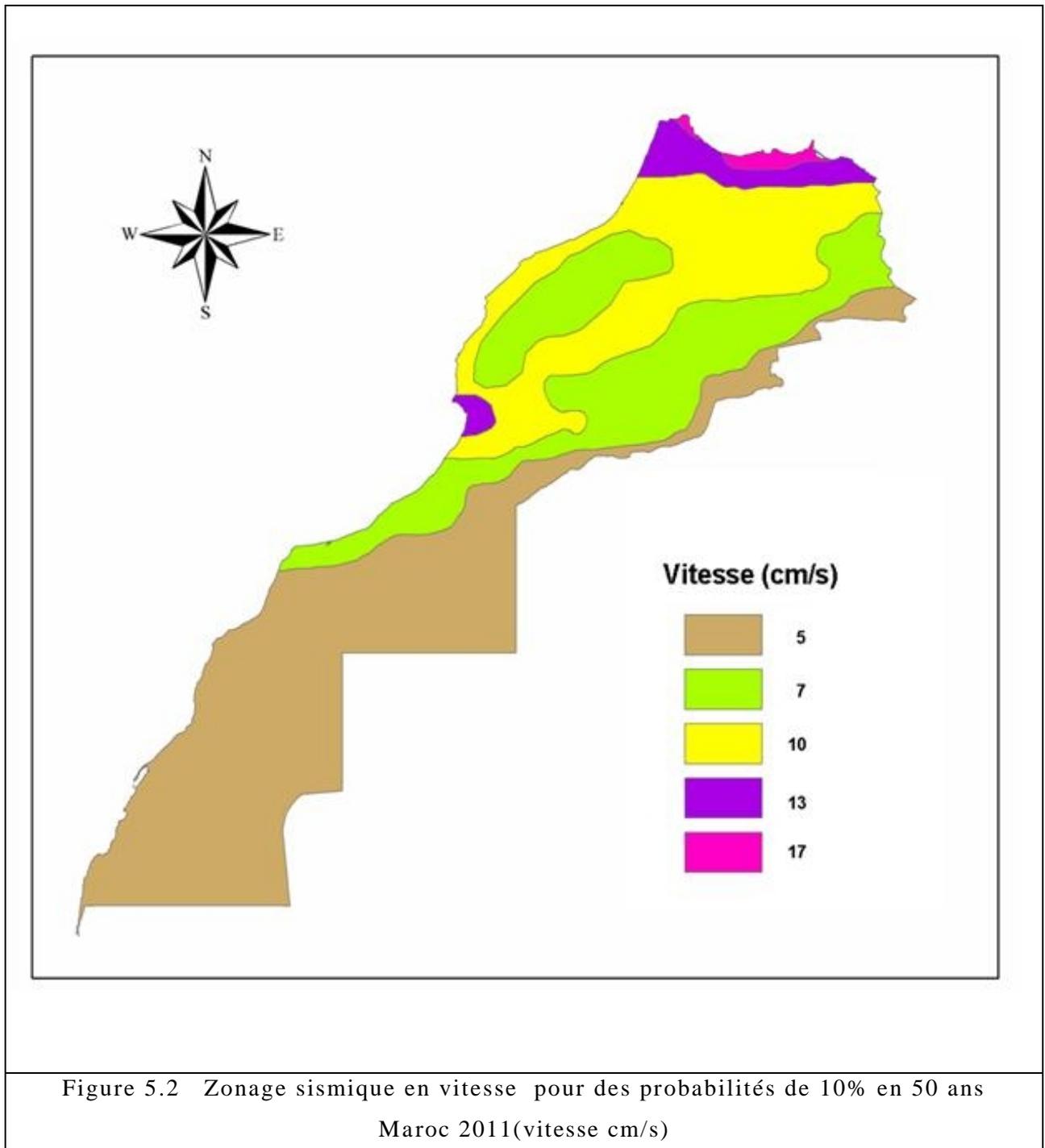


Figure 5.2 Zonage sismique en vitesse pour des probabilités de 10% en 50 ans  
Maroc 2011(vitesse cm/s)

