

## **Remerciements**

J'adresse mon profond remerciement à mon encadreur M<sup>me</sup> : CHERIFI ; qui a encadré ma thèse avec attention et fermeté, ses connaissances scientifiques m'ont beaucoup apporté tout au long de ce parcours.

Je suis profondément reconnaissant envers les membres du jury qui m'ont fait l'honneur de présider au d'examiner ce modeste travail.

Enfin, Je tiens plus que tout ; à exprimer mes remerciements les plus chaleureux à ma chère famille dont l'amour et les encouragements m'ont été d'un apport sans égale.

**À la mémoire de mon père**

# Table des matières

<b>Introduction générale</b> .....	<b>2</b>
<b>Chapitre I : Caractéristiques de la maçonnerie</b>	
I.1.Introduction .....	4
I.2.Définition de la maçonnerie .....	4
I.3.les différents type de la maçonnerie .....	5
I.3.1.Maçonnerie en brique d'argile cuite .....	5
I.3.1.1.Brique pleine .....	5
I.3.1.2.Brique perforée.....	6
I.3.1.3.Brique creuse .....	6
I.3.2.Maçonnerie en pierre naturelle .....	7
I.3.2.1.Moellon .....	7
I.3.2.2.Jointoiement .....	8
I.3.2.3.Épaisseur des murs .....	8
I.4.Les mortiers.....	9
I.4.1.Mortier de ciment .....	9
I.4.2.Mortier de chaux.....	9
I.5.Caractéristiques mécaniques de la maçonnerie .....	10
I.5.1.Contrainte caractéristique en compression $f'_m$ .....	10
I.5.2.Module d'élasticité de la maçonnerie $E_m$ .....	12
I.5.3.Module de cisaillement de la maçonnerie $G_m$ .....	13
I.6.Caractéristiques inélastiques .....	14
I.7.Adhérence .....	14
I.8.Finition des joints.....	14
I.9.Fonctionnalités de la maçonnerie .....	16
I.10.Conclusion.....	17

## **CHAPITRE II. Comportement de la maçonnerie, les modes de rupture et les principales méthodes de calcul des structures en maçonnerie**

Introduction.....	19
II.1.comportement mécanique de la maçonnerie à la compression .....	19
II.2.Relation contrainte –déformation de la maçonnerie à la compression .....	20
II.3.Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale (compression).....	24
II.4.Comportement des murs en maçonnerie sous charges de cisaillement en diagonales....	25
II.5.Résistance des murs à la traction.....	27
II.6.Résistance à la flexion .....	28
II.7.Murs sous charges latérales monotones.....	29
II.8.Analyse du comportement des murs en maçonnerie .....	30
II.8.1.Fissuration par cisaillement.....	30
II.8.2.Fissuration par flexion.....	31
II.9.Rigidité des murs en maçonnerie.....	31
II.10.Principales méthodes de calcul des structures en maçonnerie.....	32
II.11.Conclusion .....	35

## **CHAPITRE III : Description détaillé de la structure**

III.1.Introduction .....	37
III.2.Description de la structure en plan.....	37
III.3.Les planchers.....	40
III.4.La distribution des sections dans les zones tributaires .....	40
III.5.Description de la structure en élévation .....	41
III.6.Description des murs de la structure.....	42
III.7.Conclusion.....	43

## **CHAPITRE IV .Calcul de vulnérabilité**

IV.1Introduction .....	45
IV.2.Définition de la vulnérabilité .....	45

IV.3.les étapes de calcul.....	45
IV.4.Données d'entrée à la méthode d'évaluation .....	45
IV.5.Identification des murs structurels .....	46
IV.6.Calcul des efforts normaux .....	48
IV.7.les courbes de capacité des murs .....	51
IV.8.la courbe de capacité de bâtiment .....	56
IV.9.Identification des niveaux de dommage s.....	58
IV.9.1.Endommagement des murs .....	58
IV.10.niveau des dommages .....	59
IV.11.Approximation bilinéaire de la courbe de capacité du bâtiment .....	60
IV.12. Système équivalent à un ddl (SDOF).....	60
IV.13.fonction de vulnérabilité .....	62
IV.14.Interprétation des résultats .....	65
IV.15.Conclusion.....	66

Conclusion générale

Référence bibliographique

## **LISTES DES FIGURES**

Figure I.1 : Mur en maçonnerie .....	04
Figure I.2 : Brique en terre cuite pleine .....	05
Figure I.3 : Brique perforé .....	06
Figure I.4 : Brique creuse .....	06
Figure I.5 : pierre naturelle (Pourrat ,2009).....	07
Figure I.6 : Mur en pierre naturelle (BOUD, 1990).....	08
Figure I.7 : Constituants d'un mortier (SEMLALI et al ,2008).....	09
Figure I.8 : Finition d'un mur en maçonnerie (GHANEM ,2013).....	15
Figure I.9 : fonctionnalité de la maçonnerie (GHANEM ,2013).....	16
Figure II.1 : Charge de compression (CHERRABI, A, 1990).....	20

Figure II.2 : comportement de la maçonnerie en compression (mander, 1997).....	21
Figure II.3 : loi de comportement à la compression (LOTFI ,1991).....	22
Figure II.4 : comportement à la compression .....	22
Figure II.5 : comportement à la compression selon EUROCODE 6.....	23
Figure II.6 : relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte de pré-compression (CHERRABI .A ,1991).....	25
Figure II.7 : Mur sous charge en diagonale .....	25
Figure II.8 : Essai de cisaillement (LAFUENTE, 1990).....	26
Figure II.9 : Schéma des fissurations (LAFUENTE, 1990).....	26
Figure II.10 : Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale (LAFUENTE, 1990).....	27
Figure II.11 : Résistance à la traction (ASTEM, 1976).....	27
Figure II.12 : Comportement à la flexion des murs en maçonnerie (CHERRABI.A1990).....	28
Figure II.13 : Rupture des murs non confinés (HOUTI FARID .PDF).....	30
Figure III.1 : Plan de situation de la structure .....	38
Figure III.2 : Exemple de construction en maçonnerie dans le centre ville de Tizi-Ouzou. ....	38
Figure III.3 : Vue en plan de la structure.....	39
Figure III.4 : Vue de dessus de la structure .....	40
Figure III.5 : Division de plancher à six section .....	41
Figure III.6 : Vue de face gauche de la structure .....	42
Figure III.7 : Plan en élévation de la structure .....	42
Figure III.8 : Description des murs porteurs .....	43
Figure IV.1 : Description des murs porteurs .....	47
Figure IV.2 : Division de plancher en 6 zones distinctes .....	48
Figure IV.3 : Diagramme de détermination de courbe de capacité .....	51

Figure IV.4 : Point de moment nul en flexion .....	52
Figure IV.5 : Le rapport de raideur en flexion de linteau et de trumeau .....	53
Figure IV.6 : les courbes de capacité des murs.....	56
Figure IV.7 : la courbe de capacité de la structure .....	57
Figure IV.8 : Système équivalent pour une structure (R+1).....	61
Figure IV.9 : organigramme de calcul la vulnérabilité sismique .....	62
Figure IV.10 : comportement de la structure.....	64
Figure IV.11 : la fonction de vulnérabilité .....	64

#### LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Résistance moyenne à la compression de mortier .....	10
Tableau I.2 : facteur de forme $\delta$ .....	11
Tableau I.3 : Différents valeurs des paramètres K, $\alpha$ et $\beta$ .....	11
Tableau II.1 : Description des dommages .....	34
Tableau IV.1 : caractéristiques principales des murs porteurs.....	47
Tableau IV.2 : charge du plancher agissant sur chaque mur .....	49
Tableau IV.3 : efforts normaux agissant sur chaque mur à chaque niveau, l'unité (KN).....	50
Tableau IV.4 : capacité des murs .....	55
Tableau IV.5 : Effort tranchant et déplacement au sommet de la structure .....	57
Tableau IV.6 : l'échelle des dommages .....	58
Tableau IV.7 : Résumé des résultats pour les murs .....	59
Tableau IV.8 : Les paramètres de système à 2 ddl (SDOF).....	61
Tableau IV.9 : Déplacements spectraux et les déplacements au sommet de la structure	64

## Liste des symboles

$f'_m$  : contrainte caractéristique en compression

$f_{mor}$  : résistance à la compression de mortier

$f_b$  : résistance à la compression d'un élément de maçonnerie

$f_{mean}$  : résistance moyenne à la compression d'un élément de  
Maçonnerie

$\delta$  : facteur de forme

$\delta_c$  : facteur de forme d'un échantillon sec

$j$  : épaisseur de joint du mortier

$h_b$  : hauteur d'un élément de maçonnerie

$f'_{cb}$  : la résistance en compression d'un élément en maçonnerie

$f'_{tb}$  : la résistance en traction d'un élément en maçonnerie

$U_u$  : coefficient de non uniformité de contrainte = 1.5

$f'_j$  : la résistance en compression du mortier

$A, B$  : constantes dépendant de l'état de maçonnerie et la  
Catégorie de mortier, respectivement

$E_m$  : module d'élasticité de la maçonnerie (internet)

$K_E$  : constante utilisée dans le calcul du module d'élasticité de la  
Maçonnerie

$f_{br}$  : contrainte de compression de l'élément de maçonnerie

$\gamma_{wa}$  : rapport entre le module d'élasticité de l'élément de  
Maçonnerie et celle de mortier

$W_a$  : le pourcentage d'eau absorbé en (%)

$t_j$  : épaisseur de joint de mortier

$t_b$  : épaisseur de l'élément de maçonnerie

$E_j$  : module d'élasticité de mortier

$E_b$  : module d'élasticité de l'élément de maçonnerie

$G_m$  : module de cisaillement de la maçonnerie

$f_m$  : résistance à la compression de mortier

$E_m$  : module d'élasticité de la maçonnerie

$f_j$  : contrainte de compression du mortier

$\epsilon_{mu}$  : déformation ultime

$F_b$  : résistance de calcul à la compression de la maçonnerie dans

La direction prise en considération

$f_k$  : résistance caractéristique à la compression dans la

Maçonnerie

$\gamma_m$  : coefficient partiel pour une propriété de matériau, tenant

Compte des incertitudes de modèle et des variations

Dimensionnelles

$A$  : la section transversale du mur

$\xi$  : le coefficient de distribution des contraintes de cisaillement

$K$  : rigidité élastique initiale

$\alpha = 0.38$  : dans le cas de mur bi-encastres

$\alpha = 3.33$  : dans le cas des murs cantilever

$V_i$  : indice de vulnérabilité

$I$  : intensité du séisme

$D$  : degré moyen de dommage

$H_{\text{étage}}$  : hauteur d'étage

$f_{mx}$  : résistance à la compression orthogonale au lit de mortier

$f_{my}$  : résistance à la compression parallèle au lit de mortier

$\emptyset$  : angle de frottement interne

$E_m$  : module de Young de la maçonnerie (fiche technique)

$G_m$  : module de cisaillement de la maçonnerie

$K_{eff}/K_0$  : facteur de réduction de la rigidité

$\gamma_w$  : poids spécifique de la maçonnerie (DTR)

$g_{fl}$  : poids propre des planchers

$g_w$  : poids propre des murs

$Q$  : charge d'exploitation (DTR)

$G$  : charge permanente (DTR)

$q_{toiture}$  : charge de toiture

$h_p$  : hauteur de jetée (trumeau)

$l_w$  : longueur des murs

$t_w$  : épaisseur des murs

$V_m$  : effort tranchent pour chaque mur

$\Delta_y$  : déplacement élastique pour chaque mur

$\Delta_u$  : déplacement dans le domaine plastique

$\Delta_{by}$  : déplacement de bâtiment à l'état élastique

$V_{bm}$  : effort tranchent de bâtiment

$K_E$  : raideur équivalent

$M_E$  : masse équivalente

$H_E$  : hauteur équivalent

$\Gamma$  : facteur de participation modal

$H_w$  : hauteur du mur

$Q$  : charge portée par les murs

$h_0$  : point où le moment nul

$M_1, M_2$  : les moments du mur l'un en haut et l'autre en bas

$N$  : effort normale à la base

$\delta_y$  : déplacement relative élastique

$\delta_u$  : déplacement relative plastique

$D_G$  : degré de dommage

$D$  : dommage

$EI$  : la rigidité

$EI_{eff}$  : raideur de la section efficace

$E I_p$  : rigidité de trumeau

$E I_{sp}$  : rigidité de linteau

$F$  : force générale

$G A_{eff}$  : raideur de cisaillement efficace

$H_{tot}$  : Hauteur total de bâtiment

$V_{bcr}$  : effort tranchent critique de fissuration

$\Delta_{bcr}$  : déplacement critique des murs

$d_y$  : la déformation de trumeau

$g$  : la gravité du bâtiment

## Résumé

Le nord de l'Algérie est sujet au risque sismique. Ceci est vrai pour la ville de TIZI OUZOU. En effet, plusieurs failles actives passant à proximité de la ville peuvent provoquer un séisme important. Ceci serait particulièrement catastrophique, car la ville possède un grand nombre d'infrastructures économiques, sociales et culturelles essentiellement abrités dans des constructions en maçonnerie (pierre et/ou brique). Le retour d'expérience sismique a montré la vulnérabilité de ce genre de structure vis-à-vis du tremblement de terre, l'étude de la vulnérabilité sismique des bâtiments construits est l'étape fondamentale pour la réduction des dommages dans ce genre de construction lors d'un séisme car des mesures de prévention peuvent être alors déterminées. Nous avons présenté dans ce travail une méthode d'estimation de la vulnérabilité sismique des constructions en maçonnerie de la ville de TIZI OUZOU à travers l'utilisation de la méthode de (K- lang .2002), cette méthode nous permettra d'évaluer la vulnérabilité de la structure et d'estimer la capacité de celle-ci en terme d'effort tranchant et en terme de déplacement et ce aussi bien pour chacun des éléments porteurs que pour l'ensemble des éléments d'un même étage, les éléments structuraux sont supposés avoir un comportement bilinéaire et élasto-plastique parfait pour cette méthode.

Mots clés : structure en maçonnerie, vulnérabilité sismique, courbe de capacité, dommage sismique, fonction de vulnérabilité.

## Introduction générale

Les monuments historiques représentent des structures à valeur architecturale, archéologique, culturelle, et historique inestimable. Il est de même pour les édifices stratégiques qui doivent rester opérationnels en toutes situations. Étant construits en zones sismiques actives, la plupart des constructions sont soumises à un risque sismique permanent. Leur système structural est constitué de murs porteurs en pierre ou en brique, et expertises faites ont prouvé qu'ils présentaient un système structural fortement vulnérable à l'action sismique.

Les constructions en maçonnerie existent en grand nombre aussi bien en zone rurale qu'urbaine, leurs murs porteurs sont caractérisés par une résistance élevée à la compression, une résistance insuffisante à la traction et en cisaillement, une faible ductilité ainsi qu'une faible liaison entre murs porteurs. L'absence de liaison ainsi que la faible résistance en traction et en cisaillement des murs porteurs ont fait que ces constructions sont incapables de reprendre les efforts horizontaux induits par le séisme.

Pour rassembler les conditions nécessaires à une analyse rigoureuse de la vulnérabilité sismique des structures existantes, il est nécessaire d'avoir une idée des caractéristiques de déformation, de portance des murs sous chargements combinés (verticaux et horizontaux), et d'établir leurs lois de comportement.

Il est important de noter que le choix du niveau d'aléa sismique pour l'analyse de la résistance de la structure constitue en soi un point crucial de l'analyse en effet il n'est pas aisé de connaître la probabilité d'occurrence d'un séisme de magnitude donnée. Pour cela la plupart des règlements existants simplifient le comportement de la maçonnerie dans le but de fournir des critères pratiques pour l'analyse et le calcul des structures. Ces critères se basent, en général, sur l'utilisation de modèles linéaires qui considèrent la maçonnerie comme un matériau homogène. Étant donné le coût et les difficultés des expériences en laboratoire et les caractéristiques particulières de la maçonnerie, il paraît utile de proposer un modèle numérique permettant d'étudier les variables qui déterminent son comportement.

L'évaluation de la vulnérabilité sismique des structures existantes en maçonnerie et ce en utilisant la méthode de (K- lang.2002). Cette méthode permet d'estimer la vulnérabilité sismique de la structure en maçonnerie en évaluant sa capacité portante en terme d'effort et de déplacement et en analysant le comportement linéaire et non linéaire de la structure étudiée. Ce qui permet une corrélation entre la demande du séisme (réponse de la structure) et la capacité de la structure en terme de déplacement et de ductilité. Ainsi que cette méthodologie d'analyse de la vulnérabilité sismique de structure en maçonnerie considérées

dans le cadre de cette étude permettent d'estimer l'état de résistance et de déplacement de chacun des niveaux de la structure .

## Résumé

Le nord de l'Algérie est sujet au risque sismique. En effet, plusieurs failles actives passant à proximité de la ville peuvent provoquer un séisme important (séisme de BOUMERDES de magnitude MW : 6.8). Le retour d'expérience sismique a montré la vulnérabilité des structures en maçonnerie vis-à-vis du tremblement de terre. L'étude de la vulnérabilité sismique de ces bâtiments constitue l'étape fondamentale pour la réduction des dommages lors d'un séisme car des mesures de prévention peuvent être alors déterminées. Dans ce travail, une méthode analytique (K. Lang .2002) est utilisée pour estimer la vulnérabilité sismique des constructions en maçonnerie de la ville de TIZI OUZOU. Cette méthode nous permet d'estimer la capacité de la structure en terme d'efforts tranchants et de déplacements ; ceci aussi bien pour chacun des éléments porteurs que pour l'ensemble des éléments d'un même étage. Les éléments structuraux sont supposés avoir un comportement bilinéaire et élasto-plastique. Par ailleurs, nous avons tracé la fonction de vulnérabilité, afin de déterminer les degrés de dommages correspondant à différentes intensités sismiques.

**Mots clés** : structure en maçonnerie, vulnérabilité sismique, courbe de capacité, dommages sismiques, fonction de vulnérabilité.

## Introduction générale

Les monuments historiques représentent des structures à valeur architecturale, culturelle et historique inestimable, il est de même pour les édifices stratégiques qui doivent rester opérationnels en toute situation. Étant construits en zones sismique actives .la plupart des constructions sont soumises à un risque sismique permanent, leur système structural est constitué de murs porteurs en pierre ou en brique et expertises faites ont prouvé qu'ils présentaient un système structural fortement vulnérable à l'action sismique.

Pour rassembler les conditions nécessaires à une analyse rigoureuse de la vulnérabilité sismique des structures existantes, il est nécessaire d'avoir une idée des caractéristiques de déformation, de portance des murs sous chargements combinés (verticaux et horizontaux), et d'établir leurs lois de comportement.

Il est important de noter que le choix du niveau d'aléa sismique pour l'analyse de la résistance de la structure constitue en soi un point crucial de l'analyse. En effet, il n'est pas aisé de connaître la probabilité d'occurrence d'un séisme de magnitude donnée. Pour cela, la plupart des règlements existants simplifient le comportement de la maçonnerie dans le but de fournir des critères pratiques pour l'analyse et le calcul des structures. Ces critères se basent, en général, sur l'utilisation de modèles linéaire qui considèrent la maçonnerie comme un matériau homogène.

La vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie, située au centre ville de Tizi-Ouzou, est évaluée en utilisant une méthode analytique (K. Lang.2002). Cette méthode permet d'évaluer la capacité portante de la structure en terme d'efforts et de déplacements, et d'analyser son comportement linéaire et non linéaire ; ce qui permet une corrélation entre la demande du séisme (réponse de la structure) et la capacité de la structure.

