

**République Algérienne Démocratique et Populaire**  
**Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique**

**Ecole Nationale Polytechnique**



**Département Génie Civil**

**Mémoire de Master**

**THEME**

**DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE D'UN REFEND EN BETON ARME**

**Proposé et dirigé par:**  
**M<sup>me</sup> N. BAOUCHE**

**Réalisé par :**  
**Melle SELLAMNA Sabrina**

Présenté et soutenu le 14 Octobre 2017 devant le jury composé de :

<b>Président</b>	<b>Mr. A.LARIBI</b>	<b>MCB</b>	<b>ENP</b>
<b>Promotrice</b>	<b>Mme. N.BAOUCHE</b>	<b>MAA</b>	<b>ENP</b>
<b>Examineurs</b>	<b>Mr.B.K.BENAZZOUZ</b>	<b>MCB</b>	<b>ENP</b>
	<b>Mr.S.LEKHAL</b>	<b>MAA</b>	<b>ENP</b>

**Promotion 2017**



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Ecole Nationale Polytechnique



Département Génie Civil

Mémoire de Master

THEME

**DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE D'UN REFEND EN BETON ARME**

Proposé et dirigé par:  
M<sup>me</sup> N. BAOUCHE



Réalisé par :  
Melle SELLAMNA Sabrine

Présenté et soutenu le 14 Octobre 2017 devant le jury composé de :

Président	Mr. A.LARIBI	MCB	ENP
Promotrice	Mme. N.BAOUCHE	MAA	ENP
Examineurs	Mr.B.K.BENAZZOUZ	MCB	ENP
	Mr.S.LEKHAL	MAA	ENP

Promotion 2017

## Remerciement

*Tous mes remerciements vont à Allah le tout puissant qui m'a donné la force, la patience, le courage et la volonté de finir ce modeste travail.*

*Je remercie chaleureusement mes parents qui m'ont aidé et soutenus pendant mes études. Ainsi que toute ma famille.*

*C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie ma promotrice Mme BAOUCHE Nadja pour la sollicitude avec laquelle elle m'a suivi et guidé tout au long de ce parcours.*

*Je tiens à présenter mes plus vifs remerciements à Mr AMEUR Boualem (Chef de service réglementation Technique au CGS) pour ses précieux conseils.*

*Je remercie les membres du jury qui nous font l'honneur de présider et d'examiner ce modeste travail.*

*Je tiens à remercier cordialement tous les professeurs qui ont contribué à notre formation.*

*Je tiens à remercier en particulier HADDADI Nourreddine pour tous ses encouragements durant mes études supérieures.*

*Mes remerciements vont également à toutes les personnes qui de près ou de loin, de par leurs actes ou conseils, ont contribué à la réalisation de ce projet.*



## ملخص

تتميز قوانين البناء الحديثة المضادة للزلازل بمنهج جديد في ما يتعلق بالتصميم و التخطيط. هذا الأخير يعتمد على قابلية البناءات على التمدد غير المرن، و يعرف هذا المنهج استعمالا متزايدا في الأونة الأخيرة.

عوض الاعتماد على منهج القوة التقليدي في تصميم البناءات، أصبحنا نعتمد على قابلية هذه الأخيرة على تحمل طاقة الزلازل، من خلال امتصاصها لهذه الطاقة على شكل تمددات غير مرنة.

في هذا النطاق، يقدم هذا العمل المنجز في إطار مشروع الماجستير، المفاهيم العامة فيما يتعلق بتصميم و تخطيط البناءات المضادة للزلازل.

الكلمات الدالة: الليونة، الزلازل، تصميم، طيف الاستجابة، معامل التخفيض، التصميم بالقدرة.

## ABSTRACT

In new generation of the earthquake-resistant codes, a new method of design called "capacity design" is introduced, and is more and more used. Instead of focusing on the method of the strengths usually adopted by the codes, the capacity design bases itself on the capacity of the structure to support favorably the seismic shares by wasting energy through plastic deformations.

In this optics, this work prepared within the framework of the end of studies project, presents the general notions of structures and seismic design.

**Keywords:** Ductility, earthquake, design, coefficient of reduction, capacity design

## RESUME

Dans la nouvelle génération des codes parasismiques, une nouvelle méthode de conception et de dimensionnement est introduite appelée "dimensionnement en capacité". Au lieu de se focaliser sur la méthode des forces habituellement adoptée par les codes, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de la structure à supporter favorablement les actions sismiques par la dissipation d'énergie sismique sous forme de déformations plastiques.

Dans cette optique, ce travail préparé dans le cadre du mémoire de master, présente les notions générales de conception et dimensionnement parasismiques.

**Mots clés :** Ductilité, séisme, coefficient de réduction, dimensionnement en capacité

# TABLE DES MATIERES

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES FIGURES

INTRODUCTION GENERALE.....8

## CHAPITRE I: GENERALITES SUR LES VOILES

I.1	Introduction .....	11
I.2	Définition du voile .....	11
I.3	Classification des types de voiles .....	12
I.4	Classification des structures avec voiles .....	12
I.4.1	Structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques .....	12
I.4.2	Structures à noyau central .....	13
I.4.3	Structures uniquement à murs porteurs .....	14
I.5	Caractéristiques géométriques des voiles.....	14
I.6	Rôles des voiles de contreventement .....	18
I.7	Conclusion .....	18

## CHAPITRE II: COMPORTEMENT DES VOILES

II.1	Introduction.....	20
II.2	Comportement des voiles rectangulaires en béton armé .....	20
II.2.1	Modes de rupture des voiles élancés .....	20
II.2.1.1	Ruptures en flexion.....	20
II.2.1.2	Ruptures en flexion-effort tranchant.....	21
II.2.1.3	Ruptures par effort tranchant.....	21
II.2.2	Modes de rupture des voiles courtes .....	22



II.3	Conclusion .....	24
------	------------------	----

### **CHAPITRE III : METHODES DE DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE**

III.1	Introduction .....	26
III.2	Règle des déplacements égaux .....	26
III.3	Coefficient de comportement de la structure .....	27
III.4	Effort de dimensionnement .....	27
III.5	Dimensionnement en capacité .....	28
III.5.1	Principe de base .....	28
III.5.2	Choix du mécanisme plastique .....	29
III.5.3	Comment garantir la stabilité du mécanisme plastique choisi ? .....	30
III.5.3.1	Ductilité .....	31
III.5.3.2	Sur-résistance .....	31
III.5.3.3	Caractéristiques des matériaux .....	32
III.6	Dimensionnement traditionnel .....	33
III.7	Conclusion .....	33

### **CHAPITRE IV : DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE D'UN REFEND**

IV.1	Introduction .....	35
IV.2	Présentation du bâtiment .....	35
IV.3	Dimensionnement en capacité .....	38
IV.4	Conclusion .....	51

CONCLUSION GENERALE .....	53
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES .....	54
ANNEXE .....	55

## **LISTE DES TABLEAUX**

Tableau I.1 : Représente les pourcentages d'armature du voile.....	15
Tableau IV.1 : Sollicitation et ferrailage des voiles.....	37
Tableau IV.2 Ferrailage vertical des voiles et espacement adoptés.....	37
Tableau IV.3 : Vérification au cisaillement.....	37
Tableau IV.5 : Ferrailage horizontal des voiles.....	37



## LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : Différent type des voiles.....	12
Figure I.2 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs.....	13
Figure I.3 : Structure a noyau central.....	13
Figure I.4 : Structure uniquement a murs porteurs.....	14
Figure I.5 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.....	14
Figure I.6 : Coupe de voile en élévation.....	16
Figure I.7: Coupes de voiles en plan.....	16
Figure I.8: Prise en compte des murs retour.....	17
Figure I.9: Élément de rive confiné inutile à une extrémité du mur avec membrure transversale importante.....	17
Figure I.10: Épaisseur minimale des éléments de rive confinés.....	18
Figure II.1 : Modes de rupture des voiles élancés d'après FOURE.....	21
Figure II.2 : Modes de rupture des voiles élancés d'après PAULLAY.....	22
Figure II.3: Modes de rupture des voiles courts FOURE.....	23
Figure II.4 : Modes de rupture des voiles courts d'après l'Eurocode.....	23
Figure III.1 : Hypothèse d'iso-déplacement.....	26
Figure III.2: Illustration des types de dimensionnement.....	28
Figure III.3 : Disposition des armatures principales en fonction du type de dimensionnement. ...	29
Figure III.4 : Différents types de ruptures pour refends.....	30
Figure III.5 : Quelques dispositions constructives indispensables.....	31
Figure III.6 : Influence de la ductilité de l'acier sur le comportement plastique du béton armé.....	34
Figure IV.1 : Vue en plan.....	36
Figure IV.2: Vue en 3D du bâtiment.....	36
Figure IV.3 : Disposition des voiles.....	36
Figure IV.4 : Ferrailage du refend conforme au RPA 99/2003.....	38
Figure IV.5: Hauteur de la rotule plastique.....	39
Figure IV.6: Disposition du ferrailage dans la rotule plastique.....	41
Figure IV.7 : Position des efforts au niveau de la rotule.....	41
Figure IV.8: Enveloppe des moments conseillée.....	48
Figure IV.9 : Epure d'arrêt des barres.....	49
Figure IV.10: Ferrailage du refend selon le dimensionnement en capacité.....	51



### ▪ Introduction

L'état actuel des connaissances, nous permet de :

- Prévoir par avance les niveaux et les modes possibles de déformation de la structure sur un sol donné,
- Estimer l'aptitude d'une structure à transformer le mouvement d'origine sismique en énergie (chaleur), éventuellement au prix des dommages,
- Connaître par avance les zones de la structure les plus exposées à la rupture en cas de fortes secousses sismiques.

A partir de ce constat, on peut établir des règles de constructions efficaces capables de prévoir le comportement d'une structure en cas de séisme. Par conséquent, pour le dimensionnement au séisme, deux possibilités se présentent :

- le comportement ductile, ou l'aptitude des structures à se déformer de façon irréversible sans atteindre la dislocation ;
- le comportement élastique, non ductile ou à ductilité limitée.

Pour une agression sismique, un comportement ductile de la structure est préférable car il permet de dissiper l'énergie sismique sous forme de déformations plastiques. Pour ce même comportement, des dispositions constructives particulières doivent être respectées pour garantir une ductilité suffisante des éléments de la structure.

Aussi, pour un dimensionnement sismique, on peut utiliser deux types de méthodes :

- les méthodes de calcul basées sur les forces ou dimensionnement selon les concepts traditionnels (linéaire-élastique) : les éléments de construction sont comparés à leur résistance ;
- les méthodes de calcul basées sur les déformations ou dimensionnement en capacité : la sécurité parasismique d'un élément est basée sur sa capacité de déformation.

Pour les méthodes basées sur les forces, les sollicitations dans les éléments de construction sont comparées à leur résistance. Quant aux méthodes basées sur les déformations, la sécurité parasismique d'un élément est basée sur sa capacité de déformation. D'où le nom de la méthode dimensionnement en capacité

Ce projet s'intéresse au dimensionnement en capacité d'un refend en béton armé.

### ▪ Contenu du mémoire

Le travail entrepris dans ce projet comporte quatre chapitres :

Dans le prochain chapitre, nous avons donné une généralité sur les voiles de contreventement.

Dans le second chapitre, nous nous intéresserons notamment au comportement dynamique de ces voiles sous l'action d'une excitation sismique aléatoire, et la capacité de ces voiles à dissiper de l'énergie sismique par formation de rotules plastiques.

A la suite, nous exposerons dans le chapitre trois les méthodes de dimensionnement parasismique.

Le quatrième chapitre est consacré au dimensionnement d'un refend en béton armé.

Enfin, le mémoire est complété par une conclusion générale qui fait une révision des principales conclusions tirées de l'étude.

# Chapitre I

## **GENERALITES SUR LES VOILES**



## I.1 Introduction

Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions à cadres ou portiques :

- grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux,
- lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets psychologiques sur les habitants des immeubles.

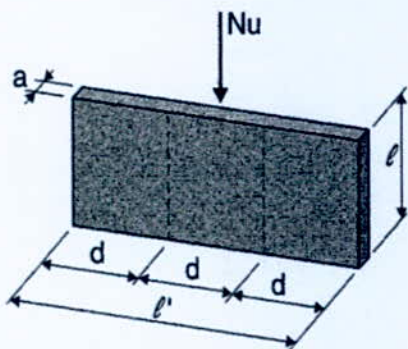
## I.2 Définition du voile

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

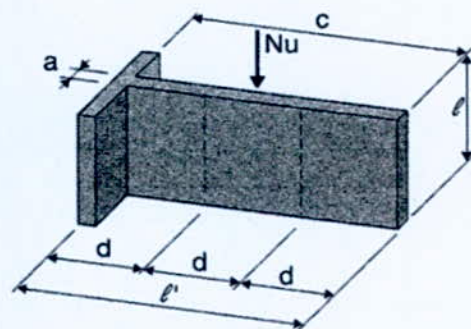
## I.3 Classification des types de voiles

On a quatre types de voile :

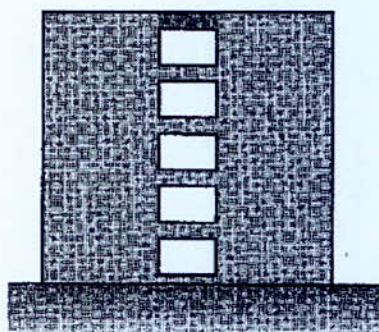
- Voile pleine ou -voile sans raidisseur (Figure 1a)
- Voile avec raidisseur (Figure 1b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure 1c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure 1d)



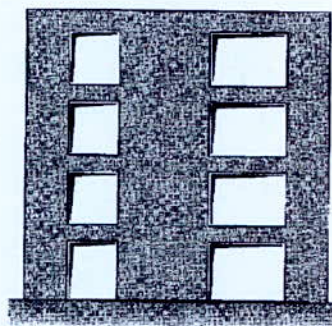
a -Voile sans raidisseurs.



b-Voile avec raidisseur.



c- Voile avec une seule file d'ouverture



d-Voile avec plusieurs files d'ouverture

Figure I.1 : Différent type des voiles.

#### I.4 Classification des structures avec voiles

Vu la grande variété des constructions à voiles de contreventements, on peut fournir une classification pratique de ces constructions. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées:

- Structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques,
- Structures à noyau central,
- Structures uniquement à murs porteurs.

##### I.4.1 Structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques

Le type des voiles illustré dans la Figure 2, le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres, tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales.

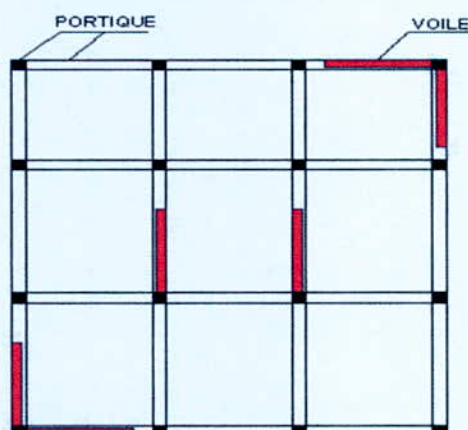


Figure I.2 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs.



La difficulté essentielle est alors de définir la répartition des forces horizontales entre les divers pans de contreventement, dont les déformabilités peuvent être très différentes en raison de leurs dimensions et de leur constitution.

Enfin, le contreventement longitudinal d'un bâtiment de forme rectangulaire allongée peut très bien être assuré différemment du contreventement transversal : par exemple, ce dernier par voiles en béton armé et le premier par portiques, si l'on peut disposer d'un nombre important de travées.

#### I.4.2 Structures à noyau central

La stabilité des immeubles-tours à usage d'habitation et surtout de bureaux est très souvent assurée par un ouvrage situé en partie centrale, constitué par des parois verticales, en voiles de béton armé, disposées suivant des plans orthogonaux, et par les planchers. Cet ensemble trouve le plus souvent sa place dans la zone où sont rassemblées les circulations verticales (ascenseurs et escaliers de secours) et des locaux annexes ne recevant pas la lumière naturelle (salles de bains, toilettes, vestiaires, archives, etc.).

Les parois de ce noyau assurent la transmission d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux forces horizontales, notamment aux actions du vent. Les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, n'ont en principe à supporter que des charges verticales.

Un noyau central formé de deux murs couplés à chaque étage par des poutres assure majoritairement la résistance aux forces horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut être apportée par les portiques extérieurs, comme le montre la Figure 3

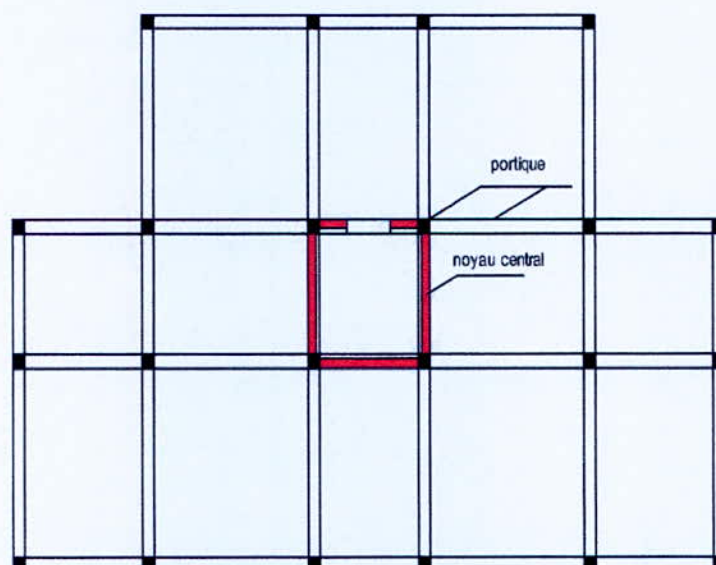


Figure I.3 : Structure à noyau central.