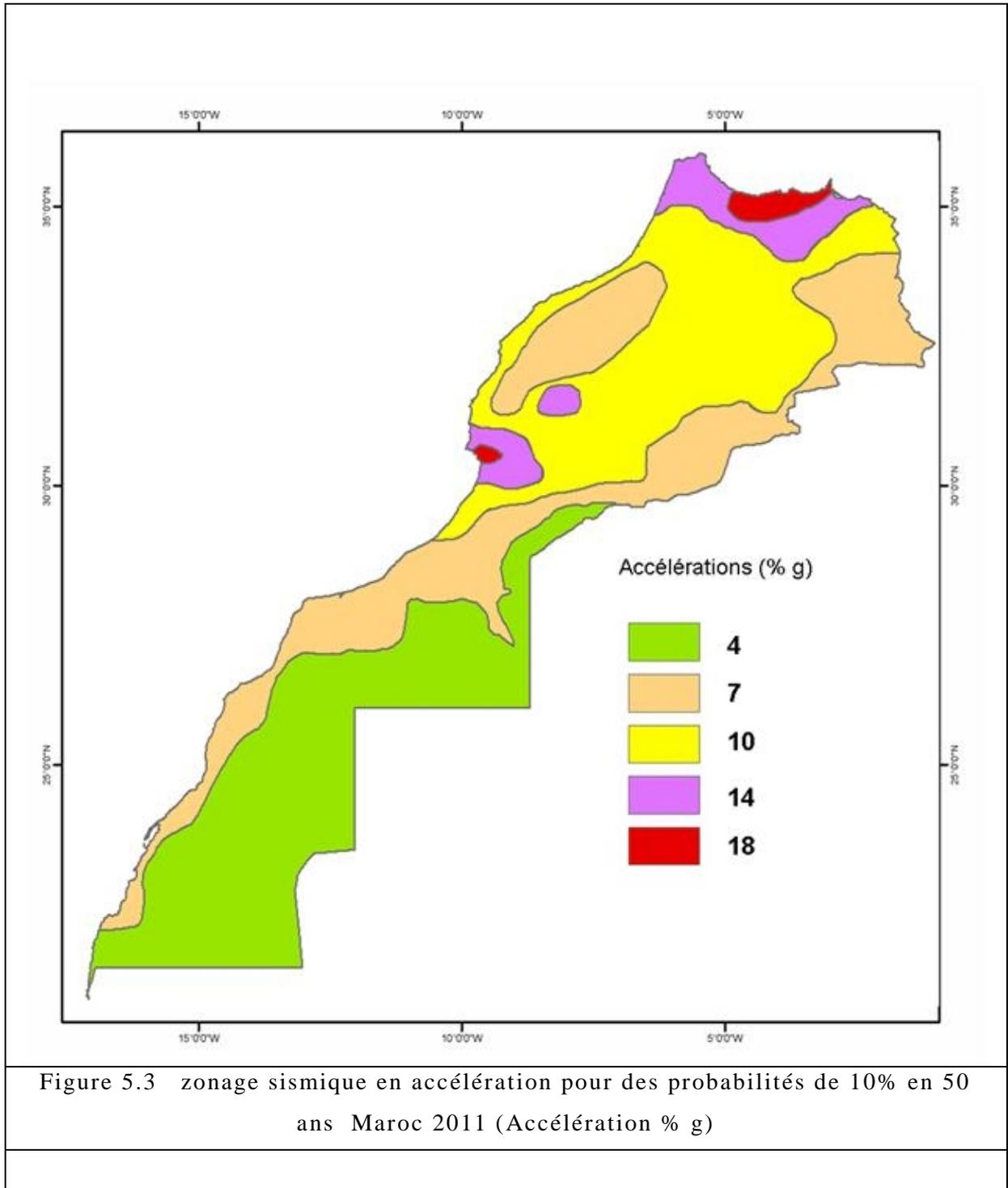


Figure 5.3 zonage sismique en accélération pour des probabilités de 10% en 50 ans Maroc 2011 (Accélération % g)

### 5.2.3 SPECTRE D'AMPLIFICATION DYNAMIQUE

#### 5.2.3.1- DEFINITION

Le troisième paramètre définissant le séisme est le spectre d'amplification. 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 dynamique de la réponse en fonction de la période fondamentale de la structure.

#### 5.2.3.2 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 cinq types est adopté en fonction des caractéristiques mécaniques du sol et de son épaisseur, comme présenté au tableau 9.1

A chaque type de site correspond un coefficient

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 : Coefficient de site

Sites	Nature	Coefficient
S1	Rocher toute profondeur Sols fermes épaisseur < 30 m	1
S2	Sols fermes épaisseur $\geq 30$ m Sols meuble épaisseur < 30 m	1,20
S3	Sols meubles épaisseur $\geq 15$ m Sols Mous épaisseur < 10 m	1,4
S4	Sols Mous épaisseur $\geq 10$ m	1.8
S5	Conditions spéciales	*

\* La valeur du coefficient de S5 sera établie par un spécialiste.

#### 5.2.3.3 FACTEUR D'AMPLIFICATION

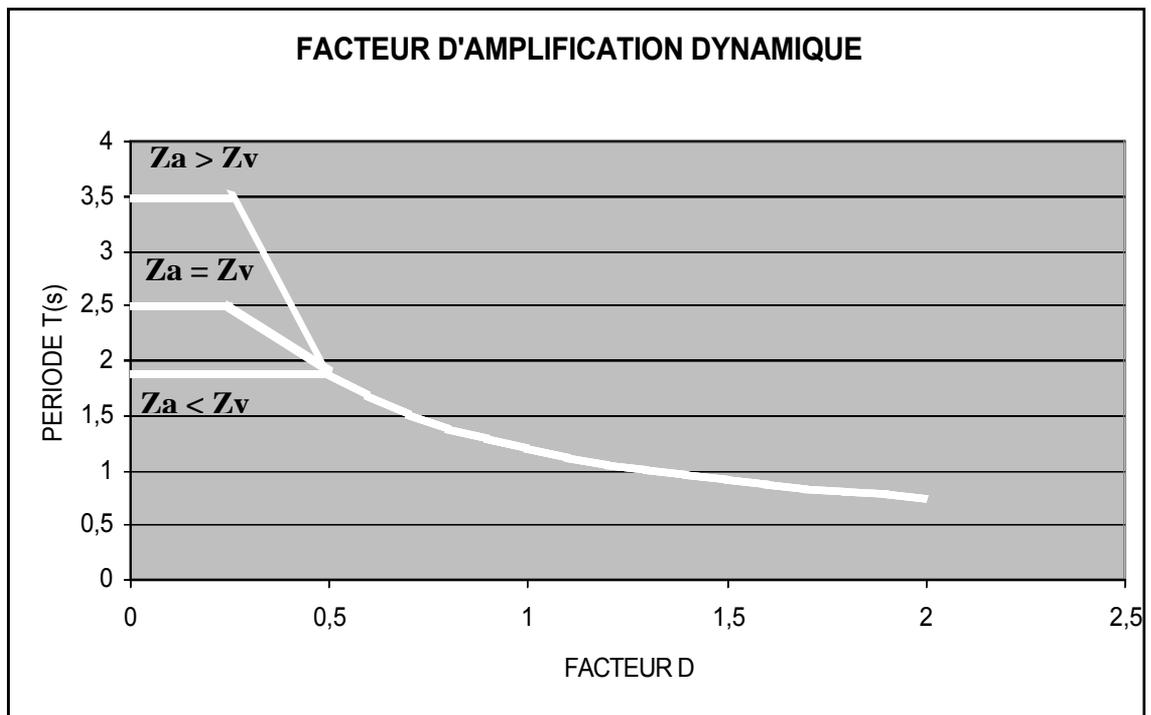
- a) Le règlement tient compte à la fois des paramètres  $A_{max}$  et  $V_{max}$  fournis par les cartes
- b) Alors que le paramètre vitesse établit la zone pour identifier le niveau du risque sismique, l'influence du paramètre d'accélération, se fait par l'intermédiaire du facteur d'amplification qui qualifie le comportement de la structure en fonction de sa période de vibration. Il est représenté par l'ordonnée du spectre de calcul.
- c) Le spectre de calcul définis pour un coefficient d'amortissement égal à 5 % pour le site S1 préconisé par le présent règlement est représenté dans la figure 5.3. L'ordonnée du spectre représentant le facteur d'amplification sismique, est définie conformément au tableau 5.4
- 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  $m=(5/x)^{0.4}$

Rapport des zones $Z_a / Z_v$	Période T		
	$\leq 0.25$	$0.25 < T < 0.50$	$0.50 \leq$
$1 <$	1.9	1.9	$1.20/(T)^{2/3}$
1	2.5	$- 2.4 T + 3.1$	
$1 >$	3.5	$- 6.4 T + 4.2$	

Tableau 5.3- Facteur d'amplification D

$Z_a$ = valeur de l'accélération selon le zonage

$Z_v$ = valeur de la vitesse selon le zonage

**Figure 5.4**

## CHAPITRE VI

### EVALUATION DE L'EFFORT SISMIQUE

#### 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 ÉQUIVALENTE

###### 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 l'article 4.3
- 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 LATÉRALE ÉQUIVALENTE

