

ملخص

في هذه الدراسة ، تم إجراء تقييم لمساهمة ألواح حشو البناء ، بناءً على خصائصها الميكانيكية والفيزيائية.

لقد أجرينا على التوالي محاكاة ألواح siporex والطوب المجوف والكتل المجوفة ، وسيتم مقارنة النتائج بالنتائج التي تم الحصول عليها من أجل التحكم في البوابات المستقرة ذاتيا بغض النظر عن الصلابة التي توفرها ألواح الملء.

الكلمات المفتاحية: المساهمة ، ألواح الحشو ، الخواص الميكانيكية والفيزيائية ، المحاكاة ، البوابات المستقرة ذاتيا.

RESUME

Dans cette étude, il a été entrepris l'évaluation de la **contribution** des **panneaux de remplissage** en maçonnerie, en fonction de leurs **caractéristiques mécaniques** et **physiques**.

Nous avons mené successivement La **simulation** de la contribution des panneaux en siporex, les **briques creuses** et les **parpaings creux**, les résultats dédiés seront confrontés à ceux obtenus pour les portiques auto stables témoins sans tenir compte de la raideur apportée par les panneaux de remplissage.

Mots clés : Contribution, Panneaux de Remplissage, **caractéristiques mécaniques** et **physiques**, **simulation**, portiques auto stables

ABSTRACT

In this study, an assessment was made of the **contribution** of masonry **filler panels**, based on their **mechanical and physical characteristics**.

We conducted successively The **simulation** of the contribution of siporex panels, hollow bricks and hollow blocks, the results will be dedicated will be compared to those obtained for the **self-stable gates** controls regardless of the stiffness provided by the filler panels.

Key words: Contribution, Filling Panels, mechanical and physical characteristics, simulation, self-stable gantries

SOMMAIRE

REMERCIEMENTS

ملخص

RESUME

ABSTRACT

SOMMAIRE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

Introduction Générale.....	1
Chapitre Premier	5
Systèmes de Contreventements	5
I – 1. Définition :	5
I – 2. Principe de contreventement :	5
I – 3. Les différents Sollicitations latérales :	5
I – 4. Mode de propagation des efforts dans la structure :	6
I – 5. Choix du contreventement :	6
I – 6. Contreventement par remplissage en maçonnerie :	6
I – 7. Les contreventements généraux des bâtiments :	7
I – 8. Classification des systèmes de contreventement :	7
Chapitre deuxième.....	10
Pré dimensionnement des éléments.....	10
II -1. Présentation de la structure considérée :	10
II -2. Pré -dimensionnement :	10
II -2 -1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux:.....	10
II -2 -2 Pré dimensionnement des poutres:.....	11
II -2 -3 Pré dimensionnement des poteaux:.....	11
I -2 -4 Pré dimensionnement des escaliers	11
Troisième Chapitre	18
Caractéristiques Mécaniques des Matériaux Utilisés	18
III-1-Matériaux constituant le cadre en béton armée :	18
III-1-1 Le Béton :	18
III-1-2 Les Aciers :	20
III-2 Matériaux constituant les panneaux de remplissage:	21
III-2-1 Les briques.....	22
III-2-2-Les mortiers :	22

III-3 Différents Type de panneaux de remplissage:	23
III-4 Classification des panneaux de remplissage:	31
III-5 Fonctions des panneaux de remplissage :	32
III-6 Propriétés mécaniques de la maçonnerie :	32
Quatrième Chapitre	38
Dommages des séismes sur les structures en béton armé	38
IV-1. Introduction :	38
IV-2. Dommages subis par les portiques en béton armée :	38
IV-2-1 Rotule plastique aux nœuds (poteau-poutres) :	38
IV-2-2 Rupture par écrasement :	39
IV-2-3 Cisaillement des poteaux :	39
IV-2-4 Flambement des poteaux :	41
IV-2 -5 Ecoulement du béton d'enrobage :	42
V-2-6 Rupture par flexion :	42
IV-2-7 Etage souple :	42
IV-2 - 8 Joint sismique :	43
IV- 3. Dommage subis par la maçonnerie :	43
IV-3-1 Fissures diagonales	44
IV-3-2 Cisaillement du joint de mortier :	45
IV-3-3 Ecrasement du remplissage aux angles chargés :	46
IV-3-4 Rupture hors plan du remplissage	47
Cinquième Chapitre	49
Etude de la Stabilité de la Structure	49
V-1 Introduction :	49
V- 2 Données communs entre les quatre variantes :	50
V-3 Etude de la stabilité de la structure sans remplissage :	50
V-4 Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en siporex:	50
V - 5 Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en briques creuse :	51
V- 6 Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en parpaings creux:	51
V – 7 Comparaison et analyse résultats des différentes variantes :	52
V-8 Analyse statique des résultats	53
Conclusion générale	55
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE	74

LISTE DES PHOTOS

Photo IV-1 poutre forte –poteau faible.....	38
Photo IV -2 Rotule dans le poteau.....	38
Photo IV -3 Rotule dans la poutre.....	39
Photo IV -4 Ecrasement de béton et flambement des aciers dans les deux poteaux	39
Photo IV -5 Cisaillement des poteaux du aux entrechocs entre les poteaux et le plancher voisine	
Photo IV -6 Cisaillement des poteaux d’une construction.....	40
Photo IV -7 Détail de cisaillement du poteau.....	40
Photo IV -8 Cas d’entrechoc avec un plancher adjacent.....	40
Photo IV -9 Cas de poteaux courts sans protection.....	40
Photo IV -10 Détail d’un poteau au coin.....	41
Photo IV -11 Poteaux courts dus au vide sanitaire.....	41
Photo IV -12 Flambement des poteaux.....	41
Photo IV -13 Décollement de l’enrobage.....	42
Photo IV -14 Ruptures par flexion.....	42
Photo IV -15 Etage souple.....	42
Photo IV -16 Etage transparent.....	43
Photo IV -17 Joints sismiques.....	43
Figure IV-18 Comportement du bâtiment pendant les séismes.....	44
Photo IV -19 Fissuration horizontale importante.....	44
Photo IV-20 Fissuration en diagonale.....	45
Photo IV-21 Fissuration en X importante.....	45
Photo V-22 Fissuration horizontale.....	45
Photo V-23Ecrasement de l’angle chargé.....	46
Photo V-24 Écrasement important de l’angle chargé.....	46
Photo V-25 Rupture hors plan de toute la partie de la façade.....	47

LISTE DES FIGURES

Figure II -1 : Vue plan en poteau centrale.....	12
Figure II-2 : Zones nodales.....	15
Figure III-1 : Diagramme Contrainte déformations du béton.....	20
Figure III-2 : Agglomérés en béton.....	24
Figure III-3 : Les différents types de parpaing (BALANDIER).....	24
Figure III-4: Processus de fabrication des blocs en parpaing	24
Figure III-5 : Fabrication des parpaings	24
Figure III-6 : Fabrication de la brique en terre cuite	25
Figure III-7 : Brique en terre cuite pleine.....	25
Figure III-8 : Brique perforée.....	25
Figure III-09 : Brique creuse.....	26
Figure III-10 : Brique silico-calcaire.....	27
Figure III-11: Schéma de production d'une brique silico – calcaire (POURRAT, 2009).....	27
Figure III-12 : Courbe contrainte déformation	33
Figure V -1 : Vue en plan de la structure.....	49
Figure V -2 : Vue en 3 D de la structure (sans et avec remplissage).....	49
Figure V -3 : Histogramme des déplacements U_x	53
Figure V -4 : courbe 3D des déplacements U_Y	53
Figure V -5 : courbe 3D des périodes.....	53

LISTE DES TABLEAUX

Tableau II-1: Calcul de l'effort normal.....	12
Tableau II -2 : Descente de Charges revenant au poteau centrale	13
Tableau II -3 : descente des surcharges revenant au poteau centrale.....	14
Tableau II-4 : vérification de l'effort normal à l'état ultime.....	14
Tableau II-5 : vérifications des sollicitations normales.....	14
Tableau III-1 : Spécifications relatives aux groupes d'unité de maçonnerie.....	22
Tableau III-2 : Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition.....	23
Tableau III-3 :Classification du b/cellulaire en fonction de la masse volumique	29
Tableau III-4: classification du béton cellulaire selon leur résistance à la compression	29
Tableau III-5 : classification des catégories des blocs en béton cellulaire.....	29
Tableau III-6 classification des catégories des éléments armé en béton cellulaire.....	29
Tableau III-7: Valeurs caractéristiques de la résistance à la traction par flexion du b.cellulaire.	30
Tableau III-8 :Valeurs caractéristiques de la résistance au cisaillement du béton cellulaire.....	30
Tableau III-9 : Module d'élasticité du béton cellulaire.....	30
Tableau III-10 : valeurs des constantes élastique de la maçonnerie	34
Tableau III-11 : valeurs des coefficients K_c	34
Tableau III-12 : les valeurs des coefficients de sécurité.....	35
Tableau III-13 : Les valeurs de: τ_0, τ_{lim}	35
Tableau III-14 : Récapitulation des formules p/ calculer les caractéristiques de la maçonnerie..	36
Tableau III-15: Les propriétés mécaniques des matériaux constituant la maçonnerie DTC2.45.	36
Tableau V-1 : valeurs des Déplacements maximum de la première variante.....	50
Tableau V-2 : valeurs des Déplacements maximum de la deuxième variante.....	51
Tableau V-3 : valeurs des Déplacements maximum de la troisième variante.....	51
Tableau V-4 : valeurs des Déplacements maximum de la quatrième variante.....	52
Tableau V-5 : valeurs maximum des Déplacements différents variantes.....	52
Tableau V-6 : valeurs maximum des Périodes différents variantes..	52

Introduction Générale

Les structures en portiques en béton armé avec remplissage entier ou partiel en maçonnerie sont largement utilisées dans les zones urbaines et rurales de l'Algérie. Les bâtiments en béton armé à plusieurs étages avec des espaces ouverts ayant des usages sociaux et fonctionnels divers tels que les garages de stationnement et les halls d'accueil, soient très vulnérable à l'effondrement sous l'effet des charges latérales du vent ou de tremblement de terre, ils sont devenus une caractéristique inévitable pour la plupart des bâtiments nouvellement construits. Cela peut être dû aux besoins essentiels de tels espaces ouverts, en particulier dans les grandes villes, avec des limites dans la disponibilité des terres.

La contribution des murs de remplissage en maçonnerie dans le contreventement est souvent ignorée dans les normes de conception structurelle car ils sont traités comme des composants non structurels. En effet, ces murs destinées pour le remplissage du portique créent un contact serré avec les poutres et poteaux du cadre environnant, et en raison de leur rigidité élevée dans leurs plans, peuvent influencer d'une manière significative sur le comportement dynamique de la structure tel que sa résistance, sa rigidité et sa ductilité durant un évènement sismique.

Une structure auto-stable est caractérisée par une jonction de deux systèmes de contreventement.

- Une ossature vide en béton armé qui est assez flexible dans son plan, offre une faible résistance aux charges horizontales et développe d'importants déplacements et rotations de ses Nœuds.
- Un mur en maçonnerie destiné pour le remplissage du portique, caractérisé par son poids propre important et une grande fragilité, se rompant sous des efforts horizontaux relativement faibles et après avoir subi de petits déplacements seulement.

L'action combinée de ces deux ensembles, peut être plusieurs fois plus grande que la somme de leur action individuelle, Il en résulte une plus grande résistance et une meilleure stabilité de la structure composite aux sollicitations horizontales et par conséquent de type sismique. La différence entre les caractéristiques mécaniques des portiques et celles des murs de remplissage en maçonnerie notamment en termes de rigidité provoque un comportement complexe lors de l'excitation sismique.

Exposé du Problème :

Malgré l'intérêt économique évident dans la prise en compte de la présence du remplissage, l'usage s'est établi que sa contribution à reprendre une part des efforts horizontaux, soit ignorée dans les calculs. Il faut préciser en outre que le problème ne se pose pas uniquement en terme d'économie.

Par conséquent, la prise en compte de la maçonnerie dans les calculs devient alors un impératif puisqu'il s'agit de sécurité. Le règlement para sismique Algérien, considère que le remplissage en maçonnerie comme éléments non-structurels qui représentent des charges verticales additionnelles, et qui n'a aucune contribution à la portance des charges de pesanteur, ni celles des charges horizontales, en d'autres termes il n'est pas inclus dans le calcul et la conception des structures en béton armé, l'examen des structures endommagées par les séismes récents ont révélés que certaines ruptures d'ossatures semblaient avoir été facilitées par le comportement ultime des panneaux de maçonnerie qui les remplissent. Les conclusions tirées à partir des nombreuses études effectuées à ce sujet, ainsi que les constats des tremblements de terre récents convergent vers la conclusion que la maçonnerie de remplissage présente généralement une grande influence sur la réponse sismique des structures en béton armé. La question qui se pose est ce que les panneaux de remplissage en maçonnerie contribuent favorablement à la reprise des sollicitations? D'une autre façon est ce que les panneaux de remplissage empêchent l'ossature de déformer librement lors d'un séisme) ?

L'objectif de cette étude est l'évaluation de la contribution des panneaux de remplissages dans le contreventement des structures auto stable en béton armé vis-à-vis du séisme, en comparant les déplacements d'une structure rempli avec des panneaux de remplissages de différents matériaux avec les déplacements d'une structure sans remplissage (sans tenir compte de la raideur de la maçonnerie), ainsi les périodes d'oscillation de la structure considérée

Afin d'atteindre les objectifs assignées à cette étude, le travail est partagé en cinq chapitres :

Une **Introduction** générale qui à pour objet de présenter le système de construction le plus utilisée en Algérie, et l'énoncé du problème.

Chapitre I : Dans lequel on définit les systèmes de contreventement utilisés et leur ordre de classification selon RPA 99 V2003.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments de la structure considérée.

Chapitre III: Caractéristiques mécaniques des différents matériaux constituant les cadres en béton armé (poteaux, poutres) et les panneaux de remplissages.

Chapitre IV : Dans ce chapitre on a cité les dommages des séismes sur les portiques et sur les panneaux de remplissages.

Chapitre V : Consacré à l'étude de la stabilité de la structure considérée.

Variante 1 - Etude de la stabilité de la structure sans remplissage.

Variante 2 - Etude de la stabilité la structure avec remplissage monolithe en Siporex.

Variante 3 - Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en brique creux.

Variante 4 - Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en Parpaings creux.

* Comparaison des résultats obtenus (déplacements latéraux de la structure et les périodes).

* Interprétation des résultats, une conclusion générale dégagée.

SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE

CHAPITRE PREMIER

SYSTEMES DE CONTREVENTEMENTS

Systèmes de Contreventements

I –1. Définition :

En génie civil, Le contreventement d'un bâtiment est constitué par l'ensemble des éléments structuraux capables d'assurer la résistance à un effort horizontal (vent, séisme, poussée des terres). Ces éléments structuraux assurent la transmission de ces efforts jusqu'aux fondations de l'ouvrage et ils participent à la résistance au renversement de la structure dans son ensemble.

I –2. Principe de contreventement :

- Le contreventement d'un bâtiment doit être pensé dès sa conception. Car ce sont la géométrie globale et le positionnement en plan des éléments les plus rigides qui déterminent en grande partie la bonne répartition des efforts dans la structure. Les géométries simples et compactes sont donc à privilégier. À l'opposé les formes en U ou en L sont à éviter car elles posent des problèmes de concentration de contraintes au niveau des angles et font apparaître de la torsion d'ensemble. La disposition en plan des éléments de contreventement est également très importante. Un mauvais positionnement et/ou une mauvaise répartition des éléments rigides entraîne nécessairement une torsion du plancher qui génère des efforts supplémentaires dans les éléments de contreventement.

I – 3. Les différents Sollicitations latérales :

Les sollicitations horizontales auxquelles sont soumises les structures proviennent pour des efforts de vent ou de sollicitations sismiques.

I-3.1 Les efforts de vent : sont fonctions en plus de la situation géographique, de l'orographie (science géographique du relief), de l'exposition de l'ouvrage et de la volumétrie du bâtiment.

I-3.2 Les sollicitations sismiques : dépendent principalement de la zone sismique dans laquelle se trouve le bâtiment, de la géométrie du bâtiment, de sa régularité en plan et en élévation, de sa masse et de la nature du sol sur lequel il se trouve, il faut s'assurer de la capacité de celui-ci à recevoir une construction dans de bonnes conditions.

I-3-2-1. Les effets des séismes sur les constructions :

a - Effets directs : les tremblements de terre sont engendrés dans des plans de faille et provoquent un déplacement au niveau de la faille qui peut être vertical et (ou) horizontal et qui peuvent entraîner des déplacements en surface, un choc et une propagation des ondes sismiques dont l'amplitude et la durée sont influencées par la qualité du sol sous les bâtiments.

b- Effets indirects : sous l'effet du tremblement de terre, l'ébranlement des sols va entraîner des pertes de cohésion de ces sols qui vont se traduire par des liquéfactions des sols (perte de la résistance des sols sous les constructions), des affaissements ou des tassements des sols.

I – 4. Mode de propagation des efforts dans la structure :

Dans une structure de bâtiment, les efforts horizontaux appliqués au plancher sont transmis aux fondations par l'intermédiaire des éléments de contreventement. Ces éléments de contreventement peuvent être décomposés en deux familles.

-les éléments horizontaux : comprenant les planchers et la toiture.

- les éléments verticaux : réalisés par les murs, les murs de refend, des portiques rigides ou encore des structures triangulées et des noyaux.

Le comportement de la structure dépend donc fortement du comportement de chaque élément de contreventement pris individuellement qu'ils soient verticaux ou horizontaux. Le comportement de ces différents éléments est complexe, car il dépend à la fois de leur géométrie (élancement, section), de leur composition, de leur positionnement et de leur rigidité relatifs dans le plan, de l'importance des charges verticales appliquées sur ces éléments.

I – 5. Choix du contreventement :

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité. Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie. Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que :

- **leur nombre :** Au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **leur disposition :** Elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **leur distribution verticale :** être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.

I – 6. Contreventement par remplissage en maçonnerie :

La solution consistant à assurer le contreventement par des remplissages en maçonnerie de résistance suffisante est plus spécialement à retenir dans le cas de bâtiments comportant un nombre limité d'étages. Il faut évidemment être certain que les maçonneries en cause ne sont pas appelées à disparaître ou à être modifiées (perçement ultérieur d'ouvertures). Cette condition est en général réalisée pour certains murs de cages d'escaliers, de séparation entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou de pignons.

Il n'existe pas de méthode de calcul de caractère réglementaire permettant de déterminer les contraintes dans les panneaux de maçonnerie sous l'action des forces horizontales appliquées aux niveaux des planchers. Quelques essais ont bien été effectués en France et à l'étranger, mais ils ont été limités à certains types d'ossatures et de remplissage. On est conduit à considérer dans les panneaux des diagonales comprimées fictives, dont on se fixe la largeur par des considérations de bon sens et dont on vérifie que la contrainte reste inférieure aux valeurs normalement admissibles pour les maçonneries en cause.

I – 7. Les contreventements généraux des bâtiments :

Le premier souci que doit avoir l'ingénieur d'études est de prévoir des dispositions assurant la stabilité générale et spécialement le contreventement d'ensemble des bâtiments. Ces dispositions doivent avoir pour objet non seulement d'assurer la résistance aux forces horizontales prises en compte dans les calculs, telles celles résultant de l'action du vent, mais aussi de permettre éventuellement aux bâtiments de subir sans dommages excessifs les effets de certaines sollicitations exceptionnelles, telles que des explosions localisées. Ces problèmes se posent avec une acuité particulière dans les immeubles à grand nombre d'étages.

Les solutions susceptibles d'être choisies pour assurer le contreventement général des bâtiments sont évidemment liées aux contraintes qui peuvent être imposées par le parti architectural. Le contreventement horizontal et vertical de toute structure assure la reprise des efforts sismiques. Les éléments de contreventement sont superposés et des diaphragmes rigides sont présents à tous les niveaux.

I – 8. Classification des systèmes de contreventement :

La classification des systèmes structuraux est faite en tenant compte de leur fiabilité et de leur capacité de dissipation de l'énergie vis-à-vis de l'action sismique, et le coefficient de comportement correspondant est fixé en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, des possibilités de redistribution d'efforts dans la structure et des capacités de déformation des éléments dans le domaine post-élastique.

Les systèmes de contreventement retenus dans le règlement parasismique algériens [02], sont classés selon les catégories suivantes :

I-8.1 Structures en béton armé : [01]

I-8.1. a: Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide :

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques). Par ailleurs les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (**5 niveaux ou 17m en zone I**), (**4 niveaux ou 14m en zone I a**) et (**3 niveaux ou 11m en zone I b et II**).

I-8.1. b: Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide: [01]

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm (exception faite pour les remplissages périphériques ou les séparations entre deux (2) logements ou deux locaux d'un même niveau ou une deuxième paroi de 5 cm, du côté intérieur est tolérée ; Cette dernière peut éventuellement avoir une épaisseur de 10 cm à condition qu'elle ne soit pas insérée dans les cadres poteaux-poutres pour ne pas aggraver les phénomènes d'interaction maçonnerie – structure).