## **ORGANISATION**

La thèse est organisée en quatre chapitres :

**Chapitre I** : consiste à présenter une étude bibliographique se rapportant aux caractéristiques de la maçonnerie.

**Chapitre II** : présente le comportement des structures en maçonnerie, les différents modes de ruptures et les méthodes de calcul de la vulnérabilité sismique.

**Chapitre III** : présente la description détaillée de la structure étudiée.

**Chapitre IV** : calcul de la vulnérabilité sismique de la structure en maçonnerie, en utilisant une méthode analytique.

## Chapitre I : Caractéristiques de la maçonnerie

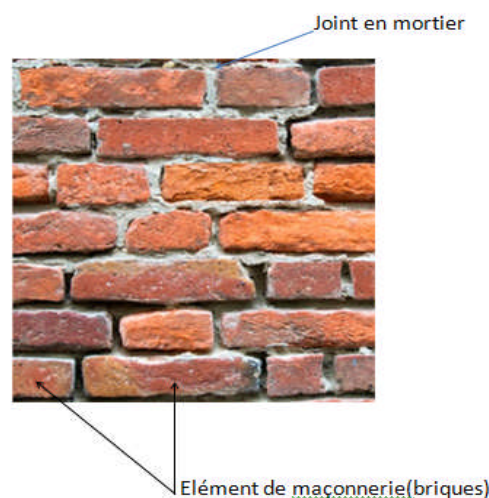
### I.1 Introduction

Les constructions en maçonnerie non renforcée existent en grand nombre aussi bien en zone rurale qu'au centre ville de Tizi-Ouzou. Leurs murs porteurs en maçonnerie sont caractérisés par une résistance élevée à la compression, une résistance insuffisante à la traction et au cisaillement, une faible ductilité ainsi qu'une faible liaison entre murs porteurs. L'absence de liaison ainsi que la faible résistance en traction et en cisaillement des murs porteurs ont fait que ces constructions sont incapables de reprendre les efforts horizontaux importants induits par le séisme.

Pour rassembler les conditions nécessaires à une analyse rigoureuse de la vulnérabilité sismique des structures existantes, il est nécessaire d'avoir une idée des caractéristiques de déformation, de portance des murs sous chargements combinés (verticaux et horizontaux), et d'établir leurs lois de comportement.

### I-2 Définition de la maçonnerie

La maçonnerie est un matériau composite dont les joints entre les blocs (pierre ou briques) sont remplis d'un matériau de liaison destiné à rendre l'ensemble cohérent (Fig. I.1). Du point de vue mécanique, la maçonnerie supporte bien les efforts de compression et mal les efforts de traction. S'en est différent de celui de ses composants pris individuellement, sa résistance mécanique globale peut être déduite de manière empirique.



**Figure I.1** : Mur en maçonnerie.

### I.3 Les différents types de la maçonnerie

On peut distinguer différents types de maçonnerie :

- Maçonnerie en brique d'argile cuite;
- Maçonnerie de pierre naturelle;
- Maçonnerie en agglomérés de béton;
- Maçonnerie en briques silico-calcaire.

#### I.3.1 Maçonnerie en brique d'argile cuite

La brique à maçonner en terre cuite possède de remarquables propriétés de durabilité, de résistance, de stabilité, de régulation de l'humidité et d'inertie thermique ; elle contribue donc très activement à un habitat sécurisé et sain, éléments essentiels au développement d'une atmosphère agréable. Grâce à ses performances thermiques et phoniques, la brique à maçonner en terre cuite est adoptée par de nombreux systèmes de construction, tels que le traditionnel «double mur» ou utilisée en combinaison avec des matériaux isolants intérieurs ou périphériques modernes.

Il existe 3 types de briques :

- Briques pleines
- Briques perforées
- Briques creuses

##### I.3.1.1 Brique pleines (Fig. I.2)

La brique pleine ordinaire a le format 5x11x20 cm (hauteur, largeur, longueur). Cet élément constitue d'excellents murs porteurs. Spécialement fabriquée pour l'exécution d'éléments vus (façades), elle présente une gamme de teintes très variée. Elles sont montées à mortier de joints épais, généralement 1,5 cm pour les joints horizontaux (assises) et 1 cm pour les joints verticaux.



**Figure I.2** : Brique en terre cuite pleine.

### I.3.1.2 Brique perforée (Fig. I.3)

Cette brique comporte des alvéoles perpendiculaires au plan de pose. Elle permet de réaliser des murs porteurs ou des cloisons, elle représente une bonne isolation thermique. Elle a été utilisée avec succès pour la réalisation de plusieurs tours, son grand avantage c'est qu'elle offre une excellente résistance à la compression et au cisaillement.



**Figure I.3** : Brique perforée.

### I.3.1.3 Brique creuse (Fig. I.4)

Légère et économe en matériau en comparaison à une brique pleine, une brique creuse est conçue pour une variété d'applications dont l'isolation, la ventilation, la construction de façades. Certaines briques creuses peuvent être remplies et disposer des barres de renforcement pour améliorer la force de tension et de torsion d'une structure.

Une brique creuse est classée en fonction de son usage (structure porteuse, isolation, etc.) ou du matériau utilisé.



**Figure I. 4** : Brique creuse.

### I.3.2 Maçonnerie en pierre naturelle

La pierre naturelle est l'un des matériaux les moins consommateurs d'énergie, elle ne subit presque aucune modification entre sa sortie en carrière et sa mise en œuvre sur le chantier. S'ajoute à cette qualité une production extrêmement faible de déchets sur le chantier du fait de la possible réutilisation des blocs ou moellons sans perte de qualité et de la transformation des déchets de carrière en granulats. N'oublions pas aussi que la ressource en pierre naturelle est encore très importante et que son coût est équivalent aux autres matériaux de construction, à condition de préférer les ressources locales. Sur le plan esthétique, la pierre se défend également : en fonction de la nature de la roche, il est possible de jouer sur le côté « brut » de la pierre en conservant la trace des coupes de scie ou de travailler des faux joints à la scie pour simuler des dimensions des blocs différentes de ceux réellement posés (Fig. I.5).



**Figure I.5** : Pierre naturelle (Pourrat, 2009).

#### I.3.2.1 Moellons

Les pierres employées non gélives dénommées moellons, doivent être d'un poids inférieur à 40kg afin de permettre leur manipulation par un seul homme. Les moellons peuvent être bruts de forme irrégulière ou taillés selon l'aspect recherché.

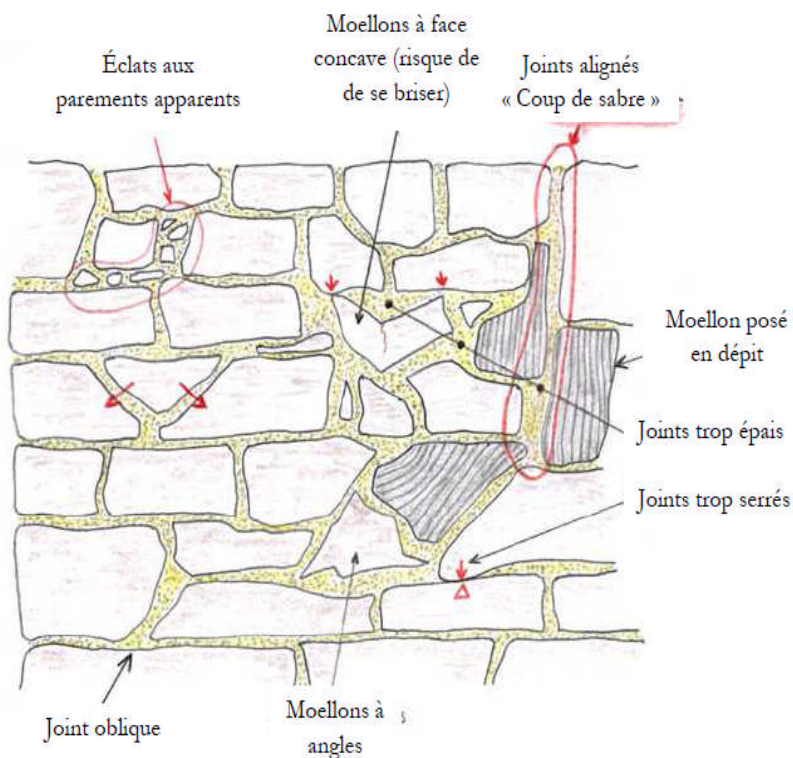
Le moellon brut se présente sous des formes variées. Celles-ci dépendent de la nature de la pierre exploitée, blocs arrondis ou anguleux aux formes diverses pour les pierres dures, grés, granits, calcaires, etc.

### I.3.2.2 Jointoiment

La largeur des joints, variables dans cette maçonnerie, ne doit pas excéder 4cm et les espaces plus larges doivent être remplis par des éclats de pierre. Lorsque les joints restent apparents, ils doivent être réalisés de manière à offrir une résistance minimale à l'écoulement de l'eau sur le parement. Les murs ainsi construits peuvent être soit laissés bruts, c'est-à-dire que l'appareil reste visible en parement, soit recouverts d'un crépissage (Fig. I.6).

### I.3.2.3 Épaisseur des murs

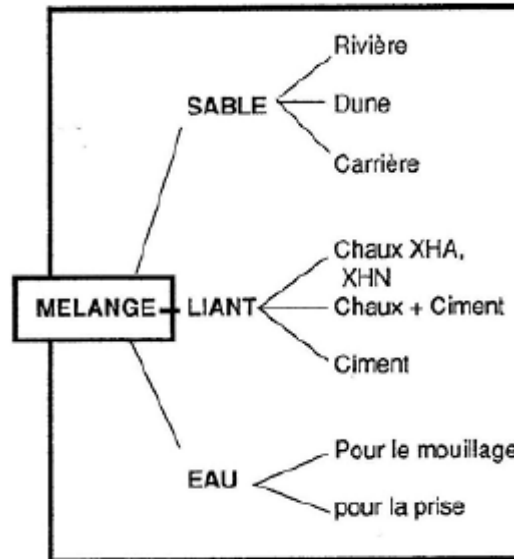
L'épaisseur des murs dépend des pierres employées mais ne peut être inférieur à 30-40 cm. Les moellons taillés, grossièrement ou non, permettent des réalisations variées dont les caractéristiques générales d'exécution sont présentées par la Figure I.6.



**Figure I.6:** Mur en pierre naturelle (BAUD, 1990).

## I.4 Les mortiers

Le mortier est un mélange de liant (chaux et /ou ciment), de sable et éventuellement d'adjuvants (Fig. I.7).



**Figure I.7 :** Constituants d'un mortier (SEMLALI et al, 2008).

### I.4.1 Mortier de ciment

Les mortiers de ciment, résistants, prennent et durcissent rapidement. De plus, un dosage en ciment suffisant les rend pratiquement imperméables. Les dosages courants sont de l'ordre de 300 à 400Kg de ciment pour 1 m<sup>3</sup> de sable.

### I.4.2 Mortier de chaux

Les mortiers de chaux sont gras et onctueux. Ils durcissent plus lentement que les mortiers de ciment, surtout lorsque la chaux est calcique. Le mélange de ciment et de chaux permet d'obtenir conjointement les qualités de ces deux liants. Généralement, on utilise la chaux et le ciment par parties égales, mais on mettra une quantité plus ou moins grande de l'un ou de l'autre suivant l'usage et la qualité recherchée.

Les sables utilisés sont généralement siliceux ou silico-calcaires, leur granulométrie est de préférence continue. Les mortiers peuvent comporter différents types d'adjuvants selon la caractéristique recherchée : plastifiants, entraîneurs d'air, retardateurs de prise, hydrofuges.

## I.5 Caractéristiques mécaniques de la maçonnerie

### I.5.1 Contrainte caractéristique en compression $f'_m$

#### ❖ Eurocode 6

La résistance caractéristique de la maçonnerie est déterminée en utilisant la résistance moyenne des éléments de maçonnerie ainsi que celle de mortier. La résistance caractéristique en compression de la maçonnerie vaut :

$$f'_m = k (f_b)^\alpha (f_{mor})^\beta \quad (I.1)$$

$f_{mor}$  : Résistance à la compression de mortier (Tab. I.1)

$f_b$  : Résistance à la compression d'un élément de maçonnerie

$$f_b = f_{mean} \cdot \delta \cdot \delta_c \quad (I.2)$$

$f_{mean}$  : Résistance moyenne à la compression d'un élément de maçonnerie

$\delta$  : Facteur de forme (Tab. I.2)

$\delta_c = 1$  (échantillon sec à l'air)

$\delta_c = 0.8$  (séchage au four)

Les coefficients K,  $\alpha$ , et  $\beta$  sont données par le Tableau 3.

**Tableau I.1 : Résistance moyenne à la compression de mortier.**

Catégorie conforme	Résistance moyenne à la compression $f_{mor}$ (N/mm <sup>2</sup> )
M20	20
M12	12
M8	8
M5	5
M2,5	2,5

**Tableau I.2 : Facteur de forme  $\delta$ .**

Hauteur (mm)	Plus petite dimension horizontale (mm)				
	50	100	150	200	$\geq 250$
40	0,8	0,7	–	–	–
50	0,85	0,75	0,7	–	–
65	0,95	0,85	0,75	0,7	0,65
100	1,15	1	0,9	0,8	0,75
150	1,3	1,2	1,1	1	0,95
200	1,45	1,35	1,25	1,15	1,1
$\geq 250$	1,55	1,45	1,35	1,25	1,15

**Tableau I.3 : Différentes valeurs des paramètres  $k$ ,  $\alpha$  et  $\beta$ .**

Élément de maçonnerie		Mortier d'usage courant			Mortier colle (joint d'assise $\geq 0,5\text{mm}$ et $\leq 3\text{mm}$ )		
		K	$\alpha$	B	K	$\alpha$	$\beta$
Terre cuite	Groupe1	0,50	0,65	0,25	–	–	–
	Groupe2	$0,50 \times (\delta)^{-0,65}$	0,65	0,25	$0,50 \times (\delta)^{-0,80}$	0,80	0
	Groupe3	$0,40 \times (\delta)^{-0,66}$	0,65	0,25	$0,40 \times (\delta)^{-0,80}$	0,80	0
Silicocalcaire	Groupe1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	Groupe2	0,50	0,65	0,25	0,55	0,85	0
Béton de granulates	Groupe1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0
	Groupe2	0,50	0,65	0,25	0,65	0,85	0
	Groupe3	0,45	0,65	0,25	0,50	0,85	0
Béton cellulaire autoclavé	Groupe1	0,60	0,65	0,25	0,80	0,85	0

❖ (Priestley, 1992) a proposé la formule suivante :

$$f'_m = \frac{f'_{cb}(f'_{tb} + \alpha f'_j)}{U_w(f'_{tb} + f'_{cb})} \quad (I.3)$$

Avec :

$$\alpha = \frac{j}{4,1h_b} \quad (I.4)$$

$$f'_{tb} = 0,1 f'_{cb} \quad (I.5)$$

$j$  : épaisseur de joint du mortier,

$h_b$  : Hauteur d'un élément de maçonnerie,

$f'_{cb}$  : Résistance en compression d'un élément de maçonnerie,

$f'_{tb}$  : Résistance en traction d'un élément de maçonnerie,

$U_w$  : Coefficient de non uniformité de contrainte = 1.5,

$f'_j$  : la résistance en compression du mortier.

❖ D'après (HENANT et al. 2007), une autre formule proposée par (MSJC, 2002) (Masonry standards joint comette) pour déterminer la contrainte à la compression de la maçonnerie donnée par l'équation suivante :

$$f'_m = A (400 + B f'_b) \quad \text{en psi} \quad (I.6)$$

A, B sont des constantes dépendant de l'état de maçonnerie et de la catégorie de mortier, respectivement.

Avec : A=1 pour la maçonnerie inspectée;

B varie de 0.2 à 0.25 selon la catégorie de mortier.

## I.5.2 Module d'élasticité de la maçonnerie

Le module d'élasticité ou le module sécant à court terme est donné comme suit :

❖ Selon l'Eurocode 6 par la formule suivante :

$$E_{m2} = k_E f'_m \quad (I.7)$$

Avec :

$K_E$  : Constante utilisée dans le calcul du module d'élasticité de la maçonnerie. En absence des données  $K_E = 1000$ .

❖ **(Brooks, 1998)** ont proposé la formule (I.8) :

$$\frac{1}{E_m} = \frac{2,15}{f_{br}} + \frac{0,175}{\gamma_{wa}} \quad (I.8)$$

$f_{br}$  : Contrainte de compression de l'élément de maçonnerie;

$\gamma_{wa}$  : Rapport entre le module d'élasticité de l'élément de maçonnerie et celle de mortier.

Avec :

$$\gamma_{wa} = \frac{1 - 0,016W_a}{1 - 0,029W_a} \quad (I.9)$$

Pour la maçonnerie traitée sans interruption sous le polyéthylène.

$W_a$  : Le pourcentage d'eau absorbé en %.

❖ **D'après (BEKHTERI, 2004) UBC 1991 (Uniform Building Code)** la formule suivante a été proposée :

$$E_m = \frac{1 + \gamma_t}{1 + \frac{\gamma_t}{\gamma_m}} E_b \quad (I.10)$$

Avec :

$$\gamma_t = \frac{t_j}{t_b} \quad \text{et} \quad \gamma_m = \frac{E_j}{E_b}$$

$t_j$  : Épaisseur de joint de mortier ;

$t_b$  : Épaisseur de l'élément de maçonnerie ;

$E_j$  : Module d'élasticité du mortier ;

$E_b$  : Module d'élasticité de l'élément de maçonnerie.

### I.5.3 Module de cisaillement de la maçonnerie

Le module de cisaillement est pris égal à 40% de module d'élasticité par EUROCODE 6.

$$G_m = 0,4 E_m \quad (I.11)$$

## I.6 Caractéristiques inélastiques

La détermination des caractéristiques inélastiques de l'élément structural soumis à l'excitation sismique constitue l'objet d'étude de nombreux chercheurs. Le comportement inélastique est généralement défini comme étant le comportement au-delà de la limite élastique de résistance. Du point de vue conception, le comportement inélastique est extrêmement important vu que la plupart des constructions sont conçues pour résister à des séismes modérés sans atteindre pour cela la limite élastique.

Toutefois, le niveau de dégradation de ces constructions est très significatif lorsqu'elles sont sujettes à des séismes importants. Pour une analyse judicieuse du comportement inélastique, il est nécessaire de procéder à l'expérimentation ou de se baser sur les résultats de tests des murs ayant fait l'objet d'expérience.

## I.7 Adhérence

L'adhérence entre le mortier et les éléments de maçonnerie doit permettre un comportement correct de la maçonnerie.

– Si le calcul repose sur la résistance au cisaillement ou à la flexion, des prescriptions relatives aux caractéristiques de la maçonnerie concernée et aux procédures d'humidification appropriées doivent être incluses dans la spécification de conception.

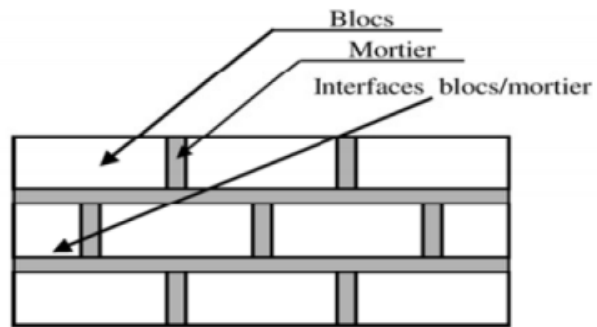
– si la résistance au cisaillement ou à la flexion de la maçonnerie est évaluée à partir d'essais, il devrait être spécifié que les matériaux, les types d'appareillage et la conservation doivent être identiques à ceux des essais.