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  $F$  doit être calculée à l'aide de la formule suivante :

$$F = vSDIW/K \quad (6.1)$$

Avec :

**v** = le coefficient de vitesse de zones donnée dans le tableau 5.1

**S** : le coefficient du site donné par le tableau 5.2

**D** : le facteur d'amplification dynamique donnée par le spectre d'amplification dynamique ou le tableau 5.3.

**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

La 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  $\psi$  est donné au tableau 6.1

Nature des surcharges	Coefficient $\psi$
1/ Bâtiments à usage d'habitation et administratif	0.20
2/ Bâtiments d'utilisation périodique par le public tels 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 qu'entrepôts, bibliothèques, silos et réservoirs	1.00

**Tableau 6.1 : le coefficient  $\psi$**

**6.2.1.4- RÉ PARTITION VERTICALE DE LA FORCE SISMIQUE**

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

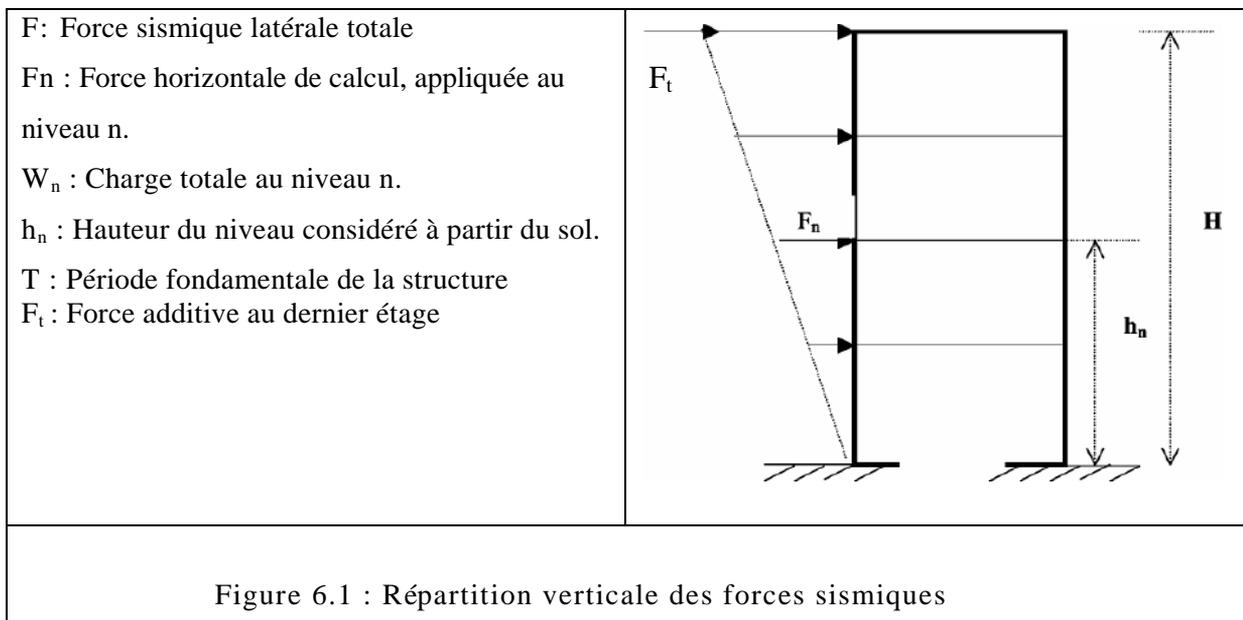
Une partie  $F_t$  de la force  $F$  est affectée au sommet du bâtiment ; le reste  $(F-F_t)$  doit être réparti sur tous les niveaux y compris le dernier niveau selon la formule suivante :

$$F_n = (F - F_t) (W_n h_n / \sum (W_i h_i)) \quad (6.3)$$

$i$  varie de 1 à  $n$

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

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

**6.3- EVALUATION DE LA PÉRIODE 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) Ossature en portiques en béton armé ou en charpente en acier contreventée

$$T = 0.075 H^{3/4} \quad (6.4)$$

b) Portique en acier à nœuds rigides  $T = 0.085 H^{3/4} \quad (6.5)$

c) Autre ossature :  $T = 0.09H/(L)^{0.5} \quad (6.6)$

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.*

d) D'autres méthodes de calcul de la période, 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 les formules (6.4) à (6.6).

- Pour les bâtiments assimilés à des consoles  $T=1.8(mH/EI)$  (6.7)

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

- Pour les bâtiments en portiques avec remplissage  $T=2N(N+1)/(M/k)^{0.5}$  (6.8)

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 :

$$k_p = \frac{12 \cdot \sum (E_c \cdot I_c)}{h^3} \frac{(L+2\lambda)}{\sum \text{sur le nombre de travées}} \quad (6.9)$$

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

$$k_r = 0.045 \cdot m \cdot (E_r \cdot e \cos^2 \alpha) \quad (6.10)$$

Avec : m : nombre de travées ;  $E_r$  module d'élasticité ;

e : épaisseur du panneau ;  $\alpha$  : est l'angle de la diagonale avec l'horizontale du panneau.