En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto-stable). Les

bâtiments concernés ne doivent par ailleurs pas dépasser « **5 niveaux ou 17m en zone I et 4 niveaux ou 14m en zone IIa ,03 niveau ou 11m en zone I b et 02 niveau ou 08 m en zone II** ».

I-8.2. Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en BA [01]

Le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

I-8.3. Structure à ossature en BA contreventée entièrement par noyau en béton armé : [01]

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal.

I-8.4 Système contreventement mixte voiles portiques :

I-8.4.a Système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques -voiles : [01]

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

4.b Système de contreventement de structures en portiques par des voiles en BA :[01]

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique II, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

CHAPITRE DEUXIEME

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Pré dimensionnement des éléments

II -1. Présentation de la structure considérée :

Le projet porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé, comportant 3 niveaux sur rez-de-chaussée (R+3), de forme rectangulaire, à usage habitation donc classé en groupe 2 conformément aux normes sismiques algériennes (RPA99 /2003). Il sera implanté dans la ville de M'sila, région classée en zone de moyenne sismicité **IIa**. L'ossature est constituée de portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie destinés à assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des charges verticales et horizontales.

Le bâtiment est considéré comme étant encastré au niveau RDC compte tenu de la dalle de ce niveau et du radier qui forment un socle rigide.

a. Dimensions :

Les dimensions en plan du bâtiment sont :

- Longueur: 22.65m
- Largeur: 10.90m

La hauteur totale du bâtiment est de 12.24m, et la hauteur d'étage est de 3.06m.

II -2. Pré -dimensionnement :

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon le règlement parasismique Algérien (RPA99 v2003) et le règlement de conception et de calcul de structure en béton armé (C.B.A.93).

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase du dimensionnement, les parties concernées par le Pré-dimensionnement sont : les planchers, les poutres les poteaux, et les escaliers.

II -2 -1 Pré dimensionnement du plancher à corps creux:

Les planchers sont constitués des poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour déterminer la hauteur du plancher on utilise la formule empirique suivante:

$$L/25 \leq h_t \leq L/20$$

Où L est la portée la plus longue de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

Dans notre cas $L_{\max} = 3.30 \text{ m}$

Donc : $330 / 25 \leq h_t \leq 330 / 20$ c'est à dire $13.2 \leq h_t \leq 16.50 \text{ cm}$; On prend : $h_t = 20 \text{ cm (16+4)}$.

Les nervures :

La largeur de la table de compression est égale à : $b = b_0 + 2b_1$

Avec : $b_1 = \min (L_0/2, L/10)$.

L_0 : l'entre axes des nervures = 55.00cm

$b_1 = \min(27.50, 33.00) = 27.50$ cm. Donc $b = 12 + 2 \times 27.50 = 67$ cm on prend $b = 65$ cm

II -2 -2 Pré dimensionnement des poutres:

La section des poutres sera déterminée par la condition de flèche :

$$L_{MAX}/15 \leq h \leq L_{MAX}/10 \quad \text{et} \quad 0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Sections minimale donné par le (RPA 99 VERSION 2003) pour la zone **IIa** :

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$h_{max} \leq 1.5 h + b_1$$

a- Les poutres principales:

- hauteur des poutres : $l_{max} = 4.60$ m ; $460/15 \leq h \leq 460/10$; $30.67 \leq h \leq 46$

On prend : $h = 40$ cm

- largeur des poutres $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$; $12 \leq b \leq 21$; On prend $b = 30$ cm

On prend une section de (30× 40) pour poutres principales.

b- Les poutres secondaires:

hauteur des poutres : $L_{max} = 3.30$ m ; $330/15 \leq h \leq 330/10$; $22 \leq h \leq 35$ cm

On prend : $h = 35$ cm

Largeur des poutres : $0.3 h \leq b \leq 0.7 h$; $10.2 \leq b \leq 24.50$; On prend $b = 30$ cm

Toutes les conditions du règlement RPA sont vérifiées.

On prend une section de (30× 35) pour poutres secondaires.

II -2 -3 Pré dimensionnement des poteaux:

Pour dimensionner les poteaux, en utilisant un calcul basé sur la descente des charges permanentes et des surcharges exploitation à l'état limite ultime (1,35G+1,5Q).

Étapes de Pré-dimensionnement :

- ✓ Choix du poteau le plus sollicité.
- ✓ Calcul de la surface reprise par le poteau.
- ✓ Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.
- ✓ Vérifications vis-à-vis aux conditions du **RPA.99 version 2003** : [Art 7.4.1]

Pour les poteaux rectangulaires:

- $\min(b_1, h_1) \geq 25$ cm (en zone IIa) .
 - $\min(b_1, h_1) \geq h$.
 - $\min(b_1, h_1) \geq h_e / 20$.
 - $1/4 \leq b_1/h_1 \leq 4$.

$$N_{ultime} \leq V = \left(\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right) \cdot \alpha$$

A : la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul $A = B/1000$

B_r : la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie.

α : Coefficient en fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs Suivantes :

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2} \quad \text{si : } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.60 (50/\lambda)^2 \text{ si } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Avec : $\lambda = L_f/I$; L_f : la longueur de flambement ; I : moment inertie du poteau.

Béton : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; **Acier** : $f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1.15$

$$I = \sqrt{i/b^2} \quad I = \sqrt{\frac{b^4}{12}/b^2}$$

i = rayon de giration

L_f : la longueur de flambement, I : moment inertie du poteau

On adopte une section : de : 30*40 pour tous les niveaux

Tableau N° II-1 : Calcul de l'effort normal

Niveau	Section	Br(mm)	L_0	L_f	i	A	α	A_s	$N(KN)$
3 ^{ème} étage	30*40	106400	2.66	1.862	0.133	14.00	14.00	120	1655.97
2 ^{ème} étage	30*40	106400	2.66	1.862	0.133	14.00	14.00	120	1655.97
1 ^{ère} étage	30*40	106400	2.66	1.862	0.133	14.00	14.00	120	1655.97
RDC	30*40	106400	2.66	1.862	0.133	14.00	0.823	120	1655.97

Les poteaux choisi de section (30x40) cm² :

Min (30; 40) = 30cm $\geq$ 30cm

Min (30; 40) = 30cm $\geq$ $h_e/20$

306/20 = 15.3cm

condition vérifiée

$\frac{1}{4} \leq b_1/h_1 \leq 4$; $1/4 \leq 30/40 = 0.75 \leq 4$

condition vérifiée

condition vérifiée

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de **RPA99 version 2003**

a-Poteaux centrale choisis pour dimensionner

b-Détermination de La surface reprise par le poteau :

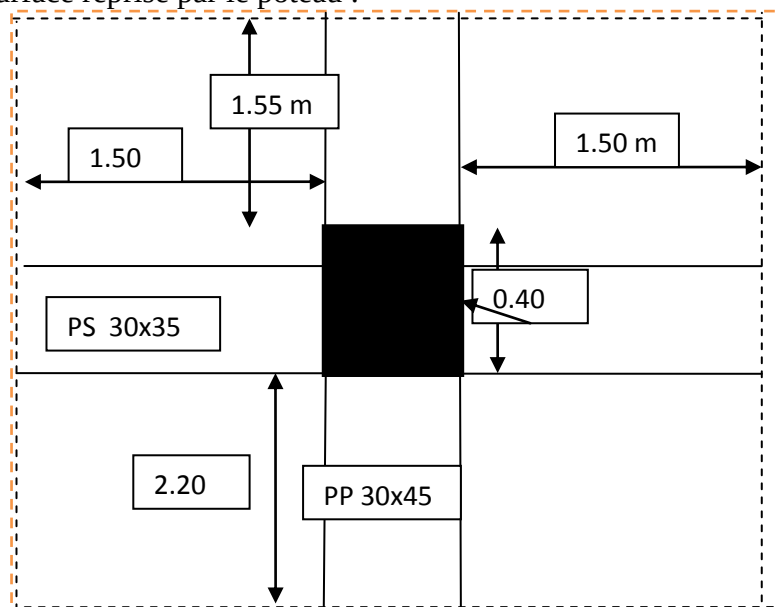


Figure II -1 : Vue en plan du poteau centrale à dimensionner

Détermination de La surface Complète du plancher :

$$St = (1.55 + 0.4 + 2.20) \times (1.50 + 0.30 + 1.50) = 4.15 \times 3.30 = 13.69 \text{ m}^2$$

La surface du plancher seulement :

$$\checkmark \text{ SP} = (1.55 + 2.20) \times (1.50 + 1.50) + 0.10 \times 3.00 = 11.55 \text{ m}^2$$

Donc finalement on a $St = 13.35 \text{ m}^2$ et $SP = 11.55 \text{ m}^2$

c-Détermination des charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.

1-Détermination des Charge permanente :

- 3eme étage : $G_{\text{Plancher t}} + G_{\text{Poutres}} + G_{\text{Poteau}}$
- 2eme étage : $G_{\text{Plancher c}} + G_{\text{Poutres}} + G_{\text{Poteau}} + G_{3 \text{ ème}}$
- 1eme étage : $G_{\text{Plancher c}} + G_{\text{Poutres}} + G_{\text{Poteau}} + G_{\text{terr}} + G_{2 \text{ ème}}$
- RDC : $G_{\text{Plancher c}} + G_{\text{Poutres}} + G_{\text{Poteau}} + G_{\text{terr}} + G_{2 \text{ ème}} + G_{1 \text{ ère}}$

- $G_{\text{Plancher}} = \text{Poids Surfacing du plancher terrasse} \times \text{Surface plancher (t ou c)} .$

- $G_{\text{Poutres}} = b \times h \times L \times \text{Poids volumique du béton armé } (\gamma_b).$

- $G_{\text{Poteaux}} = b \times h \times h_p \times \text{poids volumique du béton armé } (\gamma_b)$

- $G_{\text{murs}} = \text{longueur} \times \text{hauteur } (\gamma_{\text{maçonnerie}})$

Tableau II-02 : Descente des Charges revenant au poteau centrale

Niveau	h(m)	S Poteaum ²	G_{Plancher}	$G_{\text{Poutre prin}}$	$P_{\text{outers princ}}$	G_{Poteaux}	G_{Niveau}	$G_{\text{Cumulé}}$
Niv 3	3.06	0.12	74.97	11.40	7.87	9.18	103.42	103.42
Niv 2	3.06	0.12	74.97	11.40	7.87	9.18	103.42	206.84
Niv 1	3.06	0.12	74.97	11.10	7.87	9.18	103.42	310.26
RDC	3.06	0.12	74.97	11.10	7.87	9.18	103.42	413.68

2-Détermination des surcharges d'exploitation : (DTR B.C.2.2)

Loi de dégression :

La loi de dégression des charges s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux, peuvent être considérées comme indépendantes. Les niveaux occupés par des locaux industriels où commerciaux, ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, les charges sur ces planchers sont prises sans abattement. Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression est de (05).

$$\sum Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum Q_i \quad (1 \leq i \leq n).$$

Le coefficient $(3+n)/2n$ étant valable pour $n \geq 5$. Notre cas : $n = 3 < 5$

Cette équation est donnée par « DTR BC2.2 ».

Avec : Q : Charge d'exploitation. n : Nombre d'étage.

Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.

$Q_1, Q_2, \dots, Q_n$: Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs

Les surcharges des planchers sont différentes :

- a) 3eme étage Q_0
- b) 2eme étage $Q_0 + Q_1$
- c) 1er étage $Q_0 + (Q_1 + Q_2)$
- d) RDC $Q_0 + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Tableau II-03 : Descente des surcharges revenant au poteau centrale

Niveau	Q (kN/m ²)	Surface	Q étage	Q cumule (kN)
3 ème étage	1.00	13.69	13.69	13.69
2 ème étage	1.50	13.69	20.53	34.22
1er étage	1.50	13.69	20.53	54.75
RDC	1.50	13.69	20.53	75.28

Vérifications

1-Effort normale à l'état limite :

L'effort normal doit être majeure de (10%) pour le poteau le plus sollicité,
 $N_{ultime} = 1.35G + 1.5Q$

Tableau II-04 : vérification de l'effort normal à l'état ultime

G (kN)	Q (KN)	N ultime (kN)	1.10N ultime (kN)	1.10 Ultime $\leq N$
103.42	13.69	160.15	176.16	Vérifier
206.84	34.22	330.56	363.62	Vérifier
310.26	54.75	500.98	551.08	Vérifier
413.68	75.28	671.14	738.25	Vérifier

2-Vérification des sollicitations normales :

Outre les vérifications prescrites par Le CBA et dont le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante : (Article : 7.4.3.1 des RPA 99/V2003).

$$V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec : V : effort normal réduit ; N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton. $N_d = 1,1 \times N_{ultime}$, ($N_d = 1,1 \cdot (N_G + N_Q)$).

B_c : L'aire (section brute) de cette section de béton : $B_c = a \times b$. $f_{c28} = 25$ MPa.

Tableau II-05 : Vérifications des sollicitations normales

Etage	Section	N_d	B_c	$V (10)^{-5}$	$V \leq 0.3$
3 ème étage	400	176.16	120000	5.872	Vérifiée
2 ème étage	400	363.62	120000	12.12	Vérifiée
1er étage	400	551.08	120000	18.37	Vérifiée
RDC	400	738.25	120000	24.61	Vérifiée

3-Vérification aux zones nodales : (RPA99v2003)

Les conditions imposées par le règlement :

- $b_{\max} \leq 1,5h_1 + b_1$
- $d \leq \text{Max}(b_1/2; h_1/2)$

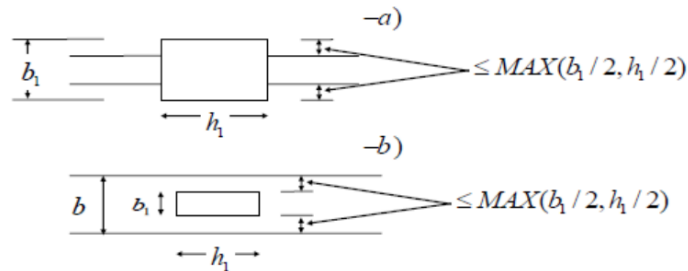


Figure II -02 : Zones nodales

- $b_{\max} = 30.00 \leq 1,5h_1 + b_1 = \text{Max}(1.50 \times 40 + 30) = 90 \text{ cm}$ condition vérifié
- $d = 0.00 \text{ cm} \leq \text{Max}(b_1/2; h_1/2) = \text{Max}(30/2; 40/2) = 20 \text{ cm}$ condition vérifié

II -2 -4 Pré dimensionnement des escaliers:

Un escalier est un ouvrage qui permet de passer à pied d'un niveau à un autre d'une construction. Notre ouvrage comporte une cage d'escalier composée de deux volées et un palier de repos.

Caractéristiques techniques :

Hauteur d'étage = 3.06 m on prend la hauteur du contre marche : $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marche : $n = H / h$. avec H : demi hauteur d'étage = 1.53 m

Donc $n = 306/17 = 9$ contre marche par palier.

Nombre marches : $m = n - 1 = 8$ c.-à-d : 8 marches.

Donc on aura **8 marches** entre chaque étage, et **9 contre marches** par volée.

Le Giron : $22 \leq g \leq 33$

À partir de la formule de BLONDEL

On a :

$60 < 2h + g < 66 \Rightarrow 2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64$. ; Donc $60 \leq 64 \leq 66$ condition Vérifié.

On prend : $g = 30 \text{ cm}$ $\text{tg}(\alpha) = 30/17 \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$

La longueur de la paillasse est : $1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L = 3.10 \text{ m}$

Epaisseur d'escalier : $\frac{L}{30} \leq \acute{e}_p \leq \frac{L}{20}$

$$10.33 \leq \acute{e}_p \leq 15.5 \quad \Longrightarrow \quad \acute{e}_p = 15 \text{ cm.}$$

Emmarchement = $(L - \text{jour})/2 = \frac{2.55 - 0.15}{2} = 1.20 \text{ m}$; ou jour : jointe ente deux volets.

TROISIEME CHAPITRE

CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX

Caractéristiques Mécaniques des Matériaux Utilisés

III-1-Matériaux constituant le cadre en béton armée :

III-1-1 Le Béton :

Le béton est un mélange dans des proportions convenable préétablies de liant (ciment), avec des granulats (sable, gravier) et de l'eau et parfois et éventuellement d'adjuvants pour en améliorer les propriétés, il présente une très bonne résistance à la compression Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

IV-1-2 Composition du béton :

Pour obtenir 1 m³ de béton à une résistance de 25 MPa à l'âge de 28 jours on utilise les proportions suivantes:

- 350 kg/m³ de ciment de classe (CPA325).
- 400 kg de sable de diamètre $0 < D_g < 5 \text{ mm}$
- 800 kg $\begin{cases} \text{graviellons} & 5 < D_g < 15 \text{ mm} \\ \text{gravier} & 15 < D_g < 25 \text{ mm} \end{cases}$
- 175 litres d'eau de gâchage.

III-1-3 Résistance caractéristique à la compression f_{cj} : Art 2.1.1.1 [02]

Dans la construction le béton est défini par la valeur de la résistance à la compression à l'âge de 28 jours « dite aussi valeurs caractéristique requise » Dans notre cas $f_{c28}=25 \text{ MPa}$

On peut admettre que pour $j \leq 28 \text{ j}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa}$$

Cette résistance est mesurée par compression axiale de cylindres droits de 16cm de diamètre, soit 200 cm² de section, et d'une hauteur double de leur diamètre (32 cm).

Pour des grandes valeurs de j ($j \geq 60 \text{ j}$) .on admet que: $f_{cj} = 1.1 f_{c28}$.

III-1-4 Résistance caractéristique à la traction f_{tj} : Art 2.1.1.2,[02]

La mesure de la résistance à la traction par un essai de traction axiale étant délicate on a recours à deux modes opératoires différents.

- ✓ Flexion d'éprouvettes prismatiques non armées.
- ✓ Fendage diamétral d'une éprouvette cylindrique (essai Brésilien).

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jour désigné par f_{t28} est donnée par la formule:

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

Cette formule est valable pour les valeurs de $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$, de sorte que:

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06(25) = 2.10 \text{ MPa}$$

III -1-5 Contrainte limite:

État limite ultime:

Contrainte ultime de compression :

elle est défini par: $f_{bcu} = 0.85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

f_{bcu} : Contrainte ultime du béton en compression.

f_{c28} : Résistance caractéristique à 28 jours.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.15$ pour les situations accidentelles.

$\gamma_b = 1$ Situations durables ou transitoires.

Pour $f_{c28} = 25$ MPa et $f_{t28} = 2.10$ MPa $\sigma_{bc} = 0.85 \frac{25}{1.5} = 14.17$ MPa

Contrainte ultime de cisaillement:

Contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min (0.2f_{cj}/\gamma_b, 5\text{MPa})$ pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min (0.15f_{cj}/\gamma_b, 4\text{MPa})$ pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25$ MPa

Donc : $\tau_{adm} = 3.33$ MPa pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = 2.50$ MPa pour la fissuration préjudiciable.

État limite de service :

La contrainte de service en compression du béton est limitée par :

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$$

$$\sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

III-1-6- Déformation longitudinale du béton: Art 2.1.1.1, [02]

Sous une contrainte normale d'une durée inférieure à 24 heures le module de déformation longitudinale instantanée du béton est E_{ij} :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ (MPa)}$$

$$\text{Pour notre cas } E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ Mpa}$$

III-1-7- Déformation différées du béton: Art 2.1.2.2, [02]

Sous une contrainte normale de longue durée d'application, pour tenir compte du retrait et du fluage, le Module de déformation du béton différé $E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}}$.

Pour notre cas $= 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ Mpa}$

Dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance On utilise, pour le béton, un diagramme conventionnel dit « parabole –rectangle » dans certains cas, par mesure de simplification, un diagramme rectangulaire.

III-1-8 Coefficient de poisson : Art 2.1.3, [02]

Lorsqu'on soumet une éprouvette de béton de longueur L_0 , et de largeur d_0 à des efforts de compression axiale il se produit:

- Un raccourcissement longitudinal ΔL .
- Un gonflement transversal Δd

On prend $\nu = \Delta d / \Delta L \nu = \frac{\text{allongement relatif du coté de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$

$\nu = 0.0$ E.L.U (section fissuré);

$\nu = 0.2$ E.L.S (section non fissuré).

III -1-9 Diagramme contrainte déformation du béton

Pour les calculs relatifs à l'ELU on utilisera pour le béton un diagramme conventionnel dit: parabole rectangle. Il comporte un arc de parabole du second degré d'axe parallèle à l'axe des contraintes de compression σ_{bc} suivi d'un segment de droite parallèle à l'axe des déformations ϵ_{bc} et tangente à la parabole en son sommet. Ce segment s'étend entre les valeurs 2 ‰ et 3.5 ‰ de la déformation.