### I.4.3 Structures uniquement à murs porteurs

Dans la figure I. 4, les voiles assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges Verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales.

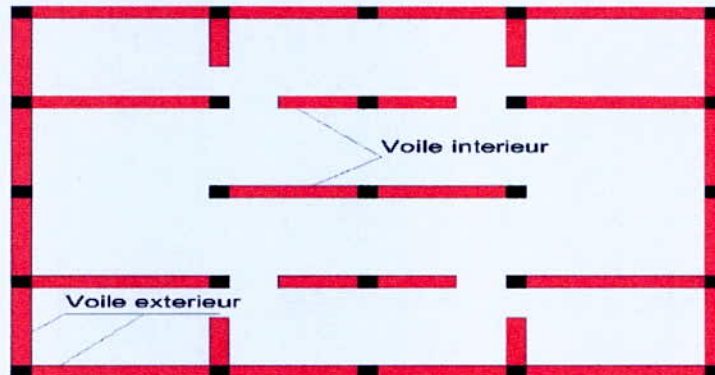


Figure I.4 : Structure uniquement a murs porteurs.

### I.5 Caractéristiques géométriques des voiles

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base. La Figure I.5 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale  $N$  et une charge horizontale  $V$  en tête. Le voile est sollicité par un effort normal  $N$  et un effort tranchant  $V$  constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant  $M$  qui est maximal dans la section d'encastrement.

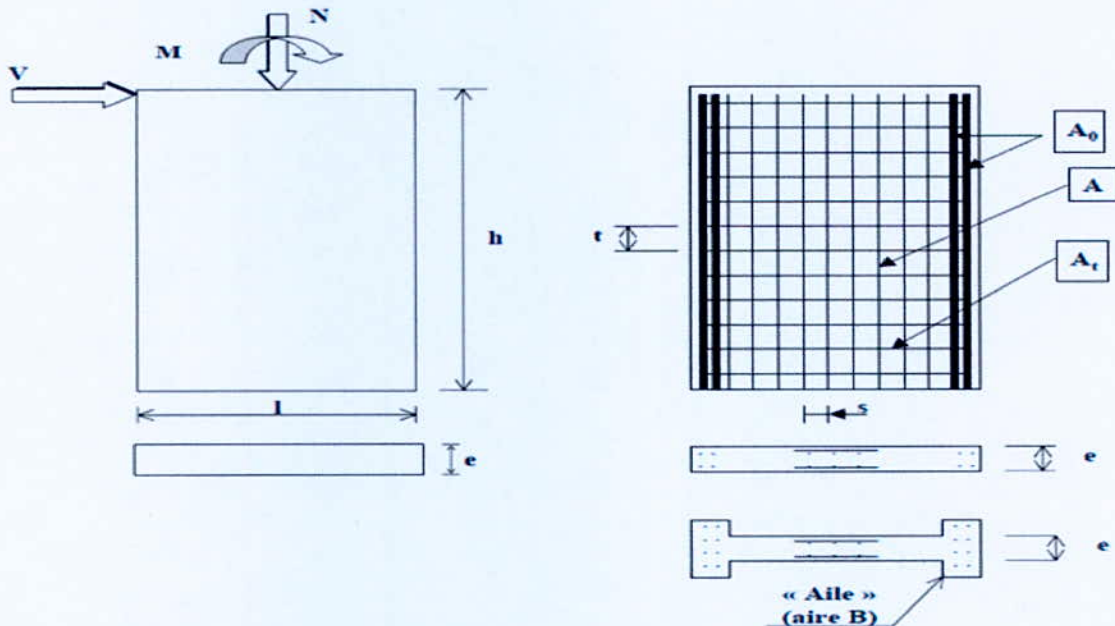


Figure I.5: Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.



Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes (pourcentage  $\rho_0$ ), d'armatures verticales uniformément réparties (pourcentage  $\rho$ ) et d'armatures horizontales (pourcentage  $\rho_t$ ), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales  $\rho$  et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

Le tableau suivant résume les pourcentages d'armatures adoptées pour les voiles.

**Tableau I.1** : Représente les pourcentages d'armature du voile.

Armatures	Aire	Pourcentage
Verticales concentrées	$A_0$	$\rho_0 = A_0 / B$
Verticales réparties	$A$	$\rho = A / e \cdot s$
Horizontales réparties	$A_t$	$\rho_t = A_t / e \cdot t$

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- l'élanement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile,  $h / l$ ,
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre :

- les voiles élancés ( $h / l > 2$ )
- les voiles courts ( $h / l < 2$ ).

#### - Dimension d'après RPA99/V2003

D'après RPA99/V2003, les dimensions minimales des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$L \geq 4a.$$

$$a \geq 15 \text{ cm}$$

Où,

$L$  : étant la longueur du voile (Figure I.6)

$a$  : est l'épaisseur du voile.

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires où poteaux.

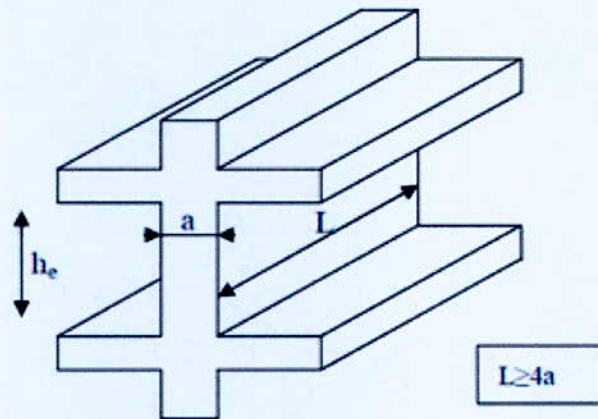


Figure I.6 : Coupe de voile en élévation.

De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage  $h_e$  et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué à la figure 7.

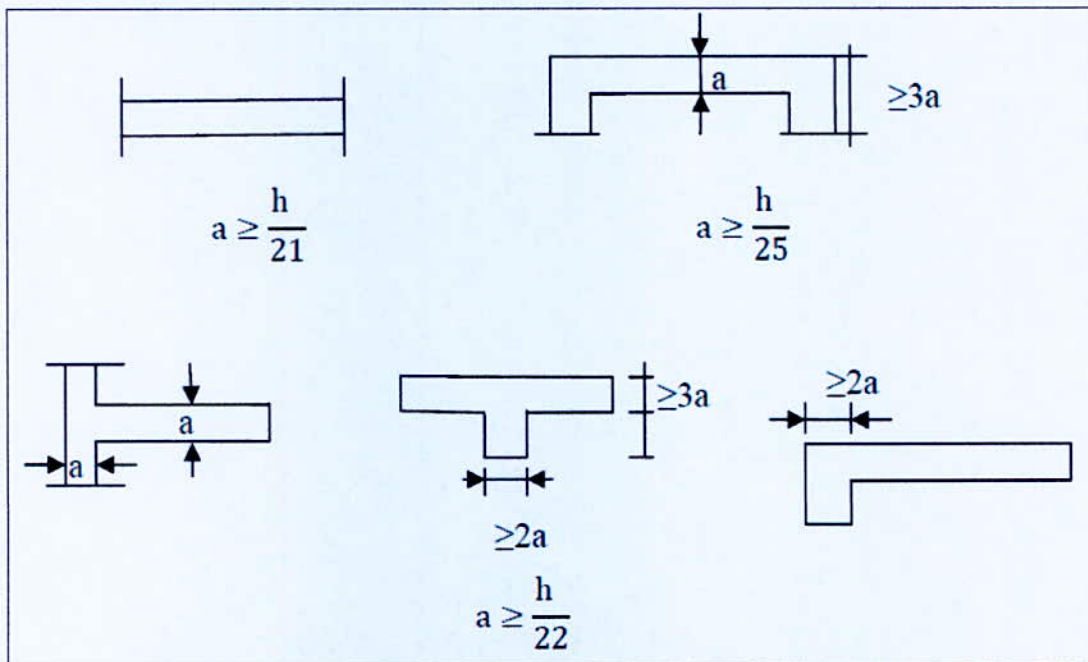
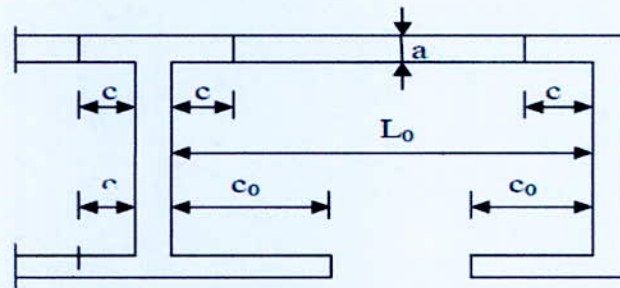


Figure I.7 : Coupes de voiles en plan.

Pour les calculs de l'inertie des voiles, il est admis de considérer l'influence des murs perpendiculaires. La longueur du mur prise en compte de chaque côté devrait être la plus petite des valeurs indiquées sur la figure I.8.



$$c \leq \min (8a ; L_0/2 ; c_0)$$

Figure I.8 : Prise en compte des murs retour.

#### - Dimension d'après l'Eurocode 8

D'après l'Eurocode 8, l'épaisseur  $b_{wo}$  ( $a$  dans RPA99/2003) de l'âme doit respecter la condition donnée par l'expression suivante :

$$b_{wo} \geq \max \{0.15, h_s/20\} \text{ (m)}$$

Où,

$h_s$ : est la hauteur libre d'étage, en mètres.

D'autres exigences complémentaires s'appliquent pour l'épaisseur des éléments de rive raidis (Figure I.9). Il n'est pas nécessaire de prévoir d'élément de rive confiné dans les membrures de mur ayant une épaisseur  $b_f \geq h_s/15$  et une largeur  $l_f \geq h_s/5$

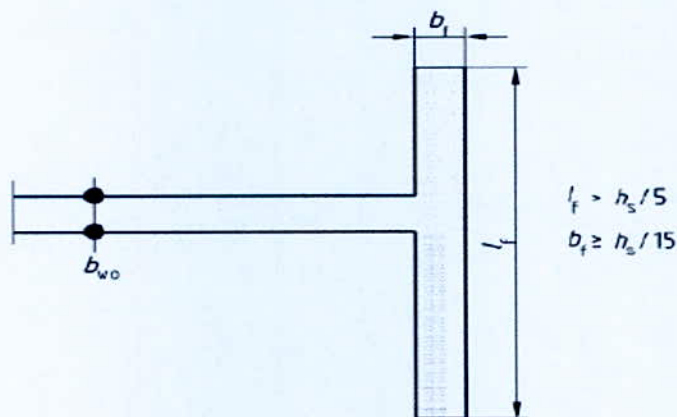


Figure I.9 : Élément de rive confiné inutile à une extrémité du mur avec membrure transversale importante.



D'après l'Eurocode 8, l'épaisseur  $b_w$  des parties confinées de la section de mur (éléments de rive) ne soit pas inférieure à 200 mm. De plus, si la longueur de la partie confinée ne dépasse pas la valeur maximale de  $2b_w$  et  $0,2 l_w$ , il convient que  $b_w$  ne soit pas inférieure à  $h_s/15$ ,  $h_s$  étant la hauteur d'étage.

Si la longueur de la partie confinée excède la valeur maximale de  $2b_w$  et  $0,2 l_w$ , il convient que  $b_w$  ne soit pas inférieure à  $h_s/10$  (voir Figure I.10).

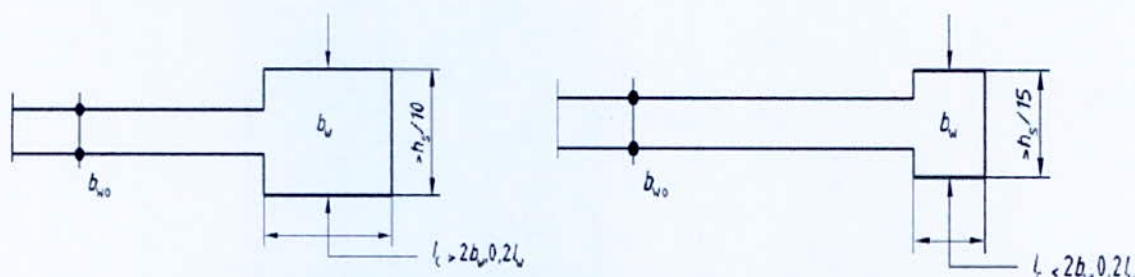


Figure I.10 : Épaisseur minimale des éléments de rive confinés.

## I.6 Rôles des voiles de contreventement

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003.

La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

## I.7 Conclusion

Les règles de conception et de calcul offrent la possibilité à notre structure de devenir parasismique et de limiter les pertes humaines et cela grâce au système contreventement du bâtiment.

# Chapitre II

## **COMPORTEMENT DES VOILES**



## II.1 Introduction

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des murs de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de mur est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales, de la forme de sa section, du caractère tridirectionnel de l'excitation sismique... De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

## II.2 Comportement des voiles rectangulaires en béton armé

Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, pour les voiles à section rectangulaire on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- L'élancement, défini comme le rapport de la hauteur par la largeur du voile,  $h / l$
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal.

Du point de vue de leur fonctionnement il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ( $h / l > 2$ ) et les voiles courts ( $h / l < 2$ ). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures :

- Modes de rupture des voiles élancés,
- Modes de ruptures des voiles courts.

En s'appuyant sur les excellentes descriptions qu'on fait FOURE et PAULAY ainsi que sur la classification donnée dans l'Eurocode 8, nous présentons, en fonction de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus souvent rencontrés. Les modes de ruptures des voiles élancés sont schématisés dans les Figures II.1 et II.2.

### II.2.1 Modes de rupture des voiles élancés

#### II.2.1.1 Ruptures en flexion

- **Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.



- **Mode f2** : rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode FL2 est moins ductile que le mode FL1, surtout dans le cas d'une section rectangulaire.
- **Mode f3** : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités.  
La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

### II.2.1.2 Ruptures en flexion-effort tranchant

- **Mode f/t** : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

### II.2.1.3 Ruptures par effort tranchant

- **Mode t** : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.
- **Mode g** : rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique aux voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

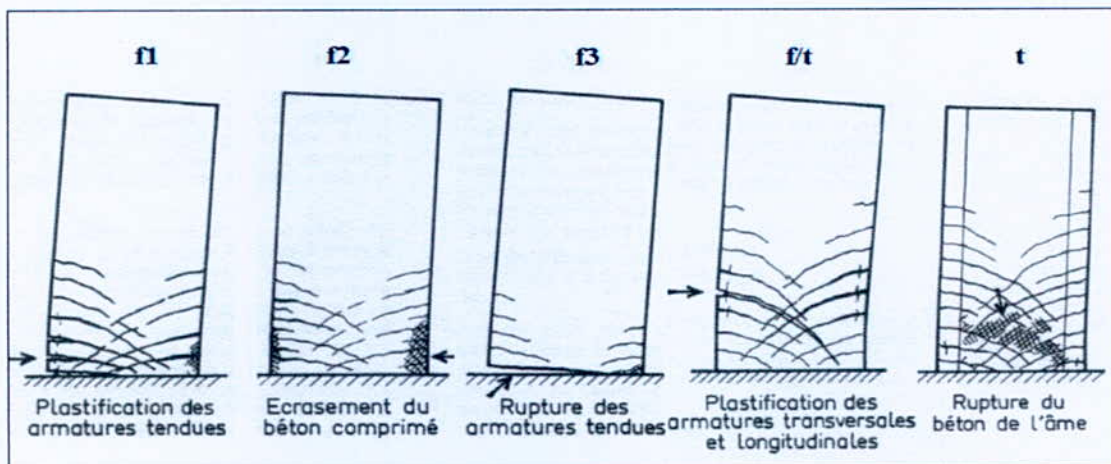


Figure II.1 : Modes de rupture des voiles élancés d'après FOURE

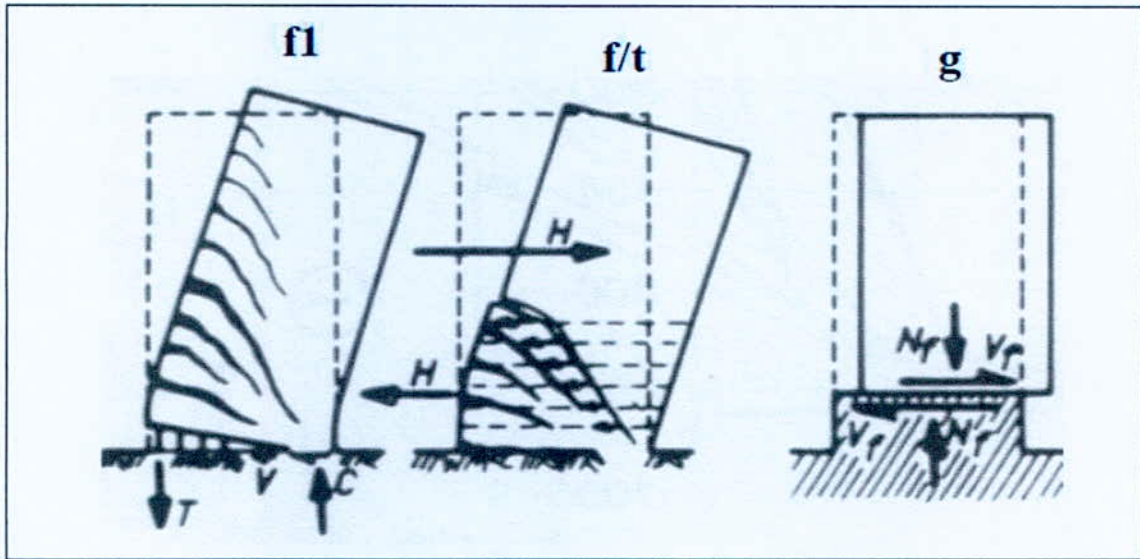


Figure II.2: Modes de rupture des voiles élancés d'après PAULLAY.