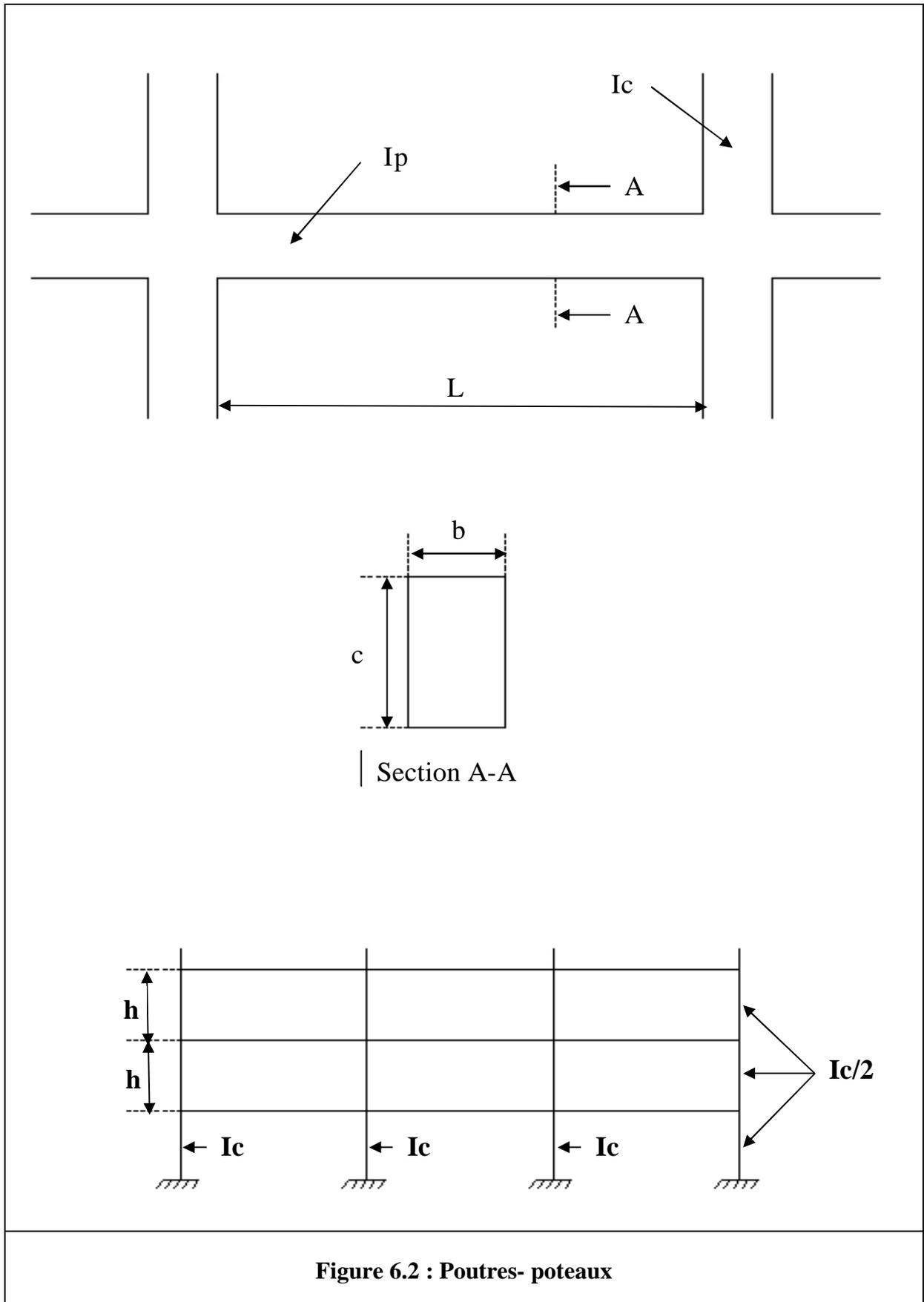


Figure 6.2 : Poutres- poteaux

## 6.4- APPROCHE DYNAMIQUE

### 6.4.1- GÉNÉRALITÉS

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'accélérogrammes 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- MODÉLISATION

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 RÉPONSE « 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 5.4 est utilisé pour le calcul de l'effort sismique relatif à chaque

mode de vibration considéré.

#### 6.4.4- ANALYSE PAR ACCÉLÉROGRAMMES 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  $e_1$  dans un sens puis de  $e_2$  dans l'autre sens, données par les expressions suivantes et tel qu'illustré par la figure 6.3.

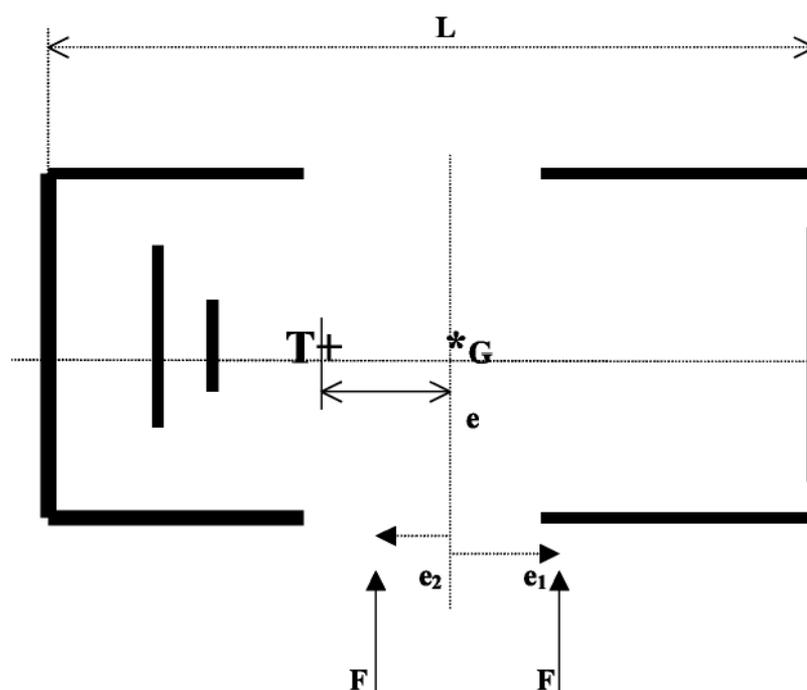
$$\begin{aligned} e_1 &= 0.5 e + 0.05 L \\ e_2 &= 0.05 L \end{aligned} \quad (6.10)$$

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

## 6.6. ELEMENTS ARCHITECTURAUX ET EQUIPEMENTS

Les éléments du bâtiment qui ne font pas partie du système structural et leur ancrage doivent être calculés pour résister aux déformations. La force latérale de calcul est donnée par l'expression suivante :

$$F_p = \mathbf{U} \mathbf{I} C_p \mathbf{W}_p \quad (6.11)$$

$\mathbf{U}$  : Paramètres de vitesse

$F_p$  : Effort latéral agissant sur l'élément réparti selon la distribution des masses de l'élément considéré.

$C_p$  : Coefficient de force horizontale de l'élément donné par le tableau 6.2

$W_p$  : Poids de l'élément

Eléments	$C_p$
Diaphragme (Toits et planchers)	0.7
Balcons et éléments en porte-à-faux	4.5
Murs cloisons	1.5
Cheminées, et constructions sur toit	4.5
Sous plafonds	2.0
Muret en porte-à-faux	6.5
Machines, équipements	3
Réservoirs fixés au plancher	2

Tableau -6.2

Les diaphragmes doivent être calculés pour résister aux déformations

Les dispositifs de fixation (goujons, boulons,..) doivent être calculés pour supporter l'effort de l'élément.

## 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

**$\psi$  : 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 I (NDI)

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.