L'arc de parabole s'étend de l'origine des coordonnées jusqu'à son sommet de coordonnées

$$\sigma_{bc} = 2\text{‰} \text{ et } \sigma_{bc} = 0.85 f_{cj} / \gamma_b$$

Le diagramme ci-après schématise ces dispositions:

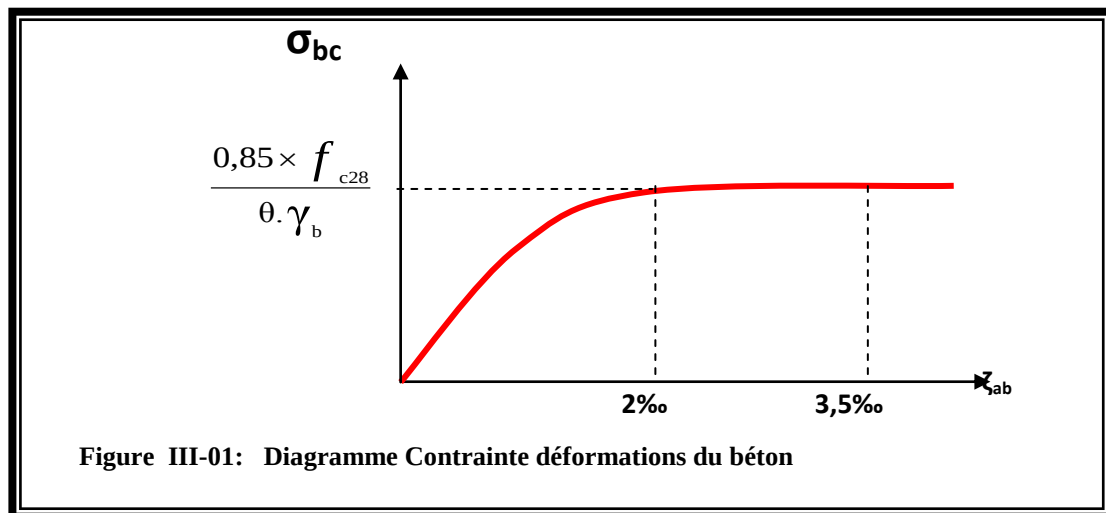


Figure III-01: Diagramme Contrainte déformations du béton

III-1-2 Les Aciers :

III- 1-2 Définition :

Contrairement au béton, l'acier possède un comportement identique en traction et en compression.

Le module d'élasticité longitudinale $E_s = 200\,000$ MPa.

Les aciers utilisés en armatures de béton armé sont désignés par: **Art III.3, [02], Leur forme** (barre lisse, barre haute adhérence) .**Leur nuance** (doux, mi-dur, dur) correspondant au pourcentage de carbone contenu dans l'acier entre 0.2 et 0.5% de carbone.

Leur limite élastique exprimée en MPa (symbole E).

Exemple : Fe E235

Fe : acier (et non fer) **E** : limite élastique (fe) **235** : 235 MPa

On distingue:

✓ **Ronds lisses de nuances :**

Fe E215 limite élastique **fe = 215 MPa**

Fe E235 limite élastique **fe= 235 MPa**

✓ **Les barres à haute adhérence de nuances :**

Fe E400 limite élastique **fe = 400 MPa**

Fe E500 limite élastique **fe = 500 MPa**

✓ **Treillis soudés**: formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

III-1-2 Contrainte limite :

Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'E.L.U vérifie une loi élasto plastique parfait, avec:

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ pour : } \epsilon_{se} \leq \epsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \epsilon_s \leq \epsilon_{se} \end{cases}$$

$$\text{Avec } \epsilon_s = \frac{F_e}{\gamma_s \times E_s} \gamma_s = \begin{cases} 1.5 & \text{pour le cas courant} \\ 1 & \text{pour le cas accidentel} \end{cases}$$

ϵ_s : allongement relatif

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200 000 MPa

$$\epsilon_s = \frac{F_e}{E_s} \quad \text{pour notre cas} \quad \sigma_s = \begin{cases} 267 \text{ MPa} & \text{pour le cas courant} \\ 400 \text{ MPa} & \text{pour le cas accidentel} \end{cases}$$

État limite de service:

Comme le béton à l'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

- Cas de fissuration peu nuisible: pas de vérification à faire.
- Cas de fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min(\frac{2}{3}f_e, (110\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$
 η : coefficient de fissuration : $\eta = 1$ pour l'acier rond lisse
 $\eta = 1.6$ pour l'acier HA

Cas de fissuration très préjudiciable :

$$\sigma_s = \min(\frac{1}{2}f_e, (90\sqrt{\eta \times f_{tj}}))$$

Protection des armatures (enrobage) :

L'enrobage: $e = h - d$ avec $d = h - e$

III-2 Matériaux constituant les panneaux de remplissage:

Définitions :

- **Le remplissage :**

On entend par remplissage en maçonnerie, tous éléments de fermeture composée de matériaux manufacturés ou fabriqués manuellement (unités), liés les uns aux autres par des joints de mortier traditionnel ou mortier-colle.

- **Éléments constitutifs de maçonnerie (unité) :**

Ce sont des composantes secondaires d'un élément de maçonnerie, qui peuvent être des produits brique rouge (brique creuse, perforée, pleine pressée ou pleine filée) ou brique Silico-calcaire ou béton ou en bloc. Tous les éléments constitutifs de maçonnerie ont des utilisations semblables, bien que leurs propriétés diffèrent, selon les matières premières utilisées et la Méthode et le processus de fabrication, qui sont en grande partie mécanisés aujourd'hui.

La forme et la qualité des unités modernes, telles que les briques et les blocs, sont habituellement définis par des normes ou des codes nationaux, qui diffèrent d'un pays à un autre.

III-2-1 Les briques

Des éléments de construction de forme parallélépipédique disponibles dans une grande variété de tailles, de textures, de couleurs et de formes. Pleines, perforées ou creuses, horizontalement ou verticalement dont la plus grande dimension est inférieure à 30cm [04]. Ils sont des pierres artificielles à base de terres argileuses (briques de terre moulée et cuites), de laitier (brique de laitier) ou à base de chaux et de silice (briques silice-calcaires). Les fabricants incorporent au mélange du ballast constitué de déchets de brique broyées et déjà cuites afin d'éviter trop de retrait lors de la cuisson. Les briques sont ensuite cuites à une température de 1200 °C. La couleur rosée à rouge est caractéristique d'oxydes de fer contenus dans la terre d'origine, la couleur jaune indique la présence de chaux.

Tableau III-1: Spécifications relatives aux groupes d'unité de maçonnerie selon l'Euro code 6 [05]

	Groupe d'unités de maçonnerie			
	1	2a	2b	3
Volume des trous en (% du volume brut)	≤ 25	> 25-45 pour les unités de terre cuite > 25-50 pour les unités en béton	> 45-55 pour les unités de terre cuite > 50-60 pour les unités en béton (voir note 2)	≤ 70
Volume de n'importe quel trou en (% du volume brut)	≤ 12.5	≤ 12.5 pour les unités de terre cuite ≤ 25 unités en béton	≤ 12.5 pour les unités de terre cuite ≤ 25 pour les unités en béton	Limite en fonction de la section (voir ci dessous)
Section de n'importe quel trou	Limite en fonction du volume (voir ci dessous)			$\leq 2800 \text{ mm}^2$ sauf pour les unités à un seul trou de section $\leq 1800 \text{ mm}^2$
Épaisseur cumulée (% de la largeur total) (voir note 3)	≥ 37.5	≥ 30	≥ 20	Pas de specification

Notes : 1 : les trous peuvent consister en des trous verticaux débouchant à travers les éléments ou en des empochements ou en des retraits.

2 : lorsqu'il existe une expérience nationale fondée sur des essais qui confirme que la sécurité de la maçonnerie n'est pas réduite de façon inacceptable par une proportion plus importante du volume des trous, la limite de 55% (unités de terre cuite) et 60% unités en béton) peut être dépassée pour les unités de maçonnerie qui sont utilisés dans les pays ayant cette expérience nationale.

3 : l'épaisseur cumulée et l'épaisseur des parois intérieures et extérieures mesurée horizontalement à travers l'unité perpendiculaire à la face de parement du mur.

III-2-2-Les mortiers :

Le mortier est un mélange de ciment (chaux et /ou ciment de Portland...), de sable et d'eau. Parfois quelques additifs sont ajoutés au mortier pour améliorer sa fluidité ou d'autres qualités. La performance de la maçonnerie très dépendante de la résistance et des caractéristiques d'adhérence du mortier avec l'unité de maçonnerie. La résistance à la compression, à la traction et de cisaillement du mortier ainsi que les forces d'adhérence avec les unités de maçonnerie, sont des indications des caractéristiques de résistance de la maçonnerie. Les anciens mortiers constitués de chaux et de sable sont habituellement plus faibles que les unités de maçonnerie. Avec le temps, le ciment a été ajouté au mélange et les mortiers sont devenus plus forts. Généralement quand les mortiers sont plus forts que la maçonnerie, la résistance de la maçonnerie sera augmentée, mais la rupture fragile des unités de maçonnerie peut se produire, comme résultat de leur faible capacité de déformation [06]. La résistance en compression du mortier dépend des proportions du ciment, du sable utilisé dans le mélange, et la quantité d'eau.

La fonction principale du mortier est de coller les unités de maçonnerie dans un volume monolithique (L'épaisseur des joints de lit est de 1 à 2 cm [03]). Ainsi il maintient les éléments

distants, remplissant toutes les fissures et fournissant une surface uniforme de literie. La liaison doit être accomplie de telle manière que les propriétés structurales des éléments sont consolidées, en même temps assurant une barrière à l'entrée de pluie éolienne et le mur possédera ainsi une durabilité suffisante pour résister aux sollicitations externes.

Les caractéristiques mécaniques du mortier dépendent essentiellement de la phase de mise en œuvre et après durcissement. La mise en œuvre est fonction de l'ouvrabilité du mortier. Cette caractéristique conditionne la facilité de mise en place du mortier; elle est influencée par le dosage en ciment et en eau, plus l'ouvrabilité demandée est grande plus le mortier contient d'eau et de ciment. En raison de l'absorption de l'humidité du mortier par les unités de maçonnerie, il est recommandé de saturer les briques ou les blocs par l'eau pendant la construction du mur [07].

Les types de mortier :

Selon les spécifications utilisées dans EC 6[04], plusieurs types de mortier peuvent être employés pour les murs en maçonnerie tels que:

*** Mortier d'usage courant :** mortier destiné à réaliser les joints avec une épaisseur supérieure à 3mm et dans lequel seuls les granulats courants sont utilisés (agrégat dense) de classe au moins M1 dans les joints non armés.

***Mortier de joint mince:** mortier formulé pour des joints d'épaisseur comprise entre 1-3mm, il est de classe M5 ou plus.

***Mortier léger :** mortier fabriqué pour satisfaire des propriétés spécifiées et soumis à des exigences d'essais, constitués de granulats de perlite, ponce, argile expansé, schiste, d'autres matériaux peuvent être utilisés, dont la masse volumique sèche mesurée sur produit durci est inférieure à 1500kg/m.

Les mortiers sont classés soit selon leur résistance à la compression, exprimée par la lettre M suivi par la résistance à la compression en N/mm², par exemple M5 ou selon leur composition en volume de ciment/chaux/sable, exemple 1 ;1:5.

Composition typique des mélanges pour mortier à usage courant.

Tableau III-2 : Propriétés mécaniques des mortiers suivant leur composition [06].

Type de mortier			Résistance à la compression(MPa)	
Ciment /chaux /sable	Ciment de maçonnerie /sable	Ciment /sable + adjuvant	Test labo	Test in situ
1/0.25/3	-	-	16	11
1/0.5/4-4.5	1/2.5-3.5	1/3-4	6.5	4.5
1/1/5-6	1/4-5	1/5-6	3.6	2.5
1/2/8-9	1/5.5-6.5	1/7-8	1.5	1.0

Les propriétés mécaniques du mortier sont déterminées en examinant des prismes de mortier de 40x40x160mm (EN1015-11).

La résistance à la compression du mortier R_m qui est la résistance moyenne à la compression d'un nombre spécifié (6) d'éprouvettes de mortier conservées pendant 28 jours [06].

III-3 Différents Type de panneaux de remplissage:

a-Maçonnerie en agglomérés de béton :

L'aggloméré est un bloc de béton moulé fréquemment en forme de parallélépipède creux ou non, constitué d'un mélange de ciment, de sable, de gravillons (4/8) et graviers (8/25).

Parmi les matériaux de construction dits conventionnels, c'est celui qui a le meilleur rapport qualité / prix. Il fait partie des matériaux lourds. De forme régulière, résistant, peu coûteux, le bloc de béton est le composant principal des murs extérieurs. Il peut être utilisé seul, notamment dans la construction de hangars, de murs de clôture,

éventuellement recouvert d'un enduit. Sa structure peut être creuse ou pleine selon sa classe de résistance. En effet, plus le bloc de béton aura de charge à supporter, plus sa classe de résistance devra être élevée, et plus il sera lourd.

On distingue deux grandes catégories de blocs :

Agglomérés pleins:

On les utilise principalement pour ériger les murs de soubassement. La résistance des blocs pleins, ou même perforés, est supérieure d'autant mieux aux différentes poussées du sol.

Agglomérés creux:

On les utilise pour tous les autres Types de mur.



Figure III.2 : Agglomérés en béton

Type de parpaing :

Usages	Blocs (CE)	
Tout type de mur	Bloc creux	
Sous-sol enterré, refend, piscine	Bloc plein ou perforé	
Mur de soutènement, piscine	Bloc à bancher	
Jambages, chaînages verticaux, angles	Bloc poteau, feuillures	
About de planchers, cloison séparative	Planelles	
Linteaux, chaînages horizontaux	Bloc chaînages	

Figure III.3 : Les différents types de parpaing (BALANDIER)

Processus de fabrication des parpaings :



Figure III.4: Processus de fabrication des blocs en parpaing (QGM, 2014)

- 1 : Échantillonnage des agrégats
- 2 : Mélangeur
- 3 : Bande transporteuse
- 4 : Moulage des blocs
- 5 : Système de contrôle
- 6 : Gerbeur de déchargement
- 7 : Plateforme de séchage

	
1- Préparation du mélange	2- Machine de fabrication
	
3- Fabrication des blocs	4- Séchage et stockage

Figure III.5 : fabrication des parpaings (SOGERHWIT, 2014)

b-Maçonnerie en brique d'argile cuite :

La brique 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.

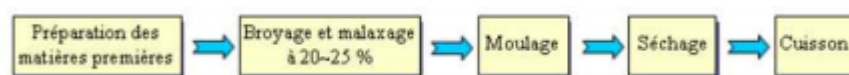


Figure III.6 : Fabrication de la brique en terre cuite (BAUD, 1990)

Il existe 3 types de briques :

- Briques pleines,
- Briques perforées,
- Briques creuses.

Brique pleine :

Élément de construction traditionnel, la brique pleine possède des faces planes, sans relief. Elle permet de construire des murs porteurs ou des cloisons, et peut être utilisée comme matériau de parement ou être laissée apparente.



Figure III.7: Brique en terre cuite pleine

Brique perforée :

Brique comportant 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 III.8 : Brique perforée

Brique creuse :

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. Elle peut être conçue pour des murs porteurs, des cloisons intérieures ou des façades. Elle peut avoir une variété de formes, de motifs et de finitions et parfois peut être destinée à l'amélioration de l'isolation ou de la ventilation d'un bâtiment.



Figure III.9 : Brique creuse

c) Maçonnerie en briques silico – calcaire :

La brique silico-calcaire est composée d'un mélange de chaux (8 – 10%), sable siliceux (90 – 92%) et d'eau, sans adjuvant chimique, pressé et durci. Lors de la fabrication des briques, la température de durcissement s'élève à 160 - 200° C (voir figure 1.9).



Figure III.10 :Brique silico-calcaire (POURRAT, 2009)

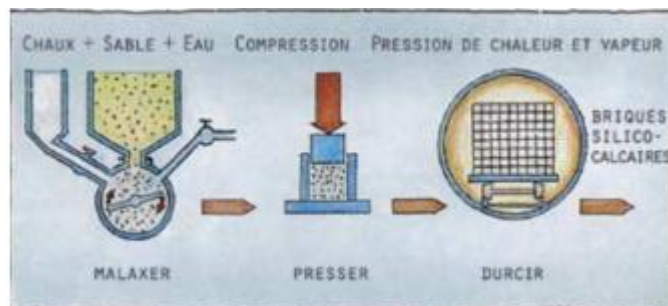


Figure III.11: Schéma de production d'une brique silico – calcaire (POURRAT, 2009)

En plus de ses qualités thermiques et phoniques, elle a la possibilité de faire des économies importantes de matières premières (peut rester brute d'enduisage) car elle est très utilisée dans les systèmes constructifs qui assurent un prix de revient plus bas que les autres matériaux tel que le parpaing et la brique rouge.

d) - béton cellulaire [06]

Introduction :

Le béton cellulaire est le résultat de combinaison de deux inventions : l'autoclavage du mélange sable /chaux/eau, ciment/chaux/eau.

La première invention est attribuée en 1880 par W.Michelis, ce dernier a mis en contact un mélange de chaux, sable et eau avec la vapeur d'eau saturé et sous haute pression et ainsi donner naissance a des silicates de calcium hydrates hydrorésistants.

La chaux réagit avec le sable quartzeux et l'eau .cette invention est encore et toujours à la base de tous les matériaux de construction durcis à la vapeur d'eau saturée sous haute pression.

La deuxième invention: E.Hoffmann en 1889 a utilisé la pierre de chaux finement broyée et de l'acide sulfurique pour émulsionner des mortiers à base de ciment et de gypse en 1914, j.W.Aylsworth et F.A dyer ont breveté un procédé utilisant de la poudre

D'aluminium ou de zinc émulsifiant .ce poudres de métal réagissant en milieu alcalin (chaux ou ciment) en dégageant de l'hydrogène.

Cette formation de gaz fait lever la masse de béton frais à l'instar de ce qui se produit, alors de la fabrication du pain.

En 1924 ,le suédois J.A .Erikson débute la production de béton cellulaire à base d'un mélange de sable fin ,de chaux et d'eau, auquel il ajoute une petite quantité de poudre de métal .Trois ans plus tard ,il combine ce processus à l'autoclavage ,tel que décrit dans le brevet de Michaelis .

Après avoir lève et s'être solidifié dans un autoclave à une température d'environ 180°C avec de la vapeur d'eau saturé, sous haute pression, le mélange émulsionne durcit .parallèlement, un processus

à base de sable fin, de ciment et d'eau avec adjonction d'une petite quantité de poudre de métal est développé au début des années trente (1930) K.I.A.Eklund a fait breveter ce procédé en 1939.

La principale avancée par rapport au béton cellulaire de la période antérieure est le durcissement à la vapeur d'eau saturée sous haute pression permettant de réduire très nettement le retrait du au séchage.

Enfin, une troisième étape s'imposait pour arriver au béton cellulaire, tel que nous le connaissons Aujourd'hui: la fabrication en série de petits et de grands formats, d'éléments armée ou non avec un degré de précision suffisants. Pour ce faire, une méthode de production a été développée après 1945 .les produits sont découpées aux dimensions souhaitées au moyen de fins fils d'acier très tendus ce qui permet d'obtenir des produits finis de grande précision .c'est en 1953 que la Belgique A commencer à produire des blocs de béton cellulaire .la marche y a vu un intéressant complément aux produits de construction traditionnels.

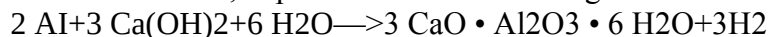
Matières premières

Les matières premières nécessaires à la fabrication du béton cellulaire sont :

- du sable blanc très pur (95% de silice)
- de la chaux
- du ciment
- de la poudre d'aluminium
- de l'eau

A noter qu'il s'agit uniquement de matières minérales présentes en abondance dans la nature. En présence d'eau, la chaux réagit avec la silice du sable pour former des silicates de calcium hydratés (tobermorite).Chaux et ciment servent de liants La poudre d'aluminium extrêmement fine (env. 50 µm), utilisée en très faible quantité (+/- 0,05%), sert de levain, en cours de fabrication, pour faire lever la pâte et créer les cellules.

En milieu alcalin, la poudre d'aluminium réagit comme suit :



C'est l'hydrogène ainsi libéré qui crée les cellules0

En cours de durcissement de la pâte, l'hydrogène se libère et les cellules se remplissent d'air.

En moyenne, la proportion de matières premières utilisées lors de la fabrication est la suivante :

- | | |
|----------------------|-----------|
| sable quartzeux | +/- 44% |
| • ciment | +/- 3% |
| • chaux | +/- 12% |
| • poudre d'aluminium | +/- 0,06% |
| • eau | +/- 41% |

Les pourcentages varient légèrement, mais de façon précise, en fonction de la masse volumique souhaitée.

Contrôle de fabrication

Chaque phase du processus de production est contrôlée par le laboratoire d'usine. Ces contrôles commencent à l'arrivée des matières premières et se terminent sur le produit fini, chaque étape intermédiaire étant soumise à des tests de qualité.

Cet "autocontrôle" de fabrication réalisé conformément à la méthodologie décrite dans la norme béton cellulaire autoclave", est ensuite supervisé par des instances d'agrément technique.

Les phases de fabrication:

La préparation, le dosage et le malaxage des matières premières (sable, chaux, ciment, poudre ou pâte d'aluminium et eau) ;

- La préparation des moules;
- La coulée, la levée et le durcissement de la pâte;
- Le découpage et le profilage des produits;
- Le passage en autoclave sous une pression d'environ 10 bars ainsi qu'à 180° C pendant 10 à 12h;
- La palettisation et le houssage plastique.