## I.8 Finition des joints

Les finitions des joints doivent être appropriées pour atteindre l'aspect et les performances requises du mur (Fig. I. 8).

Lors de la spécification des finitions des joints, les facteurs suivants devraient être pris en compte

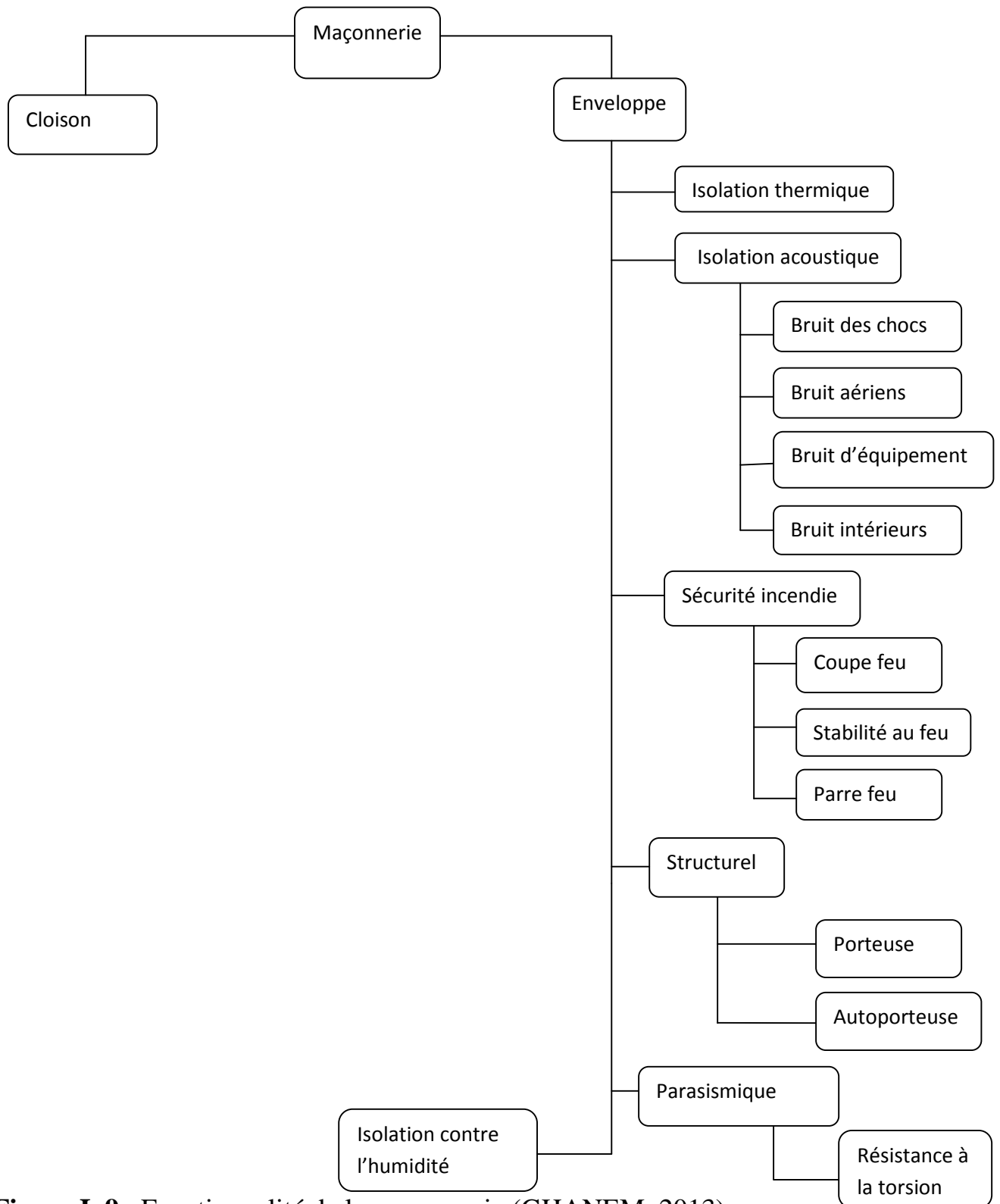
- le support requis pour l'application des finitions ;
- la forme de la finition des joints ;
- toute exigence spéciale pour serrer les joints par outillage ;
- le rejointoiement pour obtenir une couleur ou un effet particulier ;
- l'effet de joints en retrait ou de bandeaux.



**Figure I.8** : Finition d'un mur en maçonnerie (GHANEM 2013).

### I.9 Fonctionnalités de la maçonnerie

La maçonnerie présente différents avantages fonctionnels dont la personne a besoin. La figure I.9 représente quelques fonctionnalités de celle-ci.



**Figure I. 9** : Fonctionnalité de la maçonnerie (GHANEM ,2013).

## **I.10 Conclusion**

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents types de maçonneries, ainsi que les principales caractéristiques des différents matériaux qui la constituent. La maçonnerie est considérée comme la technique de construction la plus ancienne. Elle se caractérise par ses matériaux support : brique, parpaing, mortier et pierre ou chacun d'entre eux présente des avantages fonctionnels dont la personne a besoin. L'intérêt de notre étude est de prédire le comportement et la résistance des structures en maçonnerie par rapport aux charges sismiques et la valorisation les propriétés des matériaux locaux.

## Chapitre II : Comportement de la maçonnerie

Dans ce chapitre nous présentons un état des connaissances sur le comportement des murs en maçonnerie :

- en compression,
- sous des charges diagonales et sous des charges de cisaillement,
- en flexion,
- sous une charge concentrée,
- sous des charges latérales monotones.

Nous mettons l'accent sur les aspects concernant les mécanismes de rupture des murs en maçonnerie, soumis à des charges statiques dans le plan. Les variables qui influencent leur comportement seront examinées.

Comme le béton ordinaire, la maçonnerie possède une bonne résistance en compression, modérée jusqu'à mauvaise en cisaillement mais faible en traction.

Etant donné l'hétérogénéité des matériaux, il n'est pas possible de déterminer les caractéristiques de la maçonnerie à partir de l'étude isolée des matériaux qui la composent. C'est pourquoi les règlements proposent la réalisation d'essais sur de petits prismes ou des murs composée de quelques pièces.

### II.1 Comportement mécanique de la maçonnerie à la compression

La maçonnerie est principalement sollicitée en compression. Ce comportement est lié aux caractéristiques locales des matériaux utilisés. Le comportement à la traction est généralement négligé.

La résistance à la compression de la maçonnerie dans la direction normale aux joints horizontaux est généralement considérée comme le seul critère qui permet de définir la résistance globale du prisme qui est un matériau composite. Ce comportement est généralement non linéaire et fragile.

La maçonnerie chargée uniformément atteint le domaine de la rupture par le développement des fissures parallèles à la direction de chargement qui sont dues aux

contraintes de traction, dont la direction est perpendiculaire à celle des contraintes de compression.

La résistance à la compression de la maçonnerie est très faible vis-à-vis de la résistance nominale de compression des briques (fournie par les essais standards). Par contre, la résistance à la compression de la maçonnerie peut être plus importante que la résistance nominale du mortier. La résistance à la compression de la maçonnerie varie comme la racine carrée de la résistance normale des briques et comme la racine cubique ou quatrième de la résistance à la compression du mortier.

À partir de ces observations, on peut tirer les conclusions suivantes :

- Les contraintes de traction causant les fissurations sont dues à des déformations générées du mortier du joint.
- La résistance nominale à la compression des briques (essais standards) ne peut pas être exploitée directement pour déterminer la résistance des briques dans les murs car les modes de rupture d'une brique dans les deux situations sont différentes (CHERRABIA, 1990) (Fig. II.1).

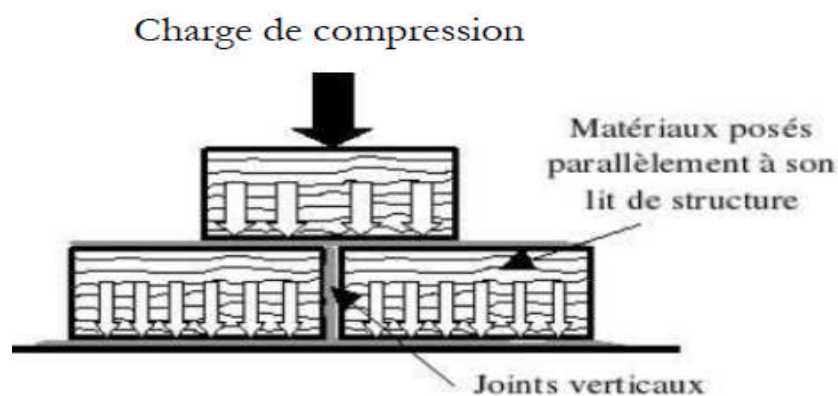


Figure II.1 : charge de compression (CHERRABIA, 1990).

## II.2 Relation contrainte-déformation de la maçonnerie

Plusieurs études donnent la relation contrainte-déformation de la maçonnerie :

❖ D'après (MADAN, 1997), la relation contrainte-déformation de la maçonnerie est présentée dans la Figure II.2, l'équation de la courbe contrainte-déformation est donnée par la formule suivante :

$$f_m = \frac{f'_m \varepsilon_m^r}{r - 1 + \varepsilon_m^r}$$

(II.1)

avec:  $r = \frac{E_m}{E_m - E_{sec}}$

$f'_m$  : résistance à la compression de mortier.

$r$  : contrainte caractéristique en compression.

$E_m$  : module d'élasticité de la maçonnerie.

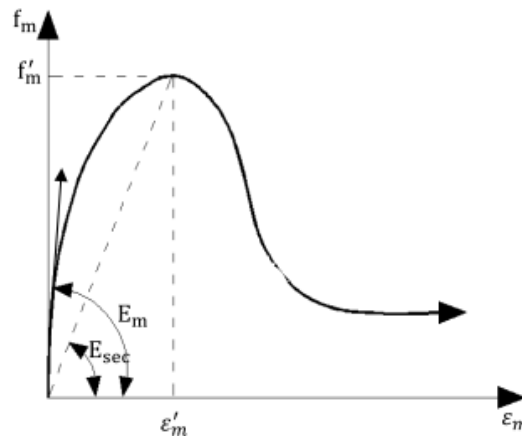


Figure II.2 : Comportement de la maçonnerie en compression (mander, 1997).

❖ (Lotfi, 1991) a présenté la relation contrainte-déformation par la figure II.3, définie comme suit :

$$f_m = f'_m \left( 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left( \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \right) \quad \text{pour } 0 \leq \varepsilon_m \leq \varepsilon_{mt} \tag{II.2}$$

$$f_m = f_{mt} + (r_p f'_m f_{mt}) \left( 1 - \exp \left( \left( 2 f'_m \frac{1}{\varepsilon'_m} - \frac{\varepsilon_{mt}}{\varepsilon'_{mt}} \right) \frac{\varepsilon_m - \varepsilon_{mt}}{r_p f'_m - f_{mt}} \right) \right) \tag{II.3}$$

pour  $\varepsilon_m \geq \varepsilon_{mt}$

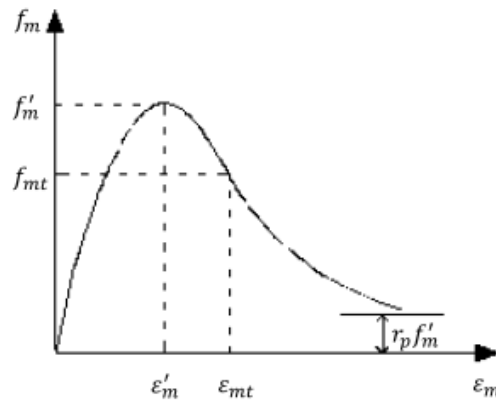


Figure II.3 : Loi de comportement à la compression (Lotfi, 1991).

❖ D'après (DANESH, 2004) et (HEMANT , 2007), le comportement est représenté par la Figure II.4.

La fonction est donnée comme suit :

$$f_m = 1,67 f'_m \left( 2 \frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} - \left( \frac{\epsilon_m}{\epsilon'_m} \right)^2 \right) \text{ pour } 0 \leq \epsilon_m \leq 0,0015 \tag{II.4}$$

$$f_m = f'_m [1 - z_m (\epsilon_m - 0,0015)] \text{ pour } \epsilon_m > 0,0015 \tag{II.5}$$

Avec :

$$z_m = \frac{0,5}{\left[ \frac{3 + 0,29 f_j}{1,45 f_j - 1000} \right] - 0,02} ; f_j \text{ est la contrainte de compression du mortier}$$

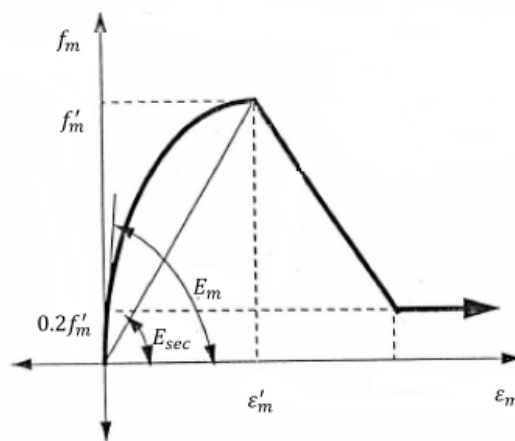


Figure II. 4 : Comportement à la compression.

## ❖ Eurocode 6

On considère pour cette relation une courbe parabolique en phase élastique prolongée par une droite horizontale se propageant jusqu'à la déformation ultime  $\varepsilon_{mu}$  (diagramme parabole-rectangle), (Fig. II.5).

La valeur de  $\varepsilon_{mu}$  dépend du groupe de l'élément de maçonnerie.

$\varepsilon_{mu} = 3.5 \cdot 10^{-3}$     Élément de groupe 1    [comme il est indiqué dans le Tableau 3]

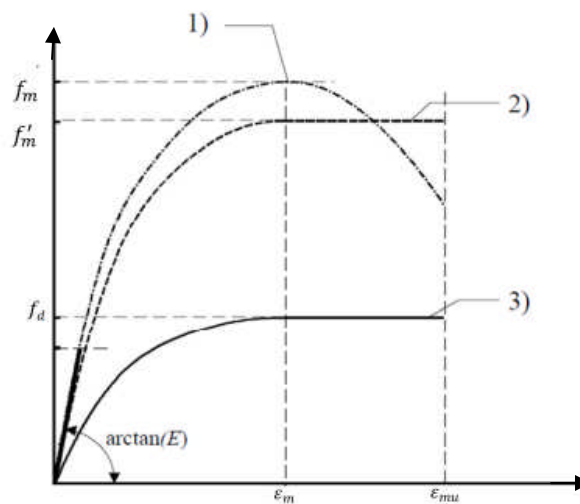
$\varepsilon_{mu} = 2 \cdot 10^{-3}$     Élément de groupes 2,3 et 4    [Tableau 3]

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m} \quad (\text{II.6})$$

$f_d$ : Résistance de calcul à la compression de la maçonnerie dans la direction prise en considération.

$f_k$ : Résistance caractéristique à la compression dans la maçonnerie.

$\gamma_m$ : Coefficient partiel pour une propriété de matériau, tenant compte des incertitudes de modèle et des variations dimensionnelles.



**Figure II. 5** : Comportement à la compression de la maçonnerie selon Eurocode 6.

1 : diagramme type

2 : diagramme idéal (parabolique rectangle)

3 : diagramme de calcul

Le diagramme (parabole rectangle) est employé pour caractériser la relation contrainte-déformation en compression axiale.

La partie parabolique décrit la phase élasto-plastique du matériau, la partie rectangulaire, sa phase plastique.

### II.3 Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale (compression)

C'est le cas des murs porteurs sollicités par des efforts verticaux. Plusieurs essais ont été réalisés sur des murs en maçonnerie soumis à ce type de chargement pour déterminer les résistances ultimes. Il existe une relation de type coulomb (Figure II.6) entre la résistance au cisaillement et la contrainte de pré-compression c'est-à-dire ; il existe une résistance au cisaillement initiale qui dépend de l'adhésion entre les briques et le mortier à laquelle vient s'ajouter une composante de frottement proportionnelle à la pré-compression soit :

$$\tau = \tau_0 + \mu \sigma_c \quad (\text{II.7})$$

Avec :

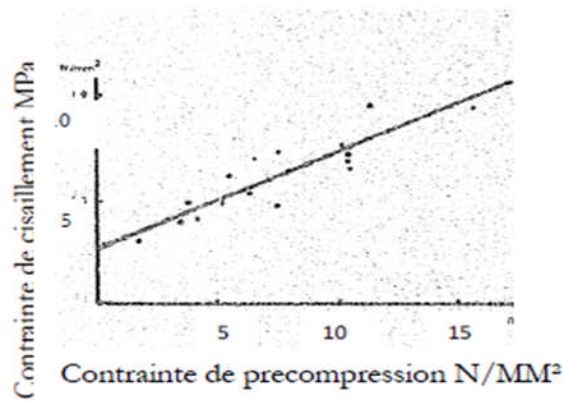
$\tau_0$  : Résistance au cisaillement pour un effort normal nul

$\mu$  : Coefficient de frottement apparent

$\sigma_c$  : Contrainte verticale de pré-compression

À la limite, lorsque  $\sigma_c$  atteint la résistance de compression à la rupture, la résistance au cisaillement s'annule. La résistance au cisaillement dépend de la résistance du mortier et pour des murs en maçonnerie de brique ayant une résistance ultime à la compression entre 20 et 50 N/mm<sup>2</sup>,  $\tau_0 = 0.2 \text{ N/mm}^2$  pour un bon mortier et  $\tau_0 = 0.3 \text{ N/mm}^2$  pour un mortier moyen.

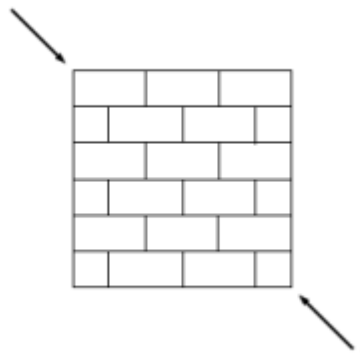
La valeur moyenne de  $\mu$  est d'environ 0.4.



**Figure II.6** : Relation entre la résistance au cisaillement et la contrainte de pré-compression (CHERRABIA, 1990).

#### II.4 Comportement des murs en maçonnerie sous des charges de cisaillement en diagonales

D'un point de vue pratique, il s'avère nécessaire de fixer un critère pour définir la résistance d'un mur en maçonnerie sous charge latérale. De nombreuses normes proposent le calcul de cette résistance sur la base d'une contrainte de cisaillement nominale qui pourrait être déterminée expérimentalement (LAFUENTE.M, 1990).



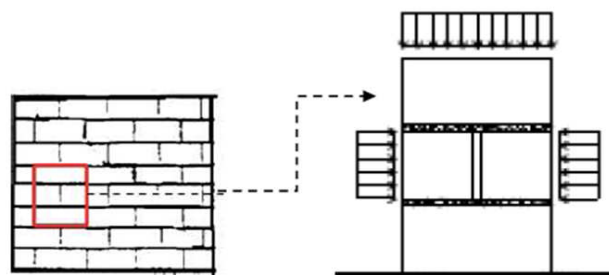
**Figure II.7** : Mur sous charge en diagonale.