### II.2.2 Modes de rupture des voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux de la Figure II.3 et II.4. On distingue trois cas :

**Mode T1** : rupture par glissement (« sliding shear ») à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

**Mode T2** : rupture diagonale (« diagonal tension failure ») avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

**Mode T3** : rupture par écrasement (« diagonal compression failure ») du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.



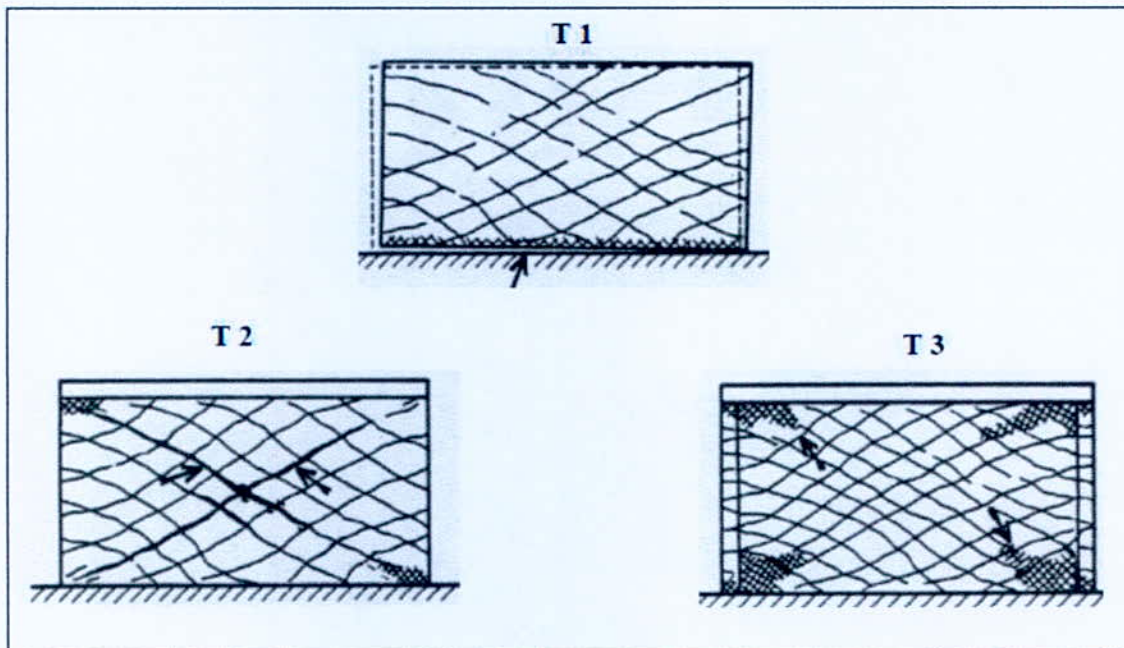


Figure II.3: Modes de rupture des voiles courts FOURE.

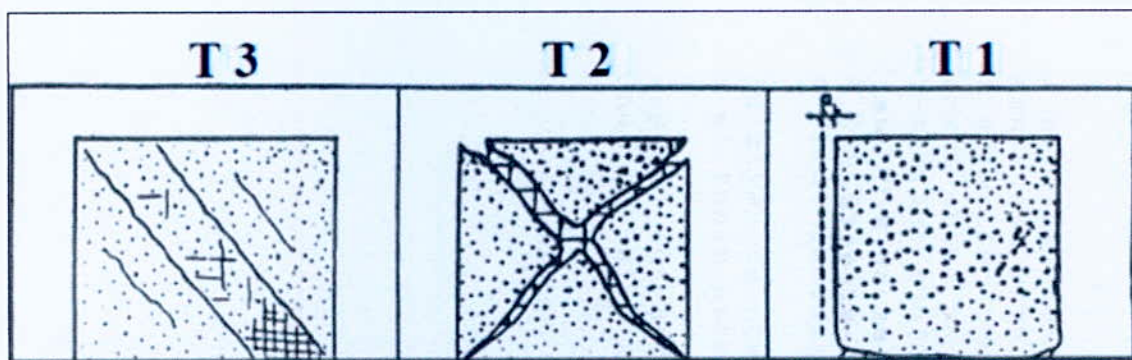


Figure II.4: Modes de rupture des voiles courts d'après l'Eurocode.

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques des structures. Ces déformations sont bien supérieures à celles qui sont généralement admises sous d'autres chargements, mais en contrepartie les efforts sismiques sont plus faibles que ceux qui seraient calculés en supposant un comportement parfaitement élastique.

Le concept en vigueur dans la plupart des codes dont l'Eurocode 8 et celui de « capacity design » qui prévoit la formation d'un mode de rupture par création d'une rotule plastique à

la partie inférieure d'un voile supposé encasté à sa base. Une grande capacité de déformation ductile est organisée dans cette région (zone critique) tout en assurant un comportement élastique au-dessus de la zone critique. Pour atteindre une grande capacité d'absorption et de dissipation d'énergie, les sources potentielles de rupture fragile par effort tranchant doivent être éliminées en s'assurant que la plastification de la zone critique intervient en premier.

L'augmentation de la ductilité dans une section passe par la présence des cadres disposés autour des armatures verticales dans les zones confinées.

S'agissant des structures de type voiles, les règles PS 92 adoptent un principe de conception différent : le fonctionnement d'un voile doit permettre de mobiliser à la fois une dissipation d'énergie par endommagement du béton et plastification des aciers et une transformation d'énergie par soulèvement des masses. On admet ainsi que la fissuration et la plastification de l'acier peuvent se produire sur une hauteur plus grande que la zone critique.

Dans la zone critique le béton n'est pas confiné, mais en contrepartie les contraintes dans le béton doivent rester limitées. Des dispositions sont également prises pour éviter une rupture fragile par effort tranchant. Cette méthode alternative permet alors de concevoir des voiles faiblement armés. Sous l'action sismique, ces voiles devraient avoir un fonctionnement « multifusible », résultant d'une ductilité répartie et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile.

### II.3 Conclusion

Toutes ces études expérimentales ont été effectuées pour valider la conception, comprendre le fonctionnement et faire progresser les connaissances. Toutefois, malgré le grand nombre d'essais réalisés dans le monde, essais qui, par ailleurs, ont constitué la base du développement des codes de constructions, il nous semble que certaines classes de problèmes nécessitent des investigations supplémentaires.

# Chapitre III

## **METHODES DE DIMENSIONNEMENT PARASISMIQUE**



### III.1 Introduction

Les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre générés par les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure.

Pour le dimensionnement au séisme, deux possibilités se présentent :

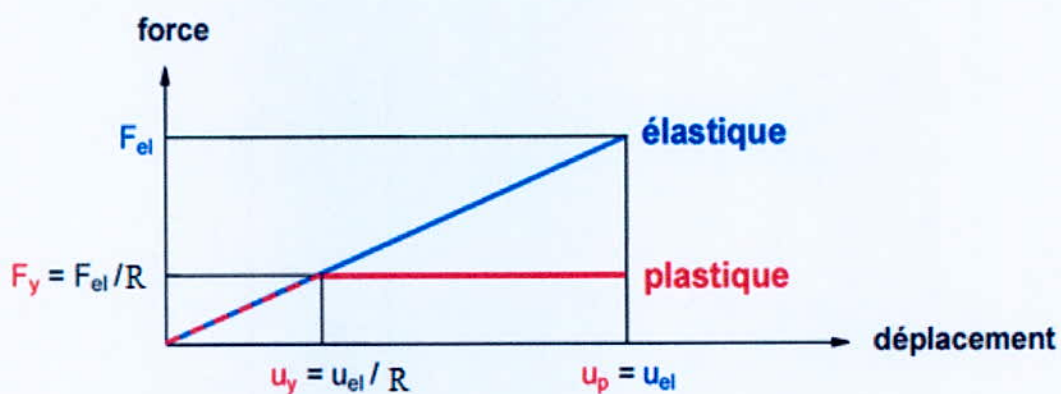
- le comportement élastique, non ductile ou à ductilité limité.
- le comportement ductile,;

Pour mieux appréhender les principes de base du dimensionnement parasismique des structures, il est nécessaire de rappeler certaines notions de base indispensables à la compréhension du comportement des structures sous l'action sismique.

### III.2 Règle des déplacements égaux

Elle stipule que quel que soit le niveau de résistance d'une structure, son déplacement relatif est égal au déplacement relatif élastique que la structure subit si elle est assez résistante pour rester dans le domaine élastique. Cette règle vérifiée et validée analytiquement et expérimentalement est à la base de la majorité des normes parasismiques de par le monde. Elle est résumée sur la figure III.1.

Cette figure montre que la valeur du coefficient de réduction  $R$  de la résistance a une limite déterminée par le déplacement ultime  $u_p$  que peut subir la structure juste avant l'effondrement.



Le rapport  $u_p/u_y$  exprime la ductilité  $\mu_\Delta$  de la structure.

**Figure III.1:** Hypothèse d'iso-déplacement.

A partir de cette règle, on peut estimer le comportement non linéaire des structures à partir d'un calcul linéaire, et éviter ainsi le problème de modélisation des structures dans le domaine post-élastique qui n'est pas facile en pratique.

Globalement, la structure sera dimensionnée pour reprendre les actions obtenues en divisant les actions élastiques par  $R$ , facteur de réduction de la résistance.

A titre d'exemple, dans le cas des constructions en béton armé, une structure plastique contient environ  $R$  fois moins d'armatures que son homologue élastique. Par conséquent, la structure plastique doit compenser son déficit de résistance par une ductilité suffisante. Par ailleurs, l'application de la règle des déplacements égaux donne :

$$\mu_{\Delta} = u_p / u_y = u_{el} / (u_{el} / R) = R$$

Cette règle empirique est vérifiée pour les oscillations simples non linéaires soumis à des séismes naturels ou artificiels.

### III.3 Coefficient de comportement de la structure

Les normes parasismiques existantes de par le monde utilisent la règle des déplacements égaux pour un dimensionnement classique ou un dimensionnement en capacité. Dans cette optique, les valeurs des facteurs de réduction de résistance " $R$ " sont rebaptisées "coefficient de comportement structural " $q$ ".

Dans le dimensionnement classique, seule la résistance est prise en compte avec un coefficient de comportement voisin de 1.5 signifiant que la structure se comporterait fondamentalement de manière élastique lors d'un séisme. Un coefficient  $q=2$  correspond à une plastification nominale de la structure. L'hypothèse d'un coefficient de comportement plus élevé est possible mais la capacité plastique nécessaire doit être vérifiée, ce qui est justement l'objet de la méthode de dimensionnement en capacité. Les valeurs de ce coefficient sont fonction de la nature du matériau de construction et du type de structure.

### III.4 Effort de dimensionnement

Les deux méthodes de dimensionnement ne se différencient pas fondamentalement dans la détermination des sollicitations sismiques de base. La différence apparaît principalement au niveau de la réduction des sollicitations élastiques qui traduit l'effet favorable des plastifications.

En règle générale, les sollicitations doivent être déterminées sur la base d'un spectre de dimensionnement. Dans le cas des bâtiments réguliers, la méthode statique équivalente (ou méthode des forces de remplacement) permet alors de déterminer les efforts internes de dimensionnement.

Les bâtiments irréguliers nécessitant des calculs plus précis sont traités avec la méthode du spectre de réponse.



Il est important de souligner que le recours aux méthodes plus sophistiquées est exceptionnel pour le dimensionnement de nouveaux bâtiments. Ces méthodes sont plutôt réservées à l'évaluation du comportement sismique des bâtiments existants.

Pour tenir compte de l'effet favorable des déformations plastiques dans le dimensionnement, il faut déterminer la résistance requise en fonction de la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Pratiquement, le dimensionnement se base sur la sollicitation sismique élastique réduite en fonction de la ductilité globale offerte par la structure.

En raison de la complexité du comportement sismique non linéaire, l'utilisation de règles empiriques est indispensable. Dans cette optique, la règle des déplacements égaux est la règle empirique la plus utilisée pour le dimensionnement parasismique.

### III.5 Dimensionnement en capacité

#### III.5.1 Principe de base

Le dimensionnement en capacité est une méthode moderne qui échappe de manière intelligente et élégante à la complexité du comportement sismique. En effet, au lieu de se focaliser sur les sollicitations dont la détermination reste incertaine, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de la construction à supporter favorablement les sollicitations d'origine sismique par la dissipation sous forme de déformations plastiques.

Ce qui fait la force de ce dimensionnement, c'est que son principe de base est simple : " le projecteur impose à la structure comment elle doit se comporter ", autrement dit, là où elle doit se plastifier et là où elle doit rester élastique. En d'autres termes, le concepteur choisit les endroits où les déformations plastiques doivent se concentrer (rotules plastiques) en cas de séisme.

Ce concept permettant de protéger à priori les sections non ductiles de l'ouvrage peut être décrit simplement par l'exemple de la chaîne très utilisé dans la littérature spécialisée.

Considérons une chaîne soumise à un effort de traction et comportant un maillon choisi délibérément plus faible que les autres (maillon 2).

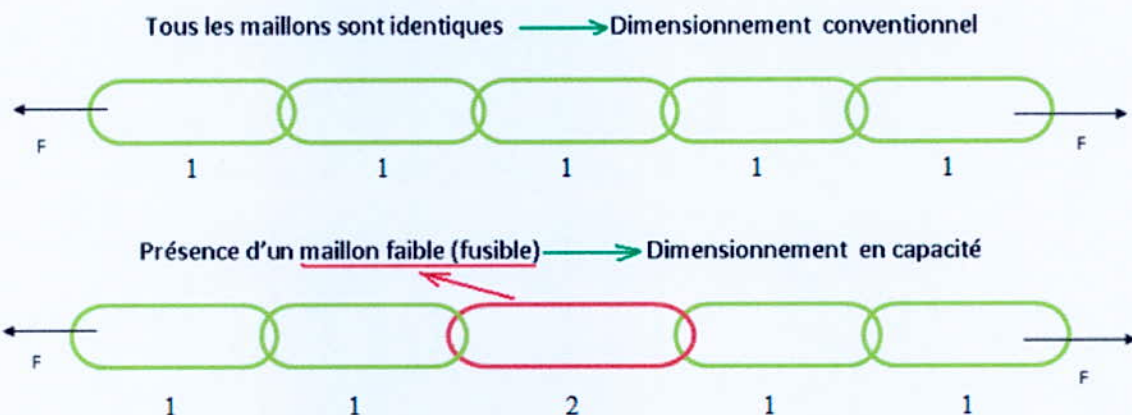


Figure III.2: Illustration des types de dimensionnement.