##### 7.2.2- DUCTILITÉ DE NIVEAU II (NDII)

###### 7.2.2.1-PORTIQUE

###### 7.2.2.1.1 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.

#### 7.2.2.1.2 ÉLÉMENTS FLÉCHIS COMPRIMES ( $N > 0.10 B f_{c28}$ )

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  $w$  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 :

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

Pour le portique tridimensionnel

$$\omega = 0.5 T + 1.10 \quad 1.5 \leq \omega \leq 2.9 \quad (7.3b)$$

Le coefficient dynamique  $\omega$  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.

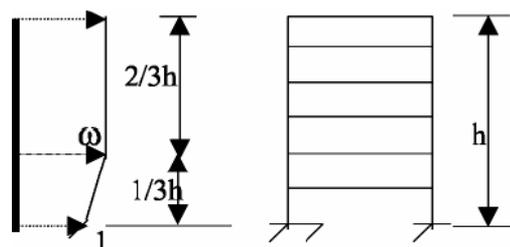


Figure 7.1 : Coefficient dynamique  $\omega$

#### Commentaire 7.1

La contribution des modes supérieurs de vibration peut changer considérablement la distribution du moment fléchissant due aux forces latérales déterminées par la méthode statique. Le point de flexion, qui est approximativement au milieu de la hauteur de la colonne sous les forces statiques, peut en réalité être loin du milieu de la hauteur ce qui se traduit par une augmentation significative du moment maximal dans la colonne.

L'effet des modes supérieurs augmente avec l'augmentation de la période fondamentale de la structure d'où l'expression du coefficient  $\omega$  en fonction de  $T$ .

#### 7.2.2.2.- VOILES

a) La distribution des moments de calcul est constante sur une hauteur égale à la largeur du voile  $l$  et

il est linéaire sur le reste de la hauteur. Figure 7.1

b) 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  $\omega$  donné par les expressions suivantes :

$$\begin{aligned} \omega &= 0,1N+0,9 & N \leq 5 \\ \omega &= 1,4 + (N-5) \cdot 0,045 & 0,045 < N < 15 \\ \omega &= 1,8 & N = 15 \end{aligned} \quad (7.4)$$

N étant le nombre de niveaux du bâtiment.

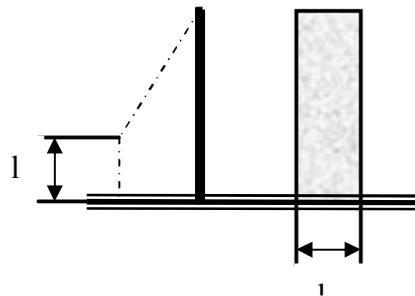


Figure 7.1

c) La charge axiale de calcul dans le mur due aux forces latérales sera déterminée en utilisant la résistance au cisaillement des trumeaux au dessus de la section considérée, déterminée en tenant compte des caractéristiques mécaniques du béton et de l'acier.

La résistance au cisaillement du trumeau ainsi calculée sera amplifiée par 1.25

### 7.2.3- DUCTILITÉ DE NIVEAU III

a) Les prescriptions indiquées au 7.2.2 restent valables pour le cas du niveau de ductilité NDII

b) Les forces de cisaillement à la base d'un mur doit être multiplié par le facteur  $\gamma$  suivant :

$$\gamma = M_{ul} / M \quad (7.2)$$

$M_{ul}$  : Moment ultime de résistance à la base

$M$  : Moment de calcul

Le facteur  $\gamma \leq 4$ .

L'effort axial approprié doit être pris en considération dans l'évaluation de la résistance flexionnelle de la section à la base du mur.

## 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

- 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.
- 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  $135^\circ$  avec un retour rectiligne de 10 cm au moins.

### 7.3.1.2- ÉLÉMENTS UNIDIRECTIONNELS NON COMPRIMÉS ( $0.10 B_{fc}28 \geq N$ )

#### **7.3.1.2.1- DIMENSIONS MINIMALES DES SECTIONS**

- 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 :

- $b/h \geq 0.25$
- $b \geq 200 \text{ mm}$  (7.5)
- $b \leq b_c + h_c / 2$

$b_c$  : 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)

- 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)

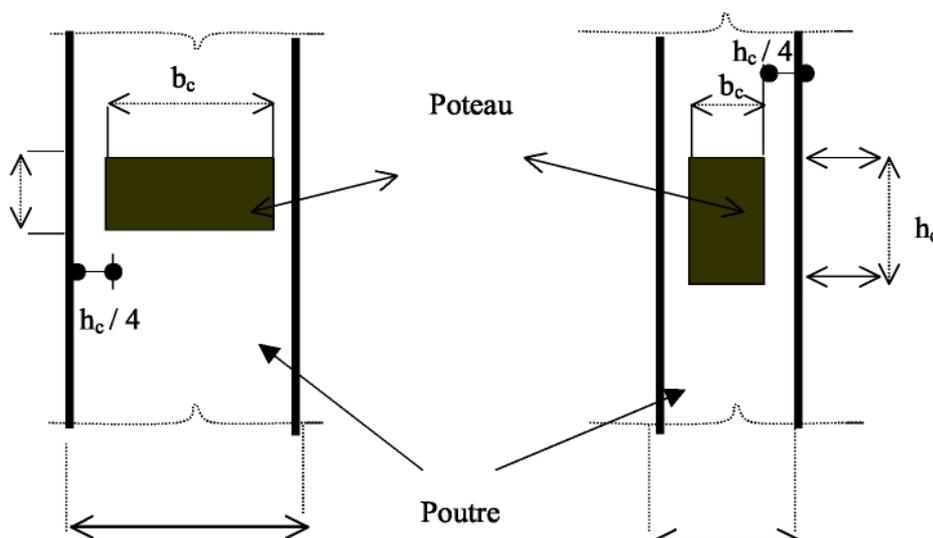


Figure 7.2 : Position poteau-poutre

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

$$r_0 \text{ minimal} = 1,4 / f_e \quad (f_e \text{ en MPa}) \quad (7.6)$$

$$r_0 \text{ maximal} = 0.025$$

#### 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  $h$ .

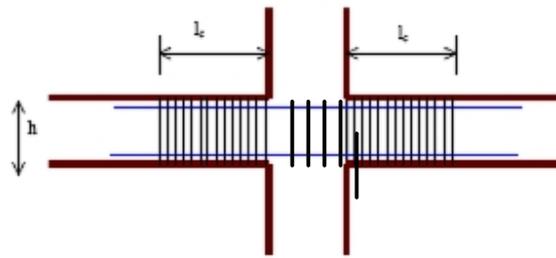


Figure 7.4 : zones critiques d'une poutre

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 :

$$s = \text{Min} (8 \Phi L ; 24 \Phi T ; 0.25 h ; 20 \text{ cm}) \quad (7.7)$$

$\Phi L$  : diamètre des barres longitudinales

$\Phi T$  : 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)  $H / b_c \leq 16$