Différents types d'essais ont été proposés pour déterminer d'une manière simple et pratique la contrainte de cisaillement.

- Les essais de cisaillement caractérisant le mécanisme du type coulomb au niveau des joints.
- Les essais sur petits murs soumis à une traction diagonale.

L'essai le plus simple à exécuter et à contrôler en laboratoire pour caractériser le comportement de la maçonnerie sous charge de cisaillement est celui sur la Figure II.8. En ce qui concerne d'autres types d'essais, il a été constaté expérimentalement l'apparition d'efforts de flexion qui modifient les conditions de cisaillement recherchées.

Le modèle dont il est question est constitué d'un ensemble de trois blocs de maçonnerie où celui du milieu se trouve coupé en 2. Les 2 moitiés sont séparées par un joint vertical vide d'1 cm de largeur, les charges de cisaillement s'appliquent sur cette pièce au milieu, tandis que les pièces externes peuvent être soumises à l'action de la charge verticale.

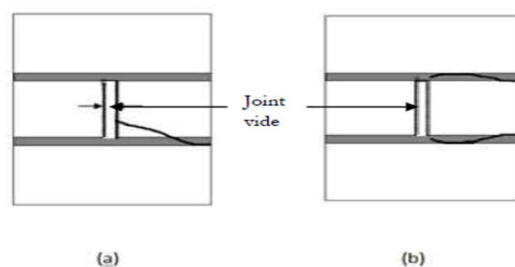


**Figure II.8 :** Essai de cisaillement (LAFUENTE, 1990).

#### ✚ Résultats de l'essai :

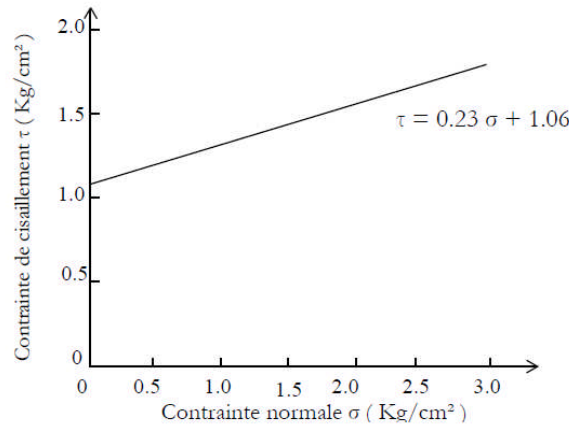
Les études de **Méli** et **REYES** témoignent de l'existence de différents types de comportements à la rupture (Fig. 9).

- Rupture de la pièce en maçonnerie par cisaillement (Fig. 9a).
- Glissement au niveau des joints (rupture par adhérence) (Fig. 9b).



**Figure II. 9 :** Schéma des fissurations (LAFUENTE,1990)

Ce type d'essai aboutit à l'obtention de courbes telles que celles de la Figure II.10 qui permettent la détermination des coefficients d'adhérence et de friction.

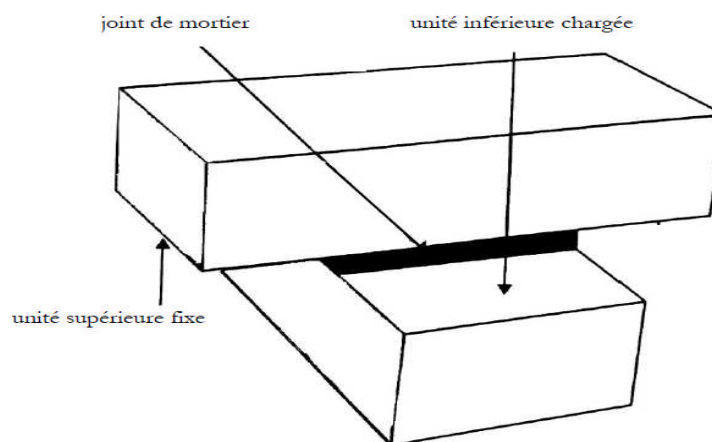


**Figure II.10** : Résistance au cisaillement en fonction de la charge verticale (LAFUENTE, 1990).

### II.5 Résistance des murs à la traction

La maçonnerie constituée avec des mortiers traditionnels a une résistance très limitée face aux efforts de traction pure. La résistance à la traction est habituellement prise égale à zéro. Cette résistance peut être sensiblement améliorée par l'ajout d'adjuvants tels que les polymères ou le latex. Des panneaux de maçonnerie d'un étage ont été fabriqués et pourraient être soulevés et transportés sans rupture.

La résistance à la traction horizontale est très rarement mesurée et aucun essai standard n'est disponible d'où l'absence totale de données significatives. L'essai le plus familier étant celui en travers de la brique (ASTEM C952-76) illustré dans la Figure II.11. Les résultats de cet essai indiquent que la résistance à la traction directe se situe entre un tiers et deux-tiers du moment de flexion.

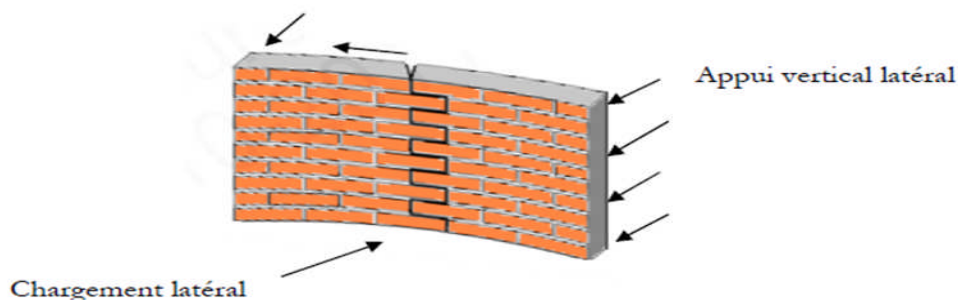


**Figure II.11** Résistance à la traction (ASTEM, 1976).

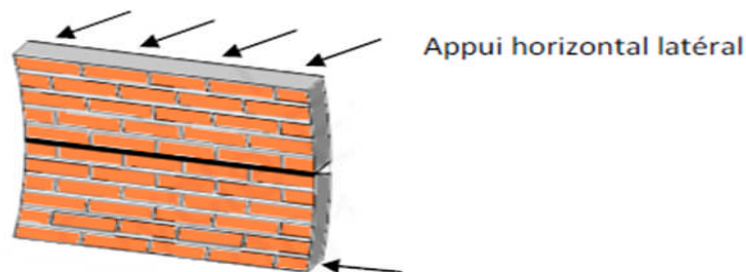
## II.6 Résistance à la flexion

La stabilité des murs en maçonneries de brique chargée latéralement dépend de sa résistance à la traction de flexion. Cette résistance dépend des facteurs qui conditionnent l'adhésion brique–mortier.

Si un mur est appuyé horizontalement sur sa barre supérieure et inférieure, sa résistance latérale dépend de la résistance à la traction de flexion développée à travers le joint, si en plus il est appuyé latéralement, sa résistance latérale dépend aussi de sa résistance à la traction de flexion développée le long de la direction perpendiculaire au lit de joint (Fig. II.12). Cette résistance est généralement trois fois plus grande que celle à travers les joint si l'adhésion (mortier-brique) est bonne ; la résistance à la flexion parallèle au lit du joint est conditionnée par la résistance à la traction de flexion des briques, si l'adhésion est mauvaise, cette résistance est conditionnée principalement par la résistance au cisaillement développé dans le joint à l'interface brique – mortier.



a. Rupture le long de la ligne perpendiculaire aux lits.



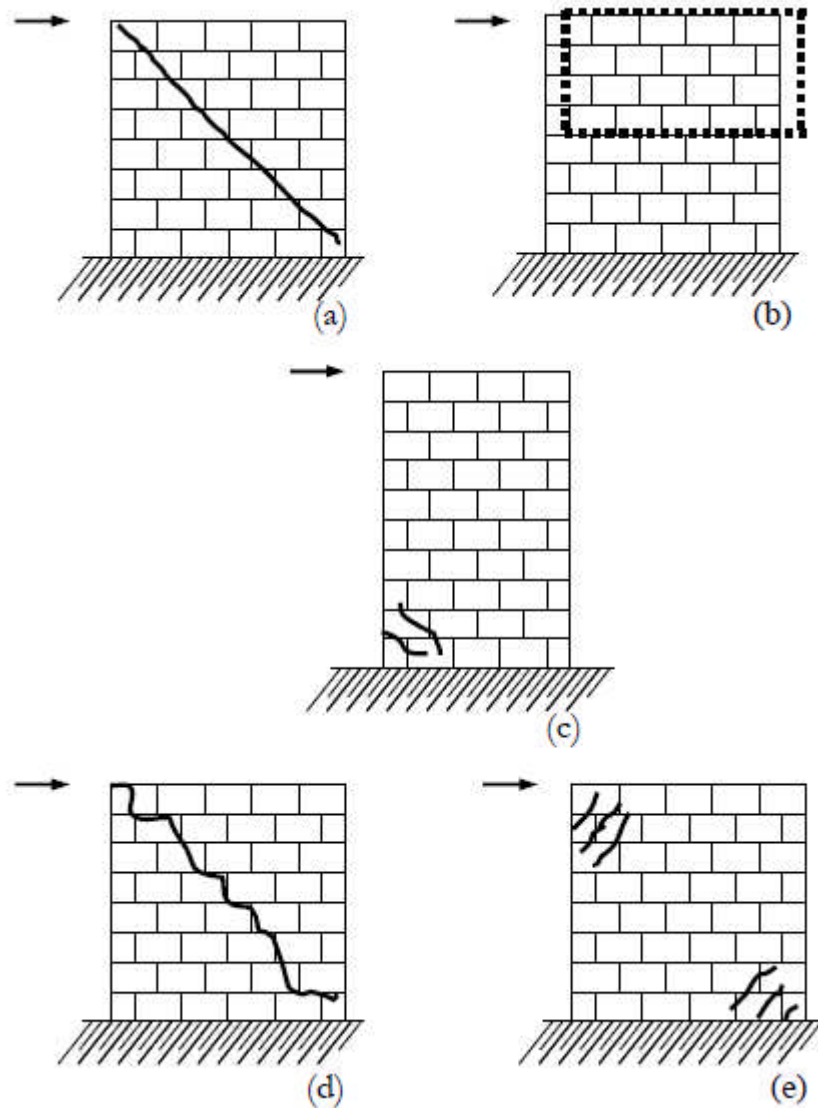
b. Rupture le long de la ligne parallèle aux lits des joints.

**Figure II.12** : Comportement à la flexion des murs en maçonnerie (CHERRABIA ,1990).

## II.7 Murs sous charges latérales monotones

Les charges latérales, telles que celles provenant des séismes et du vent, sont supportées dans les structures en maçonnerie par des murs. Ceux-ci ont un comportement différent, selon qu'il s'agit de murs isolés ou des murs ossatures en béton armé, les derniers présentent un comportement plus ductile que les premiers, mais ils présentent un réseau de fissuration similaire (Fig. II.13) :

- Rupture par traction diagonale, caractérisée par l'apparition de fissures qui traversent les briques et le mortier (Fig. II.13.a).
- Rupture par friction ou glissement (Fig. II.13.b).
- Rupture par flexion : la fissuration se produit dans des zones voisines de la base encastrée (Fig. II.13.c).
- Rupture mixte, caractérisée par l'apparition de fissures diagonales qui tantôt traversent les pièces, tantôt suivent la direction des joints (Fig. II. 13.d).
- Écrasement du matériau dans les zones en compression (Fig. II. 13.e).



**Figure II. 13** : Rupture des murs non confinés (HOUTI FARID.PDF).

## II.8 Analyse du comportement des murs en maçonnerie

### II.8.1 Fissuration par cisaillement

Un nombre important de tests statiques à été effectué dans le passé sur des murs porteurs en maçonnerie non armée pour établir ou vérifier les équations analytiques régissant la rupture. L'interaction entre les chargements latéral et axial a fait l'objet d'études par plusieurs chercheurs. La plupart de ces investigations se limitent à l'analyse du comportement des murs en maçonnerie sous chargement statique monotone, plutôt représentatif du vent que du chargement sismique.

Konig et al [1] ont analysé le comportement dynamique sous chargement cyclique de murs en maçonnerie non armée en post fissuration pour établir l'effet du chargement axial et la ductilité sur le mode de rupture de ces derniers lorsqu'ils sont soumis à une force sismique agissant dans leur plan. Ils ont montré que sous faible chargement axial, la fissure passe par le lit des joints en une diagonale à travers les murs. Les parties individuelles issues de la fissuration peuvent ainsi glisser l'une sur l'autre en engendrant des déformations relatives importantes associées à une faible dégradation de la résistance en cisaillement avant la rupture globale.

Sous chargement axial important, la résistance du lit des joints augmente proportionnellement à ce chargement. Si la contrainte principale locale est supérieure à la résistance caractéristique de traction de l'unité constitutive (pierre, brique...), la fissuration prend place au niveau des unités résistantes. En conséquence, les parties séparées du mur tendent à glisser en aval le long des fissures diagonales les plus régulières associées à de faibles déformations relatives.

### **II.8.2 Fissuration par flexion**

En l'absence de forces axiales de compression, les trumeaux dont le rapport hauteur/longueur est important ainsi que les linteaux en maçonnerie non armée ont un comportement élastique linéaire comparable à celui des poutres fragiles pour lesquelles l'apparition de la première fissure coïncide avec la rupture totale. La présence de forces axiales de compression joue un rôle déterminant dans la résistance de ces murs. Ces forces axiales contribuent à la stabilité de l'ensemble au-delà de l'apparition de la première fissure due à la flexion. La résistance latérale des trumeaux augmente considérablement par cet effet.

En conséquence, la capacité portante en zones non fissurées devient le facteur limite de stabilité des trumeaux (et donc du mur).

### **II.9. Rigidité des murs en maçonnerie**

La rigidité élastique initiale des murs en maçonnerie a été déterminée expérimentalement. Plusieurs chercheurs ont affirmé que cette rigidité dépendait en premier lieu des caractéristiques du matériau (module de Young  $E$  et module de cisaillement  $G$ ), des dimensions ainsi que des conditions d'appuis de ces murs. Et en second lieu du mode de rupture de l'élément structural. La rigidité élastique initiale est donnée par la relation suivante :

$$K = \frac{G}{1.2h} \frac{1}{1 + \alpha \frac{E_c}{E_m} \left(\frac{h}{l}\right)^2} \quad (\text{II.15})$$

Où

$\alpha = 0.83$  dans le cas de murs bi-encastés.

$\alpha = 3.33$  dans le cas de murs cantilever (encastés à la base et libres au sommet)

$\alpha$  est défini [8] comme étant le rapport entre la rigidité théorique élastique latérale d'un poteau et la rigidité sécante expérimentale. Cette rigidité initiale demeure constante tant que l'élément structural est en phase élastique. Elle subit des dégradations dans le domaine post élastique. La loi de comportement de cette dégradation est directement liée aux hypothèses ainsi qu'aux modèles mathématiques adoptés.

## II.10 PRINCIPALES METHODES DE CALCUL DES STRUCTURES EN MACONNERIE

Les premières méthodes calculant un indice de vulnérabilité à grande échelle ont naturellement été développées dans les pays à fort aléa sismique tels que les USA, le Japon, la Turquie et l'Italie. La plupart de ces méthodes se basent sur des observations de dégâts post-sismiques. L'observation de la vulnérabilité vise en particulier à générer des matrices de dommages probables ou des fonctions de vulnérabilité.

Les matrices de dommages, ou DPM (DOMAGE PROBABILITY MATRIX) et les fonctions de vulnérabilité sont deux façons de représenter la relation probabilité entre le niveau de dommages et l'intensité d'un séisme. Elles sont basées sur une classification typologique des bâtiments.

Les DPM peuvent être construites à partir de sondages sur les dommages survenus à la suite d'un séisme ou à partir du jugement d'experts. Ces matrices expriment la probabilité qu'une structure appartenant à une certaine classe de bâtiments subisse un certain niveau de dommages résultant d'un séisme d'une intensité donnée. Les dommages considérés sont classés selon leur typologie à partir de caractéristiques communes, comme par exemple les matériaux de construction, la technologie utilisée, l'année de construction ...etc.

Les fonctions ou courbes de vulnérabilité sont la représentation graphique des DPM. Ces fonctions expriment généralement les dommages ou pertes attendus pour un bâtiment ou une classe de bâtiment en fonction de l'intensité du séisme.

### **METHODES DE L'ATC13**

Un des premiers rapports traitant le calcul de la vulnérabilité sismique des constructions est celui de conseil de la technologie Appliquée (APPELIED technologie Conseil(ATC)) (Nollet, 2004), qui est repris par l'Agence Fédérale de la gestion des risques (FEDERAL Emergency Management AGENCY (FEMA)). Ce rapport a été établi en 1971 et récapitulé dans le rapport ATC13.

À partir de consultation de 58 experts, le rapport ATC13 (ATC, 1985) dérive des matrices de dommages probables pour 78 classe d'installation dont 36 réfèrent à des bâtiments.

L'inconvénient de cette méthodes est qu'elle fait appel à la subjectivité des experts et introduit des incertitudes sur l'estimation des dommages et sur l'opinion formulée. De plus, les matrices développées sont difficilement applicables dans d'autres régions et à d'autres types de structures. Cette méthode est cependant demeurée la référence jusqu'aux années 1990.

### **METHODE DE HAZUS**

La méthodologie HAZUS développée par le NIBS (National Institute of Building Science) aux Etats Unis et approuvée par la FEMA (fédéral Emergency Management AGENCY).

Le résultat a été le logiciel HAZUS, interactif pour l'évaluation des risques, lancé pour la première fois en 1997 et mis à jour en 1999. Dans cette méthode, on trouve les déplacements spectraux et les accélérations spectrales comme mesures d'entrées sismiques.

Cependant, l'étude de HAZUS continue à se fonder sur l'opinion d'experts pour estimer l'état des dommages qui résulteraient d'un déplacement et d'une accélération spectrale donnée. Trente six (36) type de modèles de bâtiments sont considérés par la méthodologie et quatre niveaux sismiques sont considérés (niveau haut, niveau modéré, niveau moyen, niveau faible). On définit les paramètres suivants : la capacité du bâtiment, le spectre de déplacement, le seuil des différents états de dommages dans la construction.

### **METHODE PROBABILISTE ITALIENNE**

En Italie, plusieurs matrices de probabilité de dommage DPM ont été adoptée aux typologies courantes italiennes. Elles ont été établies suite aux relevés de dommages effectués après le séisme d'iprinia du 23 novembre 1980, puis ont été adoptées ou modifiées suite à plusieurs séismes italiens. Une première classification des typologies a été proposée en tenant compte

des matériaux et des techniques de construction ainsi que leur comportement sismique observé pendant des séismes destructeurs.

La classification des dommages a été définie sur une échelle comportant 7 degrés, proche de ceux proposés dans l'EMS98 (EUROPEAN MACROSISMIC SCALE). Le Tableau II.1 présente la description des dommages.

**Tableau II.1 : Description des dommages.**

Niveau de dommage	Description
<b>1</b>	Aucun
<b>2</b>	insignifiant
<b>3</b>	Léger
<b>4</b>	considérable
<b>5</b>	sérieux
<b>6</b>	Très sérieux
<b>7</b>	Destruction partielle

Une fois les typologies et la description des dommages établies, les matrices de probabilité de dommages (DPM) ont été produites sur la base des observations post-sismiques. Elles dépendent de l'intensité de l'échelle MSK.