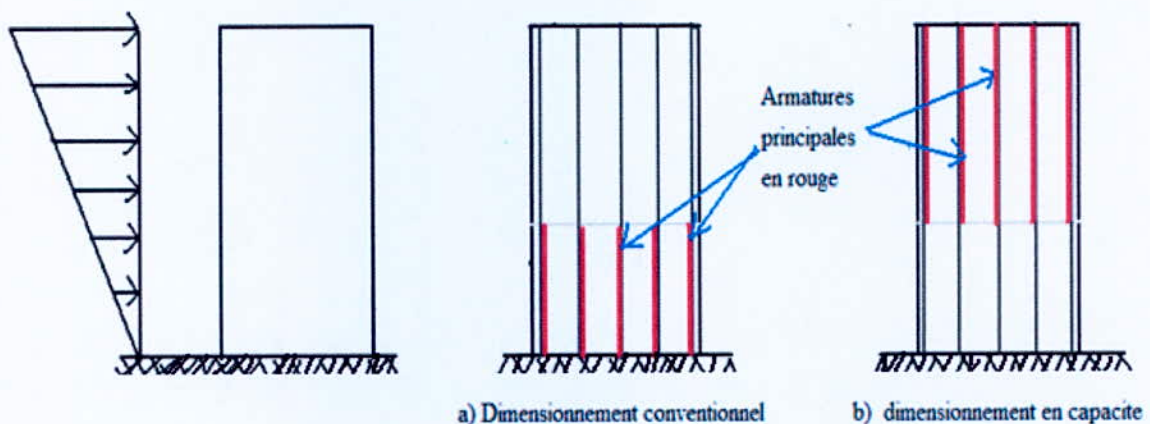


Dans le dimensionnement en capacité, la rupture est localisée au niveau du maillon faible (fusible), que l'on peut concevoir très déformable. Sa présence parmi les autres maillons plus résistants (mais fragiles), assure la capacité de déformation de toute la chaîne. En revanche, pour un dimensionnement classique, toutes les chaînes sont identiques. Donc, si nous voulons obtenir la même capacité de déformation que précédemment, il faut conférer à tous les maillons une capacité identique car la rupture peut survenir sur n'importe lequel.

La chaîne symbolise l'ensemble de la structure et le maillon ductile correspond aux zones de rotules plastiques.

Dans le cas des structures, le concepteur choisit les zones (zones critiques) où l'énergie se dissipe de façon optimale (comme par exemple les rotules plastiques) pour permettre à celles-ci d'atteindre un état de mécanisme maîtrisé. Quant au reste de la structure, et plus particulièrement les zones adjacentes aux rotules, il sera renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique bien que les zones plastifiées aient atteint leur résistance effective (capacité ou sur-résistance).

Pour illustrer les résultats obtenus par les deux méthodes de dimensionnement, considérons une console soumise à une action sismique (figure III.3)



**Figure III.3:** Disposition des armatures principales en fonction du type de dimensionnement.

Par le dimensionnement traditionnel, la section des armatures nécessaires est disposée en fonction des efforts et par conséquent, les plus gros diamètres se trouvent à la base. En revanche, pour le dimensionnement en capacité, un fusible est prévu à l'endroit des efforts maximaux, et le reste de la console est renforcé pour garantir son maintien dans le domaine élastique. Aussi, les grands diamètres se trouvent dans la partie supérieure de la console.

### III.5.2 Choix du mécanisme plastique

Ce choix doit favoriser le développement des déformations plastiques de la structure tout en minimisant les rotations locales des rotules plastiques.

Pour des refends qui, en général se comportent comme les consoles encastées à leurs bases, la rotule plastique se trouve normalement à la partie inférieure. Dans ce cas, il faut programmer une rupture par flexion et non par effort tranchant. Ce choix est représenté sur la figure ci-dessous.

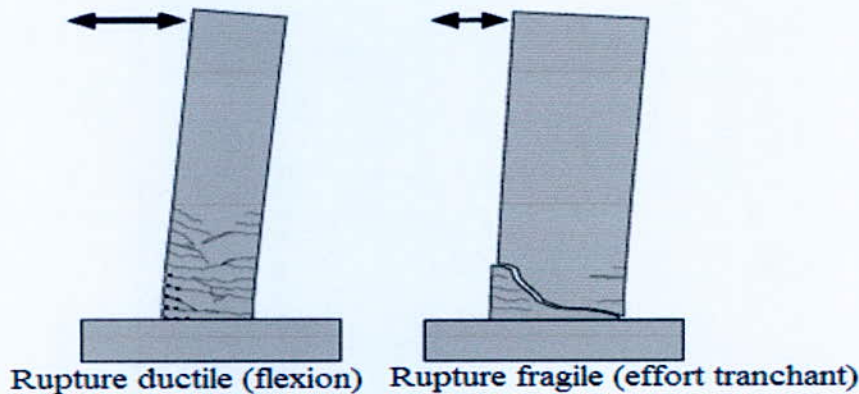


Figure III.4: Différents types de ruptures pour refends.

### III.5.3 Comment garantir la stabilité du mécanisme plastique choisi ?

Pour y parvenir il faut :

- Renforcer les zones adjacentes aux zones critiques (rotules plastiques) en les dimensionnant de sorte qu'elles restent à coup sûr dans l'état élastique. Il faut donc majorer les efforts de dimensionnement en tenant compte de deux phénomènes : d'une part de la sur-résistance que les zones critiques vont développer, et d'autre part de l'influence des modes supérieurs intervenant dans le comportement dynamique de la structure.
- Maintenir les fondations dans un état élastique, autrement dit, majorer les efforts de dimensionnement.
- Garantir la ductilité et la dissipation d'énergie dans les zones plastiques.

Pour atteindre ces objectifs, il faut des dispositions constructives particulières, et qui sont :

- limitation de l'espacement des armatures transversales de stabilisation,
- fermeture des étriers à  $135^\circ$  au lieu de  $90^\circ$ , figure III.5.b,
- pas de recouvrement dans les zones plastiques (recouvrement en dehors de la zone plastique ou à défaut, dans le tiers supérieur), figure III.5.a,
- respecter la longueur minimale dans les zones plastiques,
- respecter la largeur minimale des zones plastiques pour éviter une instabilité latérale,
- prise en compte du remplissage des portiques par la maçonnerie qui risque de modifier l'emplacement de la zone plastique.

Ces mesures constructives sont indispensables pour garantir un bon comportement sismique.



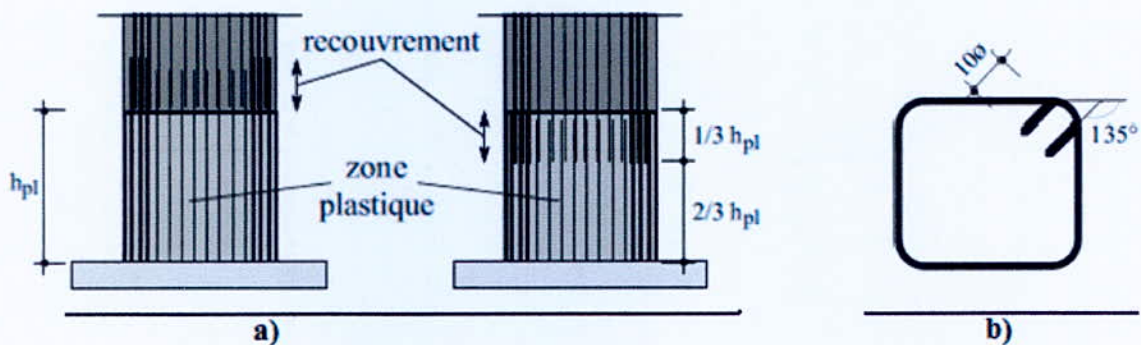


Figure III.5: Quelques dispositions constructives indispensables.

Avant d'exposer les préceptes du dimensionnement en capacité, il est nécessaire de définir certaines notions de base, indispensable pour la compréhension du comportement sismique des structures. Il s'agit de la ductilité, la sur-résistance et les caractéristiques des matériaux.

### III.5.3.1 Ductilité

La ductilité est le paramètre clé du comportement sismique. En effet, lorsqu'une structure se déforme plastiquement, une grande partie de l'énergie introduite est dissipée dans les zones plastifiées. Ce phénomène entraîne une diminution de la sollicitation. Une ductilité suffisante permet le développement de ce comportement favorable.

### III.5.3.2 Sur-résistance

La résistance aux actions sismiques représente une caractéristique aussi importante car elle détermine les déformations plastiques et par conséquent les dégâts infligés à la structure. En effet, lors d'un séisme, une fois la résistance de la structure atteinte, des déformations plastiques apparaissent et se développent jusqu'à ce que la ductilité des éléments structuraux ne suffise plus pour éviter l'effondrement. On parle alors de la sur-résistance ou de la résistance effective des éléments structuraux. Elle est définie par rapport à la résistance théorique déduite du dimensionnement.

En béton armé, la résistance effective est plus grande que la résistance de calcul pour des raisons suivantes :

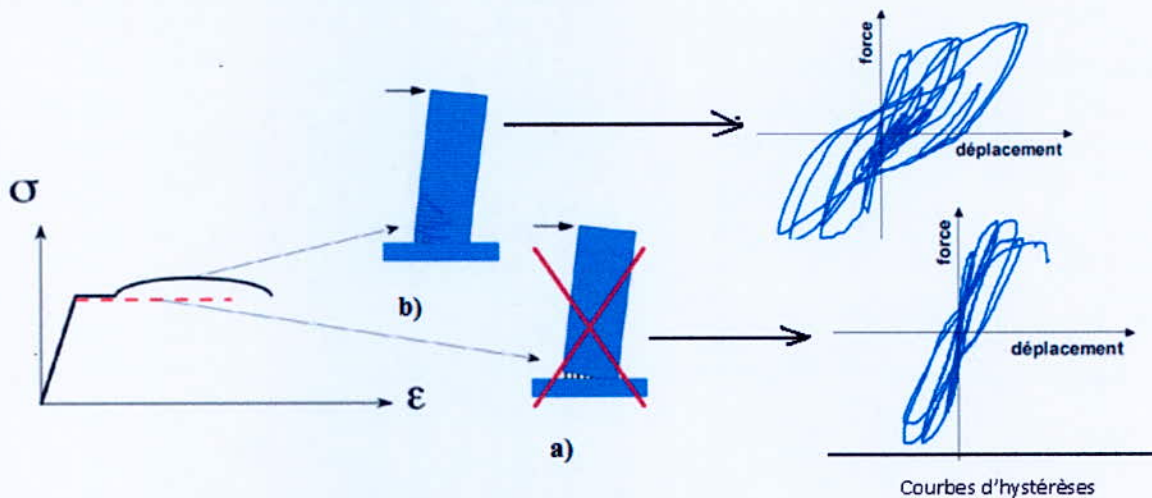
- la quantité d'armatures réellement mise en place ;
- la sollicitation des armatures au-delà de la limite élastique (lors des cycles de déformation plastique) ;
- la redistribution plastique des efforts dans les systèmes hyperstatiques.



### III.5.3.3 Caractéristiques des matériaux

Le comportement post-élastique des éléments structuraux est directement lié aux caractéristiques des matériaux utilisés. Par conséquent, il ne suffit pas d'opter pour un dimensionnement en capacité, il faut avoir des moyens de sa "politique". Il faut que les matériaux soient ductiles.

En effet, la courbe contrainte- allongement ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) de l'acier, généralement retenue, est élastique parfaitement plastique (figure III.6). Que se passe-t-il si pareille armature est mise en place ?



**Figure III.6:** Influence de la ductilité de l'acier sur le comportement plastique du béton armé.

Si une telle armature est mise en place, on observe le phénomène suivant : après formation de la première fissure (figure III.6.a), les déformations locales vont s'y concentrer jusqu'à la rupture de l'armature longitudinale.

En revanche, si l'armature mise en place possède dans la zone d'écroutissage, une résistance à la traction supérieure à la limite d'écoulement, on observe le comportement suivant : après apparition de la première fissure, il suffit d'un léger effort pour provoquer la naissance d'une deuxième fissure, d'autres fissures apparaissent les unes au dessus des autres au fur et à mesure que la sollicitation augmente, et ainsi de suite jusqu'à la rupture de l'armature au niveau de la fissure d'origine (figure III.6.b).

Cette succession des fissures permet de répartir les déformations locales et garantir une capacité de rotation de la section sans commune mesure avec celle correspondant au mécanisme avec la seule fissure. A partir de ce constat, une valeur limite entre la résistance à la traction et la limite d'écoulement est imposée pour le dimensionnement en capacité. Cette limite est :  $f_t/f_y \geq 1.15$

### III.6. Dimensionnement traditionnel

Une structure peut être dimensionnée pour se comporter élastiquement en cas de séisme : c'est le dimensionnement linéaire élastique ou dimensionnement classique. Compte tenu de la grande résistance exigée par ce dimensionnement, son utilisation ne peut être justifiée économiquement que pour les structures légères, en zones de faible sismicité. Cependant, dimensionner une structure élastiquement (grande résistance) ne veut pas dire niveau de sécurité plus élevé, car aucune disposition particulière de construction n'est imposée pour exclure tout risque de rupture fragile.

### III.7 Conclusion

Pour le dimensionnement, l'ingénieur a le choix entre deux concepts de dimensionnement parasismique : dimensionnement conventionnel (non ductile) et le dimensionnement en capacité (ductile). Les points suivants sont à relever :

- Le dimensionnement conventionnel considère l'action sismique au même titre qu'une action traditionnelle sans tenir compte du caractère spécial de la sollicitation sismique. Sa principale lacune réside dans l'absence de précautions spécifiques visant à garantir un comportement sismique adéquat de la structure comme l'exclusion de ruptures non ductiles. La grande résistance des structures dimensionnées de manière conventionnelle n'est pas un gage de niveau de sécurité plus élevé, bien au contraire.
- Le dimensionnement en capacité (ductile) se base sur la capacité de la structure à la place des sollicitations et vise en premier lieu à garantir un comportement ductile adéquat de la structure. Pour ce faire, l'ingénieur impose à la structure où elle « doit » se plastifier et où elle « ne doit pas ». L'ingénieur choisit d'abord un mécanisme plastique approprié et prend des précautions pour garantir la stabilité dans toutes les situations (règles de constructions et renforcement des zones en dehors des zones plastiques).
- Le dimensionnement en capacité tient compte de la sur-résistance pour majorer les efforts de dimensionnement. La sur-résistance considère la résistance effective des éléments de la structure. Elle est supérieure à la résistance déduite du dimensionnement à cause des dimensions des éléments réellement mises en place et de la sollicitation au-delà de la limite élastique des matériaux.



# Chapitre IV

## **DIMENSIONNEMENT EN CAPACITE D'UN REFEND**



## IV.1 Introduction

Le but de ce chapitre est d'appliquer à un cas concret les nouveaux concepts de dimensionnement en capacité, aussi bien au niveau du calcul (dimensionnement des armatures, détails constructifs).

## IV.2 Présentation du bâtiment

Le bâtiment est en béton armé, comportant dix niveaux avec un sous-sol (R + 9 + sous-sol), L'immeuble est situé à Alger, zone classée selon le RPA99/2003 (article 3.1) comme zone III (forte sismicité). Par ailleurs, cet immeuble appartient au groupe d'usage 2, et implanté sur un site meubleS3.

Les dimensions en plan et en élévation sont:

- Dimensions en plan

La structure étudiée est de forme rectangulaire dont les dimensions en plan sont:

- Longueur totale (sens longitudinal x-x) : 25.40 m
- Largeur totale (sens transversal y-y) : 15.50 m

- Dimensions en élévation

Les dimensions en élévation du bâtiment sont :

- Hauteur d'étage : 3,06 m
- Hauteur du rez de chaussée : 3,06 m
- Profondeur du sous-sol /sol : - 3,06 m
- Hauteur totale du bâtiment y compris l'acrotère : 34,75m

Les matériaux utilisés sont de type ordinaire (Béton : 25MPa, Acier HA : 400MPa).

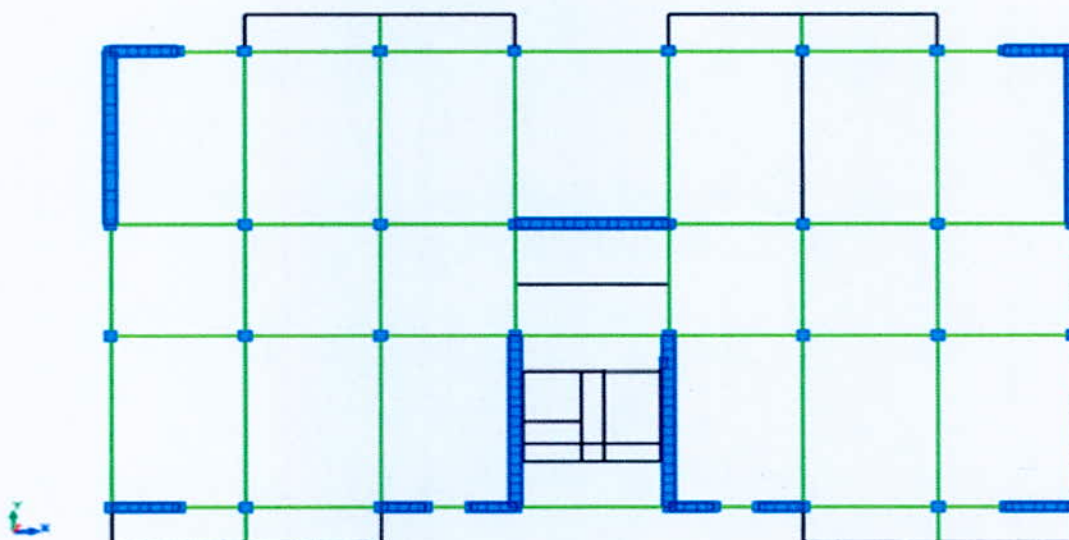


Figure IV.1: Vue en plan.