$H$  : la hauteur de l'étage

#### 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 :

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

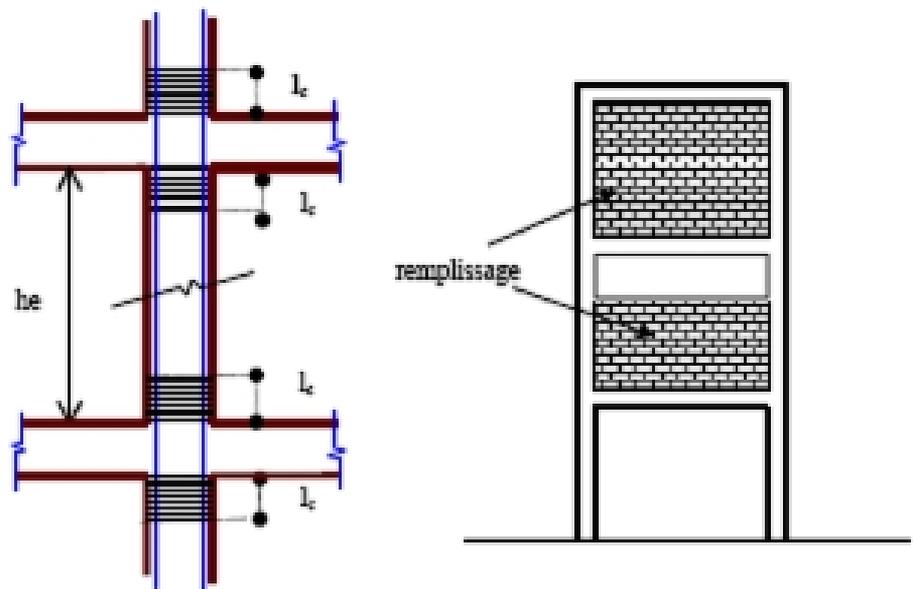
avec  $x = ( h_e - h_r ) + b_c$

bc étant la dimension du poteau parallèle au mur.

hr hauteur du remplissage.

Espace- ment maximal : s	Zone critique $s = \min (8 \Phi_L ; 0.25 b_c ; 15 \text{ cm})$
	Zone courante $s = \min (12 \Phi_L ; 0.5 b_c ; 30 \text{ cm})$

Espace-ment maximum (7.12)



a : zones critiques du poteau

Figure 7.5

b : portique avec remplissage

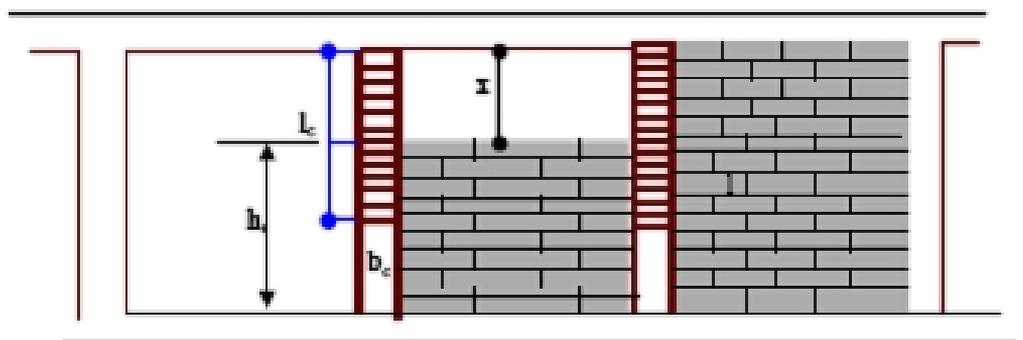


Figure 7.6 : zone critique poteau-remplissage

### 7.3.1.3. 3.- NŒUDS POTEAUX - POUTRES

a ) éviter la formation de rotules plastiques dans les poteaux (élément porteur) il faut qu'au niveau des nœuds poteaux- poutres, la somme des valeurs absolues des moments ultimes des poteaux doit être supérieure à celle des moments des poutres aboutissant au nœuds. (Figure 7.7)

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

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 de confinement dans les nœuds

d) Dans les structures à ductilité de niveau NDI et NDII, le taux d'acier des armatures horizontales du confinement ne doit pas être inférieur au taux d'armatures transversales existante au bout du poteau joignant le nœud

e) Dans les structures de ductilité plus importante NDIII le taux d'armatures transversales dans le nœud est égal à celui du poteau sauf dans le cas où quatre poutres arrivent au nœud ; dans ce cas le taux d'armature transversale est réduit de moitié. En aucun cas l'espacement ne doit dépasser 10 fois le diamètre des armatures longitudinales du poteau.

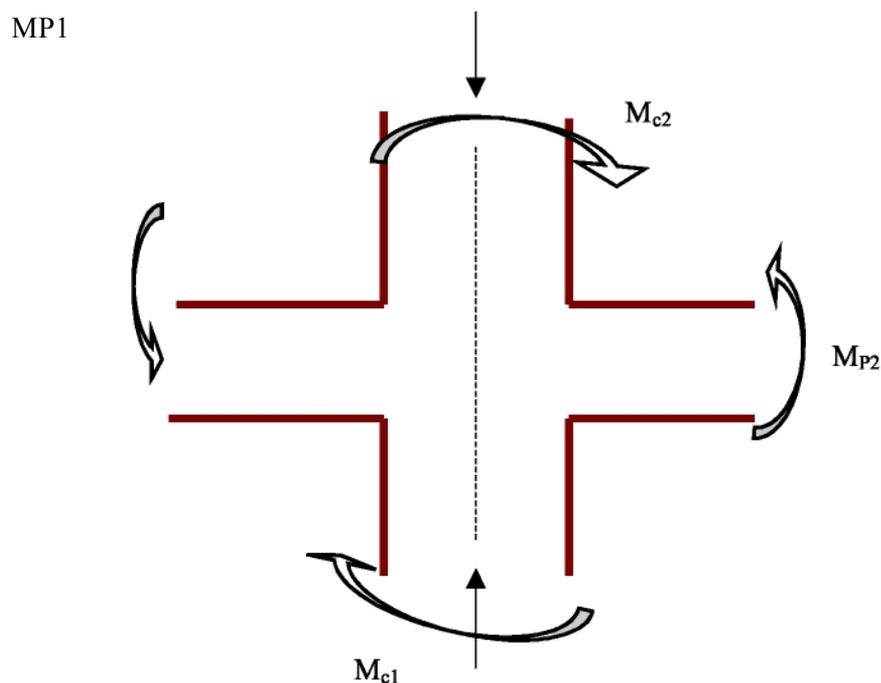


Figure 7.7 : Moments au nœud

#### 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 crochets de 10 cm (Figure 7.8).

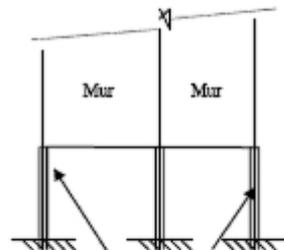


Figure 7.8 :Poteaux confinés sur toute la hauteur

#### 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 et des conditions de rigidité des extrémités.

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

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

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

Les ouvertures dans le mur doivent être rangées en files verticales 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 ferraillés autour des ouvertures, conçus pour compenser la résistance des parties évidées.