### **METHODOLOGIE DE RISK-UE**

La méthode RISK-UE, développée en 2004, nous permet d'exprimer la vulnérabilité des constructions par le biais des indices de vulnérabilité. La méthode classe les bâtiments selon une certaine typologie qui tient compte des caractéristiques du bâtiment que l'on retrouve en Europe occidentale. Elle comporte 23 classes et, pour chacune d'elle, une valeur d'indice de vulnérabilité est attribuée.

Il existe différents facteurs de nature géométrique et structurelle pouvant modifier les caractéristiques dynamiques d'un bâtiment lors d'un séisme. Ceux-ci sont pris en compte par la méthode en ajoutant ou en retranchant (effet favorable ou défavorable) un facteur à l'indice de vulnérabilité caractérisant la structure dans son ensemble. À partir de l'indice de

vulnérabilité( $V_i$ ) et de l'intensité du séisme( $I$ ), la méthode permet de calculer le degré moyen de dommage  $D$  pour une zone de la manière suivante (CAMÉRO et al, 2010) :

$$D = 2.5 [1 + \tanh(1 + 6.25V_i - 13, 1/2, 3)] \quad (\text{II.16})$$

$V_i$  : l'indice de vulnérabilité

$I$ : l'intensité du séisme

$D$  : degré moyen de dommage

## **II.11.CONCLUSION**

L'analyse bibliographique nous a permis de constater que malgré la diversité des travaux et des essais effectués par plusieurs chercheurs, il reste beaucoup d'inconnus relatifs au comportement de la maçonnerie structurelle.

Ce chapitre nous a permis de passer en revue certains aspects du comportement des structures en maçonnerie à savoir leur comportement vis-à-vis des actions latérales, leur capacité de résistance et de déformation.

Nous avons cité les méthodes les plus connues d'estimation de la vulnérabilité sismique des structures. Ces méthodes ont été développées dans des pays à sismicité élevée. La compréhension de la structure et la recherche des critères structuraux peuvent s'avérer complexes. Il faut donc trouver un équilibre entre les moyens mis en œuvre, les méthodes applicables et résultats recherchés. D'autre part, ces méthodes varient suivant leur degré de précision et de sophistication.

## Chapitre III : Description de la structure analysée

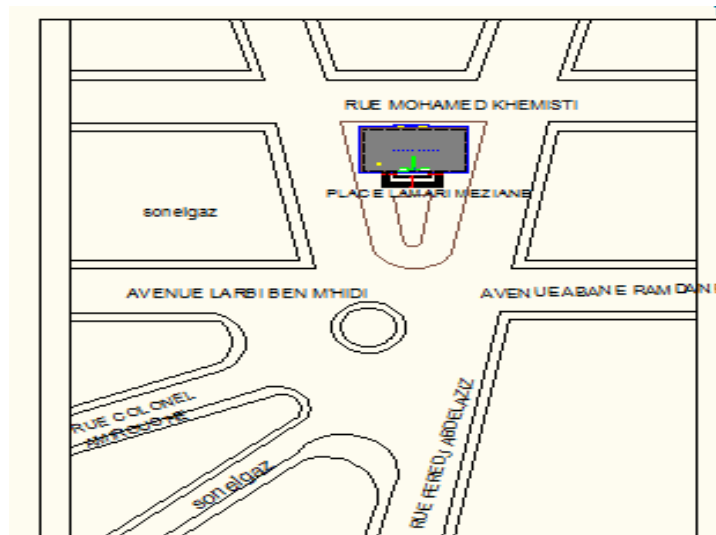
### III.1 Introduction

Les monuments historiques représentent des structures à valeur architecturale, archéologique, culturelle, et historique inestimable. Il en est de même pour les édifices stratégiques qui doivent rester opérationnels en toutes situations. Étant construites en zones sismiques actives, ces constructions sont soumises à un risque sismique permanent. Leur système structural est constitué de murs porteurs en pierre.

Les structures ont été bâties à différentes époques, avec des modes de construction variés et présentent une grande richesse de formes. L'évaluation doit être différenciée et basée sur une typologie. La difficulté réside dans la diversité des paramètres pouvant faire l'objet d'une typologie (situation, époque, type de construction, configuration, etc.).

### III.2 Description de la structure en plan

Dans notre travail, on s'intéresse à un monument historique en maçonnerie non renforcée, construit en 1896 et implantée dans le centre ville de Tizi-Ouzou, classée comme une zone de moyenne sismicité (zone IIa) selon le RPA 99 version 2003. Cette structure est située entre le boulevard colonel MELLAH et le boulevard MOHAND SAID OUZEFFOUN. Le nouvel hôtel de ville comporte un rez-de-chaussée de style de Louis XVI, se compose d'un vestibule avec un double accès : par devant, un escalier monumental et par derrière une porte sur la façade postérieure. À droite, en entrant, se trouve le secrétaire de mairie, le cabinet du maire et les affaires indigènes et les sanitaires. On accède au 1<sup>er</sup> étage par un escalier droit avec un palier à mi-hauteur. Il comprend deux pièces, qui forment alors une magnifique salle de bals de 220 m<sup>2</sup> (Fig. III.1, III.2).



**Figure III.1** : plan de situation de la structure.

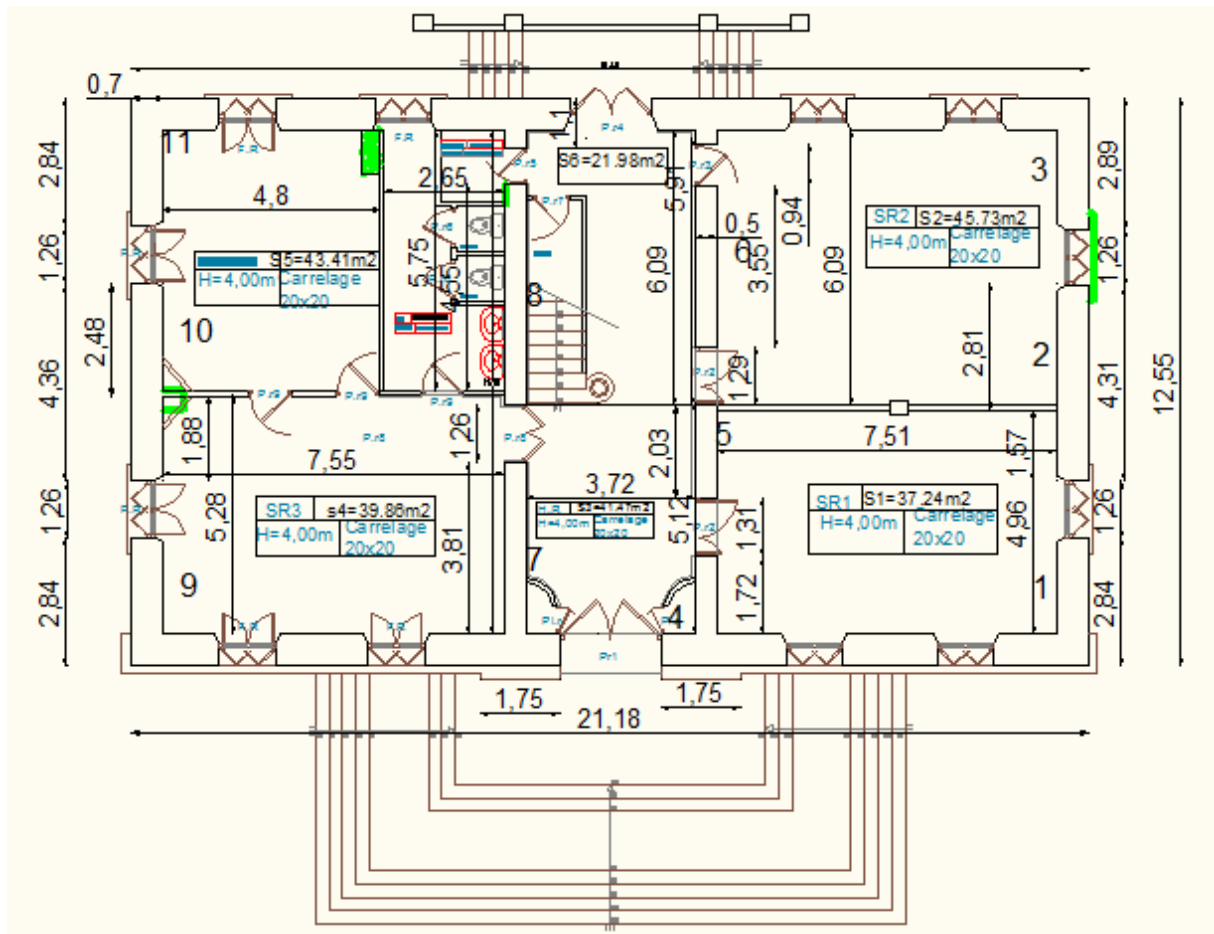


**Figure III.2** : Exemple de construction en maçonnerie dans le centre ville de Tizi-Ouzou.

Cette structure se présente sous forme d'un rectangle présentant des parties en saillies. Elle présente les dimensions en plan suivantes (Fig. III.3) :

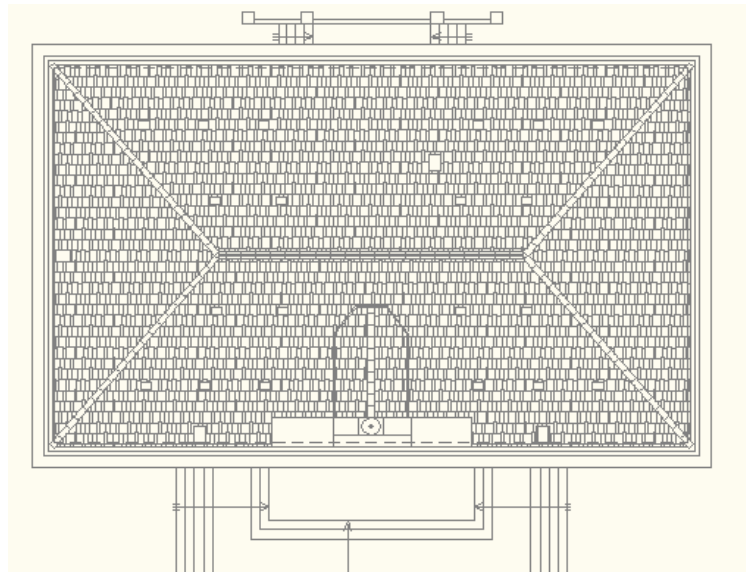
- Épaisseur des murs porteurs extérieurs : = 70 ;
- Épaisseur des murs porteurs intérieurs : = 50 ;
- Longueur longitudinale : = 81.18 ;
- Longueur transversale : = 12.55 ;
- Section totale des planchers : =  $\times$  =  $81.18 \times 12.55 = 265.809 \text{ m}^2$  ;
- Hauteur de premier étage : = 4.69 ;

- Hauteur de rez-de-chaussée : = 4 .



**Figure III.3 :** Vue en plan de la structure.

Le toit de la structure est en bois. Sa couverture est en tuile d'argile (Fig. III.4).



**Figure III.4 :** Vue de dessus de la structure.

### III.3 Planchers

À chaque niveau, la structure présente des planchers en brique pleines ou STABI-12, avec des IPN comme poutrelles, d'une épaisseur de 27 cm.

### III.4 Définition des zones tributaires

On divise la section totale du plancher en zones tributaires raisonnables (de S1 à S6), qui seront distribuées aux différents murs porteurs (Fig. III.5). Selon la Figure III.5, les différentes surfaces se présentent sous forme de rectangles. Leurs dimensions sont données comme suit :

$$\text{Surface 1} = 37.24 \text{ m}^2;$$

$$\text{Surface 2} = 45.73 \text{ m}^2;$$

$$\text{Surface 3} = 19.046 \text{ m}^2;$$

$$\text{Surface 4} = 39.85 \text{ m}^2;$$

$$\text{Surface 5} = 43.41 \text{ m}^2;$$

$$\text{Surface 6} = 21.98 \text{ m}^2;$$

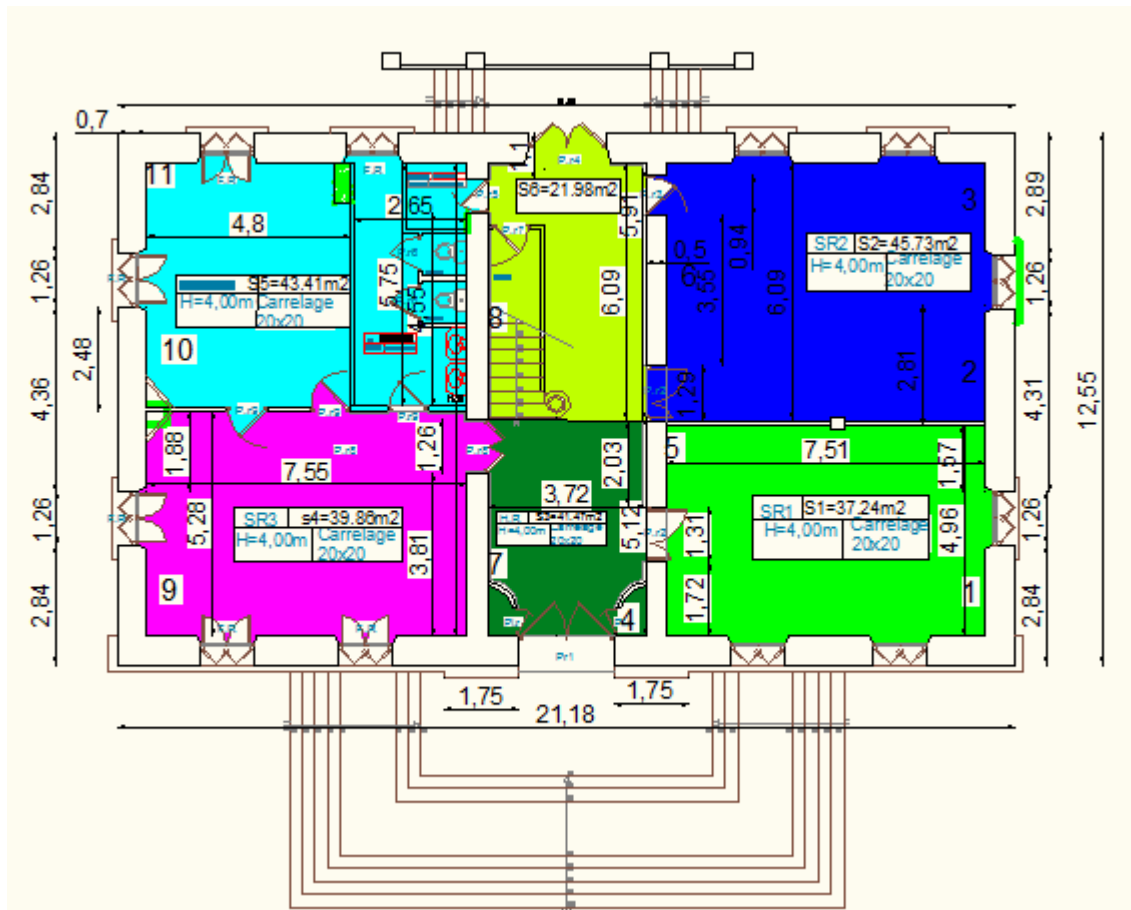


Figure III.5 : Division du plancher en 6 surfaces.

### III.5 Description de la structure en élévation

Selon le plan en élévation (Fig. III.6, III.7), on peut définir plusieurs éléments constitutifs de la structure, dont les caractéristiques seront utilisées dans les calculs. Parmi ces éléments, on peut citer :

- 1- Le linteau : la partie située entre deux ouvertures consécutives d'une même file verticale, liant les murs dans un plan.
- 2- Le trumeau : un élément du mur dont la hauteur  $h$  est égale à la hauteur de l'ouverture adjacente. Cette dernière peut être une fenêtre ou une porte.
- 3- Les ouvertures : c'est la partie vide du mur.
- 4- Toiture : elle couvre la partie supérieure de la structure. Elle est construite en bois, avec quelques IPN métalliques utilisés comme des poutrelles.



Figure III.6 : Vue de face gauche de la structure.

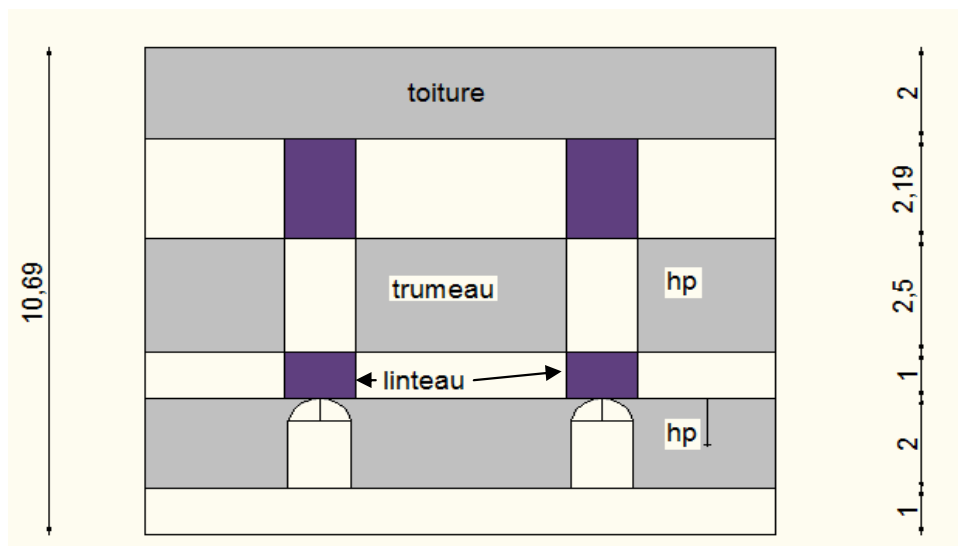
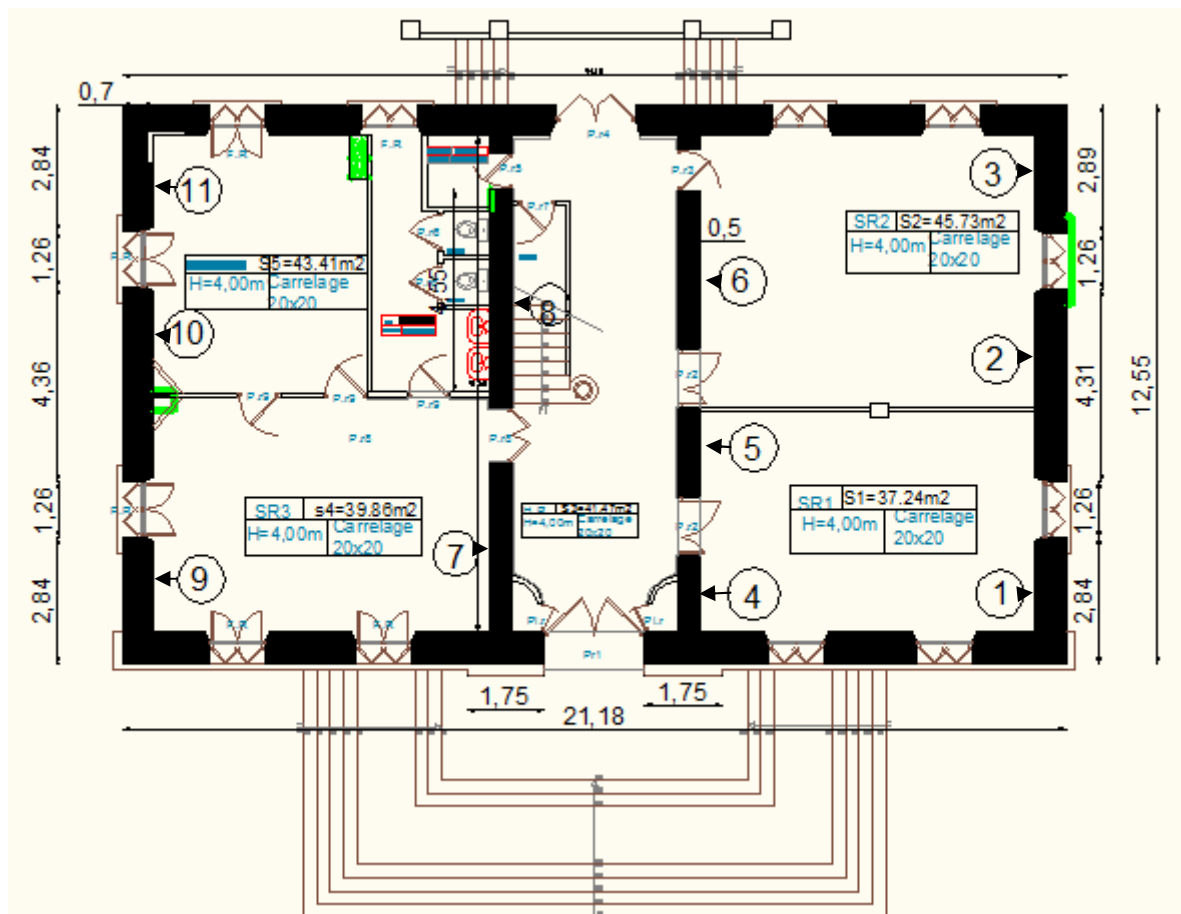


Figure III.7 : Plan en élévation de la structure

### III.6 Description des murs de la structure

La structure est constituée de murs porteurs en maçonnerie (en pierre). L'épaisseur des murs extérieurs et des murs intérieurs est respectivement de 70 cm et 50 cm. La Figure III.8 représente les dimensions des murs de la structure dans le sens transversal et dans le sens longitudinal.