Caractéristiques physiques et mécaniques :

a- Masse volumique :

Les normes belges:

- PTV 21-002 (blocs)
- NBN B 21-004 (éléments armés)

et les normes européennes :

- NBN EN 771-4 (blocs)
 - NBN EN 12602 (éléments armés),
- Classifient qualitativement le béton cellulaire selon:

Tableau III-3 : Classification en fonction de la masse volumique sèche apparent (ρ)

Classe ρ	Critères
$\rho=400$	$350\text{kg/m}^3 \leq \rho \leq 400\text{kg/m}^3$
$\rho=450$	$400\text{kg/m}^3 \leq \rho \leq 450\text{kg/m}^3$
$\rho=550$	$450\text{kg/m}^3 \leq \rho \leq 550\text{kg/m}^3$
$\rho=650$	$550\text{kg/m}^3 \leq \rho \leq 650\text{kg/m}^3$

Tableau III-4 : Classification selon la résistance à la compression classe (f).

Classe (f)	N/mm ²
f_2	$f_{bm} \geq 2$
f_3	$f_{bm} \geq 3$
f_4	$f_{bm} \geq 4$
f_5	$f_{bm} \geq 5$

Les différentes catégories sont désignées par la lettre C pour les blocs et CC pour les éléments armés, suivi de l'indication de la classe de résistance à la compression. Actuellement, les catégories qualitatives les plus courantes présentes sur le marché belge sont les suivantes :

Catégories blocs:

Tableau III-5-classification des catégories des blocs en béton cellulaire

Désignations	Classe f (N/mm ²)	Classe ρ
C2/400	2	$\rho 400$
C3/450	3	$\rho 450$
C4/550	4	P550
C5/650	5	P650

Catégories éléments armés:

Tableau III-6 -classification des catégories des éléments armé en béton cellulaire

Désignation	Classe f (N/mm ²)	Classe ρ
CC3/500	3	$400 \leq \rho \leq 500$
CC4/600	4	$400 \leq \rho \leq 500$

b-Résistance à la compression:

La résistance à la compression augmente en fonction de la masse volumique du béton cellulaire.

Lors du calcul d'un mur, il y a lieu de tenir compte de la résistance supérieure des maçonneries à joints collés (ce qui est le cas en béton cellulaire) par rapport à celles maçonnées à joints de mortier.

De façon générale, les maçonneries en blocs de béton cellulaire collés de type C4/550 permettent la construction de bâtiments jusqu'à 5 niveaux.

Pour des performances supérieures, un type de densité plus élevée peut être préconisé par la firme productrice de béton cellulaire ou prescrit par le maître d'œuvre, en général, la résistance à la compression comme une valeur caractéristique f_{bk} .

c-Résistance à la traction par flexion

Tous les bétons sont nettement moins performants en traction qu'en compression.

A défaut de données expérimentales, il y a lieu de prendre en considération les chiffres suivants:

- Pour le béton cellulaire, la résistance caractéristique. ($f_{ctk} = 0,12 f_{ck}$).
- La résistance caractéristique à la traction par flexion est de ($f_{ctlk} = 0,22 f_{ck}$ (NBN EN 12602)).

Tableau III-7 : Valeurs Caractéristiques de la résistance à la traction par flexion

Classe f	F_{ctlk} (N/mm ²)
f_2	0.44
f_3	0.66
f_4	0.88
f_5	1.10

d)- Résistance au cisaillement

Les valeurs à prendre en compte pour la résistance au cisaillement du béton cellulaire, sont :

Tableau III-8 Valeurs caractéristiques de la résistance au cisaillement

Catégorie	τ (N/mm ²)
$\rho=500$	0.07
$\rho=600$	0.10

e)- Module d'élasticité (Valeur E)

"E" s'exprime en N/mm². Il est équivalent au quotient de la contrainte agissant sur un corps, par la déformation obtenue.

A défaut de valeurs expérimentales, il y a lieu de calculer la valeur E suivant la norme (NBN B 21-004) et (NBN EN 12602).

$$E_c = 5 (\rho_{sec} - 150) [N/mm^2] \quad \text{avec } \rho_{sec} = \text{masse volumique sèche en kg/m}^3$$

Tableau III-9 : Module d'élasticité du béton cellulaire.

Catégorie	E_c (N/mm ²)
$\rho=500$	1750
$\rho=600$	2250

L'autoclavage des produits en béton cellulaire permet d'obtenir un fluage moindre que celui du béton ordinaire. Le coefficient de fluage (ϕ) du béton cellulaire est de 0,3.

La flèche, sous surcharge permanente, est calculée en introduisant le module d'élasticité à long terme $E_{c,\infty}$

$$E_{c,\infty} = \frac{E_c}{1 + \phi} = \frac{E_c}{1.3}$$

Les Avantages du béton cellulaire :

- Une excellente isolation: un mur en béton cellulaire accuse d'une excellente isolation thermique ET phonique.
- Une grande résistance au feu : le béton cellulaire permet de bâtir des murs 100% ininflammables, qui permettront d'éviter la propagation d'un incendie.
- Une grande facilité de pose : le béton cellulaire est très facile à assembler, et nécessite peu de mortier. Il est donc moins coûteux à poser qu'un autre type de mur.
- Une grande légèreté : le béton cellulaire a pour autre avantage sa grande légèreté, ce qui participe d'ailleurs à sa facilité de pose.
- Un matériau écologique : le béton cellulaire n'est pas polluant à produire, ce qui en fait un matériau très écologique. Pour comparaison, sa production nécessite jusqu'à deux fois moins d'énergie que celle d'une brique en terre cuite.
- Un matériau facile à personnaliser : un mur de béton cellulaire intérieur ou extérieur n'aura aucun mal à être personnalisé. Il vous suffira en effet d'une simple couche d'enduit pour appliquer le revêtement qui vous intéresse !

Les inconvénients du béton cellulaire:

- En effet, il est friable, précise le maçon. "Il faut donc faire attention" souligne-t-il avant de rappeler l'importance de se renseigner sur les modes de fixation à utiliser en amont, pour éviter les déconvenues (trop de pertes). Autre aspect qu'il regrette, c'est justement le volume de perte, plus important qu'avec le parpaing traditionnel, et donc la quantité de matière à mettre à la déchèterie, quand le béton peut être enterré.
- D'autre part, le béton cellulaire nécessite une protection contre l'humidité à l'extérieur. Sinon, à long terme, le matériau se dégrade sous l'effet de la pluie, et absorbe toute l'humidité extérieure.
- Une préoccupation demeure concernant son réel impact sur la santé humaine : il serait possible que les composants agissent sur le corps humains à force d'y être exposé...
- Enfin, les propriétés d'isolation phonique du béton cellulaire ne sont pas exceptionnelles par rapport à des isolants classiques.

III-4 Classification des panneaux de remplissage:

Les panneaux de remplissage rigide peuvent être classés selon les matériaux constitutifs ou selon leur configuration géométrique [08].

III-4-1 Classification selon les matériaux constitutifs :

Cette classification est basée sur le produit constituant le remplissage. FEMA 306[07] a recensé les remplissages suivant :

a- Le remplissage en brique d'argile :

Ce remplissage est sans doute le plus rencontré, l'utilisation de ce matériau pour la construction du remplissage remonte aux années 1800 [08]. Les unités du remplissage peuvent être des produits rouge (brique creuse, perforée, pleine pressée ou pleine filée) ou brique Silico-calcaire [03].

b-Le remplissage en unité de béton [7]

C'est un remplissage constitué par des unités creuses en béton (béton de terre stabilisée, parpaing [04]) collées avec un mortier.

III-4-2 Classification selon la configuration géométrique[08] :

La configuration géométrique est le rapport entre la longueur et hauteur du remplissage. Ils peuvent être configurés sous beaucoup de formes pour satisfaire leur fonction qui est le remplissage d'une structure porteuse.

III-5 Fonctions des panneaux de remplissage :

1-Séparation:

- ✓ Séparation de la construction de l'extérieur (ex : murs de façades, pignons).
- ✓ Séparation des pièces ou locaux entre eux (ex : refends, cloisons) .
- ✓ Séparation de la construction du sol (ex : murs de soubassement)
- ✓ Séparation des terrains (ex : murs de clôture).

2-Résistance

Résistant aux différentes charges permanentes (poids des éléments porteurs et non porteurs de l'ouvrage) et variables (charges d'exploitation et climatiques comme la neige et le vent).

3-Isolation

3-1 Thermique

En limitant le plus possible le passage de la chaleur par la paroi dans le cas d'une paroi séparant un local chauffé d'un local non chauffé.

3-2 contre les bruits

Aériens extérieurs (ex : trafic routier) et intérieurs (ex : télévision, chaîne, chant...).

3-3 contre l'eau

- l'eau de pluie (uniquement pour les murs de façades).
- l'eau obtenue à cause de la vapeur d'eau dans la construction (cuisson des aliments, douches...) (la vapeur d'eau va de l'intérieur du bâtiment vers l'extérieur et peut endommager les propriétés thermiques des isolants hydrophiles, c'est à dire qui absorbe l'eau. Pour éviter cela, on utilise un pare-vapeur placé avant l'isolant.

III-6 Propriétés mécaniques de la maçonnerie :

Etant composé de mortier et des unités de brique, la maçonnerie est un matériau composite. Ce caractère et la géométrie complexe de la maçonnerie conduisent à un comportement structural très complexe. Les propriétés, la résistance et la rigidité des matériaux constitutifs ne reflètent pas les propriétés et la rigidité de la structure en maçonnerie elle-même. Ceci est le résultat de la grande variabilité des propriétés mécaniques des matériaux et le résultat de l'effet de taille, deux murets construits de la même matière mais avec des tailles et des orientations différentes n'ont pas le même comportement.

Les propriétés mécaniques intrinsèques de la maçonnerie obtenue à partir des méthodes d'essais normalisées et utilisés dans le calcul sont [04] :

- *La résistance à la compression de la maçonnerie : R .
- * La relation contrainte-déformation : σ - ε .
- *La résistance au cisaillement de la maçonnerie : τ .
- *La résistance en flexion : F_x .

En plus de ces caractéristiques mécaniques spécifiées dans l'EC6 [08] [09], les propriétés suivantes sont nécessaires pour les vérifications numériques:

- Le module d'élasticité : E_m .
- Le facteur de ductilité : μ .
- Le module de cisaillement : G_m .
- La résistance à la traction F_t , comme équivalente à : τ .

Les caractéristiques mécaniques de la maçonnerie sont déterminées en examinant des spécimens standards de prismes, ou de muret de maçonnerie selon un ensemble de normes connues.

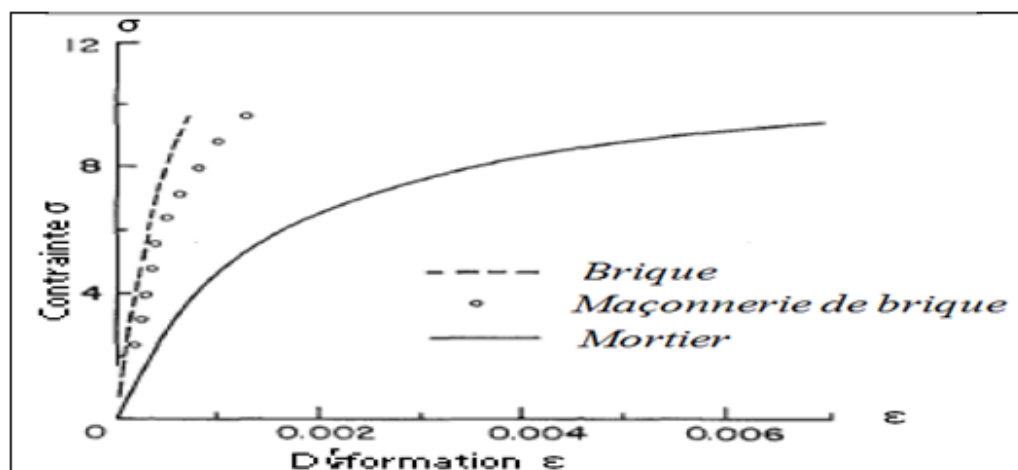


Figure III-12 : Courbe contrainte déformation

(Résultats expérimentaux d'Ali 1987)[08]

On peut constater sur la figure (III-12) que les courbes de contrainte-déformation de la maçonnerie et de la brique sont semblables. Les deux matériaux (brique et maçonnerie de brique) ont presque le même comportement élastique jusqu'à la rupture. Mais le mortier, d'autre part montre des caractéristiques non linéaires fortes en contrainte-déformation, permettant ainsi des déformations importantes du muret.

a- Résistance moyenne de rupture à la compression : [03]

Pour déterminer la résistance moyenne de rupture en compression R , on utilise la formule : Connaissant les résistances des matériaux (blocs, mortier) de la maçonnerie:

$$R = \sqrt[3]{\sigma_m \cdot \sigma_b^2}$$

où R : résistance moyenne de rupture en compression exprimée en MPa. σ_m : Résistance à la compression du mortier exprimée en MPa.

σ_b : Résistance à la compression du bloc ou de la brique exprimée en MPa.

b- Module de déformation longitudinale : [03]

Le module de déformation initiale E_0 est pris dans les calculs courants égal à : $E_0 = \alpha \cdot R$

R : valeur moyenne de la résistance de rupture exprimée en MPa.

α : constante élastique de la maçonnerie définie dans le tableau (III-12) en fonction du type de la maçonnerie et de la classe du mortier.

Tableau III-10 : valeurs de la constante élastique de la maçonnerie [4]

Type de maçonnerie	Classe du mortier (MPa)			Résistance nulle du mortier (mortier fraîchement posé)
	> 25	10	4	
-Brique pleine de terre cuite -Brique silico-calcaire - Brique de béton léger ou cellulaire	1000	750		200
Brique pleine de terre cuite creuse		750		200

Le module de déformation E est pris égal à E_0 pour des contraintes ne dépassant pas 0,2 R, au delà, il est donné par la relation empirique suivante :

$$E = E_0 \left(1 - \frac{\sigma}{1.1R} \right)$$

E : module de déformation longitudinale exprimé en MPa.

σ : contrainte appliquée à l'endroit sollicité de la maçonnerie exprimée en MPa.

Le module de Young à long terme est de l'ordre de 2/3 à 1/3 du module de Young .

c-Résistance admissible de calcul en compression : [03]

La résistance admissible de calcul en compression est obtenue par application de la formule :

$$R_{adm} = \frac{R_n}{K_c}$$

K_c : Coefficient de sécurité en fonction des caractéristiques géométriques, ou du processus de production de l'élément constitutif de maçonnerie, et donné au tableau (III-13).

Tableau III-11: valeurs du coefficient K_c [03]

Elements constitutive de maçonnerie	K_c
Brique de forme habituelle (brique silico-calcaire, brique pleine de terre cuite)	1.4
Brique ou bloc obtenu par vibro traitement (béton de terre stabilisée, parpaing)	1.2

R_n :Résistance normative de calcul définie comme étant la limite de résistance de la maçonnerie à 28 jours, arrêtée en tenant compte du chargement statique, sur la base d'expérience faite sur un poteau en maçonnerie de hauteur $h > 3d$ (d est le plus petit côté de la section transversale) . R_n est donnée par la formule : $R_n = R(1 - 1.64 v)$

R : résistance moyenne de rupture en compression définie en (3.1)

v: coefficient de variation de la maçonnerie déterminé par la relation suivante

$v = S/R$; S, écart type donné par la relation

$$S = \sqrt{\frac{\sum (R_i - R_{moy})^2}{n-1}}$$

R_i : Valeur de la résistance de l'échantillon « i »

n : Nombre d'essais effectués

R_{moy} = Résistance moyenne de rupture.

En général, on prend

$v = 0,15$ pour une maçonnerie simple

$v = 0,18$ pour une maçonnerie spéciale : maçonnerie strictement contrôlée et soigneusement exécutée

d) Résistance admissible à la traction due à la flexion latérale : [03]

La résistance admissible de calcul de la maçonnerie à la flexion latérale est obtenue par :

$$R_{\text{adm}} = R_n / K_f$$

R_n : Résistance normative donnée à l'article (3.1.3) avec R résistance moyenne de rupture en flexion latérale conformément à l'annexe 1.

K_f : coefficient de sécurité donné au tableau (III-14) .

Tableau III-12 : les valeurs des coefficients de sécurité K_f [03]

Éléments constitutifs de maçonnerie	K_f
Brique de forme habituelle (brique silico-calcaire, brique pleine de terre cuite)	1.6
Bloc de grande taille (béton cellulaire)	1.4
Brique ou bloc obtenu par vibro traitement (béton de terre stabilisée, parpaing)	1.5

En l'absence de valeurs expérimentales, la résistance normative en flexion de la maçonnerie peut être prise égale à 0,5 MPa.

e) Résistance admissible au cisaillement : [03]

La résistance normative de la maçonnerie au cisaillement est déterminée par la relation :

$$\tau_n = \text{Min}(\tau_0 + 0.4\sigma_g, \tau_{\text{lim}})$$

σ_g : Contrainte de compression de la maçonnerie sous charge permanente au niveau considéré exprimée en MPa.

τ_0 : Contrainte de cisaillement à contrainte verticale nulle exprimée en MPa.

τ_{lim} : Contrainte de cisaillement limite exprimée en MPa.

Les valeurs de $\tau_0, \tau_{\text{lim}}$ sont données dans le tableau (III-15).

En fonction de la résistance à la compression du mortier et des éléments de la maçonnerie.

Tableau III-13 : Les valeurs de $\tau_0, \tau_{\text{lim}}$ [03]

Résistance des blocs ou briques (MPa)	Résistance du mortier (MPa)	τ_0	τ_{lim}
<15	≥ 10	0.3	1
	<10	0.2	
≥ 15	≥ 10	0.3	1.2
	<10	0.2	

Les valeurs données au tableau (III-15) sont à diviser par 2 dans le cas où le pourcentage de perforation excède 40%.

La résistance admissible au cisaillement est obtenue par la division de la résistance normative par le coefficient de sécurité K_f défini pour le cas de flexion et donné en article 3.1.4. [03]

$$\tau_{adm} = \tau_n / K_f.$$

τ_n : étant la résistance normative de la maçonnerie au cisaillement exprimée en MPa.

La résistance de la maçonnerie aux efforts de cisaillement dépend : [03] - du frottement dans les joints d'assise et de la cohésion de la maçonnerie.

- de la résistance à la traction des éléments de la maçonnerie.

- de la résistance à la compression de la maçonnerie.

La résistance au cisaillement de la maçonnerie est donnée par la plus petite valeur des trois relations.

$$\tau_n = \tau_0 + 0.4\sigma_g; \tau_n = 0.45(R_t)^b \sqrt{1 + \frac{\sigma_g}{(R_t)^b}}; \tau_n = R - k_f \cdot \sigma_g$$

$(R_t)^b$: Résistance à la traction du bloc exprimée en (MPa) ; k_f : Coefficient de sécurité.

σ_g : Contrainte de compression due aux charges permanentes.

C'est la première relation qui est généralement la plus faible

f) Module de cisaillement : $G_m = 0.4E_m$

Tableau III-14: Récapitulation des formules pour les caractéristiques (maçonnerie)

Désignations	Formule	
Résistance moyenne de rupture à la compression	$R = \sqrt[3]{\sigma_m \cdot \sigma_b^2}$	
Module de déformation longitudinale	$E_0 = \alpha \cdot R$	
Résistance admissible de calcul en compression	$R_{adm} = \frac{R_n}{K_c}$	
Résistance normative de calcul	$R_n = R(1 - 1.64 v)$	
coefficient de variation de la maçonnerie déterminé par la relation suivante	$v = S/R$	$v = 0,15$ maçonnerie simple $v = 0,18$ maçonnerie spéciale
Résistance admissible à la traction due à la flexion latérale	$R_{adm} = R_n / K_f$	
Résistance admissible au cisaillement :	$\tau_n = \text{Min}(\tau_0 + 0.4\sigma_g, \tau_{lim})$	
Module de cisaillement G_m	$G_m = 0.4E_m$	

Tableau III-15 : Les propriétés mécaniques des constituantes maçonneries selon DTR .C2.45)

Propriétés mécaniques	Béton cellulaire Siporex	Brique creux	Parpaings creux
Résistance minimale à la compression (MPa)	30	2	4 à 8
Masse volumique (Kg/m3)	400 à 600	900 à 1200	1000 à 1500
Module de déformations (MPa)	1400	1500 à 2000	20000

QUATRIEME CHAPITRE

DOMMAGES DES SEISMES SUR LES STRUCTURES EN BA

Dommages des séismes sur les structures en béton armé

IV-1. Introduction :

Lors d'une secousse sismique d'une structure, le mouvement de sol recherche les points faibles. Ces faiblesses sont habituellement créées par les changements pointus de la rigidité, de la résistance et/ou de la ductilité. Les effets de ces faiblesses sont accentués par la distribution faible des masses réactives. Les dommages structuraux graves subis par plusieurs bâtiments modernes pendant des séismes récents illustrent l'importance d'éviter les changements soudains de la rigidité et des forces latérales.

IV-2. Dommages subis par les portiques en béton armé :

Puisque les structures contreventées par portiques auto-stables sont les plus touchées par le séisme, et du fait que le moment et le cisaillement soient essentiellement les efforts principaux que le portique doit supporter lors d'un chargement horizontal, on s'intéresse en premier lieu aux portiques, plus précisément à la zone nodale qui est l'essence même du portique.