##### 7.3.1.4.2-Chainages et linteaux

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).

##### 7.3.1.4.3- ZONES CRITIQUES

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 représentant respectivement la hauteur et la largeur du bâtiment.

### 7.3. 1.4.4- 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 l'extérieur, menues de crochets à 135° ayant une longueur de  $10 \Phi$

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  $3\text{cm}^2$ . 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.

### 7.3.1.4.5- 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  $A_p \cdot 0.20 \%$ .

- Armatures transversales égale à :

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

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

- Armatures diagonales.

On distingue deux cas :

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

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

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

Avec T : l'effort de cisaillement et

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

**- Contrainte de cisaillement  $t_p < 0.06 \sigma'_{28}$**

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%.

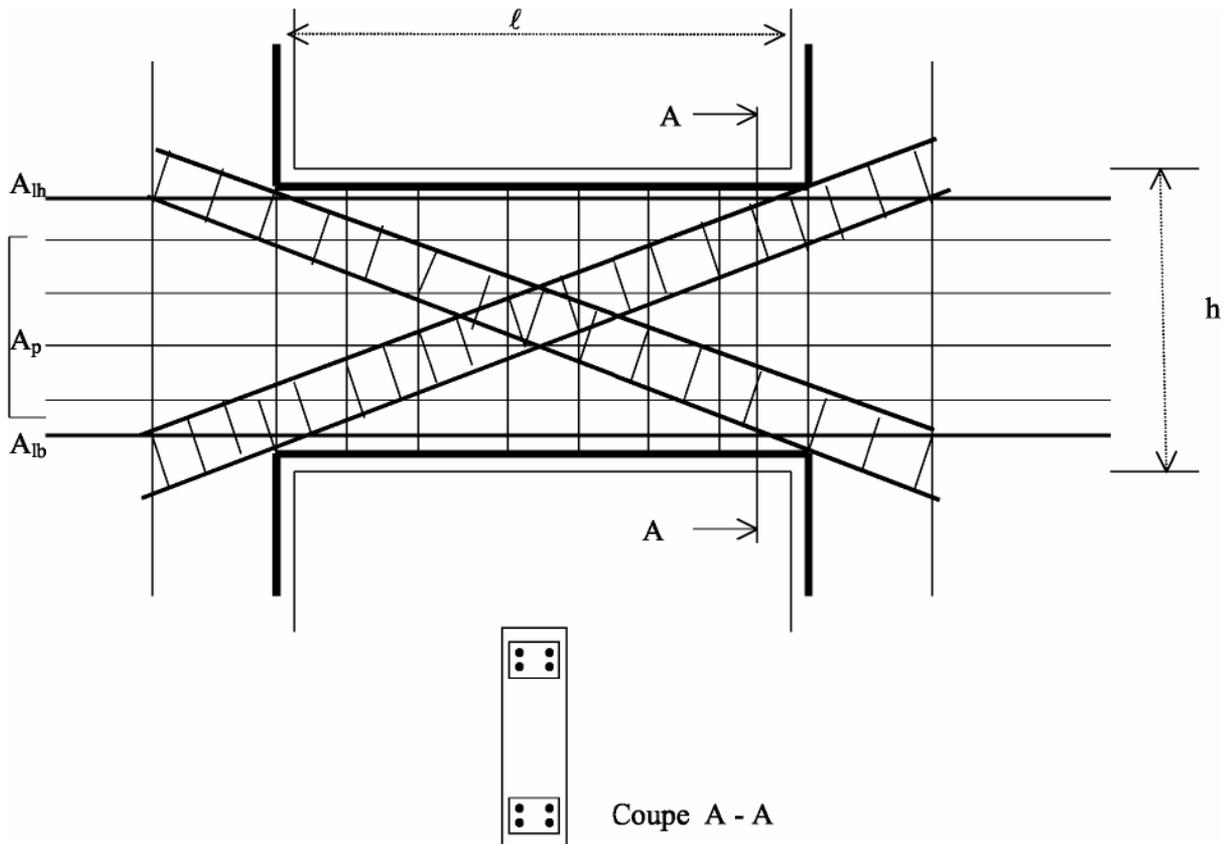


Figure 7.9 : Ferrailage du Linteau

### 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 :

- 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.
- Eviter l'instabilité locale des éléments comprimés siège de rotules plastiques en respectant les dimensions nominales des sections de ces éléments.
- 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.
- 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.
- Les poutres doivent résister au déversement par les dimensions de leurs sections ou par entretoises.

### **7.3.3- CONSTRUCTION EN MACONNERIE**

Les règles suivantes 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  $200 \text{ kg/m}^3$

Les caractéristiques mécaniques des blocs et des briques sont fixées par des normes pour les besoins de calcul.

#### 7.3.3.2- MURS PORTEURS EN MAC ONNERIE

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.

##### 7.3.3.3.2- 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'espace entre deux barres 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 portée, 30 cm) de chaque côté de l'ouverture.

Les encadrements verticaux, en béton armé, des baies et ouvertures présentant une dimension maximale inférieure à 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 ARMÉE

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 acier. 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'espace 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

Les 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 CRITERES DE CONCEPTION

Afin de satisfaire les exigences générales du règlement, relatives à la sécurité et à la fonctionnalité des structures (2.1.1 et 2.1.2), il est demandé de respecter les critères suivants :

- a) L'adoption de procédures fiables aussi bien au niveau de l'analyse qu'au niveau de la construction.
- b) L'examen des états limites pertinents du comportement structural et la vérification, par des approches analytiques basées sur des modèles appropriés, que sous l'effet des actions de calcul, ces états limites de comportement de la structure et de ses composantes, ne dépassent pas les limites fixées par le présent règlement.
- c) La réalisation des dispositions et des détails constructifs conformément au présent règlement.