**Figure III.8 :** Description des murs de la structure.

### III.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté la structure analysée. Elle est en maçonnerie à usage de monument historique (musée), construite en 1896, implanté dans la zone IIa de moyenne sismicité (centre ville de Tizi-Ouzou) et dans un site de sol S3 (meuble). Par ailleurs, nous avons décrit le système structural ainsi que les paramètres nécessaires pour le calcul de la vulnérabilité sismique.

## Chapitre IV : Calcul de la vulnérabilité

### IV.1 INTRODUCTION

L'étude de la vulnérabilité sismique d'une structure en maçonnerie est menée en utilisant une méthode analytique (K. Lang .2002). Cette dernière nous permet d'évaluer la capacité de la structure en termes d'efforts tranchants et de déplacements et de décrire son comportement (linéaire et non linéaire) sous l'effet d'une sollicitation sismique.

### IV.2.Définition de la vulnérabilité

La vulnérabilité sismique est le degré de perte occasionnée à un élément ou à un ensemble d'éléments soumis à une intensité sismique de magnitude donnée.

### IV.3.Les étapes de calcul

- Identification des murs structuraux
- Calcul des efforts normaux
- Courbe de capacité des murs
- Courbe de capacité de bâtiment
- Identification des degrés des dommages
- Approximation bilinéaire de la courbe de capacité de l'immeuble
- Système équivalent à un ddl (SDOF)
- Vulnérabilité

### IV.4. Données d'entrée de la méthode d'évaluation

#### Donnée géométriques

- Surface totale  $A=l_x \cdot L_y = 12.55 \cdot 21.18 = 265.80 \text{ m}^2$
- Hauteur totale  $h_{\text{tot}} = 8.69 \text{ m}$
- Hauteur d'étage  $h_{\text{étage}} = 4.69 \text{ m}$
- Hauteur de rez- de- chaussée  $h = 4 \text{ m}$

#### propriétés des matériaux

- Résistance à la compression orthogonale au lit du mortier (fiche technique)  $f_{\text{my}} = 15 \text{ MPa}$

- Résistance à la compression parallèle au lit du mortier  $f_{mx} = 0.3 * f_{mx} = 4.5 \text{ MPa}$
- Angle de frottement interne  $\tan \phi = 1.2$
- Module d'élasticité de la maçonnerie (fiche technique)  $E_m = 3100 \text{ MPa}$
- Module de cisaillement de la maçonnerie  $G_m = 0.3 * E_m = 930 \text{ MPa}$
- Facteur de la réduction de la raideur  $\mu = 0.5$
- Poids spécifiques de maçonnerie  $\gamma = 23 \text{ KN/m}^3$  (selon DTR)

### charges verticales

- Poids des planchers  $q = 4 \text{ KN/m}^2$  (selon DTR)
- Poids des murs de façade  $g_w = \gamma_w \cdot t \cdot l_w \cdot H$  (KN) avec  $t=0.7 \text{ m}$
- Poids des murs intérieurs  $g_w = \gamma_w \cdot t \cdot l_w \cdot H$  (KN) avec  $t=0.5 \text{ m}$

La structure est caractérisée par ces chargements :

- Les charges sont assumées comme suit :
- la charge d'exploitation  $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$  (selon DTR)
- La charge total des planchers est égale à :

$$q_{fl} = G + Q = 6.5 \text{ KN/m}^2$$

Le toit est considéré seulement comme une charge verticale supplémentaire qui agit sur les murs de façade dans la direction transversale (sens porteur):

Poids de toit :

$$q_{\text{toit}} = 1.2 \text{ KN/m}^2$$

### IV.5. Identification des murs porteurs

Suivant le sens porteur (Y-Y), les murs sont identifiés en déterminant leurs caractéristiques principales : la longueur  $l_w$ , l'épaisseur  $t$  et la hauteur  $h_w$  du trumeau c.-à-d. la hauteur de l'ouverture  $h_p$  adjacente au rez de chaussée (**Figure IV.1.**).

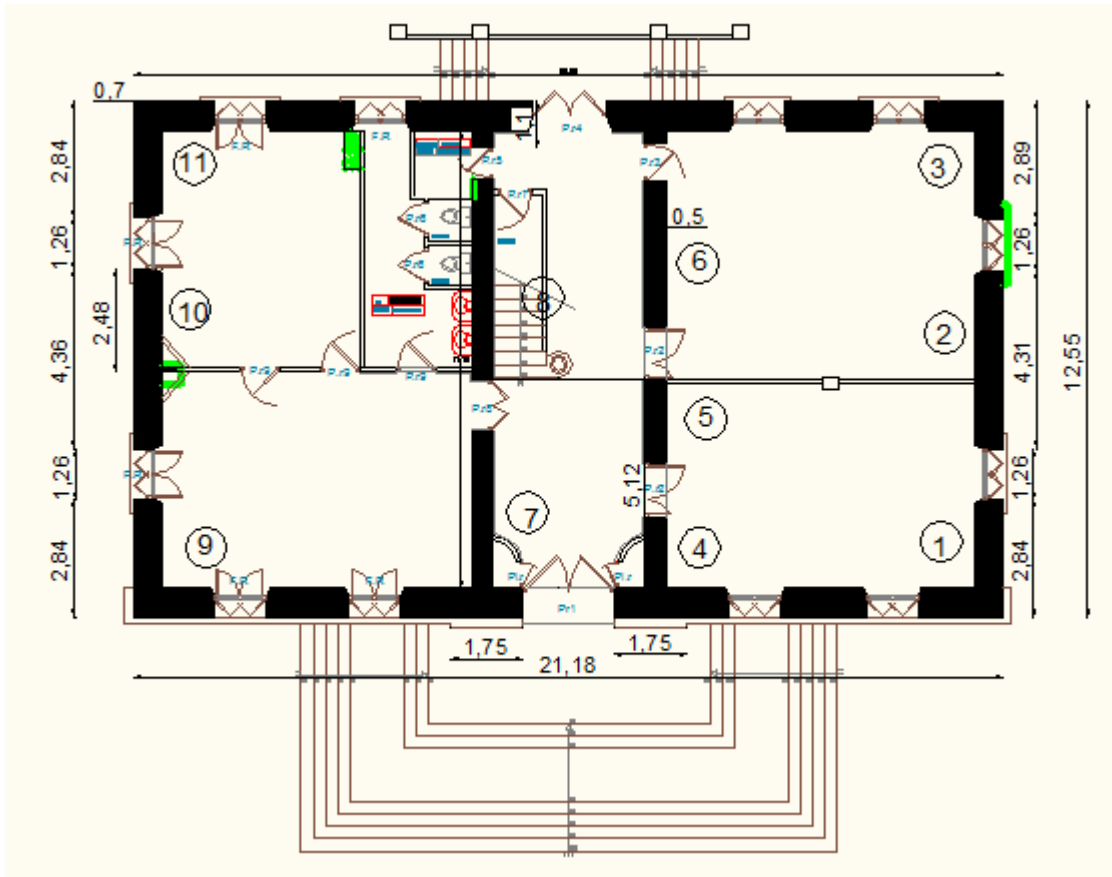


Figure IV.1 : Description des murs porteurs

Tableau IV.1 : Caractéristiques principales des murs porteurs.

Murs	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Longueur(m)	2.49	4.31	2.54	1.72	2.03	3.55	3.81	4.55	2.49	4.36	2.49
Épaisseur(m)	0.7	0.7	0.7	0.5	0.5	0.5	0.5	0.5	0.7	0.7	0.7
Hauteur de (m)hp	2	2	2	2.5	2.5	2.5	2.5	2.5	2	2	2

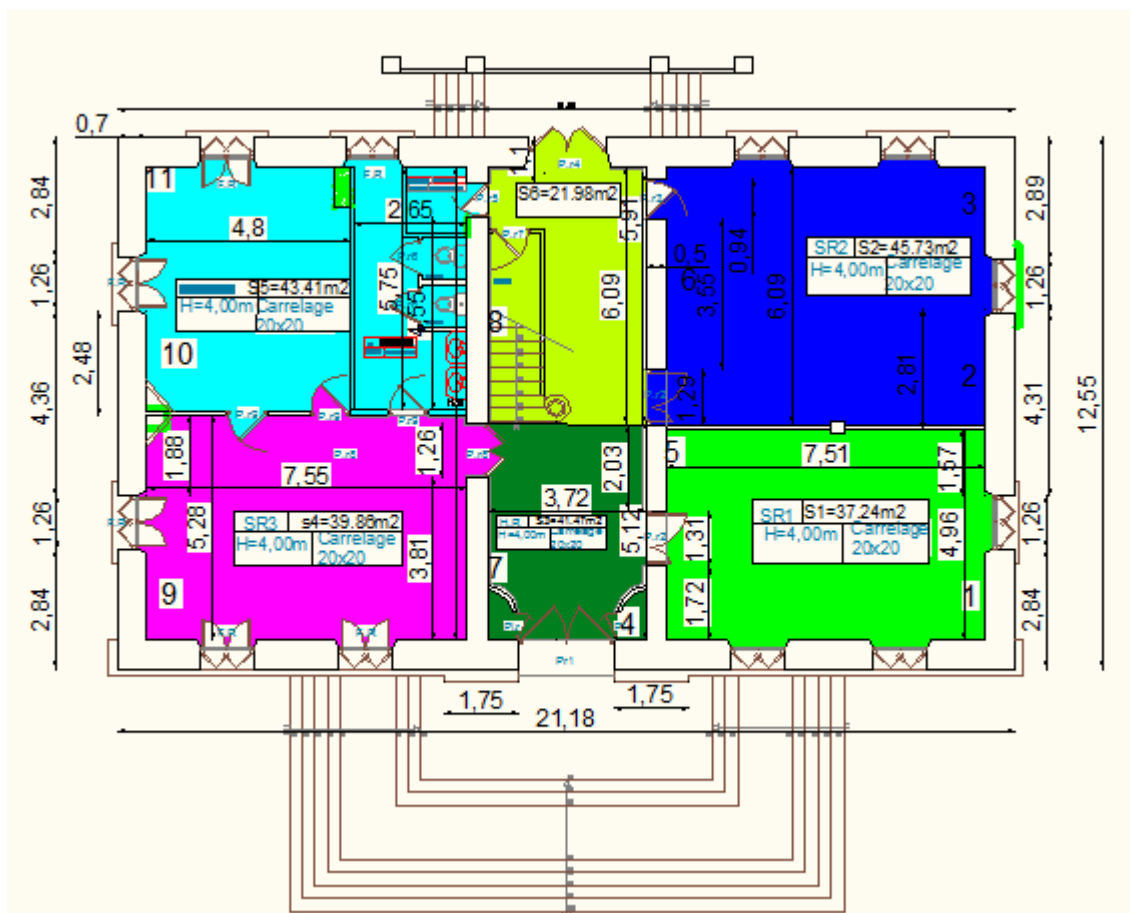
Comme le bâtiment est régulier, il est supposé que la section la plus importante pour la détermination de la capacité des murs porteurs est située au rez-de-chaussée où les contraintes sont les plus élevées.

## IV.6. Calcul des efforts normaux

Dans cette étape, on calcule les efforts normaux agissant sur les parois pour chaque niveau de la structure. Notons que cette méthode est très sensible à la variation des forces normales. Afin de calculer ces forces, les charges du plancher doivent être réparties entre les murs. Cela peut être effectué de façon très simple à l'aide de la procédure suivante :

1- Division du plancher en six (6) zones raisonnables (**A1 - A6**) conformément avec le système de plancher (**Figure : IV.2**)

2-Répartition de la charge de chaque zone de plancher sur les murs proportionnellement à leurs longueurs.



**Figure IV.2** : Division de plancher en 6 zones distinctes.

Le calcul s'effectue pour le **mur 1** comme suit :

$$lw_1 = 2.49 \text{ m}$$

La surface de la zone 1

$$A' = 7.51 * 4.96$$

La proportion revenant au mur 1 est calculée comme suit :

$$= \frac{0.5 \times 7.51 \times 4.96}{18.62} = 0,62$$

La surface du plancher revenant au mur 1

$$A=0.5 \times A'$$

$$A = 0.5 \times 7.51 \times 4.96 = 18.62 \text{ m}^2$$

La charge portée par le mur 1 est :

$$Q1 = A \times q_{fl}$$

$$Q1 = 0.62 \times 18.62 \times 6.5 = 75.03 \text{ KN}$$

Les résultats sont résumés dans le Tableau (IV.2)

**Tableau IV.2** : Charge du plancher agissant sur chaque mur.

Murs	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	Total
La charge Q [ KN]	75.03	132.11	77.28	85.17	97.68	168.16	161.36	203.99	76.43	135.31	76.18	1288.7

La charge du toit est répartie entre les murs de façade

Charge du toit : revenant au mur 1

$$q = \frac{A_{TOT} \times 0.5 \times q_{toit}}{A}$$

$$= \frac{265.80 \times 0.5 \times 1.2}{265.80} = 0.24$$

$$q = 0.24 \times 265.80 \times 0.5 \times 1.2 = 38.27 \text{ KN}$$

Le poids du mur 1 est déterminé comme suit

$$g = w \cdot t \cdot l_w \cdot h$$

$$g = 23 \cdot 0.7 \cdot 2.49 \cdot 4 = 160.356 \text{ KN pour le niveau RDC}$$

$$g = 23 \cdot 0.7 \cdot 2.49 \cdot 4.69 = 188.01 \text{ KN pour le niveau de premier étage}$$

Pour le mur 1 du premier étage

Le calcul de l'effort normal s'effectue comme suit

$$N = q_{toit} + g_w \tag{IV.1}$$

$$N_1 = 188.01 + 38.27 = 226.28 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow \boxed{N_1 = 226.28 \text{ KN}}$$

Pour le mur de rez de chaussée

$$N_2 = g_w + Q1$$

(IV.2)

$$N_2 = 160.356 + 75.03 = 235.386 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow \boxed{N_2 = 235.386 \text{ KN}}$$

L'effort normal agissant à la base du mur 1 est donné comme suit :

$$N = N_1 + N_2$$

(IV.3)

$$N = 226.28 + 235.386 = 461.666 \text{ KN}$$

$$\longrightarrow \boxed{N = 461.666 \text{ KN}}$$

Les résultats obtenus pour les différents murs sont résumés dans le Tableau IV.3

**Tableau IV.3** : Efforts normaux agissant sur chaque mur à chaque niveau, l'unité en (KN).

Murs	N <sub>1</sub>	N <sub>2</sub>	N <sub>3</sub>	N <sub>4</sub>	N <sub>5</sub>	N <sub>6</sub>	N <sub>7</sub>	N <sub>8</sub>	N <sub>9</sub>	N <sub>10</sub>	N <sub>11</sub>	N TOT
2	226.28	403.58	274.72	92.76	109.48	191.46	205.49	209.3	223.96	408.95	274.16	2680.74
1	235.38	409.67	240.85	164.29	191.06	331.46	336.62	413.29	187.19	416.09	236.53	3162.43
Somme	461.66	813.25	515.57	257.05	300.54	522.92	542.11	621.59	411.15	825.04	510.69	5843.17

La dernière colonne représente la somme des forces normales au niveau de chaque étage, et les masses concentrées des étages sont données par les formules suivantes:

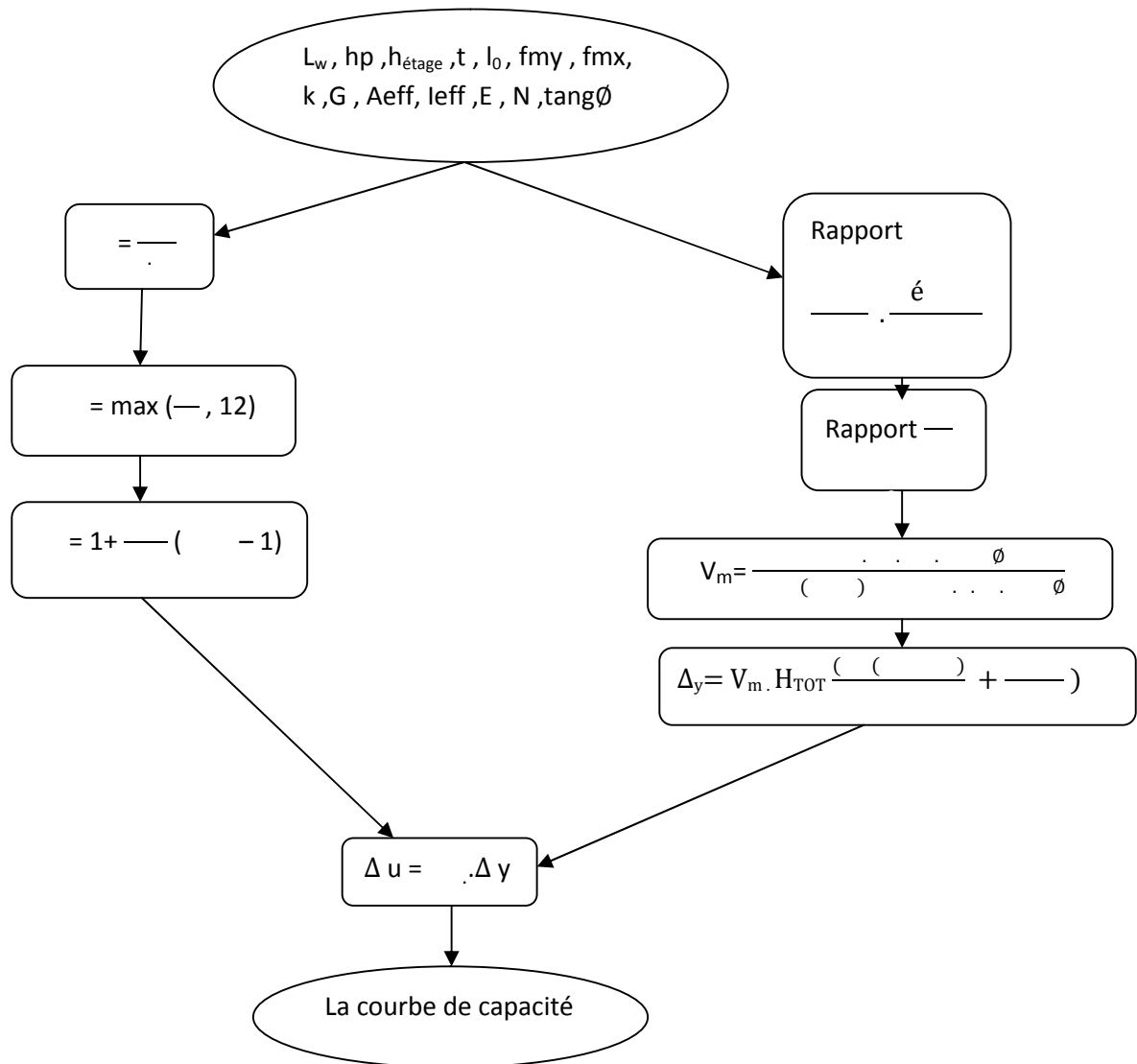
$$F = m \cdot g \longrightarrow m = N/g \quad g = 10 \text{ m/s}^2$$

$$m_2 = \frac{2680.74}{10} = 268.074 \text{ t} \longrightarrow \boxed{M_2 = 268.074 \text{ t}}$$

$$m_1 = \frac{3162.43}{10} = 316.243 \text{ t} \longrightarrow \boxed{M_1 = 316.243 \text{ t}}$$

**IV.7. les courbes de capacité des murs**

La détermination de la courbe de capacité d'un mur passe par le calcul de son effort tranchant maximal admissible  $V_m$ , son déplacement élastique limite  $\Delta_y$ , et son déplacement ultime  $\Delta_u$ , comme le montre la **Figure IV.3**.