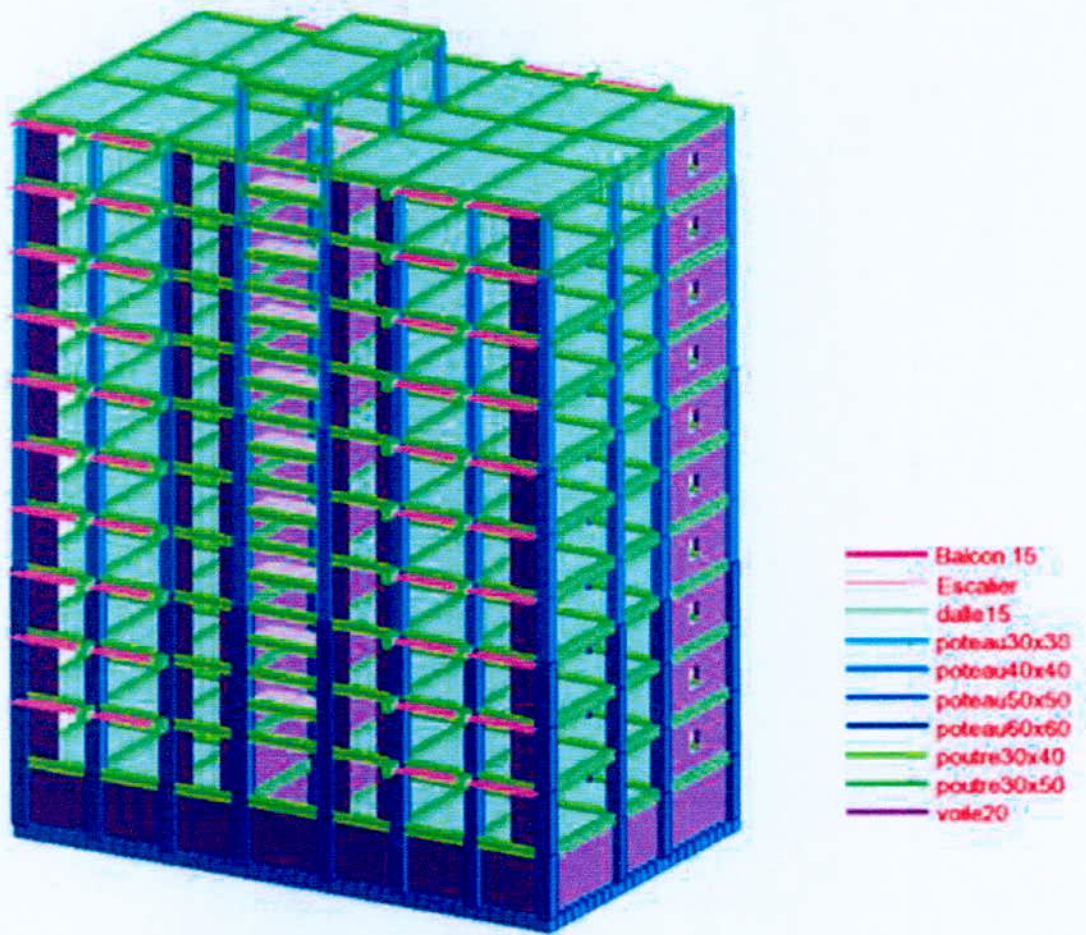


Figure IV.2 : Vue en 3D du bâtiment.

Le système structural comporte des voiles et des portiques en béton armé, On considère que grande part de sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles. La figure suivante représente la disposition des voiles de notre bâtiment :

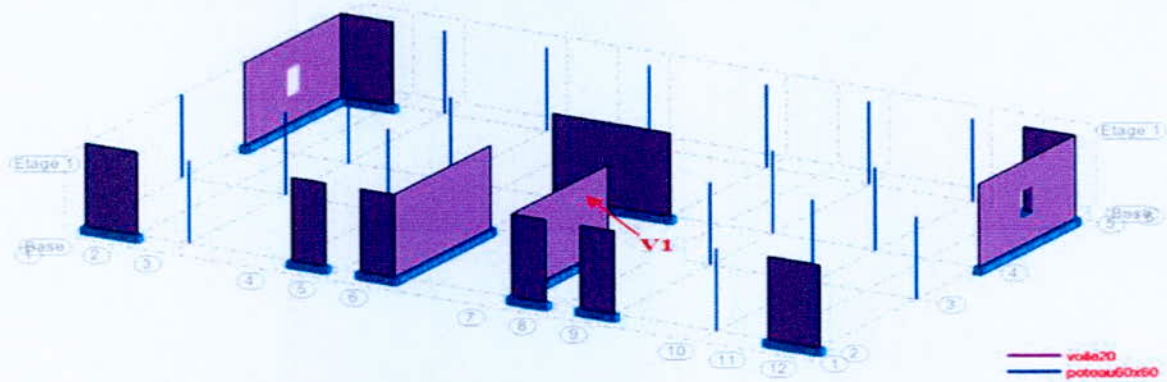


Figure IV.3 : Disposition des voiles.



Le voile V1 a pour caractéristiques :

- Une épaisseur de 20cm
- Une portée de 570 cm
- Une hauteur 30,6 m

L'étude du bâtiment est basée sur les résultats d'une modélisation à trois dimensions à l'aide du logiciel (Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014).

Les résultats des efforts internes et le ferrailage du voile V1, sont résumés dans les tableaux qui suivent et les détails de calcul du refend V1 conformément au RPA99/2003 on les trouve en Annexe.

**Tableau IV.1** : Sollicitation et ferrailage des voiles.

Voiles	e [cm]	L [m]	N[kN]	M[kN .m]	$A_{s,calculée}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]
V1	20	5,7	1893,66	6051,77	38,65	22,8

**Tableau IV.2** : Ferrailage vertical des voiles et espacement adoptés.

Voiles	$A_{s,calculée}$ /face/ml [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,min}$ /face/ml [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ Adoptée/ml/Face	Espacement [cm]	
				Zone nodale	Zone courante
V1	14,87	2	5HA20	10	20

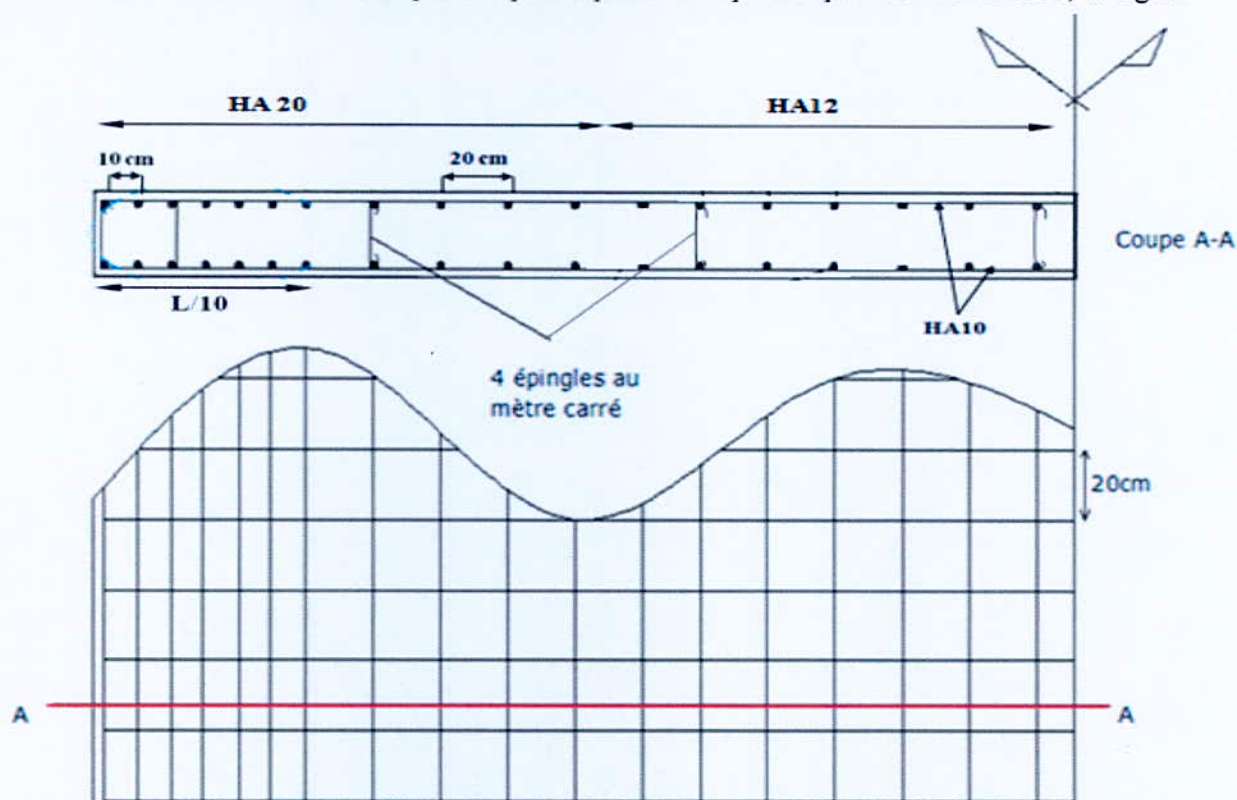
**Tableau IV.3** : Vérification au cisaillement.

Voiles	e [cm]	L [m]	V [kN]	$\tau_b$ MPa]	$\bar{\tau}_b$ [MPa]
V1	20	5,7	964,81	1,32	5

**Tableau IV.4** : Ferrailage horizontal des voiles.

Voiles	E [cm]	L [m]	$A_{s,min}$ [cm <sup>2</sup> ]	$A_s$ /ml/face [cm <sup>2</sup> ]	$A_{s,adopté}$ /ml/face [cm <sup>2</sup> ]	Nombre d'épingle	$S_t$ [cm]
V1	20	5,7	17,1	2,79	5HA10	5	20

Le ferrailage sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée et l'effort tranchant en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99/2003, la figure



suivante représente Le schéma du ferrailage du refend V1.

Figure IV.4 : Ferrailage du refend conforme au RPA 99/2003.

### IV.3 Dimensionnement en capacité

Il s'agit de dimensionner le même refend (voile V1) en béton armé selon les préceptes du dimensionnement en capacité avec une ductilité limitée à 3.5, c'est -à-dire avec un facteur de réduction des forces  $R$  égal à 3.5. La majorité des notions utilisées dans cette partie, découlent des règles parasismiques suisses du béton armé SIA 262.

Les armatures verticales de la rotule plastique peuvent être déterminées par un dimensionnement à la flexion en utilisant une méthode basée sur l'hypothèse de Bernoulli (conservation des sections planes) et des conditions d'équilibre correspondant à l'état limite ultime. Les hypothèses habituelles concernant l'acier et le béton, c'est-à-dire, résistance du béton tendu négligé et comportement parfaitement plastique de l'acier, restent valable.

Cependant, pour pouvoir faire une comparaison avec le dimensionnement selon les normes algériennes, les armatures verticales de la rotule plastique seront identiques.

Le dimensionnement en capacité comporte neuf (9) étapes:

- les six (06) premières pour le contrôle de la stabilité de la rotule plastique,
- et les quatre (03) dernières pour la zone élastique adjacente.



Ces étapes sont:

- Etape 1: Choisir un mécanisme plastique et une hauteur de la rotule plastique
- Etape 2: Dimensionner en flexion la rotule plastique
- Etape 3: Stabiliser latéralement la rotule plastique
- Etape 4: Garantir la ductilité en courbure de la rotule plastique
- Etape 5: Stabiliser l'armature verticale dans la rotule
- Etape 6: Dimensionner à l'effort tranchant la rotule plastique
- Etape 7: Dimensionner à la flexion la partie élastique (zone adjacente)
- Etape 8: Dimensionner à l'effort tranchant la zone élastique
- Etape 9: Stabiliser l'armature verticale dans la zone élastique

### 1. Choix du mécanisme plastique et de la longueur de la rotule plastique $l_p$

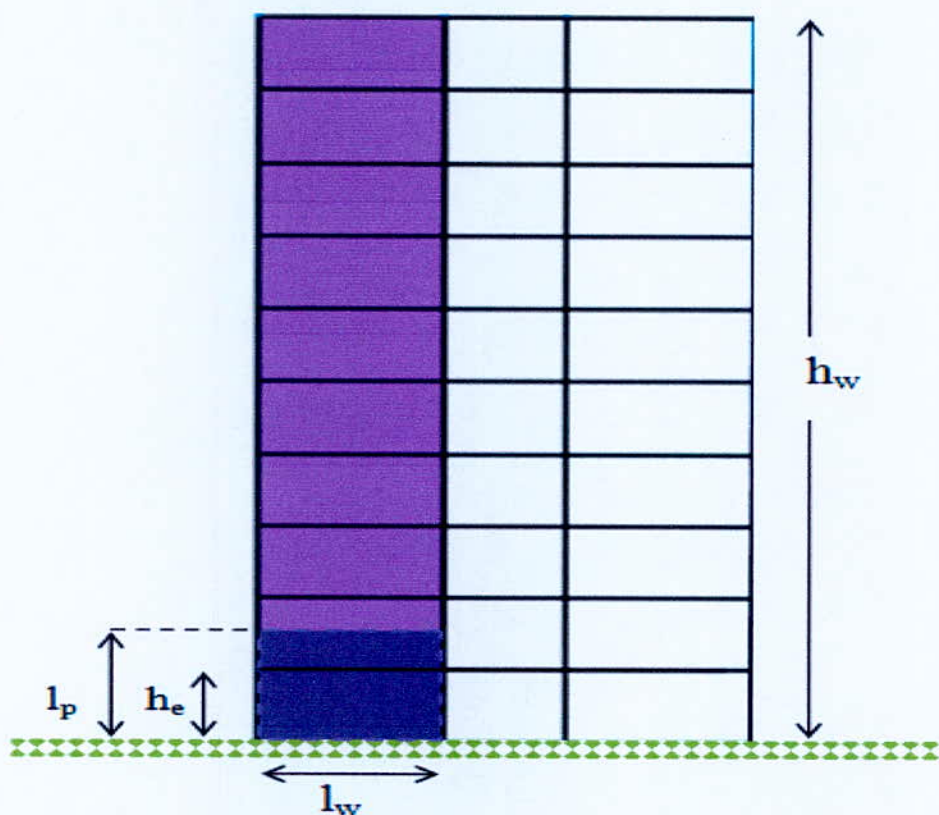


Figure IV.5: Hauteur de la rotule plastique.

Dans le choix du mécanisme plastique, il faut éviter les ruptures fragiles (non ductiles) par effort tranchant et les ruptures par plastification inopportunes où aucune mesure n'a été prise pour qu'elles puissent se développer sans aucun dommage.

Pour le refend V1, qui se comporte comme une console encastrée à sa base, le mécanisme plastique se trouve à la base, là où le moment fléchissant et l'effort tranchant sont les plus importants.

La rotule plastique est prévue au pied du refend avec une longueur égale à:

$$l_p \geq (l_w; h_w/6) \quad \text{avec : } \begin{cases} l_w = 5,7\text{m} \\ h_w = 30,6\text{m} \end{cases} \rightarrow l_p = 5,7\text{m}$$

Avec

$l_p$  : la hauteur de la rotule plastique,

$h_w, l_w$ : la hauteur totale et la longueur du refend considéré.

On adonc une rotule plastique de 5.7 m de haut. Il faut donc veiller à ce que les mesures constructives soient prolongées jusqu'au première étage.

Pour simplifier l'exécution du refend, il est conseillé de prolonger les mesures constructives concernant la rotule plastique jusqu'au deuxième niveau. Mais, pour éviter des zones plastiques excessives, il est admis de limiter cette zone à  $h_e$  (hauteur d'étage) si  $h_e \geq (2l_w/3; h_w/9)$ .

### 2. Dimensionnement en flexion de la rotule plastique

Le schéma du ferrailage au niveau de la rotule plastique est représenté schématiquement par la figure ci-après. Ce ferrailage résulte du dimensionnement selon le RPA 99 version 2003.

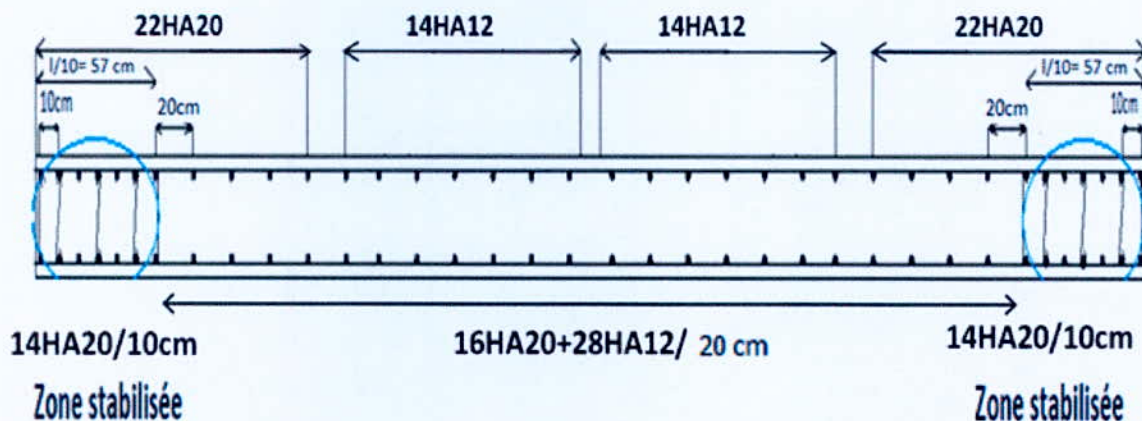


Figure IV.6 : Disposition du ferrailage dans la rotule plastique.