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 articles 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 au paragraphe 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 :

$$0.10 \geq \theta = K W_{el} / v h \quad (8.1.a)$$

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 :

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

**$\theta$  : indice de stabilité**

**W** : poids au-dessus de l'étage considéré

**v** : action sismique au niveau considéré

**h** : hauteur de l'étage

**$W_{el}$**  : déplacement relatif

**K** : coefficient de comportement

### 8.3- VERIFICATION DE LA RÉSISTANCE

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 évalué conformément à l'article 7.3.

### 8.4- VÉRIFICATION DES DÉFORMATIONS

Le but est de vérifier que la structure évolue dans le domaine de ses propriétés 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 inter-étages  $w_{el}$  évalués à partir des actions de calcul doivent être limités à :

$$\begin{aligned} K_{el} &\leq 0.007 h && \text{pour les bâtiments de classe I} \\ K_{el} &\leq 0.010 h && \text{pour les bâtiments de classe II} \end{aligned} \quad (8.3)$$

h : étant la hauteur de l'étage

K : coefficient du comportement

Le déplacement latéral total du bâtiment  $g$  doit être limité à :

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

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 tels 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 structural ne soit pas affectée par leur présence.

**CHAPITRE IX**  
**SITES D'EMPLACEMENT ET FONDATIONS**

**9.1- CLASSIFICATION DES SITES**

La classification des sites est déterminée sur la base des paramètres géotechniques résultants de la reconnaissance des sols qui les constituent. Le règlement distingue 6 types de sites tels que définis au tableau 9.1. Toutefois d'autres paramètres peuvent être corrélés avec ceux du Tableau 9.1.

CLASSIFICATION DES SITES				
CLASSE DES SITES	TYPE DE SOL	Résistance à la Pénétration Standard $N_{60}$	Résistance du sol non drainé au cisaillement $S_u$ (Kpa)	Vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ (m/s)
S1 Sol rocheux	Rocher sain à moins de 3 m des fondations			$V_s \geq 760$
S2 Sol ferme	Rocher altéré; sols cohérents très raides, sols pulvérulents très denses, marnes ou argiles très consolidés	$N_s \geq 50$	$S_u \geq 100$	$760 > V_s \geq 360$
S3 Sol meuble	Sables et graviers moyennement compact, argile moyennement raides	$50 > N_s \geq 15$	$100 > S_u \geq 50$	$360 > V_s \geq 180$
S4 Sol mou	Sols pulvérulents lâches	$15 > N_s$	$50 > S_u$	$180 > V_s$
	Tout Sol de profondeur de plus de 3 m ayant Teneur en eau $W > 40\%$ ; Indice de plasticité $PI > 20$		$25 > S_u$	$150 > V_s$
S5 sols spéciaux	Sols à conditions exceptionnelles nécessitant une étude appropriée de leurs caractéristiques	Nécessite des études géotechniques		
	1. Les argiles ayant un $PI > 75$ et plus de 8 m d'épaisseur			
	2. Les argiles raides de molles à moyennes dont l'épaisseur supérieure à 30 m			
	3. Les sols susceptibles d'être liquéfiables			
	4. Les sols susceptibles d'affaissement sous des sollicitations sismiques			
	5. Les sols avec grande teneur en matière organique sur une épaisseur de plus de 3 mètres.			

Tableau 9.1 : classification des sites.

## 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, dans le cas contraire, des mesures spéciales sont à prendre pour empêcher l'effet de la liquéfaction.

### 9.2.1- SOLS SUSCEPTIBLES DE LIQUÉFACTION

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

Les sols susceptibles, à priori, de se liquéfier:

Les sables et limons

avec:

- Un degré de saturation  $S_r \geq 100\%$ ,
- 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- ÉVALUATION DU POTENTIEL DE LIQUÉFACTION

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.

## 2. 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.

## 3. LES ESSAIS IN SITU :

Les essais de pénétration in situ de type dynamique, essais SPT (standard pénétration 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:

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

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

Où :

Q désigne le poids de l'élément de sol augmenté de la charge qui lui est appliquée et,  $\alpha_H$  et  $\alpha_V$  sont les coefficients sismiques ; avec  $\alpha_V = 0.3 \alpha_H$ .

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

Site	$a_H$
S1 et S2	0.50 $a_n/g$
S3	0.45 $a_n/g$
S 4	0.40 $a_n/g$

Tableau 9.2 - Valeurs de  $\alpha_H$ 

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

$$+ \alpha_H \text{ et } +a_H$$

$$- \alpha_V \text{ et } +a_H$$

### 9.3.2- CARACTÉRISTIQUES MÉCANIQUES ET COEFFICIENTS DE SÉCURITÉ

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:  $F_V = \alpha_V \cdot Q$

avec,  $\alpha_V = 0.3 \alpha_H$  et  $\alpha_H = K \cdot t \cdot (a_n/g)$

où :

$a_n$ : accélération nominale.

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

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

$Q$  : poids des parties de l'infrastructure et du massif retenu y compris les charges d'exploitation présentes sur ce dernier.

### 9.4.2- MÉTHODE DE CALCUL SIMPLIFIÉE

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

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

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

- $\gamma$  poids spécifique du sol humide non déjaugé.
- $\varphi$  angle de frottement interne du terrain soutenu.
- H hauteur du mur.
- $\alpha$  fruit interne du mur.
- $\beta$  angle du terre plein avec l'horizontale.
- $\alpha_H$  coefficient sismique horizontal.
- $\alpha_v$  coefficient sismique vertical.
- $\delta$  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.

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

La poussée  $P_{ad}$  se compose de:

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

Soit:

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

Les composantes  $P_a$  et  $P_{adyn}$  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:  $P_{pd} = (1/2) \cdot g \cdot H^2$ , 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:  $P_{ad} = (q \cdot H / \cos \beta) \cdot (1 \pm \alpha_v) \cdot K_{ad}$

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 :  $P_{ad} = (1/2)(\gamma - \gamma_w)(1 \pm \alpha_v) \cdot K_{ad}$ , s'exerçant à mi-hauteur du mur, et de la poussée hydrostatique:

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

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

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

$$\tan q' = [\alpha_H / (1 \pm \alpha_v) \cdot \gamma / (\gamma - \gamma_w)]$$

#### 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:

$$Pdy = \gamma H^2 (Nag)dy + qH (Naq)dy - cH (Nac)dy$$

dans laquelle  $(Nag)dy$ ,  $(Naq)dy$ ,  $(Nac)dy$  sont les coefficients de poussée dynamique

H : hauteur du mur

$\gamma$ : 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 inférieurs 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 sismique.

### 9.5.2.2- MÉTHODES DE CALCUL

a) 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.

b) 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.

c) Les 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.

d) Le 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