**Figure IV.3 :** Diagramme de détermination de la courbe de capacité.

Avec :

$EI_{sp}$  : la rigidité du linteau

$EI_p$  : la rigidité du trumeau

$l_0$  : longueur entre les axes des deux trumeaux successifs

$h_p$  : la hauteur du trumeau

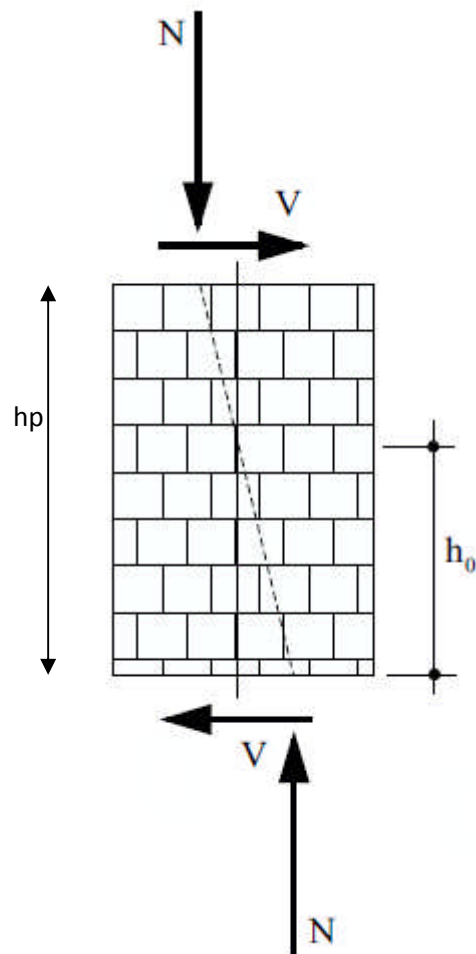
$K =$  – le facteur de forme pour un rectangle

$w$  : coefficient de ductilité de l'élément

$\Delta_y$  : déplacement élastique

$\Delta_u$  : déplacement plastique ultime

$H_0$  : hauteur du moment en flexion nul (Figure IV.4)



**Figure IV.4** : Point de moment nul en flexion.

Toujours en effectuant le calcul pour le mur 1

$$L_{w1} = 2.49 \text{ m}$$

$$h_p = 2 \text{ m}$$

$$L_0 = 4.66 \text{ m}$$

$$L_{\text{linteau}} = 1 \text{ m}$$

Par conséquent le rapport des raideurs est calculé comme suit :

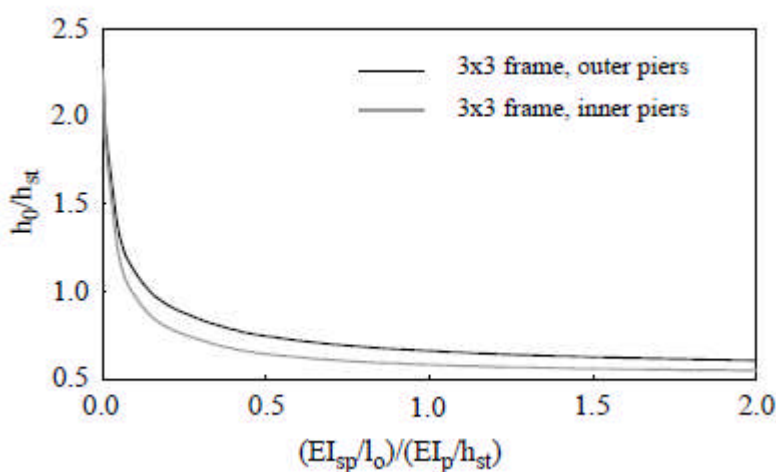
$$\frac{EI_{sp}/l_o}{EI_p/h_{st}} = \epsilon \tag{IV.4}$$

$$\frac{EI_{sp}/l_o}{EI_p/h_{st}} = 0.065$$

Tenant compte de la fissuration des linteaux, on réduit leur rigidité à 50% en multipliant le rapport des raideurs par 0.5.

$$\text{Le rapport des raideurs devient } \frac{EI_{sp}/l_o}{EI_p/h_{st}} = 0.0325$$

La valeur de  $h_0$  est obtenue en projetant le rapport des raideurs sur le graphe de la **Figure IV.5**.



**Figure IV.5** : Le rapport de raideur en flexion de linteau et de trumeau.

$$\mu = 1.5$$

$$h = 1.5 \cdot h_p = 1.5 \cdot 2 = 3 \text{ m}$$

### Effort tranchant dans le mur 1

$$V_m = \frac{0.8 \cdot \sigma_n \cdot A}{\mu} \quad (\text{IV.5})$$

### Application numérique :

$$V_m = \frac{0.8 \cdot 0.26 \cdot 2.49 \cdot 10^3}{1.5} = 182.52 \text{ kN}$$

$V_m = 182.52 \text{ kN}$

### Estimation de la contrainte normale $\sigma_n$ qui agit sur le trumeau

$$\sigma_n = \frac{461.66}{0.7 \cdot 2.49 \cdot 10^3} = 0.26 \text{ MPa} \quad (\text{IV.6})$$

Le mouvement admissible maximal du trumeau peut être déterminé, en utilisant l'équation (IV.19).

$$\delta u = \begin{cases} 0.8(0.8 - 0.25 \sigma_n) & \text{si } \mu < 0.5 & (1) \\ (0.8 - 0.25 \sigma_n) & \text{si } 0.5 < \mu < 1.5 & (2) \\ 1.25(0.8 - 0.25 \sigma_n) & \text{si } \mu > 1.5 & (3) \end{cases}$$

Puisque le rapport  $\mu = \frac{h}{h_p} = 0.8$ , on utilise la deuxième équation (2)

$$\delta u = 0.8 - 0.25 \sigma_n = 0.8 - 0.25 \cdot (0.26) = 0.73 \% \quad (\text{IV.7})$$

calcul le déplacement relative au sommet de la structure

$$\delta y = \frac{\Delta}{h} \cdot 100 = 33.37 \%$$

la ductilité élémentaire de la structure est calculée comme suit :

$$w_E = \max\left(\frac{1}{12}, 12\right) = \max\left(\frac{1}{12}, 12\right) = 12 \quad (\text{IV.8})$$

La ductilité du mur peut être déterminée en utilisant l'équation (IV.21)

$$w = 1 + \frac{1}{12} \cdot (w_E - 1) = 1 + \frac{1}{12} \cdot (12 - 1) = 3.53 \quad (\text{IV.9})$$

Le déplacement plastique ultime au sommet du mur sera déterminé, en utilisant l'équation IV.22

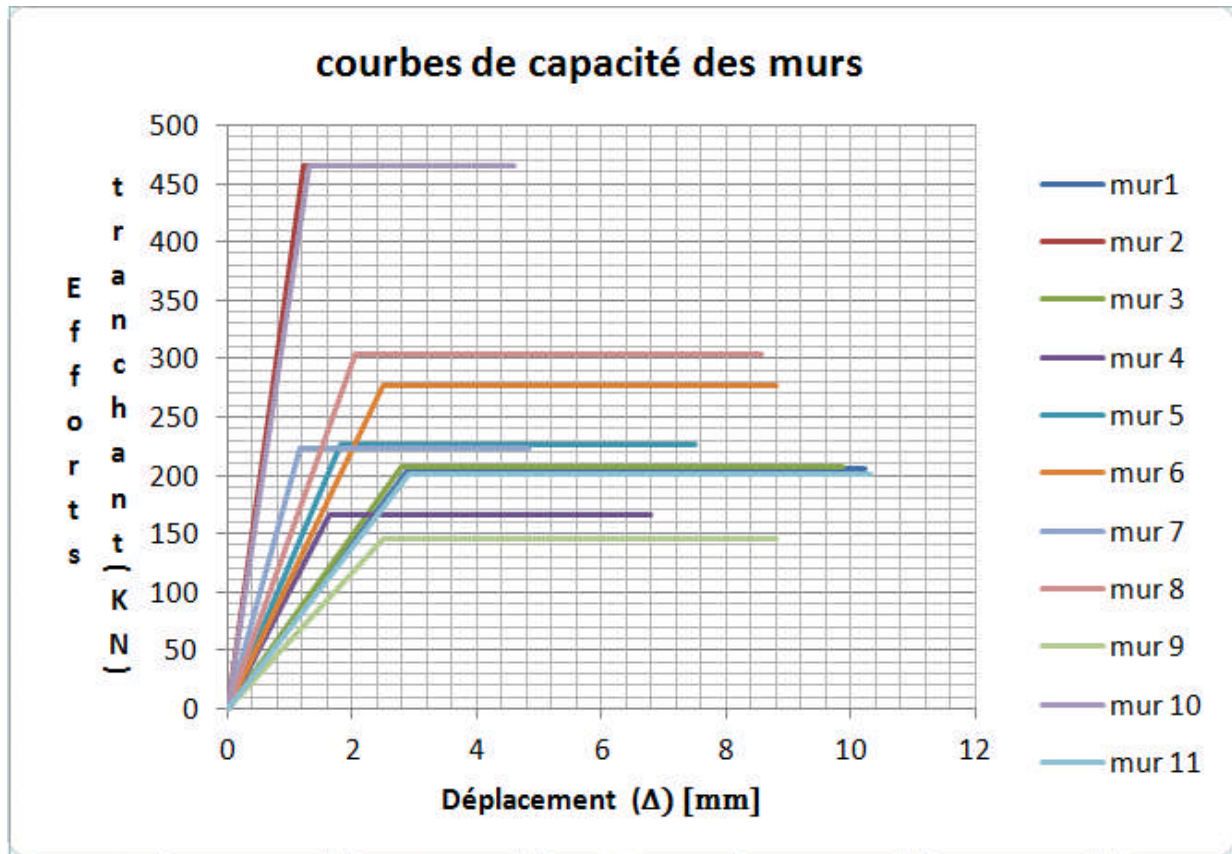
$$\Delta u = w \cdot \Delta y = 3.53 \cdot 2.9 = 10.23 \text{ mm} \quad (\text{IV.10})$$

Les capacités des autres murs seront déterminées de la même façon que le mur 1. Les résultats sont résumés dans le Tableau (IV.4).

**Tableau IV.4** : Capacités des murs.

Mur	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
$H_0/H_p$	1.5	1.75	1.5	0.5	0.5	1.25	1.75	1.75	1.70	1.8	1.5
$V_m(\text{KN})$	182.52	465.79	206.78	16508	226.46	276.55	223.77	304.05	144.89	465.19	200.89
$d_y(\text{mm})$	1.63	1.7	1.25	1.9	2	1.71	1.3	1.8	0.9	0.95	1.26
$\delta_y(\%)$	33.37	13.92	32.22	18.75	20.71	24.85	13.34	23.70	28.76	14.95	33.60
$\Delta y(\text{mm})$	2.9	1.21	2.8	1.63	1.8	2.16	1.16	2.06	2.5	1.3	2.92
$w_E$	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12	12
$w$	3.53	3.53	3.53	4.16	4.16	4.16	4.16	4.16	3.53	3.53	3.53
$\Delta u(\text{mm})$	10.23	4.27	9.88	6.78	7.49	9	4.83	8.56	8.8	4.58	10.30
$K_{\text{eff}}(\text{KN/mm})$	70.75	384.95	103.85	111.74	135.81	138.13	202.90	157.56	102.95	357.83	98.79

La ligne du bas du tableau (IV.4) présente les raideurs efficaces de la partie élastique linéaire des courbes de capacité bilinéaires des murs.



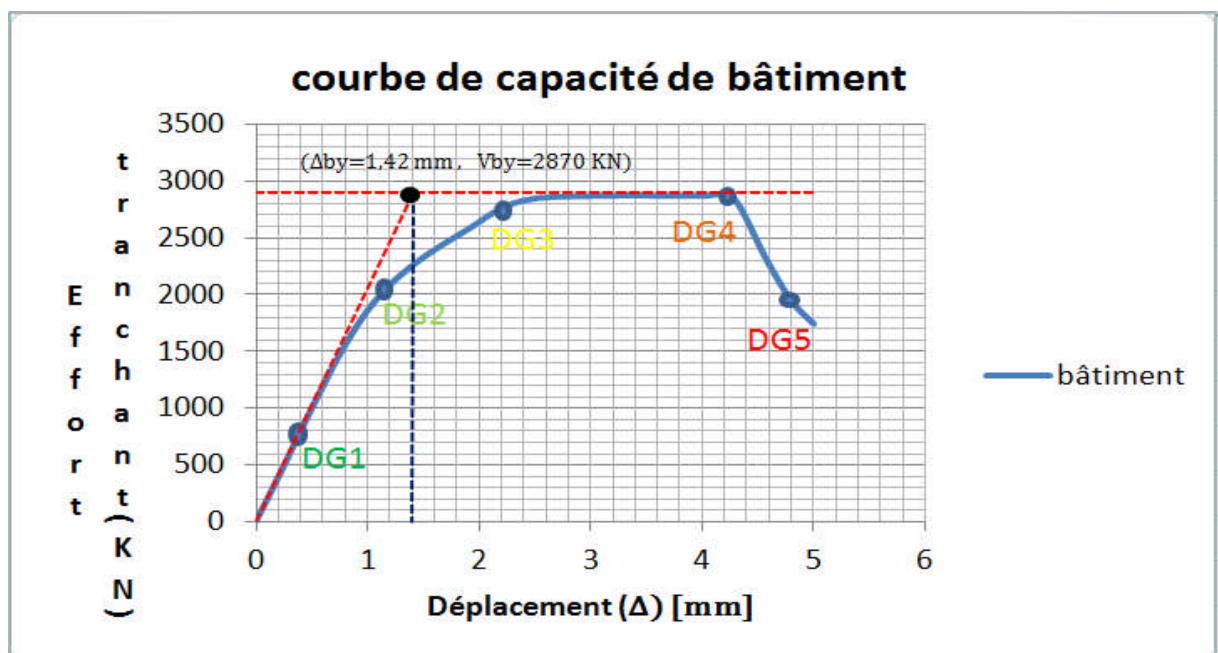
**Figure IV.6:** Les courbes de capacité des murs.

#### IV.8. la courbe de la capacité du bâtiment

La courbe de capacité du bâtiment est obtenue par la superposition des courbes de capacité des murs. Les résultats sont présentés dans le Tableau IV.5 et illustrés sur la Figure IV.7.

**Tableau IV.5 :** Effort tranchant et déplacement au sommet de la structure.

Déplacement( $\Delta$ ) [mm]	Effort tranchant(KN)
0	0
1	1860
2	2600
3	2830
4	2870
4.27	2864
4.58	2299
4.8	1944
5	1740



**Figure IV.7 :** Courbe de capacité de la structure.

### IV.9. Identification des niveaux des dommages

L'échelle de dommage utilisée est l'échelle macroscopique européenne EMS 98. Cette échelle comprend cinq (05) degrés de dommages pour les bâtiments (Tableau IV.6)

**Tableau IV.6** : L'échelle des dommages.

Degré (01)	Dégâts négligeables
Degré(02)	Dégâts modérés
Degré(03)	Dégâts sensible
Degré(04)	Dégâts très importants
Degré(05)	Destruction

#### IV.9.1.Endommagement des murs

On calcule pour chaque mur la force du cisaillement  $V_{cr}$  au début de fissuration en utilisant l'équation (IV.23) .

Par exemple pour le mur 1 :

$$V_{cr} = \frac{.}{.} = \frac{522.26 .2.49}{6.3} = 72.25 \text{ KN} \tag{IV.11}$$

Le déplacement correspondant au sommet du mur 1 ( $\Delta_{cr}$ ) est déterminé, en utilisant l'équation (IV.21) en substituant  $V_m$  par  $V_{cr}$

$$\Delta_{cr} = V_{cr} H_{TOT} \left( \frac{hp(3h_0 - hp)}{6.E.I_{eff}} + \frac{K}{G A_{eff}} \right) \tag{IV.12}$$

$$\Delta_{cr} = 72.25 \cdot 10^3 \cdot 8.69 \cdot \frac{(( ))}{(( ))} + \frac{.}{. \cdot (( ))}$$

$$\Delta_{cr} = 1.04 \text{ mm}$$

**Tableau IV.7** : Résumé des résultats pour tous les murs.

Mur	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Vcr(KN)	72.25	166.90	72.75	58.95	81.35	99	78.68	107.74	50.18	166.53	70.64
$\Delta_{cr}$ (mm)	1.04	0.44	0.99	2.03	0.63	0.8	0.82	0.65	1.19	0.43	1.02

#### IV.10.Niveau des dommages

##### ❖ niveau de dommage 1

Ce niveau de dommage est identifié par le premier mur qui donne un déplacement critique minimal, et c'est celui qui se fissure en premier.

Dans ce cas, c'est le mur 10 ( $\Delta_{cr} = 0.43$  mm).

##### ❖ Niveau de dommage 2

Ce niveau de dommage est identifié par le premier mur qui entre dans l'état plastique, ce qui correspond au déplacement élastique minimale  $\Delta_{y_{min}}$ . C'est le cas du mur 7 :  $\Delta_{y_{min}}=1.16$ mm.