IV-2-1 Rotule plastique aux nœuds (poteau-poutres) :

Pour que la rotule plastique se forme dans les poutres plutôt que dans les poteaux. L'article 7.6.2 du RPA, exige la vérification de la somme des moments résistants ultimes dans les zones nodales poteau-poutre, cet article recommande que les moments résistants des poteaux soient au moins 25% plus forts que ceux des poutres.



Photo V-1 : Poutre forte –poteau faible [10]

Poteau bien armé en armatures longitudinalement que transversale (cadres), Ce qui donne un béton bien confiné, il reste Cependant insuffisant par rapport à la poutre. Lors d'un fort mouvement horizontal, c'est la poutre qui casse le poteau et non pas l'inverse.



Photo IV -2 : Rotule dans le poteau [10]

Le poteau est assez fort pour que la rotule se produise dans la poutre ; il est ainsi libéré avec un moment bien réduit, le plancher reste toujours accroché et la structure demeure sans risque d'effondrement. Il a été constaté que ce mode de ruine par formation de rotules plastiques dans les poteaux était le plus courant et a constitué la cause principale de l'effondrement total ou partiel de la majorité des constructions n'ayant pas résisté.



Photo IV -3 : Rotule dans la poutre [10]

IV-2-2 Rupture par écrasement :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'article 7.4.3.1 du RPA recommande que l'effort normal de compression de calcul ($V = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3$), soit limité à 30% de l'effort de résistance ultime à la compression de la section comprimée. Ce mode de ruine est rencontré surtout dans les poteaux supportant les cages d'escaliers.



Photo IV-4 : Écrasement de béton et flambement des aciers des poteaux [10]

IV-2-3 Cisaillement des poteaux :

Le cisaillement des poteaux est un mode de ruine très répandu. Généralement, ce phénomène est connu sous le terme de poteaux courts mais aussi un entrechoc avec un plancher d'une structure adjacente peut facilement cisailer les poteaux. Cette situation est très fréquente dans les cas où le joint sismique n'est pas suffisant.



Photo IV -5 : Cisaillement des poteaux du aux entrechocs[12]

(Entre les poteaux et le plancher de la structure voisine (joint sismique est insuffisant))



Photo IV-6 : Cisaillement des poteaux d'une construction à Bordj el Bahri
Séisme de 2003, Boumerdes, Algérie [12]



Photo V-7 : Détail de cisaillement du poteau [12]

Une anomalie d'exécution dans le ferrailage, l'armature transversale n'est pas continue..



Photo IV -8 : Cas d'entrechoc avec un plancher adjacent [12]



Photo IV -9 : Cas de poteaux courts sans protection – tous les poteaux sont cisailés [12]



Photo IV -10 : Détail d'un poteau au coin [12]

(Détail d'un poteau au coin Il arrive dans certains cas où les poteaux courts dus au vide sanitaire puissent servir de fusibles et éviter une destruction totale du bâtiment).



Photo IV -11 : Poteaux courts dus au vide sanitaire [12]

Cependant cette situation a été interdite par le RPA après le séisme de Chlef de 1980. Le règlement exige l'utilisation d'un voile périphérique dans les vides sanitaires afin de protéger l'ensemble.

IV-2-4 Flambement des poteaux :

Dans le cas où la section des poteaux est faible et la qualité du béton est mauvaise associé des fois à un grand élancement, il arrive que le poteau flambe sous l'effet conjugué de la flexion et de la compression.



Photo V -12 Flambement de poteaux [12]

IV-2 -5 Écoulement du béton d'enrobage :

Dans les cas où les poteaux soient décoffrés avant le durcissement total du béton, le Béton peut subir des chocs, des vibrations ou tout simplement des Gonflements. Ces facteurs donnent naissance à des microfissures notamment entre la couche d'enrobage et le béton confiné par les cadres et armatures transversales.



Photo IV -13 Décollement de l'enrobage [10]

V-2-6 Rupture par flexion :



Photo IV -14 Ruptures par flexion [10]

IV-2-7 Étage souple :

Les phénomènes d'étage souple ou étage transparent conduisent à un déplacement maximal accusé par l'un des étages d'une structure relativement grande par rapport aux déplacements des autres étages. Cette situation est due essentiellement à une faible rigidité latérale de l'étage en question et peut nuire d'une façon significative à la stabilité de l'ensemble de la structure, par interdiction d'effets secondaires tels que les grandes déformations des éléments porteurs et des moments du second ordre ($p-\Delta$).



Photo IV -15 Étage souple (RDC) aménagé comme commerce.[12]



Photo IV -16 Etage transparent [12]

IV-2- 8Joint sismique :

Un joint parasismique est un espace vide de tout matériau, présent sur toute la hauteur de la superstructure des bâtiments ou parties de bâtiments qu'il sépare. Le joint parasismique a pour but d'éviter tout entrechoquement entre les corps de bâtiment qu'il sépare. Ce n'est pas le cas du joint de dilatation qui est trop faiblement dimensionné et n'est pas vide. De fait, en zone sismique, tout joint de dilatation doit être remplacé par un joint parasismique en raison de ces impératifs de non entrechoquement.

Ses dimensions sont calculées en fonction des déformations possibles des constructions, avec un minimum réglementaire pour les ouvrages à risque normal de 4 cm en zone Ib et 6 cm en zones II et III, de façon à permettre le déplacement des blocs voisins sans aucune interaction (chocs).

Donc L'entrechoc aura lieu dans le cas où le déplacement latéral des deux constructions est supérieur à la distance entre ces blocs.



Photo IV -17 Joints sismiques [12]

IV-3. Dommages subis par la maçonnerie :

Lors d'un tremblement de terre, la structure sera soumise à une série de chargements horizontaux et cycliques, qui sont souvent la cause supplémentaire de flexion et de cisaillement dans les murs, dépassant même le domaine élastique du comportement du matériau maçonnerie ainsi que le béton armé.

L'ossature (poteaux-poutre), qui est l'élément de base pour résister aux charges sismiques, sera endommagée suite au chargement latéral et aux effets de leur interaction avec le remplissage.

Ce remplissage qui pourra dicter à travers sa rigidité initiale élevée et à partir des bielles diagonales développées la réponse du cadre connu pour être flexible.

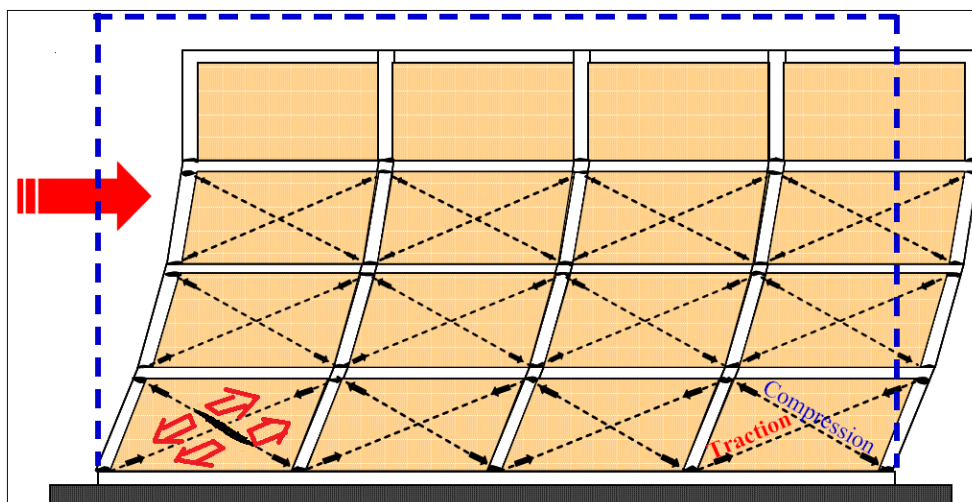


Figure V-18 : Comportement du bâtiment pendant le séisme [12]

Sur la base des enquêtes des dommages après les séismes, les principaux modes de rupture des remplissages en maçonnerie dans les structures à ossature en BA ont été identifiés comme suite :

IV-3-1 Fissures diagonales

Sous l'effet des chargements horizontaux dans le plan du mur (cadre et remplissage), des contraintes décompression importantes se forment à travers la diagonale chargée du remplissage, transversalement à la diagonale comprimée, des contraintes de traction se propagent. Quand ces dernières excèdent la résistance à la traction de la maçonnerie, des fissures se forment au centre du panneau et se propagent vers les angles au fur et à mesure que le chargement augmente, qui peut même atteindre le cadre.



Photo V -19: Fissuration horizontale importante accompagné par des fissures diagonales.
Séisme du 21.05.2003 de Boumerdes (Algérie) [12]



Photo IV-20: Fissuration en diagonale atteignant le bas du poteau [12]



Photo V-21: Fissuration en X importante, mauvaise qualité du remplissage en maçonnerie

Photos du Séisme du 21.05.2003 de Boumerdes (Algérie). Source www.structureparasismic.com.

IV-3-2 Cisaillement du joint de mortier :

Ce mode de rupture se produit généralement en même temps que d'autres modes de rupture. Le glissement du lit de joint entre brique est susceptible de se produire quand le cadre est assez fort et flexible. Si les lits de mortier sont relativement faibles (mauvaise qualité d'exécution) comparés aux unités de briques, un plan de faiblesse se forme, habituellement près de la mi-hauteur du panneau de remplissage.

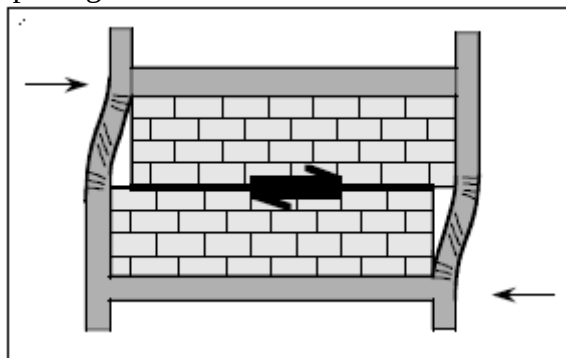


Photo IV-22: Fissuration horizontale [12]

IV-3-3 Écrasement du remplissage aux angles chargés :

Sous un chargement horizontal la compression aux angles chargés est inévitable. Pour des cadres suffisamment rigides l'écrasement du remplissage est localisé sur une petite surface.



Photo IV-23: Écrasement de l'angle chargé [12]

Par contre si le cadre est faible la surface d'écrasement du remplissage est importante qui peut s'étendre jusqu'au cadre. Ce mode de rupture est généralement associé à un remplissage de faible rigidité, entouré par un cadre assez solide.



Photo IV-24: Écrasement important de l'angle chargé [12]

IV-3-4 Rupture hors plan du remplissage

Sous chargement transversal au plan du mur, la maçonnerie est susceptible de se rompre hors plan du mur se qui va engendrer des parties ou la totalité du panneau qui va tomber généralement dans les étages supérieur qui sont sujets à des accélérations importants et des grands déplacements. Le code australienne AS1170.4 - 2007 exige que les remplissages en maçonnerie doit être fixé au cadre, par exemple la jonction cadre maçonnerie de remplissage soit fixé par un grillage galvanisé pour éviter la séparation et la rupture hors plan.

La rupture hors plan est fonctionnelle de l'épaisseur du mur, plus l'épaisseur du mur est importante, plus le mur est stable.



Photo IV-25: Rupture hors plan de toute la façade des trois niveaux supérieurs [12]

CINQUIEME CHAPITRE

ETUDE DE LA STABILITE DE LA STRUCTURE

Etude de la Stabilité de la Structure

V-1 Introduction :

En vu d'évaluer la contribution des panneaux de remplissage dans le contreventement des structures auto stable on a recours à évaluer les déplacements latéraux globaux et les périodes de la structure sans tenir compte de la raideur du remplissage en maçonnerie avec trois type de matériaux monolithe différents (Siporex, brique creux, parpaings creuse), Nous avons utilisé un logiciel de calcul basé sur l'analyse en éléments finie ROBOT structural pour simuler la structure, Les caractéristiques des matériaux sont inspirer des documents techniques réglementaires en vigueur. La structure étudiée est défini selon les figures suivantes :

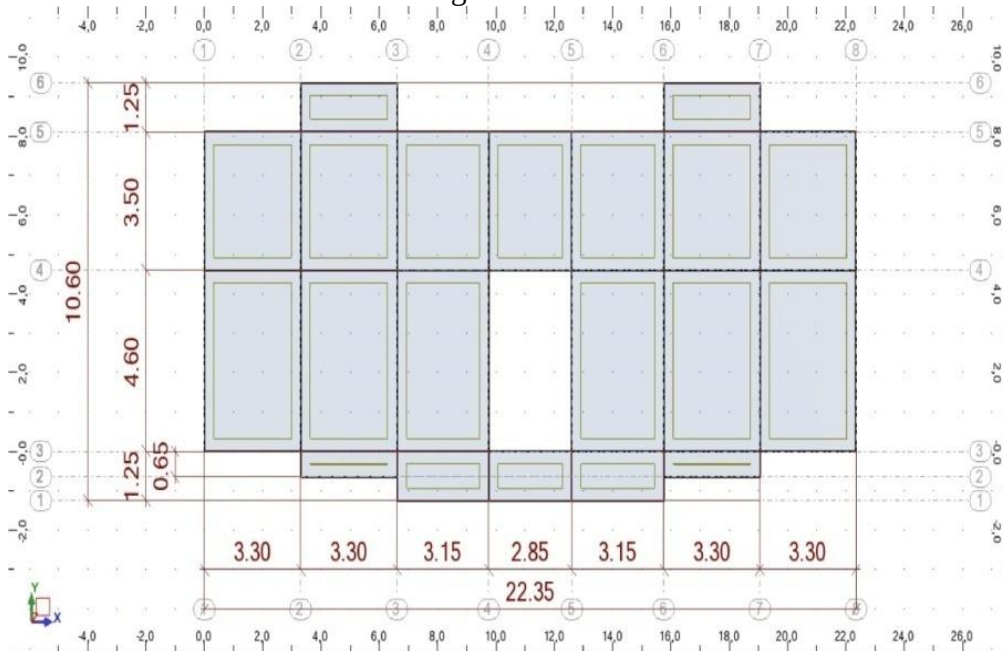


Figure V -1 : vue en plan de la structure

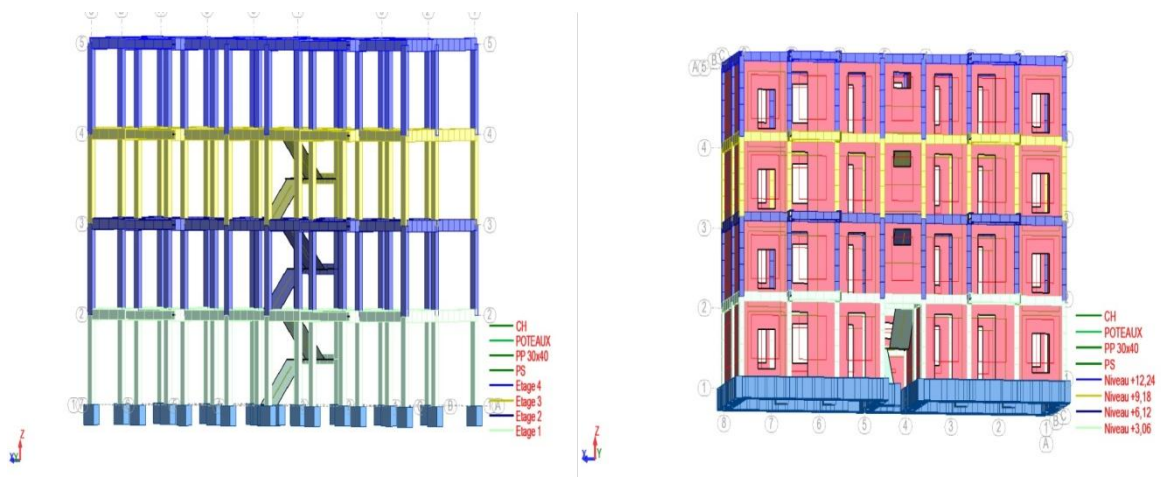


Figure V -2 : vues en 3D de la structure (sans et avec remplissage).

V-2 Données communes entre les quatre variantes :

1- Sections des éléments structuraux :

- Poutres principale : 30x40 cm²
- Poutres secondaires : 30x35 cm².
- Poteaux : 30x40 cm².

2- Charges et surcharges à prendre en compte :

Plancher terrasse	G=3.21 kN/m ²	Q=1.00 kN/m ²
Plancher courant	G=2.56 kN/m ²	Q=1.50 kN/m ²
Balcons accessible	G=1.66kN/m ²	Q=3.50kN/m ²
Balcons inaccessible	G=3.21 kN/m ²	Q=1.00 kN/m ²
Escalier Pallier	G=1.14kN/m ²	Q=3.50kN/m ²
Escalier Paillassé	G=1.14 kN/m ²	Q=2.50 kN/m ²

3-Les combinaisons des charges et surcharges :

Règlement CBA 93 :

ELU : 1.35 G+1.5 Q

ELS : G+Q

Règlement RPA 99 /V03

ACC : G+Q±EX

ACC :G+Q±EY

ACC :G+Q±1.2EX

ACC :0.8 G±EX

ACC :0.8 G±EY

V-3 Étude de la stabilité de la structure sans tenir compte de la raideur du remplissage en maçonnerie:

V-3-1 Les valeurs maximum des déplacements en (cm) :

Tableau V-1 : valeurs des déplacements maximum (cm) .

	G+PP+Q±1.2E _x	G+PP+Q±1.2E _y
Etage 1	0,4	0,4
Etage 2	0,8	0,6
Etage 3	1,1	0,9
Etage 4	1,3	1,0

V-3-2 Valeur maximum de la période:

T=0.60 Seconde

V-4 Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en siporex:

V-4- 1 Caractéristiques des matériaux de remplissages utilisés:

- ✓ Module d'élasticité : 1400MPa.
- ✓ Coefficient de poisson : 0.18
- ✓ Module de cisaillement : 593.22MPa
- ✓ La densité : 6.00
- ✓ Expansion thermique : 0,00008 (1/ °C).
- ✓ Coefficient d'amortissement : 0,05
- ✓ Résistance de calcul : 30 MPa

V- 4 – 2 Les valeurs maximum des déplacements en (cm) :**Tableau V-2 : les valeurs maximum des déplacements (cm) .**

	G+PP+Q±1.2E _x	G+PP+Q±1.2E _y
Etage 1	0,2	0,1
Etage 2	0,4	0,3
Etage 3	0,5	0,4
Etage 4	0,6	0,4

V- 4 -3 La valeur maximum de la période:

T=0.31 Seconde

V-5 Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en briques creuse :**V- 5 - 1 Caractéristiques des matériaux de remplissages utilisés :**

- ✓ Module d'élasticité : 2000MPa.
- ✓ Coefficient de poisson : 0.18
- ✓ Module de cisaillement : 847.45MPa
- ✓ La densité : 12.00
- ✓ Expansion thermique: 0,00005 (1/ °C).
- ✓ Coefficient d'amortissement : 0,05
- ✓ Résistance de calcul : 2 MPa

V- 5 – 2 Les valeurs maximum des déplacements :**Tableau V-3 : les valeurs maximum des déplacements en (cm) .**

	G+PP+Q±1.2E _x	G+PP+Q±1.2E _y
Etage 1	0,2	0,1
Etage 2	0,3	0,2
Etage 3	0,4	0,3
Etage 4	0,4	0,3

V- 5 - 3 La valeur maximum de la période:

T=0.26 Seconde

V-6 Etude de la stabilité de la structure avec remplissage monolithe en parpaings creux:**V- 6- 1 Caractéristiques des matériaux de remplissages utilisés :**

- ✓ Module d'élasticité : 20000MPa.
- ✓ Coefficient de poisson : 0.15
- ✓ Module de cisaillement : 8696MPa
- ✓ La densité : 15.00
- ✓ Expansion thermique : 0,000010 (1/ °C).
- ✓ Coefficient d'amortissement : 0,05
- ✓ Resistance de calcul : 8 MPa

V- 6– 2 Les valeurs maximum des déplacements :

Tableau V-4 : valeurs maximum des déplacements en (cm) .

	G+PP+Q±1.2E _x	G+PP+Q±1.2E _y
Etage 1	0,0	0,0
Etage 2	0,1	0,0
Etage 3	0,1	0,1
Etage 4	0,1	0,1

V- 6 - 3 La valeur maximum de la période:

T=0.12 Seconde

V – 7 Comparaison et analyse résultats des différentes variantes :

1 - Les valeurs maximum des déplacements obtenus dans les différentes variantes :

Tableau V -5 : Récapitulation des résultats maximum de déplacements en (cm) .