Les déformations de la zone plastique et les efforts qui en découlent sont représentées par les figures suivantes:

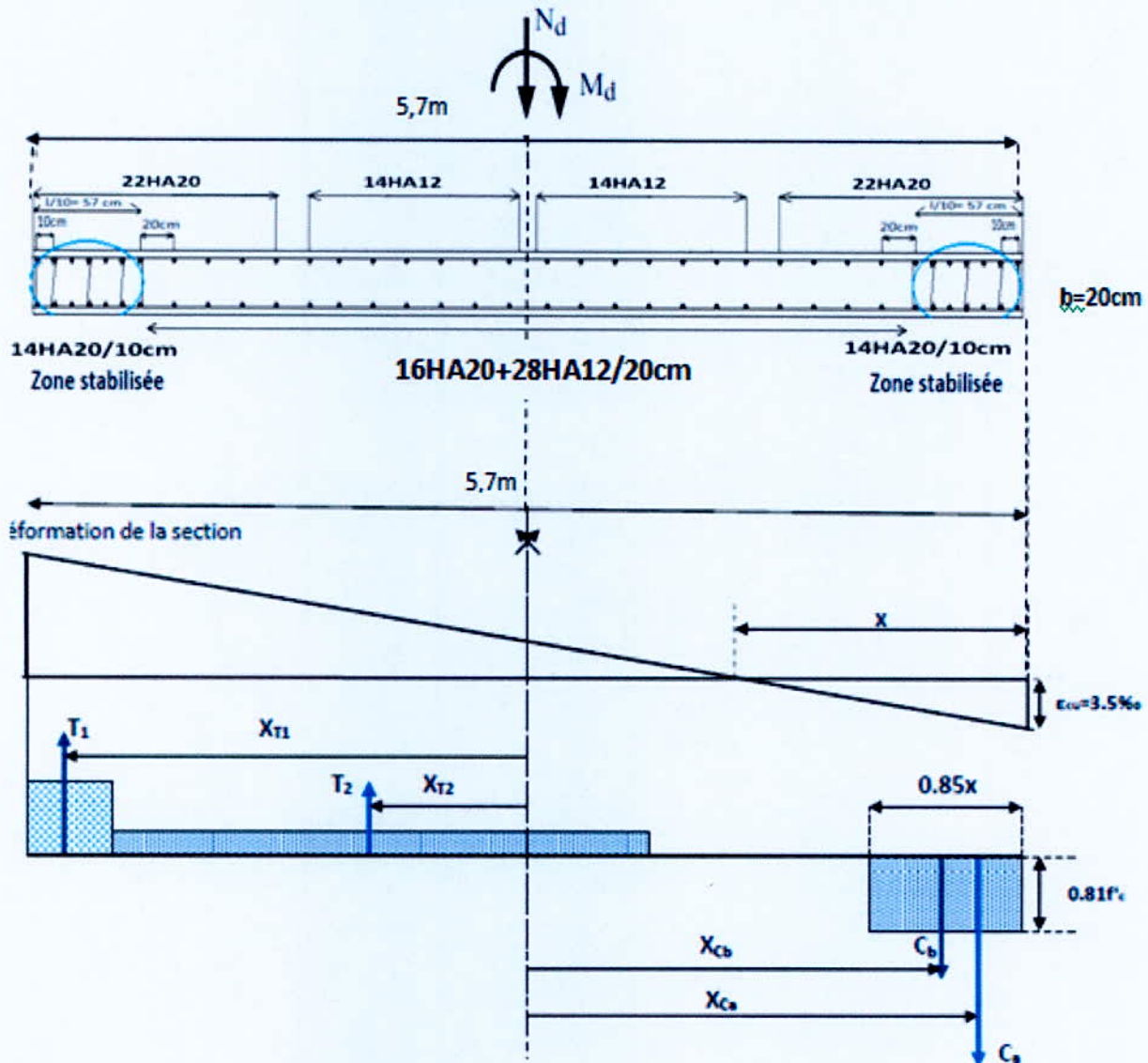


Figure IV.7: Position des efforts au niveau de la rotule.

Equilibre:  $\Sigma F_{vert.} = T_1 + T_2 - C_b - C_a = N_R$  (\*)

Moment résistant:  $M_R = T_1 \times X_{T1} + T_2 \times X_{T2} + C_b \times X_{Cb} + C_a \times X_{Ca} \geq 1.2 \times M_R$

Avec :

$T_i$  : les efforts de traction,

$C_i$  : les efforts de compression

$N_R$  : l'effort normal appliqué (d'après la descente de charges).

Les indices a et b indiquent respectivement l'acier et le béton.

Les quantités d'armatures aux extrémités étant identiques, elles n'influent pas sur la position de l'axe neutre, dans le cas où l'on dépasse le  $f_{sd}$  et que l'on effectue un calcul dit plastique.

Le taux limite des armatures est, généralement, fixé comme suit:

$$\begin{aligned} \rho_{\min} = 0.8/f_y &\rightarrow \rho_{\min} = 0.2\% && \text{pour } f_y = 400 \text{ MPa} \\ \rho_{\max} = 16/f_y &\rightarrow \rho_{\max} = 4\% && \text{pour } f_y = 400 \text{ MPa} \end{aligned}$$

Pour éviter d'épaissir les extrémités du refend, la profondeur de la zone comprimée au niveau de la section du voile est prise telle que:

$$x \leq 4b \rightarrow x = 0.4 \text{ m}$$

Avec :

b: épaisseur de la paroi dans la zone comprimée.

Les pourcentages minimal et maximal d'armatures du refend V1 sont respectivement de 0.2% et le pourcentage maximal est 1,6%, ils appartiennent à l'intervalle (0.2% - 4%) couramment utilisé en dimensionnement en capacité.

Pour ce ferrailage, la vérification du dimensionnement en flexion de la rotule plastique se fait comme ci-dessous :

Le béton comprimé a atteint sa déformation plastique (3,5 ‰) et le béton tendu est négligé. Les armatures n'ayant pas atteint leur limite d'écoulement ( $\epsilon = 2,0 \text{ ‰}$ ) sont négligées dans l'équation(\*).

Pour tenir compte de la répartition des contraintes du béton selon un modèle rectangulaire, on considère uniquement 85% du bloc comprimé

#### a. Efforts de traction

Les efforts de traction dans les aciers stabilisateurs et les aciers courants sont:

$$T_1 = 14\phi 20 \times f_e = 14 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 400 \text{ (MPa)} = 1,76 \text{ MN} \rightarrow X_{T1} = 2.465 \text{ m (bras de levier)}$$

$$T_2 = (10\phi 20 + 28\phi 12) \times f_e = 63,08 \times 10^{-4} \times 400 \text{ (MPa)} = 2,52 \text{ MN} \rightarrow X_{T2} = 2,68 \text{ m}$$

#### b. Efforts de compression

Les efforts de compression dans le béton et dans les aciers stabilisateurs sont:

$$C_b = 0.85 X \times 0.81 f_c \times b = 0.85 \times 0.4 \times 0.81 \times 25 \times 0.2 = 1,38 \text{ MN} \rightarrow X_{Cb} = 2,6 \text{ m}$$

$$C_a = 7\phi 20 \times f_e = 0,88 \text{ MN} \rightarrow X_{Ca} = 2.465 \text{ m}$$

#### c. Vérification

Il s'agit de comparer les efforts résistants avec les efforts de dimensionnement (N; 1.2M).

Les efforts de dimensionnement sont:

$$N = 1,89 \text{ MN}$$

$$1.2M = 7,26 \text{ MNm}$$



Ce qui donne:

- Effort normal résistant  $N_R$

$$\Sigma F_{\text{vert}} = 0 = N_R + C_a + C_b - T_1 - T_2$$

$$N_R = |1,76 + 2,52 - 0,88 - 1,38| = 2,02 \text{ MN} > N = 1,89 \text{ MN}$$

La somme des moments en 0 permet de déterminer le moment résistant total. Dans notre cas, on a :

- Moment résistant  $M_R$

$$M_R = T_1 X_{T1} + T_2 X_{T2} + C_b X_b + C_a X_a \geq 1.2 M$$

$$M_R = 1.764 \times 2.465 + 2,52 \times 2,68 + 1,38 \times 2,6 + 0,88 \times 2,465 = 16.86 \text{ MNm} > 1.2M = 7,26 \text{ MNm}$$

Les deux conditions sont vérifiées, le refend peut bien résister aux efforts de dimensionnement.

### 3. Stabilité latérale de la rotule plastique

Pour les refends possédant une section rectangulaire, il existe un réel danger d'instabilité latérale, autrement dit, un voilement local de la zone comprimée dans la région de la rotule plastique au cours des grandes déformations plastiques cycliques.

Pour éviter qu'un tel "scenarior" se produise, il faut que la zone comprimée ne soit pas trop élancée. Par conséquent, pour se prémunir contre cette manifestation, l'épaisseur du refend doit vérifier la condition suivante:

$$x \leq 4b \rightarrow 0.4 \text{ m} < 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \text{ stabilité assurée}$$

Dans le cas où cette inégalité n'est pas vérifiée ( $x > 4b$ ), on peut renforcer les extrémités du refend pour stabiliser la zone comprimée. Cela revient donc à augmenter l'épaisseur du refend sur au moins  $x/2$  jusqu'à  $b \geq h_e/12$ .

### 4. Garantie de la ductilité en courbure dans la rotule plastique

Pour garantir une ductilité globale admise pour le dimensionnement ( $R=3.5$ ), il faut assurer une ductilité locale importante à la base.

La position de l'axe neutre est en relation directe avec la ductilité en courbure de la rotule plastique, plus  $X$  est faible, plus la ductilité en courbure ou ductilité locale n'est grande. Donc, pour garantir une ductilité satisfaisante en courbure, il faut limiter la distance de l'axe neutre en fonction de la longueur  $l_w$  du refend.

Pour une ductilité limitée à  $\mu_\Delta = 3$  ( $R=3.5$  cas du refend étudié), il faut:

$$x \leq 0.2 l_w \rightarrow x = 0.4 \text{ m} < 0.2 \times 5,7 = 1,14 \text{ m} \text{ ductilité en courbure garantie}$$

### 5. Stabilisation de l'armature verticale dans la rotule plastique

Les essais effectués sur des refends ductiles (élancement supérieur à 2) en béton armé montrent que dans la rotule plastique, les barres verticales subissent d'importants allongements plastiques, et après inversion des déformations, elles s'écoulent en compression

avant que les fissures ne se referment. A ce stade, les armatures peuvent flamber à l'extérieur de la section. Et le danger réside dans le fait que le béton de couverture a déjà éclaté, et que le module d'élasticité de l'acier a diminué (effet Bauschinger).

Pour se prémunir contre un éventuel flambage, il faut prévoir une armature horizontale (transversale) de stabilisation, formée d'étriers fermés à 135°. Pour ce faire, il faut commencer par déterminer l'espacement vertical maximal, définir la zone où la stabilisation est nécessaire, ensuite dimensionner l'armature transversale.

#### **i. Espacement vertical des armatures de stabilisation**

Des études analytiques ont montré qu'à partir d'un certain multiple du diamètre ( $\Phi_{sl}$ ) de la barre à stabiliser, la charge de flambage plastique diminue notablement. Donc, pour éviter le flambage des barres longitudinales durant les grands cycles de déformations plastiques, il faut:  $sv \leq 6\Phi_{sv} \leq 15 \text{ cm}$

Ainsi, il faut un espacement de 10 cm pour stabiliser des barres de 20 mm.

#### **ii. Zone de stabilisation**

Seules les barres importantes pour la résistance à la flexion, et bien sûr, celles qui subissent de grandes compressions sont à stabiliser. Donc, ce sont les barres des extrémités du refend. Elles doivent être stabilisées à l'intérieur d'un cadre dont la distance entre deux coudes ne dépasse pas 20 cm.

#### **iii. Armatures de stabilisation**

Le diamètre des barres de stabilisation doit satisfaire l'inégalité suivante:

$$\Phi_{sh} \geq 0.35\Phi_{sv}$$

Où,

$\Phi_{sh}$  = diamètre des barres de stabilisation

$\Phi_{sv}$  = plus grand diamètre des barres verticales (longitudinales) à stabiliser

- Choix de l'armature de fretage (stabilisation) des éléments de bord  $\Phi 10/100\text{mm}$

$$\Phi_{sh} \geq 0.35\Phi_{sv} = 0.35 \times 20 = 7 \text{ mm}$$

- Espacement vertical des armatures de stabilisation

$$sv \leq 6\Phi_{sv} = 6 \times 20 = 120 \text{ mm}$$

### **6. Dimensionnement à l'effort tranchant dans la rotule plastique**

Pour que le mécanisme plastique choisi (rotule à la base du refend) demeure stable, il faut impérativement exclure tout risque de rupture fragile (non ductile) par effort tranchant. Par conséquent, il faut dimensionner la rotule plastique avec un effort tranchant maximal, autrement dit, le plus grand qui puisse un jour survenir.



Aussi, l'effort tranchant de calcul, obtenu à partir de la méthode statique équivalente, sera majoré avec deux facteurs d'amplification, soit:

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \cdot K \cdot V$$

Où,

$V_{\text{majoré}}$  = effort tranchant majoré (ou effort tranchant de sur résistance).

$\varepsilon$  = facteur de majoration tenant compte de la sur résistance du moment de flexion.

$K$  = facteur de majoration dynamique.

$V$  = effort tranchant calculé à partir de la méthode statique équivalente.

### i. Facteur de majoration pour la sur-résistance en flexion $\varepsilon$

Au moment de la plastification de l'armature longitudinale (verticale), le moment de flexion à l'encastrement du refend est supérieur au moment calculé à partir de la méthode statique équivalente. Aussi, la rotule plastique développe sa sur-résistance pour deux raisons essentielles:

- les armatures développent leur sur-résistance (plastifiées),
- la quantité d'armatures réellement mise en place (supérieure au minimum nécessaire)

Pour tenir compte de cette situation, le moment de flexion de calcul est majoré comme suit:

$$\varepsilon = M_{R,m}/M$$

où,

$M_{R,m}$  = résistance à la flexion calculée en tenant compte de la sur résistance

$M$  = moment de flexion de calcul à partir de la méthode statique équivalente

La résistance à la flexion  $M_{R,m}$  est calculée avec les dimensions effectives des sections d'armatures et à l'aide des résistances moyennes des matériaux ( $f_{cm}$  pour le béton,  $f_e$ , eff pour l'acier).

Le rapport entre la résistance effective et la valeur caractéristique de la limite d'écoulement des armatures est généralement pris égal à 1.1 ( $f_{e,eff}/f_e = 1.1$ ).

En ce qui concerne le bâtiment étudié,  $M_R$ , sur est déterminé de la même manière que le moment résistant  $M_R$  avec les dimensions effectives de la section et les valeurs moyennes des résistances des matériaux ( $1.1 \times f_c$ , et  $f_{C28}$ ). Avec l'armature adaptée, on obtient:

- Efforts de traction dans les aciers stabilisateurs et les aciers courants en sur-résistance  
 $T_1 = 14\phi 20 \times f_{e,eff} = 14 \times 3.14 \times 10^{-4} \times 400 \times 1.1 = 1,9\text{MN} \rightarrow X_{T1} = 2.465\text{m}$  (bras de levier)  
 $T_2 = (10\phi 20 + 28\phi 12) \times f_{e,eff} = 63,08 \times 10^{-4} \times 400 \times 1.1 = 2,77\text{MN} \rightarrow X_{T2} = 2,68\text{m}$

- Efforts de compression dans le béton et dans les aciers stabilisateurs en sur résistance  
 $C_b = 0.85 \times X \times 0.81 \times f_c \times b = 0.85 \times 0.4 \times 0.81 \times 25 \times 0.2 = 1,37\text{MN} \rightarrow X_{Cb} = 2,6 \text{ m}$   
 $C_a = 7\phi 20 \times f_{e,eff} = 0,96 \text{ MN} \rightarrow X_{Ca} = 2.465 \text{ m}$

- Le moment résistant en sur-résistance  $M_{R,m}$  est égal à:

$$M_{R,m} = T_1 X_{T1} + T_2 X_{T2} + C_b X_b + C_a X_a \geq 1.2 M$$

$$M_{R,m} = 17.85 \text{ MN.m}$$

Ainsi, on obtient le facteur de majoration en flexion suivant:

$$\varepsilon = M_{R,m}/M = 17.85/7.26 = 2.4$$

### ii. Facteur d'amplification dynamique K

Sous l'action d'une sollicitation sismique, le comportement dynamique d'un refend comprend, en plus du mode fondamental, les composantes des modes supérieurs. Les études analytiques et expérimentales menées sur le comportement des refends élancés soumis à l'action sismique démontrent que les modes supérieurs ont une influence négligeable sur les moments de flexion, mais importent de manière très distincte la répartition des efforts tranchants due au mode fondamental.