##### ❖ Niveau de dommage 3

Ce niveau de dommage est identifié par le point pour lequel la pente de la courbe de capacité tend vers zéro. Comme est montré sur la Figure IV.7, le point de raideur nulle a les coordonnées :  $\Delta_{by}=2.10$  mm,  $V_b=2575$ KN.

##### ❖ Niveau de dommage 4

Ce niveau de dommage est identifié par le premier mur qui atteint l'état ultime ( $\Delta_{u_{min}}$ ) . C'est le cas du mur 9, auquel correspond un déplacement ultime :  $\Delta_{u_{min}} = 4.27$ mm.

En projetant ce déplacement sur la courbe de capacité, on obtient le point correspondant au niveau dommage 4 ( $\Delta_{u_{min}} = 4.27$ ,  $V_{by} = 2870$  KN)

### ❖ Niveau de dommage 5

Ce niveau de dommage est identifié par la rupture des murs qui cause la réduction de la capacité du bâtiment de plus d'un tiers de sa valeur maximale (2870 KN) . La réduction de la capacité commence lorsque le mur, ayant un déplacement plastique ultime minimal, est endommagé (mur 2 :  $\Delta u=4.27\text{mm}$ ). À ce stade, la capacité se réduit à une valeur de 2404.21 KN.

En effet, la capacité de la structure atteint une valeur inférieure à 2/3 de sa valeur maximale, lorsque le mur 7 subit son déplacement ultime :  $\Delta u = 4.83\text{mm}$ .

En projetant ce dernier sur la courbe de capacité de la Figure (IV.6), on obtient un point qui correspond au niveau de dommage 5 ( $\Delta_{by} = 4.83$ ,  $V_{by} = 1715.23\text{KN}$ )

### IV.11.Approximation bilinéaire de la courbe de capacité du bâtiment

L'approximation bilinéaire de la courbe de capacité est montrée dans la Figure IV.7. La raideur de la partie élastique linéaire est déterminée par la somme des raideurs efficaces

$$\sum K_{ef} = 2010.41\text{KN/mm}. \quad (\text{IV.13})$$

L'effort maximal de cisaillement de l'approximation bilinéaire doit être égal à l'effort de cisaillement réel de la structure :  $V_{by} = 2870\text{KN}$ . Le déplacement élastique limite de celle-ci est donné par :

$$\Delta_{by} = \frac{V_{by}}{\sum K_{ef}} = \frac{2870}{2010.41} = 1.42\text{ mm} \quad (\text{IV.14})$$

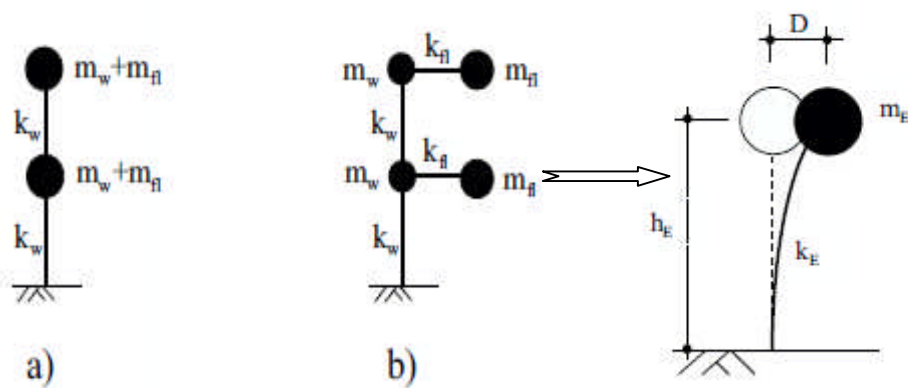
### IV.12: Système équivalent à un degré de liberté (SDOF)

Le bâtiment peut être considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté avec deux masses ( $m_1$  et  $m_2$ ) concentrées au niveau des planchers, comme est montré dans la Figure (IV.8).

**Tableau IV.8** : Les paramètres du système à 2ddl (MDOF).

Niveau hi	Hi(m)	mi (kg)	$\phi_i$	$mi\phi_i$	$mi\phi_i^2$	Hi mi $\phi_i$
2	8.69	2680740	1	268074	268074	2329563.06
1	4	3162430	0.8	252994.4	202395.52	1011977.6
Somme	-	-	-	521068.4	470469.52	3341540.66

La raideur équivalente du système à un ddl (SDOF) est égale à la raideur de la construction réelle.



**Figure IV.8** : système équivalent pour une structure (R+1)

Les paramètres du système SDOF sont les suivants :

❖ La rigidité équivalente

$$K_E = K = 2010.41 \text{KN/mm}$$

❖ la masse équivalente est donnée par cette équation

$$m_E = \sum mi \phi_i = 521068.4 \text{ kg} \tag{IV.15}$$

❖ la fréquence du système SDOF est calculée alors comme suit :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K_E}{m_E}} = 9.89 \text{HZ} \tag{IV.16}$$



Sd : déplacement spectral

$\Delta_{be}$  : déplacement élastique du bâtiment

$\Gamma$  : facteur de participation

K : la raideur

$V_{be}$  : effort tranchant élastique

$V_{bm}$  : effort de cisaillement réel de la structure

✚ Si  $V_{be} < V_{bm} \longrightarrow \Delta_b = \Delta_{be}$  donc le déplacement du bâtiment est égale au déplacement élastique.

✚ Si  $V_{be} > V_{bm}$

On calcule le coefficient de comportement  $R = \frac{V_{be}}{V_{bm}}$  et on vérifie les conditions sur la fréquence.

$$\text{Si } \left\{ \begin{array}{l} F < 1.4 \text{ HZ} \longrightarrow D = R \\ F > 1.4 \text{ HZ} \longrightarrow D = \frac{V_{be}}{V_{bm}} \left( \frac{1}{R} + 1 \right) \end{array} \right\} \longrightarrow D = D_{by} \cdot \Delta_{Dby}$$

Avec :

F : fréquence qui varie entre 1.4 HZ et 2 HZ

$\Delta_D$  : déplacement plastique de la structure

$D$  : demande de ductilité plastique, varie selon la fréquence donnée, et en fonction du coefficient de comportement R. D'après cette procédure, on peut définir le comportement de la structure qui est caractérisé par deux phases (Figure (IV.10)).

- phase élastique lorsque  $V_{be} < V_{bm}$
- phase plastique lorsque  $V_{be} > V_{bm}$

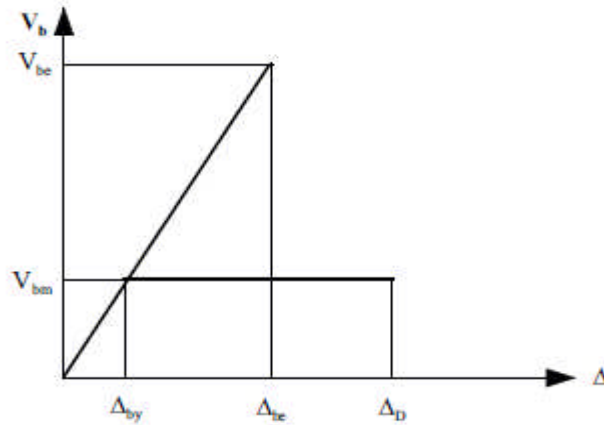


Figure IV.10: Comportement de la structure.

Les résultats obtenus sont présentés dans le Tableau IV.9.

Tableau IV.9: Déplacements spectraux et déplacements au sommet de la structure.

Sd(f1)	0	0.25	0.5	1	1.5	1.8	2
Δ(mm)	0	0.60	1.10	2.3	4.3	5.8	7.1

En utilisant ce tableau, on trace la fonction de vulnérabilité de la structure (Figure IV.11).

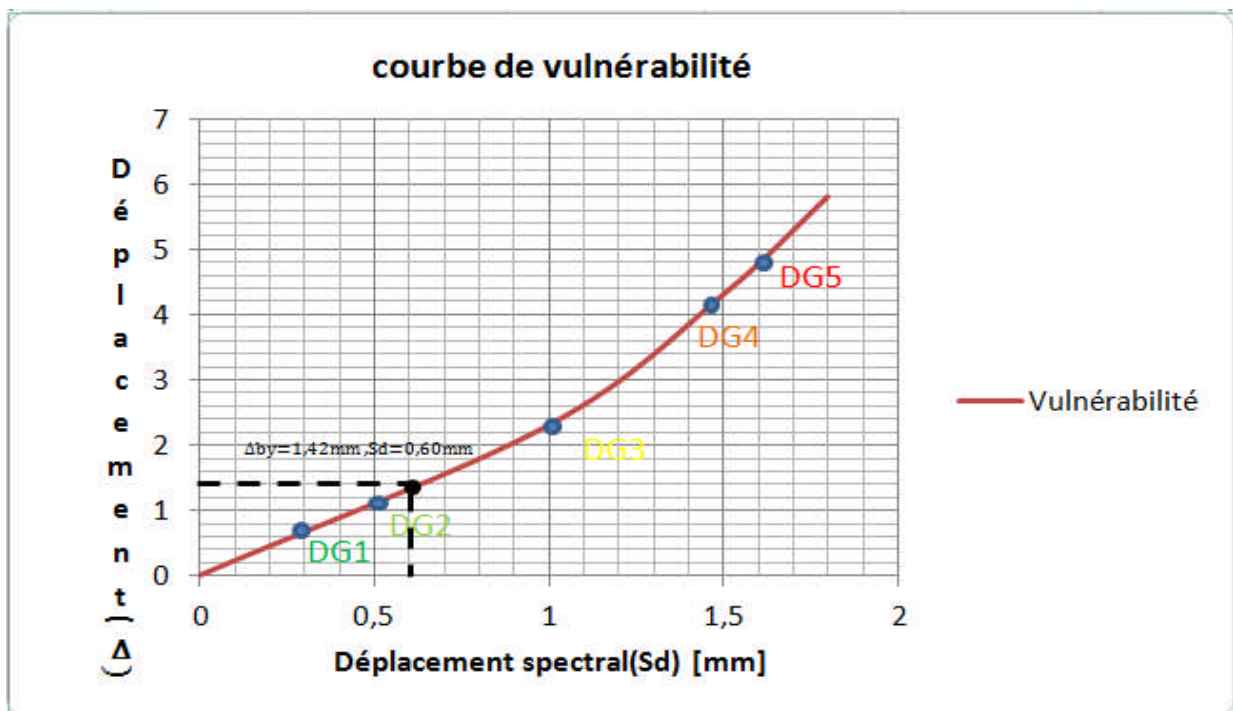


Figure IV.11: La fonction de vulnérabilité sismique.

#### IV.14. Interprétation des résultats

D'après les calculs effectués, on a obtenu la courbe de capacité pour chaque mur de la structure ( $V_m = f(\Delta)$ ), et la courbe de capacité globale de la structure ( $V_{bm} = f(\Delta_{by})$ ). En utilisant cette courbe de capacité, on détermine le comportement de la structure.

✚ On remarque que la courbe de capacité de chaque mur est caractérisée par deux phases : la phase élastique, et la phase plastique.

-Pour les murs 2 et 10, l'effort tranchant est plus élevé par rapport aux autres murs, ainsi que le déplacement plastique, ce qui veut dire que les deux murs sont les premiers qui entrent dans l'état plastique c.à.d. les deux murs qui rompent en premier.

-Pour les murs 8 et 6, le déplacement élastique est plus élevé ainsi que le déplacement plastique, ce qui veut dire que se sont les derniers murs qui vont entrer dans le domaine plastique.

-pour le mur 9, l'effort tranchant est plus petit et le déplacement plastique qui vaut 8.58mm, celui qui entre dans l'état plastique avant les trois murs (1.11.3).

-pour les murs 11, 3,1, ont presque le même déplacement élastique, déplacement plastique et l'effort tranchant moyen, ce qui veut dire que les trois murs entrent en même temps dans l'état plastique et se rompent en même temps.

- pour le mur 7, l'effort tranchant moyen ainsi que leur déplacement et caractérise par une résistance moyenne, ce mur se rompe juste après les deux murs (8et 10).

-le mur 4 , a un effort tranchant moyen celui qui entre dans l'état plastique juste le mur 7.

-le mur 5, a un déplacement plastique un plus grand ce qui signifie que le mur 5 se rompe juste après le mur 4.

On ne constate que les caractéristiques géométriques influentes sur la capacité et la résistance de la structure dans le temps.

✚ Le deuxième graphe représente la capacité de la structure, cette courbe elle est croissante jusqu'à la limite d'élasticité au de là c'est le domaine plastique.

On remarque que l'apparition de la réduction de la capacité à partir du niveau de dommage 4.

-l'idéalisation de la courbe de capacité forme la loi de comportement qui se compose par deux phases : la première phase élastique signifie que la structure est encore rigide d'une raideur vaut 2010.41KN/mm et la deuxième phase plastique qui désigne qu'une diminution de la résistance qui engendre les risques qui par la suite provoquent l'effondrement du bâtiment.

L'effort tranchant maximal au sommet de la structure vaut 2870 KN, qui correspond au déplacement ultime maximal  $\Delta u = 4.20\text{mm}$  ce qui veut dire que la résistance de celle-ci est faible.

- Le troisième graphe représente la courbe de vulnérabilité qui constitue des données fondamentales afin de déterminer les degrés de dommages. On remarque que lorsque l'intensité sismique augmente le déplacement augmente jusqu'à la ruine de la structure .

#### IV.15. Conclusion

Ce chapitre nous a permis de déterminer la vulnérabilité sismique de la structure en maçonnerie en utilisant la méthode analytique de (K. Lang 2002) .

Cette méthode nous a permis l'évaluation de la capacité de la structure en termes d'efforts tranchants et des déplacements, la définition du comportement élastique et plastique de celle-ci, et la construction de la fonction de vulnérabilité. Ainsi, on parvient à estimer les niveaux de dommages engendrés par différentes actions sismiques.

## CONCLUSION GENERALE

## Conclusion générale

De l'étude bibliographique effectuée, nous constatons que la maçonnerie est un matériau complexe de par son comportement et sa constitution.

L'étude de la vulnérabilité sismique d'une structure individuelle en maçonnerie est menée par la méthode analytique (k. Lang .2002) que nous avons présentée au chapitre IV. Cette méthode permet de construire la courbe de capacité ainsi que la fonction de vulnérabilité de la structure. Les éléments structuraux sont supposés avoir un comportement bilinéaire et élasto-plastique.

La courbe de capacité de la structure est obtenue par superposition des effets de chaque élément porteur. Ainsi, le diagramme obtenu est idéalisé par une loi de comportement bilinéaire. La limite élastique correspond à celle de l'élément plus rigide, la limite ultime correspond à celle de l'élément de moins ductile. Ainsi, l'analyse capacitaire permet de connaître l'état de résistance de la structure.

La fonction de vulnérabilité définit l'état de dommage produit au niveau d'une structure ou bien un élément de celle-ci pour des séismes donnés.

-le comportement non linéaire de la structure est pris en compte en réduisant les efforts de calcul par un facteur de comportement R qui tient compte du comportement dissipatif de la structure.

En tout état de cause, cette thèse représente une petite contribution par rapport à un thème de recherche aussi vaste que compliqué.

En perspective, on se propose ce qui suit :

-l'établissement des courbes de fragilité qui décrivent la probabilité d'atteindre ou de dépasser un niveau de dommage structurel, pour un déplacement ou une accélération donnée.

-construire un système d'information géographique (SIG) afin de stocker, visualiser, modifier et analyser toutes les informations détaillées de l'ouvrage analysé, ainsi que les résultats obtenus.



## RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] **BOUD. G. (1990)** < la construction du bâtiment : Maçonnerie et béton armé>, Edition DUND.
- [2] **EUROCODE 6 (1996)** < Design of masonry structure >, Part 1-1: rules for reinforced and unreinforced masonry
- [3] **ACHARHABI A. et CHERRABI A. (1990)** < Résistance des murs en maçonnerie de briques > Revue Marocaine, N°30, pp71-78.
- [4] **DTR E2.4 (1998)** <travaux de maçonnerie de petits éléments >, Document Technique Réglementaire, CNERIB, Alger.
- [5] **DTR E2.4 (1998)** < Travaux de maçonnerie de petits éléments >, Document Technique Réglementaire, CNERIB, Second édition, Alger.
- [6] **DTU (1985)** < parois et murs en maçonnerie de petits élément <N°20.1, cahiers des clauses techniques, CSTB, paris, France, septembre.
- [7] **EUROCODE 6 (1996)** < Design of masonry structures >, part 1-1: Rules for reinforced and unreinforced masonry.
- [8] **LAFUENTE M. (1990)** <Contribution a l'étude analytique du comportement de murs en maçonnerie non-armée sous sollicitation plane >, Thèse de doctorat en génie –civil, institut national de Sciences APPLIQU2ES DE Toulouse, France.
- [9] **LAFUENTE M , GENATIOS C .et LORRAIN M (1993)** <Étude analytique sur le comportement des murs en maçonnerie sous sollicitation latérales monotones> , MATERIALS and Structures Journal, vol .26, N°161,p.387-394, septembre.
- [10] SARADOUNI FATIHA (Mémoire de magister) contribution a l'étude de la vulnérabilité des retenues collinaires vis-à-vis, dans un système d'information géographique (SIG).
- [11] **LAFUENTE M, GENTIOS C. et LORRAIN M . (1990)** < MOELLING of the non-LINÉAIRE behavior of masonry elements >, 4<sup>th</sup> int. Conf. On Creep and fracture of eng. Mat. And SRUCT. UNIVERSITY of Wales, Swansea, AVRIL.
- [12] **LAFUENTE M. LORRRRAIN M. (1989)** < Stress distribution analysis of typical masonry testing procedures >, RCCE 89 , BAHREIN , Mars.

- [13]LAFUENTE, GENATIOS C ., LORRAIN M . (1990) < A model for the analysis of masonry walls under lateral loads > 9<sup>th</sup> European Conf. On Earthquake Eng. Moscow, September.
- [14]BEHTERI J, MAKHTAR A, M. SAMBASIVAM S. 2004, < finite element modeling of structural clay brick masonry subjected to axial compression > journal TEKNOLOGI 41.B.malaysia.
- [15]Brooks J.J. ABU Baker B.H. 1998, < The Modulus of Elasticity of Masonry WT >, he British Masonry Society journal. VOL .12.N°.2.
- [16]GHANEM, 2013 < thèse magister > Analyse non linéaire des structures planes en béton armé tenant compte du remplissage en maçonnerie.
- [17]DANESH F, BEHRANG V , 2004, < The influence of masonry infill walls on dynamic behavior>, 13<sup>th</sup> World conference on Earthquake engineering of concrete structures, Vancouver , B,C .Canada .
- [18]HEMANT B , KAUSHIK, DURGESH C .RAI, SUDHIR K , Jain , AACE M , 2007, < Stress –Strain characteristics of clay brick Masonry under UNIAXIAL Compression > , journal of materials in civil engineering ,ASCE.
- [19]LOTFI, H. R . And P. B. SHING, 1991, <An appraisal of smeared crack models for masonry shear wall analysis.> J. Computers Strut. ASCE, vol. 120(1), 63-80.
- [20]MADAN A , REINHORN A . M. MANDER J.B. VALL R .E . 1997. < Modeling of masonry infill panels for structural analysis >, journal of structural engineering.
- [21]PRIESLY MJN, PAULAY T, 1992, < seismic design of reinforced concrete and masonry buildings> LIVRE.
- [22]HUREZ M, JURASEK N , PELCE M , 2009, EUROCODE 6 < dimensionner les ouvrages en maçonnerie > , guide d'application , édition afnor .