	Structure sans tenir compte de la raideur du remplissage en maçonnerie		Strurcture avec remplissage en siporex		Strurcture avec remplissage en brique creuse		Strurcture avec remplissage en parpaings creux	
	MAX U _x [cm]	MAX U _y [cm]	MAX U _x [cm]	MAX U _y [cm]	MAX U _x [cm]	MAX U _y [cm]	MAX U _x [cm]	MAX U _y [cm]
Cas	G+Q±1.2EX	G+Q±1.2EY	G+Q±1.2EX	G+Q±1.2EY	G+Q±1.2EX	G+Q±1.2EY	G+Q±1.2EX	G+Q±1.2EY
Etage 1	0,4	0,3	0,2	0,1	0,2	0,1	0,0	0,0
Etage 2	0,8	0,6	0,4	0,3	0,3	0,2	0,1	0,0
Etage 3	1,1	0,9	0,5	0,4	0,4	0,3	0,1	0,1
Etage 4	1,3	1,0	0,6	0,4	0,4	0,3	0,1	0,1

2 - Les valeurs maximum des Périodes obtenus dans les différentes variantes :

Tableau V -6: Récapitulation des résultats maximum des périodes.

	Structure sans tenir compte de la raideur du remplissage en maçonnerie	Strurcture avec remplissage en siporex	Strurcture avec remplissage en brique creuse	Strurcture avec remplissage en parpaings creux
Périodes	0.60	0.31	0.26	0.12

V-8 Analyse statistique des résultats

V-8-1- Histogramme des déplacements latéraux globaux :

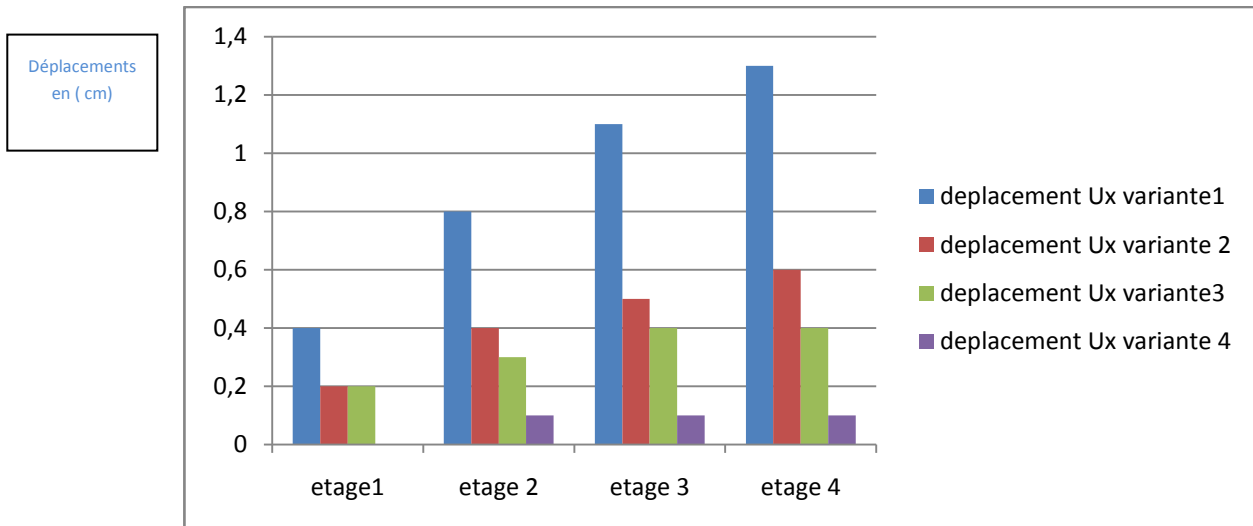


Figure V -03: Histogramme des déplacements Ux

V- 8– 2 Courbe 3D des déplacements :

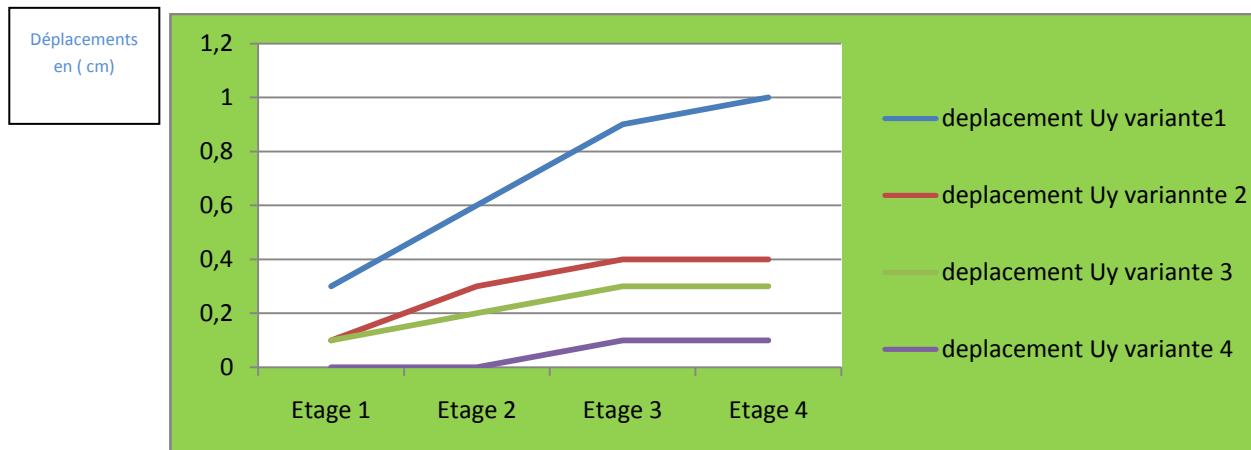


Figure V -04 : Courbe 3D déplacements Uy

V-8– 3 Valeurs maximum des Périodes :

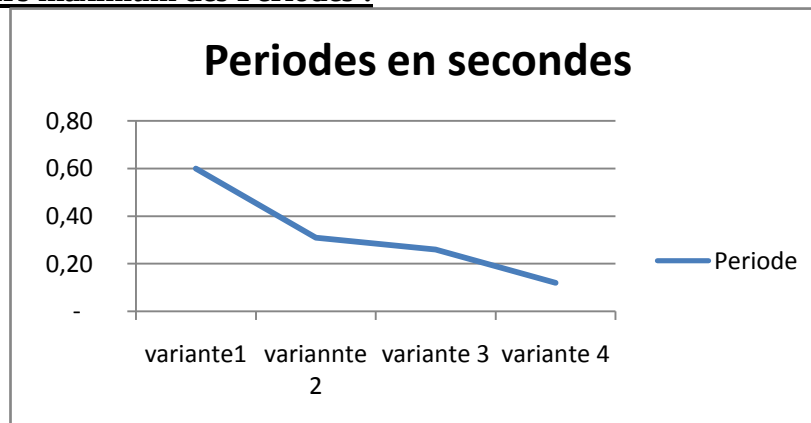


Figure V-05 : Courbe 3D des périodes

- **Interprétation des résultats :**

Après examinations des résultats des déplacements et périodes d'oscillation dynamiques obtenus dans les quatre variantes de la structure :

Nous avons remarqué ce qui suit :

- les déplacements et les périodes obtenus dans la structure sans tenir compte de la raideur du remplissage en maçonnerie sont très importants par rapport aux autres variantes.
- Les déplacements et les périodes des structures avec panneaux de remplissage se diffèrent entre eux selon les caractéristiques des matériaux de remplissage.
- Dans la quatrième variante les déplacements sont presque nuls.
- Les déplacements latéraux dans les étages sont proportionnels à l'élévation de la structure (plus que la hauteur augmente les déplacements augmentent).

Conclusion :

A l'issue de cette simple simulation d'évaluation de la contribution des panneaux de remplissage dans le contreventement des structures auto stable en béton armé, nous avons relevé les conclusions suivantes :

- L'introduction de la raideur du remplissage en maçonnerie dans la structure contribue à la réduction des déplacements latéraux globaux de la structure.
- L'introduction de la raideur du remplissage en maçonnerie dans la structure contribue à la réduction des périodes d'oscillation dynamique de la structure.
- L'introduction de la raideur du remplissage en maçonnerie augmente la rigidité de la structure et sa résistance face aux efforts extérieurs.
- Et comme, Le rôle du contreventement est d'assurer la stabilité et la résistance de la structure vis-à-vis aux efforts extérieurs (verticaux et horizontaux) exercés sur la structure en les transmettons au sol via les éléments structuraux horizontaux et verticaux et ainsi que les fondations.

Donc :

Les panneaux de remplissage contribuent dans le contreventement des structures auto stable.

Conclusion Générale

Dans cette étude il a été rapproché la contribution apportée par les panneaux de remplissage en maçonnerie.

Nous avons simulé l'introduction successive des panneaux de remplissage en siporex, brique creuse, parpaings creux.

Nous avons comparé les déplacements latéraux globaux associés à chaque variante de remplissage au déplacement dans le cas du portique témoin à savoir le non prise en compte de la maçonnerie

Après avoir corrélé les résultats de cette étude, nous avons mis le point sur la nécessité, pour une étude technico-économique à condition de bien maîtrisé les caractéristiques mécaniques et physiques de la maçonnerie utilisé.

ANNEXES

I- Aperçu historique sur certains essais effectués sur des cadres avec remplissage en maçonnerie :

Plusieurs chercheurs se sont penchés sur le problème pour évaluer l'importance de l'effet de remplissage sur le comportement du cadre et combler ainsi cette lacune en essayant de répondre aux questions telles que :

- La présence des éléments de remplissage améliore-t-elle le comportement d'une structure à cadre soumise à des chargements horizontaux statiques, cycliques ou dynamiques ?
- Quelle est la contribution de la maçonnerie à la stabilité, rigidité et résistance des structures soumises à des tels chargements ?
- Quelle est la réponse élastique et /ou plastique d'une telle structure ?
- Dans quel cas doit-on tenir compte de la présence des éléments de remplissage ?

Blume J et al (1961) : considèrent que dans le domaine élastique, une structure composée d'un cadre en béton armé avec remplissage de maçonnerie agit comme un seul élément.

Les parties du remplissage de la structure partagent avec le cadre la résistance aux efforts extérieurs, proportionnellement à leurs rigidités respectives. Si l'une des parties était chargée jusqu'à la rupture, elle ne serait plus prise en considération pour une charge subséquente, et seules les parties restantes se partageront la charge en question.

Si les parties du remplissage peuvent être considérées comme fixées aussi bien à leur base qu'à leur sommet, elles sont analysées comme des petites poutres profondes et elles travaillent alors en flexion et en cisaillement. Lorsque la limite de la résistance à la traction du remplissage est dépassée et que des fissures commencent à se développer, des diagonales de compression se forment et la structure agit comme un cadre contreventé par des éléments diagonaux.

Tamura T et al (1969) : ont étudié expérimentalement un grand nombre de modèles de cadres en acier avec remplissage en béton, d'un seul étage et une seule travée, sous l'effet d'une charge dynamique horizontale jusqu'à rupture, il ont constaté que la rigidité était soudainement réduite à cause de la détérioration des endroits où le panneau est relié au cadre, et que la courbe efforts versus déformations pourrait être représentée par des segments linéaires à l'exception des régions de transition.

Newmark N.M et al (1971) : proposent que dans le cas où le cadre est très rigide comparativement au remplissage, une idéalisation qui considère que la force latérale associée à une déformation angulaire donnée, pourrait être approximativement la somme des deux termes : une force supportée par le cadre sans remplissage et une autre supportée par le remplissage seul, en supposant que ce dernier est entouré d'un système de barres rigides relié par des rotules aux quatre coins.

Leuchards J.M et al (1976) : se sont penchés sur la résistance des cadres avec remplissage.

Pour ce faire ils ont testé trois modèles :

- **Un cadre en béton armé sans remplissage.**
- **Un cadre en béton armé avec remplissage en blocs creux non armés.**
- **Un cadre en béton armé avec remplissage en blocs creux armés.**

Au cours des essais ils ont fait les observations suivantes:

- le système cadre remplissage agit au début comme un seul élément monolithe.
- après la fissuration de l'interface entre le cadre et le remplissage, ce dernier agit effectivement comme une traverse diagonale de compression.
- la rupture peut être causée par :
 - 1- un glissement du au cisaillement le long d'un lit horizontal de mortier
 - 2- un écrasement de la maçonnerie en compression, ou une énorme quantité de fissuration du à la tension diagonale

Lawrence F.K et al (1979) : ont étudié expérimentalement l'interaction entre les panneaux de remplissage et cadre en béton armé, le chargement latéral a été appliqué au moyen d'un vérin hydraulique. Aucune charge verticale n'a été appliquée au cours des essais effectués ils ont constaté que :

- La présence d'un remplissage augmente la rigidité de la structure (cadre+remplissage), sa résistance, sa ductilité ainsi que la quantité d'énergie dissipée.
- La structure monolithique dissipe deux fois plus d'énergie que la structure non monolithique.

Yanev B.S et al (1979) : ont effectué des essais sur un cadre en acier d'un seul niveau avec différents types de remplissage en maçonnerie.

L'étude portait particulièrement sur l'effet des éléments de remplissage sur le comportement de la structure. L'ensemble a été soumis à un mouvement horizontal d'une table vibrante dont le déplacement maximum peut atteindre 125 mm et son accélération maximale est de 9.81 m/sec^2 ; les auteurs ont constaté que :

- La rigidité de la structure augmente avec les différents types de remplissage et ce seulement jusqu'à la formation des fissures à l'interface entre cadre et remplissage ; au delà de ce stade la rigidité de la structure reste essentiellement la même que celle du cadre.
- L'étendue de la réponse linéaire est substantiellement augmentée par la présence du remplissage.
- Lorsque le remplissage n'est pas armé, des fissures se développent parallèlement au cotés horizontaux de l'élément de remplissage.
- La stabilité du cadre est amplifiée par la présence du remplissage.

Weiliam et al (1980) : ont effectué des essais sur un modèle (échelle 1/2) d'un cadre en béton armé avec remplissage en maçonnerie ; ils ont constaté que :

- la présence du remplissage augmente la résistance du cadre.

- Le comportement de la structure cadre+remplissage peut être résumé en trois étapes:

- 1) L'ensemble se comporte élastiquement comme une plaque composite jusqu'à l'apparition des fissures à l'interface cadre remplissage.

- 2) La deuxième phase commence alors et va durer jusqu'à l'apparition de la fissuration diagonale du panneau.

- 3) La dernière phase connaît la formation des rotules plastique dans le cadre.

Le travail effectué par Brokken S.T et al (1981) : dans le domaine de la contribution des remplissages dans les structures, est considéré comme l'un des plus intéressantes recherches expérimentales. L'investigation consiste en plusieurs séries de tests sur modèles à échelle réduite (1/3) d'un sous ensemble de trois niveaux et demi, et d'une travée et demie, d'un prototype à 11 niveaux et 3 travées, dont celles de rive sont remplies par de la maçonnerie de différents types avec et sans armatures, le cadre en béton armé. Les différents spécimens ont été soumis à des chargements verticaux et à des chargements cycliques appliqués par des vérins hydrauliques à leurs sommets.

Les principaux résultats de ces essais se résument comme suit :

- 1) Sous un chargement cyclique, les fissurations ont tendance à suivre des orientations préférentielles, tel que le lit horizontal du mortier, il est fréquent de constater que la fissure traverse horizontalement le panneau d'un côté à l'autre, chose rare sous chargement progressif « statique ».

- 2) La résistance et le déplacement maximum correspondant à l'état élastique, sont inférieurs à ceux obtenus sous chargement progressif.

- 3) La rigidité initiale (latérale) des cadres avec remplissage était parfois supérieure à celle du cadre tout seul. cette rigidité qui dépend du déplacement latérale globale décroît avec l'augmentation du chargement une rigidité effective inter-niveau (à la charge de service) a été introduite. Cette rigidité est de 5,3 à 11,7 plus grande que celle d'un cadre simple et ce selon la nature de remplissage. de son ancrage au cadre et de son taux d'armature.

- 4) La résistance maximale des cadres avec remplissage était de 4,8 à 5,8 fois supérieure à celle de cadre seul.

- 5) La ductilité correspondante aux déplacements relatifs (inter-niveaux) est plus petite que celle de cadre seul.

- 6) La rupture de remplissage n'a lieu qu'à un seul niveau.

Modélisation des cadres avec remplissage en maçonnerie: Depuis les années 50, des tentatives d'analyse des structures à cadres avec remplissage en maçonnerie ont rapporté plusieurs modèles analytiques pour une meilleure compréhension de leur comportement.

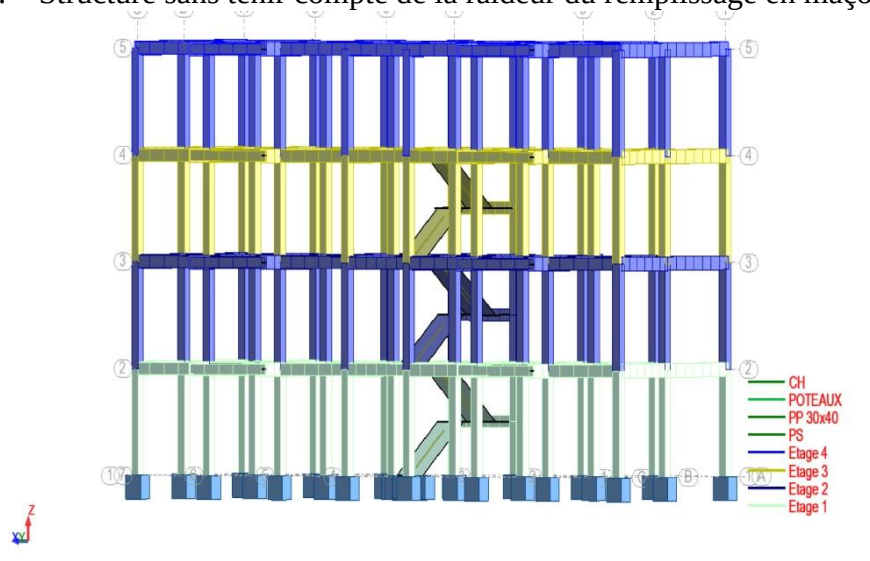
Doudoumis L.N (2006) : montre qu'il existe quelques paramètres critiques de modélisation qui affectent considérablement le comportement des cadres remplis en maçonnerie soumis à un chargement latéral :

- Le détail de la modélisation des conditions d'interface affecte la rigidité latérale du système.
- La densité du maillage nécessaire : il est noté que la densité de 4X4 avec un élément de 4 nœuds pour les panneaux remplis (dans le cas d'un comportement linéaire du matériau) donne des résultats satisfaisantes pour la rigidité totale du système .
- Un maillage avec une densité plus fine définit plus exactement les valeurs extrêmes aux niveaux des coins comprimés du panneau de remplissage, cette densité est généralement préférée dans le cas d'un comportement inélastique du matériau.
- l'existence du frottement au niveau de l'interface augmente la rigidité latérale du système, cette augmentation proportionnelle avec l'augmentation du coefficient de frottement surtout dans le cas d'un remplissage rigide.
- Les conclusions validées pour un modèle à un seul étage et une seule trame sont proches de quelques cas des modèles à plusieurs étages, cela en fait que le système d'un seul étage avec une seule trame constitue la plus petite structure typique qu'une structure étagée peut être décomposé.

Monica P et al (2009) proposent un modèle de comportement du remplissage en maçonnerie, le modèle est basé sur la théorie de plasticité et le concept d'une diagonale équivalente .Il montre d'abord que le modèle de la diagonale équivalente dans sa forme conventionnelle introduit un effet artificiel qui ne correspond pas au comportement observé.