Et, comme il faut se prémunir contre une rupture par effort tranchant, cet aspect doit être obligatoirement pris en compte dans le dimensionnement. En pratique, cela se traduit par la majoration de l'effort tranchant par un facteur dynamique "k" fonction du nombre d'étages "n":

$$K = 1.3 + n/30 \leq 1.8 \quad \text{pour } n > 6$$

Le facteur de majoration augmente avec le nombre d'étages pour se stabiliser à "1.8" au-delà de six (6) niveaux.

Pour  $n = 10$  (R + 9) le facteur de majoration est:

$$K = 1.3 + 10/30 = 1.6$$

La valeur de calcul de l'effort tranchant majoré est donc:

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \cdot K \cdot V = 2.51 \times 1.6 \times 0.965 = 3.68 \text{ MN}$$

On remarque que l'effort tranchant à prendre en considération (tient compte de la sur-résistance) est plus grand que V (obtenu par la méthode statique équivalente).

### iii. Dimensionnement

Pour le dimensionnement à l'effort tranchant, certains règlements parasismiques utilisent encore le modèle conservateur basé sur l'analogie du treillis sans la contribution du béton comprimé. Mais beaucoup tiennent compte de la participation du béton comprimé à la reprise de l'effort tranchant, et qui réellement correspond aux résultats obtenus expérimentalement.

En pratique, il faut vérifier la compression des bielles de béton et dimensionner la section d'armatures nécessaire.

Pour l'inclinaison des bielles de compression, l'angle " $\alpha$ " (par rapport à l'axe du refend) est choisi entre les valeurs limites suivantes:

$$25^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$$

Soit,  $\alpha = 35^\circ$



**iv. Limitation de la compression dans les bielles inclinées**

La vérification de la compression dans les bielles de béton s'effectue en limitant la valeur de calcul de la résistance à la compression à une valeur de référence plus petite que celle obtenue avec les actions traditionnelles. Cette limitation peut être justifiée pour la raison suivante: l'âme du refend, sous l'action des sollicitations sismiques, peut être fissurée suivant deux diagonales (fissures en croix), sa résistance à la compression chute de manière significative (pour la formation des diagonales du treillis).

Par conséquent, la résistance du refend muni d'une armature parallèle à la direction de l'effort tranchant, est donnée par:

$$V_{R,C} = k_c \times f_{c,28} \times b \times z \times \sin \alpha \cos \alpha \geq V_{\text{majoré}}$$

Avec,

$V_{R,C}$  = résistance à l'effort tranchant

$k_c$  = coefficient de résistance du béton = 0.4

$f_{c,28}$  = résistance du béton à la compression

$b$  = largeur du refend

$z$  = bras de levier = 0.8  $l_w$

$\alpha$  = angle d'inclinaison des bielles de compression par rapport à l'axe du refend et des

$l_w$  = longueur du refend

Le contrôle des bielles de compression donne:

$$V_{R,C} = 0.4 \times 0.8 \times 5,7 \times 0.2 \times 25 \times \sin 35^\circ \cos 35^\circ = 4,29 \text{ MN} > V = 3,68 \text{ MN} \text{ Vérifiée}$$

**v. Armatures d'effort tranchant**

Dans le modèle de treillis avec des bielles inclinées suivant un angle  $\alpha$ , des cadres (armatures horizontales) parallèles à la direction de l'effort tranchant, et sans tenir compte de la participation du béton comprimé à la résistance au cisaillement, l'armature nécessaire est donnée par:

$$V_{R,S} = (A_S / s) \times f_e \times z \times \cot \alpha \geq V_{\text{majoré}}$$

avec,

$V_{R,S}$  = résistance de l'armature d'effort tranchant

$A_S$  = section d'armatures d'effort tranchant

$s$  = espacement vertical des armatures d'effort tranchant (horizontales)

$f_e$  = limite d'écoulement de l'armature horizontale

$z$  = bras de levier = 0.8  $l_w$

$\alpha$  = angle d'inclinaison des bielles

La résistance à l'effort tranchant donne:

$$V_{R,S} = (1,58 \times 10^{-4} / 0.2) \times 0.8 \times 5,7 \times 400 \times \cot 35^\circ = 3,9 \text{ MN} > V_{\text{majoré}} = 3,68 \text{ MN} \text{ Vérifiée}$$

Cadre  $\phi 10/s = 20 \text{ cm} \rightarrow A_S = 0,79 \times 2 = 1,58 \text{ cm}^2 > A_{S, \text{min}}$

Avec l'étape 6 s'achève le dimensionnement en capacité de la rotule plastique. La suite s'intéresse au reste du refend qui doit rester dans le domaine élastique.

**7. Dimensionnement à la flexion de la partie élastique**

Le dimensionnement au-dessus de la rotule plastique doit être effectué de telle sorte que cette zone ne subisse aucune plastification lors de secousses sismiques. Pour cette raison, le dimensionnement sera basé sur l'enveloppe des moments\* (plus rigoureux) que sur le diagramme des moments de flexion calculés à partir de la méthode statique équivalente.

En d'autres termes, cela veut dire que la partie au-dessus de la rotule doit être renforcée pour garantir son maintien dans le domaine élastique. Par conséquent, la résistance à la flexion nécessaire doit tenir compte de l'influence de l'effort tranchant ainsi que des modes supérieurs.

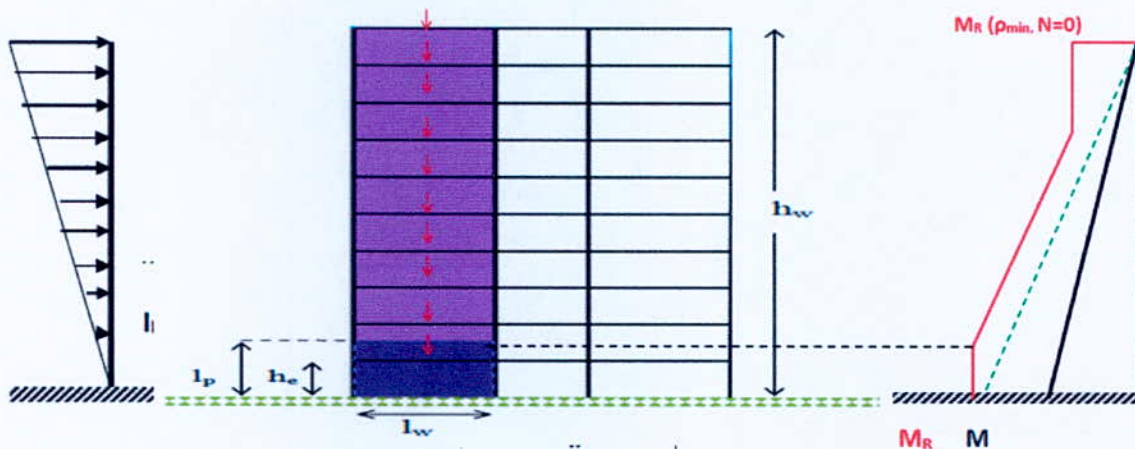
**\*Remarque**

L'enveloppe des moments de flexion couvrant l'ensemble des moments apparaissant durant la réponse dynamique du bâtiment n'est pas affiné au diagramme des moments calculés à partir de la méthode statique équivalente. Ce résultat provient du fait que la méthode statique équivalente néglige les modes supérieurs. Leur influence peut être mise à jour par la méthode du spectre de réponse ou par un calcul temporel de la réponse dynamique non linéaire.

Par conséquent, à partir de la rotule plastique, il est recommandé de n'interrompre l'armature verticale que de manière à ce que la résistance à la flexion ne soit pas inférieure à une variation linéaire sur la hauteur du refend.

En plus, conformément au modèle treillis adopté, l'enveloppe des moments doit être décalée en raison des efforts intérieurs supplémentaires dans la membrure tendue.

La figure ci-dessous représente l'enveloppe des moments recommandée pour le dimensionnement à la flexion de la zone adjacente à la rotule plastique.



**Figure IV.8:** Enveloppe des moments conseillée.

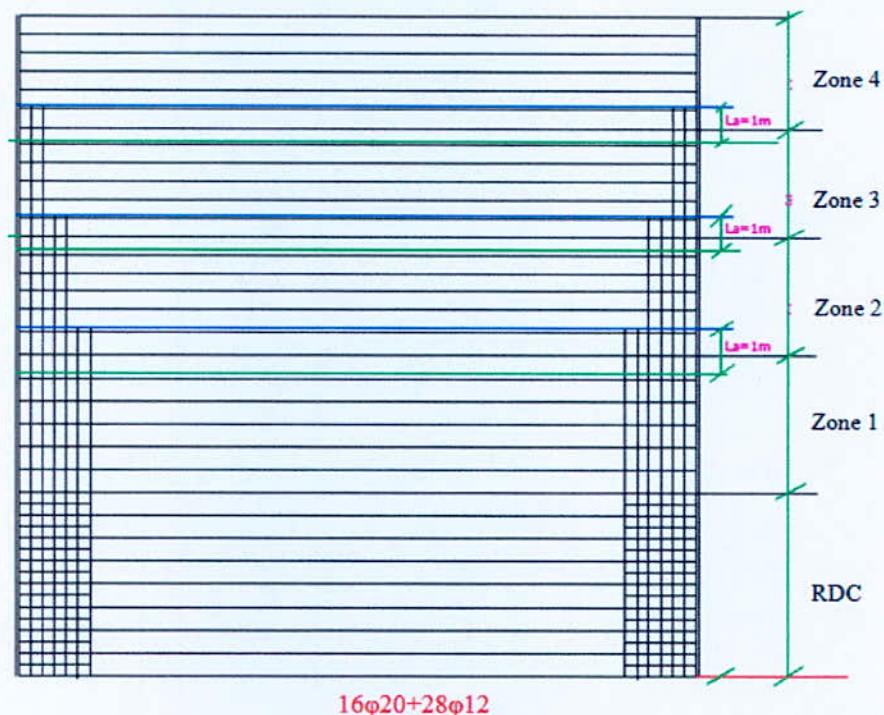
- Courbe des moments dus aux forces statiques équivalentes
- - - Courbe décalée pour tenir compte de l'influence de l'effort tranchant
- Courbe des moments résistants



Pour l'arrêt des barres, il faut respecter une longueur d'ancrage prise égale à :

$$l_a = 50\phi = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

En outre, le décalage de la courbe des moments de flexion se fait à partir d'une valeur  $\eta$  ( $\eta = z/2 \times \cotg \alpha = (0.8 \times 570)/2 \times \cotg 35 = 325,6\text{cm} \approx 326 \text{ cm}$ ) pour tenir compte des tractions supplémentaires dans les armatures verticales induites par le modèle de treillis adopté pour la résistance à l'effort tranchant.



**Figure IV.9:** Epure d'arrêt des barres.

Tels que :

Zone 1 : même disposition constructives pour le 1<sup>er</sup>, 2<sup>ème</sup> et 3<sup>ème</sup> étage

Zone 2 : les mêmes armatures pour 4<sup>ème</sup> et 5<sup>ème</sup> étage.

Zone 3 : les mêmes armatures pour 6<sup>ème</sup> et 7<sup>ème</sup> étage.

Zone 4 : les mêmes armatures pour 8<sup>ème</sup> et 9<sup>ème</sup> étage.

### 8. Dimensionnement à l'effort tranchant de la partie élastique

Le dimensionnement à l'effort tranchant de la zone adjacente à la rotule plastique se déroule suivant les instructions du dimensionnement en capacité, c'est-à-dire, en tenant compte de la sur-résistance en flexion pour l'évaluation de l'effort tranchant de dimensionnement, soit:

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \times K \times V$$

Cependant, pour ce calcul,  $k_c$  prend une valeur égale à 0.6 (au lieu de 0.4).

Avec cette majoration, le risque d'une rupture véhiculée par l'effort tranchant (rupture fragile) dans la zone élastique est exclu.

Le dimensionnement à l'effort tranchant se traite à partir du modèle de treillis tout en négligeant la contribution du béton comprimé à la reprise du cisaillement. Ceci donne:

$$- V_{R,C} = k_c \times f_{c,28} \times b \times z \times \sin\alpha \cos\alpha \geq V_{\text{majoré}}$$

$$- V_{R,S} = A_S / s \times f_e \times z \times \cot\alpha \geq V_{\text{majoré}}$$

L'armature minimale ( $\rho_{\min} = 0.2\%$ ) préconisée doit être aussi respectée pour cette partie (élastique) du refend.

Pour le bâtiment étudié, il advient:

#### i. Effort tranchant de dimensionnement

$$V_{\text{majoré}} = \varepsilon \times K \times V = 2.51 \times 1.6 \times 0.965 = 3,68 \text{ MN}$$

Où,

V : Représente l'effort tranchant calculé par la méthode statique équivalente au premier étage.

$$A_{s,\min} = 0.2\% \times b \times sh = 0.002 \times 20 \times 20 = 0,8 \text{ cm}^2 \quad 0.4 \text{ cm}^2 \text{ par brin d'acier}$$

$$\text{Cadre } \Phi 10/sh = 20\text{cm} \rightarrow A_S = 2 \times 0,79 = 1,58 \text{ cm}^2 > A_{s,\min} \quad \text{Vérifiée}$$

#### ii. Choix de l'inclinaison des bielles $\alpha = 35^\circ$

- Résistance à l'effort tranchant

$$V_{R,S} = A_S / s \times f_e \times z \times \cot\alpha = (1,58 \times 10^{-4} / 0.2) \times 0.8 \times 5,7 \times 400 \times \cot 35^\circ$$

$$V_{R,S} = 3,9 \text{ MN} > V = 3.68 \text{ MN (Vérifiée)}$$

- Vérification de la compression des bielles

$$V_{R,C} = k_c \times f_{c,28} \times b \times z \times \sin\alpha \cos\alpha = 0.6 \times 0.8 \times 5.7 \times 0.2 \times 25 \times \sin 35^\circ \cos 35^\circ$$

$$V_{R,S} = 6,42 \text{ MN} > V = 3.68 \text{ MN (vérifiée)}$$

### 9. Stabilisation de l'armature verticale dans la partie élastique

Comme pour la rotule plastique, pour prévenir le flambement latéral de l'armature verticale, il faut envisager sa stabilisation. Mais, comme le dimensionnement de cette zone consiste à la maintenir dans le domaine élastique, les règles recommandées par les normes pour les éléments comprimés peuvent être appliquées.

A titre d'exemple, selon les normes européennes, seule une barre sur deux doit être stabilisée, et l'espacement maximal ( $s_{\max}$ ) de l'armature transversale (horizontale) est limité en fonction du diamètre des barres verticales ( $s < 15\Phi_{sv,\min}$ ), de la dimension minimale de la section ( $s < a_{\min}$ ), et d'un espacement absolu ( $s \leq 30 \text{ cm}$ ).

Dans le cas du bâtiment en question, toutes ces conditions sont remplies.

$$15\Phi 20 = 15 \times 20 = 30 \text{ cm}$$

$$s = 20 \text{ cm} \leq a_{\min} = 30 \text{ cm}$$



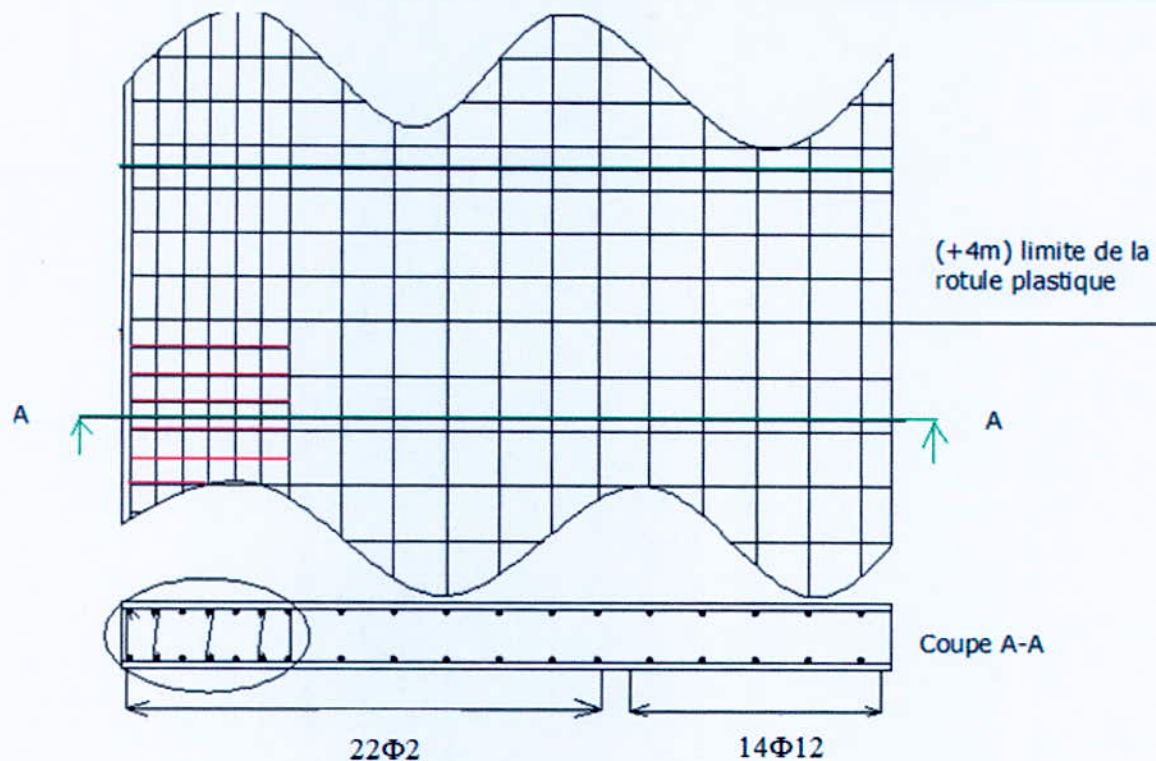


Figure IV.10: Ferrailage du refend selon le dimensionnement en capacité.