II- RESULTATS DE SIMULATION DES STRUCTURES

1- Variante 1 : Structure sans tenir compte de la raideur du remplissage en maçonnerie



Coordonnées du centre de gravité de la structure:

X = 11.174 (m)

Y = 4.077 (m)

Z = 7.396 (m)

Coordonnées du centre de gravité de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

X = 11.174 (m)

Y = 4.082 (m)

Z = 7.390 (m)

Moments d'inertie centraux de la structure avec la prise en compte des masses dynamiques globales:

Ix = 21092.511 (t*m²)

Iy = 55946.928 (t*m²)

Iz = 53765.917 (t*m²)

Masse = 1007.225 (t)

Description de la structure

Nombre de noeuds:	158
Nombre de barres:	295
Eléments finis linéiques:	295
Eléments finis surfaciques:	0
Eléments finis volumiques:	0
Nbre de degrés de liberté stat.:	17850
Cas:	27
Combinaisons:	13

Cas 4 : Modale

Type d'analyse: Modale

Données:

Mode d'analyse	:	Modal
Type de matrices de masses	:	Cohérente
Nombre de modes	:	6

Cas 5 : EX

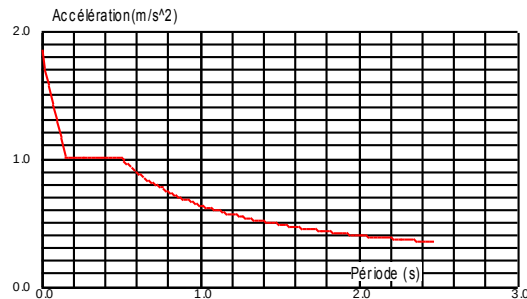
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 1.000

Y = 0.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.250
Coefficient de comportement : 5.000
Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = [7/(2 + \eta^{0.5})] = 0.882$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Cas 6 : EY

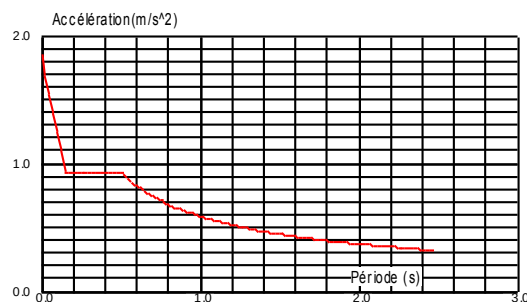
Type d'analyse: Sismique - RPA 99 (2003)

Direction de l'excitation:

X = 0.000

Y = 1.000

Z = 0.000



Données:

Zone : IIa
Usage : 2
Assise : S3
Coefficient de qualité : 1.150
Coefficient de comportement : 5.000
Amortissement : x = 7.00 %

Paramètres du spectre:

Correction de l'amortissement : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.882 > 0.7$

A = 0.150

T₁ = 0.150

T₂ = 0.500

Valeurs des déplacements :

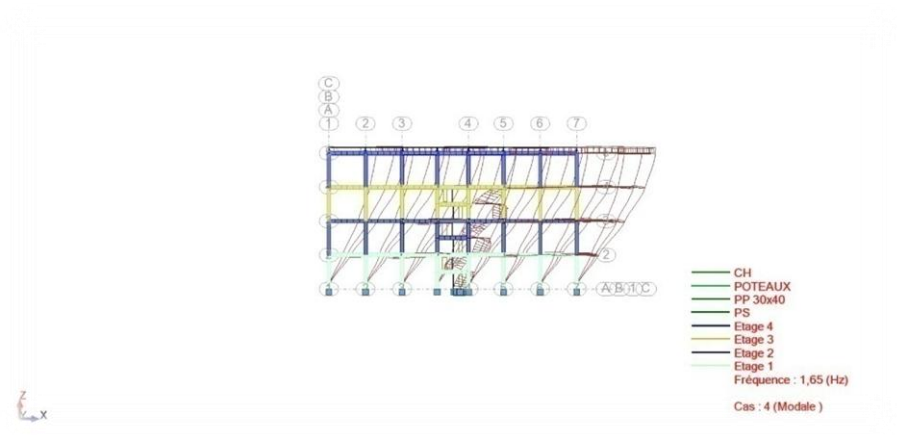
	MAX UX [cm]	Noe-ud	MAX UY [cm]	No-eud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	No-eud	MIN UY [cm]	No-eud
Cas 5	EX									
Etage 1	0,3	49	0,1	4	0,3	0,1	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,7	139	0,2	2820	0,4	0,2	0,3	2	0,0	3746
Etage 3	0,9	147	0,4	3310	0,3	0,3	0,6	98	0,0	3794
Etage 4	1,1	376	0,4	260	0,2	0,4	0,8	122	0,0	3620
Cas 6	EY									
Etage 1	0,0	3851	0,2	3626	0,0	0,2	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	141	0,5	3729	0,0	0,3	0,0	24	0,2	22
Etage 3	0,0	148	0,8	3496	0,0	0,3	0,0	106	0,5	99
Etage 4	0,0	476	0,9	426	0,0	0,2	0,0	118	0,7	123
Cas 9	G+PP+Q+EX									
Etage 1	0,3	49	0,1	4	0,3	0,1	0,0	1	-0,0	3832
Etage 2	0,7	137	0,2	91	0,4	0,2	0,3	2	-0,0	3877
Etage 3	0,9	147	0,3	3112	0,4	0,4	0,6	98	-0,1	3932
Etage 4	1,1	68	0,4	262	0,3	0,4	0,8	122	-0,0	346
Cas 10	G+PP+Q-EX									
Etage 1	0,0	1	0,0	3851	0,3	0,1	-0,3	49	-0,1	2
Etage 2	-0,3	2	-0,0	3626	0,4	0,3	-0,7	139	-0,3	89
Etage 3	-0,6	95	-0,0	3748	0,3	0,4	-0,9	151	-0,4	3309
Etage 4	-0,8	125	-0,1	495	0,2	0,4	-1,1	81	-0,5	258
Cas 11	G+PP+Q+EY									
Etage 1	0,0	176	0,2	3626	0,0	0,2	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	141	0,5	3729	0,0	0,3	0,0	24	0,2	22
Etage 3	0,0	149	0,7	3253	0,0	0,2	0,0	103	0,5	99
Etage 4	0,0	77	0,8	424	0,0	0,2	0,0	81	0,7	123
Cas 12	G+PP+Q-EY									
Etage 1	0,0	3830	0,0	1	0,0	0,2	-0,0	184	-0,2	26
Etage 2	-0,0	6	-0,2	6	0,0	0,3	-0,0	209	-0,6	110
Etage 3	-0,0	91	-0,5	91	0,0	0,3	-0,0	1529	-0,8	3497
Etage 4	-0,0	118	-0,8	123	0,0	0,2	-0,0	64	-0,9	81
Cas 13	G+PP+Q+1.2EX									
Etage 1	0,4	49	0,1	4	0,4	0,1	0,0	1	-0,0	3832
Etage 2	0,8	137	0,3	91	0,5	0,3	0,3	2	-0,0	3877
Etage 3	1,1	147	0,4	3311	0,4	0,4	0,7	98	-0,0	3932
Etage 4	1,3	68	0,4	262	0,3	0,5	1,0	122	-0,0	346
Cas 14	G+PP+Q-1.2EX									
Etage 1	0,0	1	0,0	3851	0,4	0,1	-0,4	49	-0,1	2329
Etage 2	-0,3	2	-0,0	3626	0,5	0,3	-0,8	139	-0,3	89
Etage 3	-0,7	95	-0,0	3748	0,4	0,4	-1,1	151	-0,5	3309
Etage 4	-1,0	125	-0,1	495	0,3	0,5	-1,3	81	-0,5	258
Cas 15	G+PP+Q+1.2EY									
Etage 1	0,0	176	0,3	3626	0,0	0,3	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	141	0,6	3729	0,0	0,3	0,0	24	0,2	22
Etage 3	0,0	149	0,9	3253	0,0	0,3	0,0	103	0,6	99
Etage 4	0,0	77	1,0	424	0,0	0,2	0,0	124	0,8	123
Cas 16	G+PP+Q-1.2EY									
Etage 1	0,0	3840	0,0	1	0,0	0,3	-0,0	52	-0,3	3626
Etage 2	-0,0	6	-0,3	6	0,0	0,4	-0,0	140	-0,7	110
Etage 3	-0,0	91	-0,6	99	0,0	0,3	-0,0	148	-1,0	3497
Etage 4	-0,0	118	-0,9	123	0,0	0,2	-0,0	64	-1,1	81

Résultats dynamique :

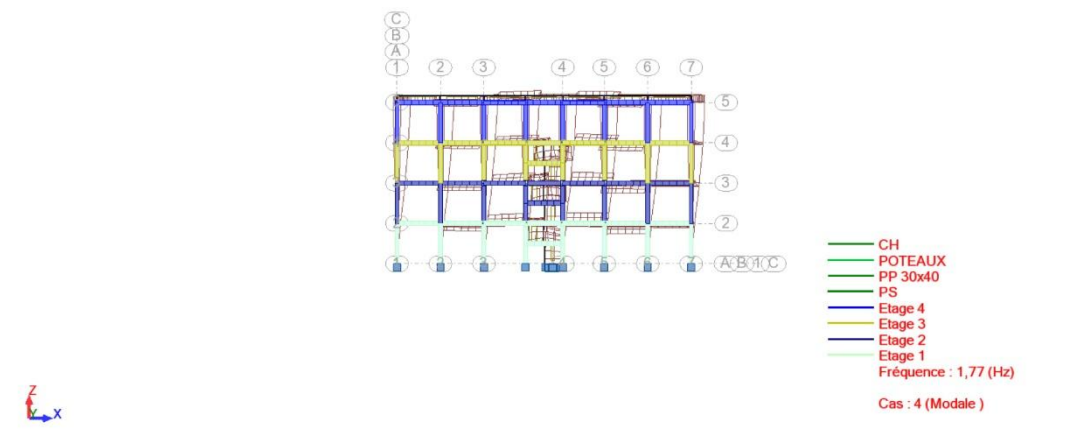
Cas/ Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.U X [t]	Tot.mas.U Y [t]	Tot.mas.U Z [t]
4/1	1,65	0,60	70,65	0,05	0,00	70,65	0,05	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
4/2	1,77	0,57	70,95	79,67	0,00	0,30	79,62	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
4/3	1,79	0,56	85,09	82,82	0,00	14,14	3,15	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
4/4	5,24	0,19	93,61	82,82	0,00	8,52	0,01	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
4/5	5,69	0,18	93,62	92,01	0,00	0,00	9,18	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
4/6	5,97	0,17	93,67	92,02	0,00	0,05	0,01	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
5/1	1,65	0,60	70,65	0,05	0,00	70,65	0,05	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
5/2	1,77	0,57	70,95	79,67	0,00	0,30	79,62	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
5/3	1,79	0,56	85,09	82,82	0,00	14,14	3,15	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
5/4	5,24	0,19	93,61	82,82	0,00	8,52	0,01	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
5/5	5,69	0,18	93,62	92,01	0,00	0,00	9,18	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
5/6	5,97	0,17	93,67	92,02	0,00	0,05	0,01	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
6/1	1,65	0,60	70,65	0,05	0,00	70,65	0,05	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
6/2	1,77	0,57	70,95	79,67	0,00	0,30	79,62	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
6/3	1,79	0,56	85,09	82,82	0,00	14,14	3,15	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
6/4	5,24	0,19	93,61	82,82	0,00	8,52	0,01	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
6/5	5,69	0,18	93,62	92,01	0,00	0,00	9,18	0,00	1007,22	1007,22	1007,22
6/6	5,97	0,17	93,67	92,02	0,00	0,05	0,01	0,00	1007,22	1007,22	1007,22

Déplacements de la structure sans prendre en compte la raideur du remplissage en maçonnerie:

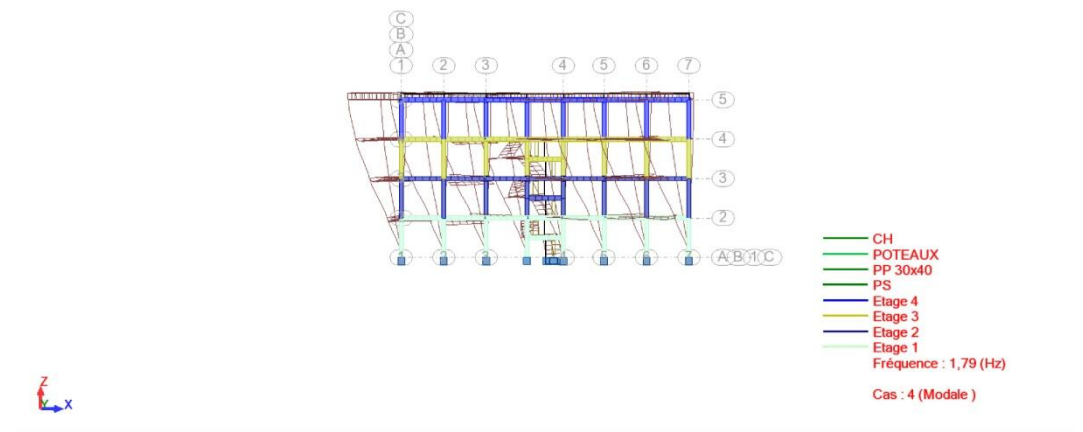
Mode 01



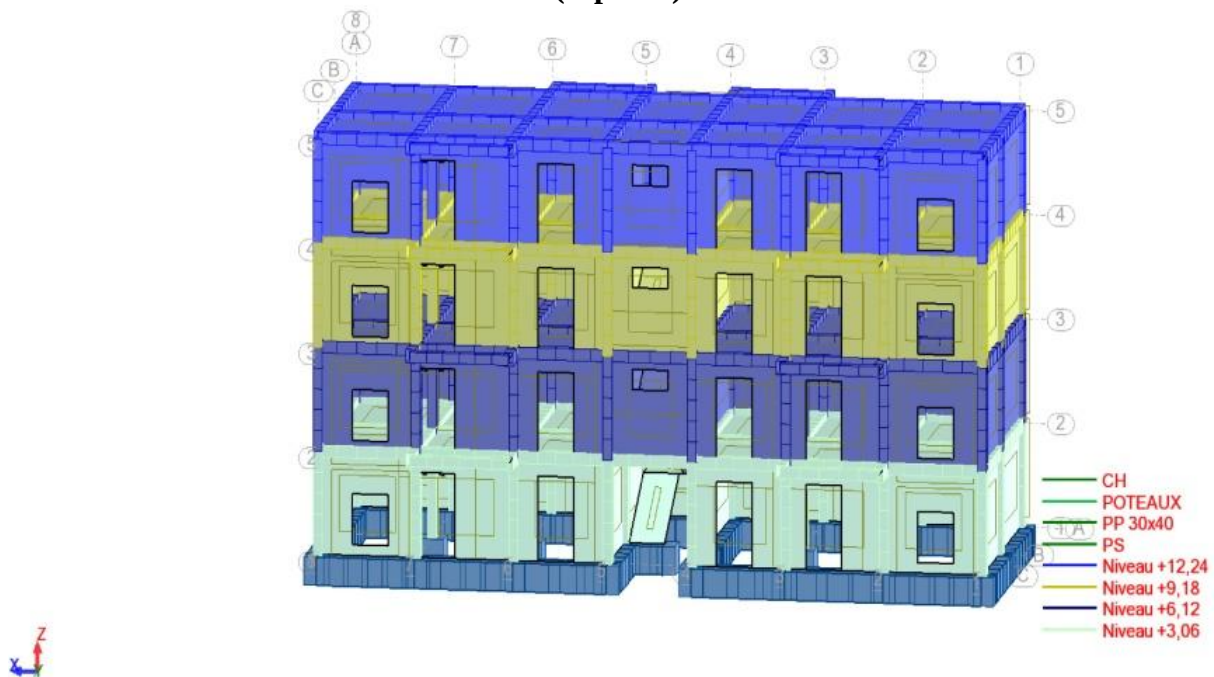
Mode 02



Mode 03



2- Variante 2 : Structure avec panneaux de remplissage monolithe en béton cellulaire (siporex) :



Caractéristiques mécanique des panneaux de remplissage en siporex

- ✓ Module d'élasticité: 1400MPa.
- ✓ Coefficient de poisson :0.15
- ✓ Module de cisaillement :593.22MPa
- ✓ La densité : 12.00
- ✓ Expansion thermique: 0,00008 (1/ °C).
- ✓ Coefficient d'amortissement : 0,05
- ✓ Resistance de calcul :30 MPA
- ✓ Valeurs des déplacements :

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX									
Etage 1	0,2	2981	0,0	48	0,2	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,3	2191	0,1	110	0,2	0,1	0,2	1456	0,0	587
Etage 3	0,4	2681	0,1	2629	0,2	0,1	0,3	89	0,0	640
Etage 4	0,5	311	0,1	86	0,1	0,1	0,3	3724	0,0	693
Cas 6	EY									
Etage 1	0,0	4794	0,1	6141	0,0	0,1	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	4993	0,2	6301	0,0	0,1	0,0	596	0,1	1265
Etage 3	0,0	2704	0,3	6423	0,0	0,1	0,0	650	0,2	111
Etage 4	0,0	3972	0,4	6582	0,0	0,1	0,0	4621	0,3	136
Cas 7	1.35G+1.5Q									
Etage 1	0,0	6663	0,0	6130	0,0	0,0	-0,0	6674	-0,0	5540
Etage 2	0,0	3337	0,0	5599	0,0	0,0	-0,0	4995	-0,0	5584
Etage 3	0,0	5189	-0,0	3624	0,0	0,0	-0,0	5135	-0,1	5627
Etage 4	0,0	5512	-0,0	3778	0,0	0,0	-0,0	5404	-0,0	7144
Cas 9	G+Q+Ex									
Etage 1	0,2	2937	0,0	48	0,2	0,1	-0,0	6674	-0,0	5536
Etage 2	0,3	2191	0,1	2138	0,2	0,1	0,2	2	-0,0	5579
Etage 3	0,4	2681	0,1	2629	0,2	0,1	0,3	89	-0,0	5627
Etage 4	0,5	68	0,1	86	0,1	0,1	0,3	3778	-0,0	342

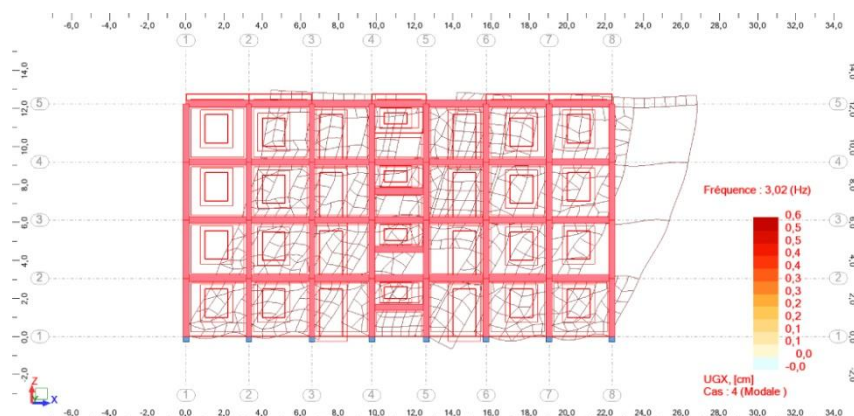
Cas 10	G+Q-Ex									
Etage 1	0,0	6662	0,0	6130	0,2	0,1	-0,2	2981	-0,0	44
Etage 2	-0,2	44	-0,0	24	0,2	0,1	-0,3	2192	-0,1	110
Etage 3	-0,3	110	-0,0	5653	0,2	0,1	-0,4	2701	-0,1	134
Etage 4	-0,3	3724	-0,0	693	0,1	0,1	-0,5	81	-0,2	425
Cas 11	G+Q+Ey									
Etage 1	0,0	4794	0,1	6141	0,0	0,1	-0,0	6674	-0,0	560
Etage 2	0,0	3337	0,2	6301	0,0	0,1	-0,0	632	0,1	22
Etage 3	0,0	5189	0,3	151	0,0	0,1	-0,0	5135	0,2	89
Etage 4	0,0	3858	0,3	64	0,0	0,1	0,0	5404	0,3	134
Cas 12	G+Q-Ey									
Etage 1	0,0	2973	0,0	6130	0,0	0,1	-0,0	4794	-0,1	6103
Etage 2	-0,0	44	-0,1	48	0,0	0,1	-0,0	4993	-0,2	6263
Etage 3	-0,0	5189	-0,2	112	0,0	0,1	-0,0	5135	-0,3	6423
Etage 4	-0,0	5512	-0,3	136	0,0	0,1	-0,0	3972	-0,4	6582
Cas 13	G+Q+1.2Ex									
Etage 1	0,2	2937	0,0	48	0,2	0,1	-0,0	6674	-0,0	5536
Etage 2	0,4	2191	0,1	2138	0,2	0,1	0,2	2	-0,0	5579
Etage 3	0,5	2681	0,1	2629	0,2	0,2	0,3	89	-0,0	5627
Etage 4	0,6	313	0,2	86	0,2	0,2	0,4	3778	-0,0	342
Cas 14	G+Q-1.2Ex									
Etage 1	0,0	6662	0,0	6127	0,2	0,1	-0,2	2981	-0,1	44
Etage 2	-0,2	44	-0,0	24	0,2	0,1	-0,4	2191	-0,1	110
Etage 3	-0,3	110	-0,0	5653	0,2	0,1	-0,5	2701	-0,2	134
Etage 4	-0,4	3724	-0,0	693	0,2	0,2	-0,6	81	-0,2	425
Cas 15	G+Q+1.2Ey									
Etage 1	0,0	4794	0,1	6141	0,0	0,1	-0,0	6674	-0,0	560
Etage 2	0,0	3337	0,3	6301	0,0	0,1	0,0	2	0,1	22
Etage 3	0,0	5189	0,4	151	0,0	0,1	0,0	5135	0,2	89
Etage 4	0,0	3858	0,4	64	0,0	0,1	0,0	5404	0,3	134

Valeurs dynamique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
4/1	3,20	0,31	83,76	0,16	0,00	83,76	0,16	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
4/2	3,46	0,29	83,91	82,88	0,01	0,15	82,72	0,01	1498,24	1498,24	1498,24
4/3	4,29	0,23	87,64	82,88	0,01	3,73	0,00	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
4/4	9,91	0,10	94,82	82,91	0,01	7,18	0,03	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
4/5	10,28	0,10	94,85	92,85	0,03	0,04	9,95	0,02	1498,24	1498,24	1498,24
4/6	10,81	0,09	94,85	92,86	0,03	0,00	0,00	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
5/1	3,20	0,31	83,76	0,16	0,00	83,76	0,16	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
5/2	3,46	0,29	83,91	82,88	0,01	0,15	82,72	0,01	1498,24	1498,24	1498,24
5/3	4,29	0,23	87,64	82,88	0,01	3,73	0,00	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
5/4	9,91	0,10	94,82	82,91	0,01	7,18	0,03	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
5/5	10,28	0,10	94,85	92,85	0,03	0,04	9,95	0,02	1498,24	1498,24	1498,24
5/6	10,81	0,09	94,85	92,86	0,03	0,00	0,00	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
6/1	3,20	0,31	83,76	0,16	0,00	83,76	0,16	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
6/2	3,46	0,29	83,91	82,88	0,01	0,15	82,72	0,01	1498,24	1498,24	1498,24
6/3	4,29	0,23	87,64	82,88	0,01	3,73	0,00	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
6/4	9,91	0,10	94,82	82,91	0,01	7,18	0,03	0,00	1498,24	1498,24	1498,24
6/5	10,28	0,10	94,85	92,85	0,03	0,04	9,95	0,02	1498,24	1498,24	1498,24
6/6	10,81	0,09	94,85	92,86	0,03	0,00	0,00	0,00	1498,24	1498,24	1498,24