#### IV.4 Conclusion

Pour le dimensionnement parasismique des structures, le concepteur a le choix entre deux concepts de comportement:

- un comportement élastique linéaire,
- et un comportement ductile.

Pour un comportement élastique linéaire, l'action sismique est considérée au même titre qu'une action traditionnelle sans tenir compte du caractère spécial de la sollicitation sismique. En d'autres termes, le dimensionnement élastique ou dimensionnement classique ne prend pas de précautions particulières visant à garantir un bon comportement sismique de la structure. Un surplus de sollicitations va se traduire par une rupture fragile du refend, qui lui n'est pas pourvu d'une grande capacité de déformation.

La grande résistance des structures dimensionnées de manière traditionnelle n'est pas un gage de sécurité plus élevée, bien au contraire.

En revanche, le dimensionnement en capacité se base sur la capacité de déformation de la structure (d'où son nom) à la place des sollicitations, et vise en premier lieu à assurer un comportement ductile adéquat.

Ce dimensionnement offre incomparablement plus de fiabilité dans le comportement sismique du refend car il tient compte des efforts de sur-résistance et canalise les déformations

plastiques à l'endroit où des mesures constructives ont été prises pour quelle puisse se produire.

La rotule plastique jouant un rôle de fusible, le comportement sera favorable même en cas de séisme plus violent que celui prévu par le règlement parasismique. Si pareil séisme venait à se produire, seule la demande en ductilité de la rotule va augmenter sans surplus de sollicitations. Aussi, le bâtiment a de très fortes chances de survivre à un tel séisme moyennant un supplément de dégâts localisés principalement dans les rotules plastiques.



## **Conclusion générale**

Nous avons essayé, par le biais de cette étude, de comprendre le comportement linéaire et non linéaire d'un voile rectangulaire sous un chargement sismique, et arrivé à dimensionner un refend en béton armé. Les conclusions à tirer de cette étude se résument à :

A l'exception de quelques cas particuliers, le béton armé peut facilement devenir ductile en moyennant des mesures constructives appropriées, pour y parvenir, l'armature transversale joue un rôle capital.

Par conséquent les refends en béton armé peuvent être dimensionnés de manière conventionnelle (comportement élastique) ou selon les concepts de dimensionnement en capacité (Comportement ductile) selon le choix de l'ingénieur.

En revanche, les éléments fortement comprimés (faible ductilité hystérétique), les éléments courts (peu élancés) et les éléments constitués de béton à haute résistance sont peu ductile, donc doivent être dimensionnés de manière conventionnelle.

D'autre part, à la lumière de l'exemple traité, le dimensionnement en capacité économise des aciers d'armature aux prix de dommage localisés (plastification). Il offre cependant une grande fiabilité par rapport au comportement sismique du refend car il tient compte des efforts de sur résistance et canalise les déformations plastiques à l'endroit où des mesures constructives ont été prises (maillon faible). La rotule plastique joue le rôle de fusible, qui garantit un bon comportement même en cas de séisme plus violent que celui préconise par les normes parasismiques, En effet, si le séisme est plus agressif que celui prévu par les normes de dimensionnement (cas que nul peut exclure), seule la demande en ductilité de la rotule plastique vas augmenter sans pour autant une augmentation des efforts. Dans ce cas particulier, le bâtiment à de forte chance survivra ce séisme moyennant un supplément de dégâts localisés principalement dans la rotule plastique.

En revanche, dans le dimensionnement conventionnelle, le comportement sismique n'est pas prise en compte, une rupture par effort tranchant à la base du refend n'est pas à exclure.

Un recouvrement à la base du refend, souvent pratiqué et permis dans ce cas, agira défavorablement sur le comportement sismique, un séisme même légèrement supérieur aux sollicitations de dimensionnement peut mettre le bâtiment en péril car les efforts augmenteront partout pouvant engendrer des plastifications intempestives où aucune mesure constructive n'a été prise.

## Références bibliographiques

[Lestuzzi et Badoux, 2008] : « Génie parasismique ». Lestuzzi P. et Badoux M. (2008). Les presses polytechniques et universités romandes, EPFL-Centre Midi, CH-1015 Lausanne.

[Plumier, 2006] : « Conception parasismique ». Plumier A. (2006), Université de Liège, France

[RPA, 2003] : « Règles parasismiques algériennes version 2003 ». Centre National de recherche appliquée en génie parasismique

[Zacek, 1996] : « Construction parasismique ». Zacek M. (1996). Editions parenthèses, 13006 Marseille-France.

[DUSABIMANA, fulgence, 2010] : « Conception et dimensionnement parasismiques (2010) », Ecole Nationale Polytechnique d'Alger, Département de Génie Civil.

EUROCODE 8 « Structures in seismic regions, Design, Part 1, General and Building », Report EUR 12266 EN, Bruxelles: Office for official publications of the European communities, 1988, 327 p.

[ALRICK AMANN, JUIN 2010] : « ANALYSE DE LA STRUCTURE PORTEUSE D'UN BATIMENT DE LOGEMENT (2010) », Genève, INSA STRASBOURG – Spécialité Génie Civil

[FOURE, B] « Prise en compte du comportement du béton-cas particulier des voiles plans en béton armé », en Génie parasismique, Presses de l'ENPC, 1985, pp. 605-616.

[PAULAY, T], et PRIESTLEY, M. J. N. « Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings », New York: Willey & Sons, 1992, 744 p.

[PAULAY, T] « The design of ductile reinforced concrete structural walls for earthquake resistance », Earthquake spectra, 1986, Vol 2, N° 4, pp.783-823.

[DTU Règles PS 92] « Règles de construction parasismique - Règles PS applicables aux bâtiments », mai 2011, France.



## Ferraillage des voiles V1 conformément au RPA99/2003

La structure est constituée de voiles pleins et de voiles avec une file d'ouvertures. Les voiles seront calculés en flexion composée en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie. Pour les voiles de grande longueur, le ferraillage sera déterminé pour une bande (d) qui sera définie ci-dessous puis par mètre linéaire du voile.

Pour les voiles de petite longueur le ferraillage sera calculé pour toute la section du voile puis par mètre linéaire.

### I. Conditions du RPA99/2003

#### I.1 Conditions du ferraillage vertical

Le ferraillage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA99/2003 décrites ci-dessous :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.2% de la section horizontale de béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets.
- A chaque extrémité du voile (trumeau), l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile. Cet espacement est au plus égal à 15 cm (le ferraillage vertical doit être symétrique en raison de changement en terme de moment).
- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
  - a) Globalement dans la section du voile égale à 0.15%
  - b) En zone courante égale à 0.10%
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.
- L'espacement entre barres :  $S_t \leq (1,5a ; 30\text{cm})$ .

Le calcul des aciers verticaux se fera pour une bande verticale de largeur d.

$$d \leq \text{Min} \left( \frac{h}{2} ; \frac{2l'}{3} \right)$$

Avec :

$l'$  : Longueur de la zone comprimée.

$h$  : Hauteur entre nus de planchers du trumeau considéré.

La méthode de Navier donne :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A} \pm \frac{MV}{I}$$

Avec :

$N$  : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant.

A : Section transversale du voile.

V : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

- 1<sup>er</sup> cas

$(\sigma_1; \sigma_2) > 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement comprimée.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99/2003 ( $A_{min} = 0,20\% \times a \times L$ ).

- 2<sup>ème</sup> cas

$(\sigma_1; \sigma_2) < 0 \rightarrow$  La section du voile est entièrement tendue  $\rightarrow$  On calcule le volume des contraintes de traction par :

$$F_t \rightarrow F_t = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

D'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

La section obtenue est comparée avec le minimum exigé par le RPA 99/2003.

- 3<sup>ème</sup> cas

$(\sigma_1; \sigma_2)$  sont de signes différents  $\rightarrow$  la section du voile est partiellement comprimée.

$$\rightarrow F_t = \frac{\sigma_t}{2} \times d \times e$$

## I.2 Conditions du ferrailage horizontal

Ces armatures doivent supporter l'effort tranchant appliqué sur le voile. Selon le RPA 99/03

$$\tau_b = \bar{T} / (a d) \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{calcul}}$$

T : Effort tranchant du au séisme.

a : Epaisseur du voile.

d = 0,9 × h : Hauteur utile.

h : Hauteur totale de la section brute.

$\bar{\tau}_b$  : Contrainte admissible du béton.

Le pourcentage minimal d'armatures est :

- La section minimale est de 0.15% de la section du béton.
- Le diamètre minimal des barres est de 10 mm.
- L'espacement entre barres :  $S_t \leq (1,5a ; 30 \text{ cm})$ .



### I.3 Conditions du ferrailage transversal

Le RPA99/2003 préconise, en plus des armatures horizontales ou armatures de cisaillement, des épingles en nombre de 4 par mètre carré, servant à retenir les deux nappes d'armatures verticales.

Exemple du ferrailage du voile (V1) le plus sollicité :

#### - Armatures verticales

Le voile sera dimensionné à la traction avec la combinaison 0.8G – E, ce qui donne :

$$M = 6051,77 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = -1893,66 \text{ kN}$$

Caractéristiques géométriques du voile :

$$I = 3,09 \text{ m}^4$$

$$V = 12,85 \text{ m}$$

$$\Omega = 1,14 \text{ m}^2$$

D'où :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{MV}{I} = \begin{cases} \sigma_1 = +3794,34 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma_2 = -7210,69 \text{ kN/m}^2 \end{cases}$$

#### - Calcul par bande

Le calcul se fait par bande verticale de largeur « d » selon le RPA99/2003, telle que :

$$d \leq \min (h/2 ; 2l'/3)$$

$$l' = \frac{3794,34 \times 5,7}{3794,34 + 7210,69}$$

$$l' = 1,97 \text{ m}$$

$$d \leq \min (2,85 \text{ m} ; 1,31 \text{ m})$$

$$d = 1,3 \text{ m}$$

$$\sigma'_1 = \frac{3794,34 \times 2,43}{1,97} = 4680,33 \text{ kN/m}^2$$

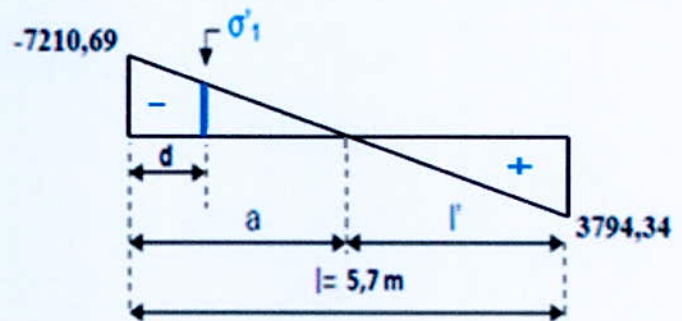


Figure 1: Sollicitation de la bande.

#### - Sollicitations de la bande

$$I' = 0,0366 \text{ m}^4$$

$$V' = 0,65 \text{ m}$$

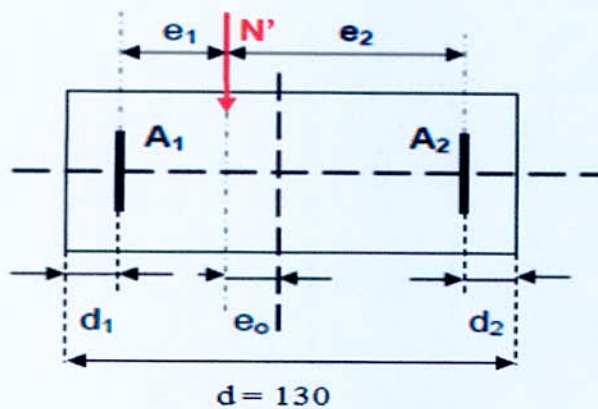
$$\Omega' = 0,26 \text{ m}^2$$

$$\sigma'_{1,2} = \frac{N'}{\Omega'} \pm \frac{M'V'}{I'} = \begin{cases} \sigma'_1 = -4680,33 \text{ kN/m}^2 \\ \sigma'_2 = -7210,69 \text{ kN/m}^2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} N' = 1545,83 \text{ kN} \\ M' = 71,24 \text{ kN} \cdot \text{m} \end{cases}$$

#### - Ferrailage de la bande

$$e_0 = \frac{M'}{N'} = \frac{71,24}{1545,83} = 0,046 \text{ m}$$

L'effort  $N'$  est un effort normal de traction, la résultante des forces extérieures passe entre les deux nappes d'armatures, section entièrement tendue.



$$d_1 = d_2 = 30 \text{ cm}$$

$$e_2 = d/2 + e_0 - d_2 = 66,6 \text{ cm}$$

$$e_1 = d/2 - e_0 - d_2 = 57,4 \text{ cm}$$

$$Z = e_1 + e_2 = 66,6 + 57,4 = 124 \text{ cm}$$

$$A_2 f_e z = N' e_1 \rightarrow A_2 = \frac{N' e_1}{f_e z} = 17,89 \text{ cm}^2$$

$$A_1 f_e z = N' e_2 \rightarrow A_1 = \frac{N' e_2}{f_e z} = 20,76 \text{ cm}^2$$

Figure 2 : Ferrailage de la bande.

$$A_v, \text{ totale} = A_1 + A_2 = 17,89 + 20,76 = 38,65 \text{ cm}^2$$

$$A_v / \text{face} / \text{ml} = 38,65 / 2 \times 1,3 = 14,87 \text{ cm}^2$$

Par ailleurs, la section minimale d'armatures verticales est fixée à 0.20% de la section du voile, soit :

$$A_v / \text{face} / \text{ml} > A_{\min, \text{RPA}} = 0.2\% b h = 0,2 \times 20/2 = 2 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

→ Choix des sections  $5\emptyset 20$

Comme le séisme peut changer de sens, les deux extrémités du refend sont considérées comme section tendue sur une longueur égale à « d », et seront ferrillées symétriquement avec la section  $A_v$  égale à  $38,65 \text{ cm}^2$ .

En choisissant des barres HA20, le ferrailage vertical sera constitué de  $5\text{HA}20 / \text{face} / \text{ml}$ , soit un espacement  $S_{iv}$  de 20cm dans la zone courante et 10 cm aux extrémités.

La partie centrale s'étendant sur une longueur égale à 1.55m, est ferrillée avec le minimum imposé par les normes parasismiques, c'est-à-dire,  $\rho_{\min} = 0.2\%$  de la section de béton.

$$\rho_{\min} = 0.002 \times 20 \times 155 = 6,2 \text{ cm}^2 = 2 \text{ cm}^2 / \text{face} / \text{ml}$$

Ceci permet de retenir une section de  $5\text{HA}12 / \text{face} / \text{ml}$ , avec un espacement  $S_t = 20 \text{ cm}$ .

#### - Armatures horizontales

$$T = 964,81 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_b = \frac{\bar{T}}{(a d)} = \frac{1,4 \times 0,965}{0,2 \times 0,9 \times 5,7} = 1,32 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$



Avec :

$$\bar{T} = 1,4 T_{\text{calcul}}$$

T : Effort tranchant du au séisme.

a : Epaisseur du voile.

d = 0,9 × h : Hauteur utile.

$\bar{\tau}_b$  : contrainte admissible du béton

Le béton peut reprendre les efforts de cisaillement, on place un minimum d'armatures. Dans ce cas de figure, le règlement parasismique algérien préconise un pourcentage d'armatures minimales égal à:

$$A_h > 0.15\% b h = 17,1 \text{ cm}^2$$

De ce fait, pour tout le voile, on arrive à:

$$A_h = \frac{17,1}{2 \times 3,06} = 2,79 \text{ cm}^2/\text{face /ml}$$

→ Choix de section **5 Ø 10**

L'espacement correspondant :

$$S_h \leq \min(1.5b; 30\text{cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow S_h = 20 \text{ cm}$$

- **Épingles**

$$n = 4 \times 0.2 \times 5,7 = 4.56 \text{ soit } 5 \text{ épingles par nappes.}$$

- **Vérification de la compression sous G + P + E**

$$M = 5771,24 \text{ kN.m}$$

$$N = 1695,75 \text{ kN}$$

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} + \frac{MV}{I} = 6,81 \text{ MPa} < 25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Béton suffit à reprendre les efforts de compression.}$$