Déplacements de la structure avec panneaux de remplissage en siporex :

Mode 01



Mode 02



Mode 03



3-Variante 3 : Structure avec des panneaux de remplissage monolithe en brique creuse :



Figure VI -9: structure avec remplissage en brique creux

Caractéristiques des panneaux de remplissage en brique creux :

- ✓ Module d'élasticité: 2000MPa.
- ✓ Coefficient de poisson :0.15
- ✓ Module de cisaillement :869.56 MPa
- ✓ La densité : 9.00
- ✓ Expansion thermique: 0,00005 (1/ °C).
- ✓ Coefficient d'amortissement : 0,05
- ✓ Résistance de calcul :2 MPa

Valeurs des déplacements :

	MAX UX [cm]	Noeud	MAX UY [cm]	Noeud	dr UX [cm]	dr UY [cm]	MIN UX [cm]	Noeud	MIN UY [cm]	Noeud
Cas 5	EX									
Etage 1	0,1	2937	0,0	48	0,1	0,0	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,2	2191	0,1	110	0,1	0,1	0,1	1456	0,0	587
Etage 3	0,3	2681	0,1	134	0,1	0,1	0,2	89	0,0	640
Etage 4	0,4	311	0,1	86	0,1	0,1	0,2	3724	0,0	693
Cas 6	EY									
Etage 1	0,0	4794	0,1	6141	0,0	0,1	0,0	1	0,0	1
Etage 2	0,0	4993	0,2	6301	0,0	0,1	0,0	595	0,1	1265
Etage 3	0,0	3656	0,2	6423	0,0	0,1	0,0	648	0,2	90
Etage 4	0,0	3972	0,3	6582	0,0	0,1	0,0	702	0,2	136
Cas 7	1.35G+1.5Q									
Etage 1	0,0	6663	0,0	6130	0,0	0,0	-0,0	2790	-0,0	5540
Etage 2	0,0	3337	0,0	5599	0,0	0,0	-0,0	4995	-0,0	5584
Etage 3	0,0	5189	-0,0	3624	0,0	0,0	-0,0	5135	-0,0	5627
Etage 4	0,0	5512	0,0	3778	0,0	0,0	-0,0	5458	-0,0	7144
Cas 9	G+Q+Ex									
Etage 1	0,1	2937	0,0	48	0,1	0,0	-0,0	6674	-0,0	5536
Etage 2	0,2	2191	0,1	112	0,1	0,1	0,1	2	-0,0	5579
Etage 3	0,3	2681	0,1	2629	0,1	0,1	0,2	89	-0,0	5627
Etage 4	0,4	68	0,1	86	0,1	0,1	0,2	3778	-0,0	342
Cas 10	G+Q-Ex									
Etage 1	0,0	6663	0,0	6130	0,1	0,0	-0,1	2981	-0,0	5540
Etage 2	-0,1	44	-0,0	5599	0,1	0,1	-0,2	3254	-0,1	110
Etage 3	-0,2	110	-0,0	5653	0,1	0,1	-0,3	2701	-0,1	134
Etage 4	-0,2	3724	-0,0	693	0,1	0,1	-0,4	81	-0,1	425

Cas 11	G+Q+Ey									
Etage 1	0,0	4794	0,1	6141	0,0	0,1	-0,0	4698	-0,0	5542
Etage 2	0,0	3337	0,2	6301	0,0	0,1	-0,0	4997	0,1	22
Etage 3	0,0	5189	0,2	151	0,0	0,1	-0,0	5135	0,1	89
Etage 4	0,0	3858	0,3	64	0,0	0,1	-0,0	5458	0,2	134
Cas 12	G+Q-Ey									
Etage 1	0,0	2973	0,0	6130	0,0	0,1	-0,0	4794	-0,1	6103
Etage 2	-0,0	44	-0,1	48	0,0	0,1	-0,0	4993	-0,2	6263
Etage 3	-0,0	5189	-0,2	112	0,0	0,1	-0,0	5135	-0,3	3420
Etage 4	-0,0	5512	-0,2	136	0,0	0,1	-0,0	3972	-0,3	6582
Cas 13	G+Q+1.2Ex									
Etage 1	0,2	2937	0,0	48	0,2	0,1	-0,0	6674	-0,0	5536
Etage 2	0,3	2191	0,1	2138	0,1	0,1	0,1	2	-0,0	5579
Etage 3	0,4	2681	0,1	2629	0,2	0,1	0,2	89	-0,0	5627
Etage 4	0,4	68	0,1	86	0,1	0,1	0,3	3778	-0,0	342
Cas 14	G+Q-1.2Ex									
Etage 1	0,0	6663	0,0	6130	0,2	0,0	-0,2	2981	-0,0	5540
Etage 2	-0,1	44	-0,0	5599	0,1	0,1	-0,3	3254	-0,1	110
Etage 3	-0,2	110	-0,0	5653	0,1	0,1	-0,4	2701	-0,1	134
Etage 4	-0,3	3724	-0,0	693	0,1	0,1	-0,4	81	-0,1	425
Cas 15	G+Q+1.2Ey									
Etage 1	0,0	4794	0,1	6141	0,0	0,1	-0,0	4698	-0,0	5543
Etage 2	0,0	3337	0,2	6301	0,0	0,1	-0,0	632	0,1	4024
Etage 3	0,0	3542	0,3	151	0,0	0,1	-0,0	5135	0,2	89
Etage 4	0,0	3858	0,3	64	0,0	0,1	0,0	5458	0,2	134

Valeurs dynamique :

Cas/ Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
4/1	3,77	0,26	83,95	0,15	0,00	83,95	0,15	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
4/2	4,03	0,25	84,10	82,92	0,01	0,15	82,77	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
4/3	5,15	0,19	88,12	82,92	0,01	4,02	0,00	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
4/4	11,69	0,09	94,61	83,35	0,02	6,49	0,43	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
4/5	11,81	0,08	94,94	93,11	0,03	0,33	9,76	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
4/6	14,41	0,07	94,94	93,11	15,49	0,00	0,00	15,46	1375,37	1375,37	1375,37
4/7	14,46	0,07	94,94	93,11	15,51	0,01	0,00	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
4/8	14,64	0,07	95,43	93,11	15,52	0,49	0,00	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
4/9	14,74	0,07	95,43	93,11	15,54	0,00	0,00	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
/10	14,81	0,07	95,46	93,11	15,55	0,02	0,00	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
5/1	3,77	0,26	83,95	0,15	0,00	83,95	0,15	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
5/2	4,03	0,25	84,10	82,92	0,01	0,15	82,77	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
5/3	5,15	0,19	88,12	82,92	0,01	4,02	0,00	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
5/4	11,69	0,09	94,61	83,35	0,02	6,49	0,43	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
5/5	11,81	0,08	94,94	93,11	0,03	0,33	9,76	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
5/6	14,41	0,07	94,94	93,11	15,49	0,00	0,00	15,46	1375,37	1375,37	1375,37
5/7	14,46	0,07	94,94	93,11	15,51	0,01	0,00	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
5/8	14,64	0,07	95,43	93,11	15,52	0,49	0,00	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
5/9	14,74	0,07	95,43	93,11	15,54	0,00	0,00	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
/10	14,81	0,07	95,46	93,11	15,55	0,02	0,00	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
6/1	3,77	0,26	83,95	0,15	0,00	83,95	0,15	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
6/2	4,03	0,25	84,10	82,92	0,01	0,15	82,77	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
6/3	5,15	0,19	88,12	82,92	0,01	4,02	0,00	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
6/4	11,69	0,09	94,61	83,35	0,02	6,49	0,43	0,00	1375,37	1375,37	1375,37
6/5	11,81	0,08	94,94	93,11	0,03	0,33	9,76	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
6/6	14,41	0,07	94,94	93,11	15,49	0,00	0,00	15,46	1375,37	1375,37	1375,37
6/7	14,46	0,07	94,94	93,11	15,51	0,01	0,00	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
6/8	14,64	0,07	95,43	93,11	15,52	0,49	0,00	0,01	1375,37	1375,37	1375,37
6/9	14,74	0,07	95,43	93,11	15,54	0,00	0,00	0,02	1375,37	1375,37	1375,37
/10	14,81	0,07	95,46	93,11	15,55	0,02	0,00	0,01	1375,37	1375,37	1375,37

Déplacements structure avec panneaux de remplissage en brique creux :

Mode 01



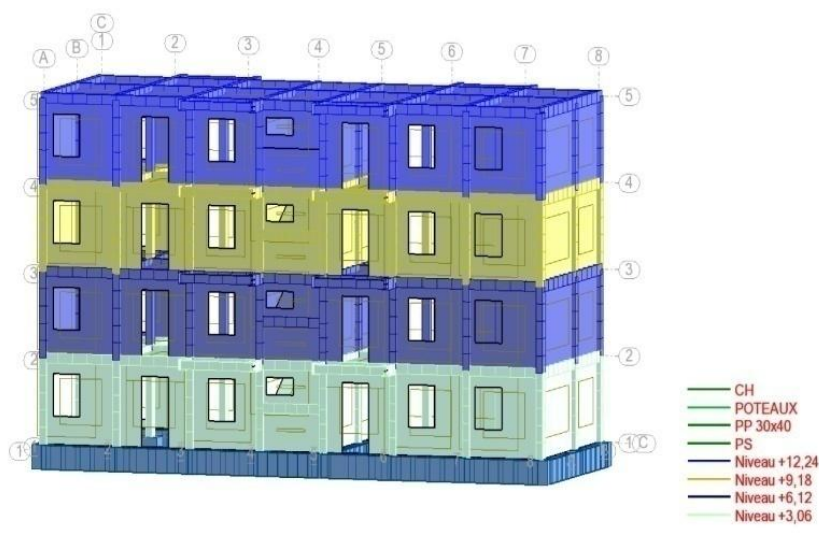
Mode 02



Mode 03



4-Variante 4 : Structure avec panneaux de remplissage monolithe en parpaings creux :



Caractéristiques des panneaux de remplissage en parpaings creux:

- ✓ Module d'élasticité: 20000MPa.
- ✓ Coefficient de poisson :0.15
- ✓ Module de cisaillement :8696MPa
- ✓ La densité : 10.00
- ✓ Expansion thermique: 0,000010 (1/ °C).
- ✓ Coefficient d'amortissement : 0,05
- ✓ Resistance de calcul :4 MPA

Valeurs des déplacements :

[illegible]

Etage 1	0,0	5858	0,0	983	0,0	0,0	-0,0	16237	-0,0	7785
Etage 2	0,0	110	0,0	1061	0,0	0,0	-0,0	2	0,0	7850
Etage 3	0,0	145	0,1	7970	0,0	0,0	-0,0	21965	0,0	7915
Etage 4	0,0	59	0,1	77	0,0	0,0	-0,0	12558	0,0	113
Cas 12	G+Q-Ey									
Etage 1	0,0	16952	0,0	11014	0,0	0,0	-0,0	5835	-0,0	7775
Etage 2	0,0	11213	-0,0	14103	0,0	0,0	-0,0	89	-0,1	7840
Etage 3	0,0	21741	-0,0	112	0,0	0,0	-0,0	152	-0,1	7914
Etage 4	0,0	12440	-0,0	136	0,0	0,0	-0,0	88	-0,1	68
Cas 13	G+Q+1.2Ex									
Etage 1	0,0	16836	0,0	982	0,0	0,0	-0,0	5913	-0,0	7775
Etage 2	0,1	17906	0,0	112	0,0	0,0	0,0	2	-0,0	7839
Etage 3	0,1	16052	0,0	15882	0,0	0,0	0,0	89	-0,0	7915
Etage 4	0,1	68	0,0	86	0,0	0,0	0,0	5299	-0,0	2517
Cas 14	G+Q-1.2Ex									
Etage 1	0,0	5858	0,0	981	0,0	0,0	-0,0	16836	-0,0	7784
Etage 2	-0,0	44	0,0	1059	0,0	0,0	-0,1	17797	-0,0	7850
Etage 3	-0,0	110	0,0	8013	0,0	0,0	-0,1	16110	-0,0	18081
Etage 4	-0,1	5548	-0,0	1423	0,0	0,0	-0,1	81	-0,0	57
Cas 15	G+Q+1.2Ey									
Etage 1	0,0	5858	0,0	983	0,0	0,0	-0,0	16237	-0,0	7785
Etage 2	0,0	110	0,0	1061	0,0	0,0	-0,0	2	0,0	7850
Etage 3	0,0	145	0,1	7246	0,0	0,0	-0,0	21965	0,0	7915
Etage 4	0,0	59	0,1	77	0,0	0,0	-0,0	12558	0,0	113

Valeurs dynamique :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Tot.mas.UX [t]	Tot.mas.UY [t]	Tot.mas.UZ [t]
4/1	8,68	0,12	0,02	78,56	0,02	0,02	78,56	0,02	1416,33	1416,33	1416,33
4/2	8,84	0,11	79,60	78,58	0,02	79,57	0,02	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
4/3	12,34	0,08	86,47	78,58	0,02	6,88	0,00	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
4/4	15,33	0,07	86,47	78,64	9,40	0,00	0,05	9,38	1416,33	1416,33	1416,33
4/5	15,34	0,07	86,50	78,64	9,48	0,03	0,00	0,08	1416,33	1416,33	1416,33
4/6	17,12	0,06	86,50	78,64	9,51	0,00	0,00	0,03	1416,33	1416,33	1416,33
4/7	17,12	0,06	86,50	78,64	9,51	0,00	0,00	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
4/8	19,08	0,05	86,50	78,64	22,99	0,00	0,00	13,48	1416,33	1416,33	1416,33
4/9	19,09	0,05	86,51	78,64	23,26	0,01	0,00	0,28	1416,33	1416,33	1416,33
4/10	20,83	0,05	86,52	79,41	23,89	0,01	0,77	0,63	1416,33	1416,33	1416,33
4/11	21,12	0,05	86,52	80,07	24,89	0,00	0,66	1,00	1416,33	1416,33	1416,33
4/12	21,16	0,05	86,52	80,07	24,92	0,00	0,00	0,03	1416,33	1416,33	1416,33
5/1	8,68	0,12	0,02	78,56	0,02	0,02	78,56	0,02	1416,33	1416,33	1416,33
5/2	8,84	0,11	79,60	78,58	0,02	79,57	0,02	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
5/3	12,34	0,08	86,47	78,58	0,02	6,88	0,00	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
5/4	15,33	0,07	86,47	78,64	9,40	0,00	0,05	9,38	1416,33	1416,33	1416,33
5/5	15,34	0,07	86,50	78,64	9,48	0,03	0,00	0,08	1416,33	1416,33	1416,33
5/6	17,12	0,06	86,50	78,64	9,51	0,00	0,00	0,03	1416,33	1416,33	1416,33
5/7	17,12	0,06	86,50	78,64	9,51	0,00	0,00	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
5/8	19,08	0,05	86,50	78,64	22,99	0,00	0,00	13,48	1416,33	1416,33	1416,33
5/9	19,09	0,05	86,51	78,64	23,26	0,01	0,00	0,28	1416,33	1416,33	1416,33
5/10	20,83	0,05	86,52	79,41	23,89	0,01	0,77	0,63	1416,33	1416,33	1416,33
5/11	21,12	0,05	86,52	80,07	24,89	0,00	0,66	1,00	1416,33	1416,33	1416,33
5/12	21,16	0,05	86,52	80,07	24,92	0,00	0,00	0,03	1416,33	1416,33	1416,33
6/1	8,68	0,12	0,02	78,56	0,02	0,02	78,56	0,02	1416,33	1416,33	1416,33
6/2	8,84	0,11	79,60	78,58	0,02	79,57	0,02	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
6/3	12,34	0,08	86,47	78,58	0,02	6,88	0,00	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
6/4	15,33	0,07	86,47	78,64	9,40	0,00	0,05	9,38	1416,33	1416,33	1416,33
6/5	15,34	0,07	86,50	78,64	9,48	0,03	0,00	0,08	1416,33	1416,33	1416,33
6/6	17,12	0,06	86,50	78,64	9,51	0,00	0,00	0,03	1416,33	1416,33	1416,33
6/7	17,12	0,06	86,50	78,64	9,51	0,00	0,00	0,00	1416,33	1416,33	1416,33
6/8	19,08	0,05	86,50	78,64	22,99	0,00	0,00	13,48	1416,33	1416,33	1416,33
6/9	19,09	0,05	86,51	78,64	23,26	0,01	0,00	0,28	1416,33	1416,33	1416,33
6/10	20,83	0,05	86,52	79,41	23,89	0,01	0,77	0,63	1416,33	1416,33	1416,33
6/11	21,12	0,05	86,52	80,07	24,89	0,00	0,66	1,00	1416,33	1416,33	1416,33
6/12	21,16	0,05	86,52	80,07	24,92	0,00	0,00	0,03	1416,33	1416,33	1416,33

Mode 01

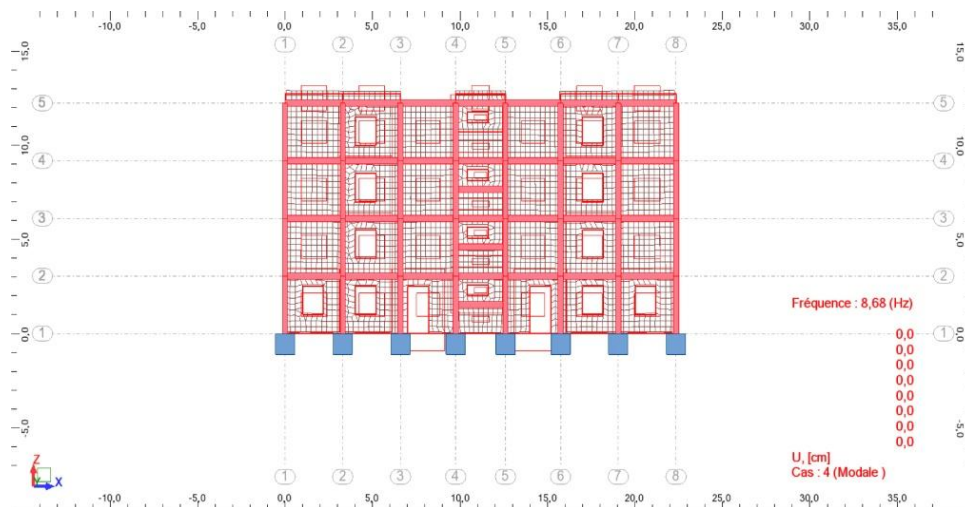
[illegible]

Diagramme de la structure de la tour de 4 étages (Cas 4) montrant la répartition des déplacements U en cm. La structure est une grille 8x5. Les déplacements sont indiqués par des couleurs : vert pour les poteaux, bleu pour les poutres, et des couleurs de remplissage pour les étages (jaune pour l'étage 4, orange pour l'étage 3, rouge pour l'étage 2, et vert clair pour l'étage 1). Les déplacements sont les mêmes pour tous les éléments d'un même type à un même étage, comme indiqué par les valeurs 0,0 dans la légende.

POTEAUX
 PS
 Etage 4
 Etage 3
 Etage 2
 Etage 1
 Fréquence : 12,34 (Hz)

0,0
 0,0
 0,0
 0,0
 0,0
 0,0
 0,0
 0,0
 0,0
 0,0

U, [cm]
 Cas : 4 (Modale)

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUE

- [1] : Ministère de l'habitat, Règles parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003, D.T.R. C. 2.48.
- [2] : Ministère de l'habitat, Règles de conception et de calcul des structures en béton armée C B A 93, D.T.R- B.C.2-41
- [3] : Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Règles de conception et de calcul des maçonneries, D.T.R C 2.45.
- [4]: Comité Européen de Normalisation, Euro code 6 calculs des ouvrages en maçonnerie, juin1995.
- [5]: Le béton cellulaire, Matériaux d'avenir
- [6]: F. Fouchal, Contribution à la modélisation numérique des interfaces dans les structures
- [7] : Ministère de l'habitat, Travaux de Maçonnerie de petits éléments, D.T.R. E. 2.4.
- [8]: A. Bourzam 2009, Shear capacity prediction of confined masonry walls subjected to cyclic lateral loading, Thesis, Kanazawa University, Japan, January 2009.
- [9] : Ministère de l'urbanisme et de la construction, charges permanentes et surcharges d'exploitation, D.T.R B.C 2.2.
- [10] **Abdelghani SEGHIR** Enseignant Chercheur, Chargé de Cours Département de Génie Civil, Université A. Mira de Bejaia. Séminaire organisé par SAVOIR PLUS, 26-27 juin 2007 Bejaia Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 Pathologie de construction et dommages sismiques
- [11] **Davidovici, V. 2003.** "Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003, Rapport préliminaire». Dynamique concept, Code APE 741 G]
- [12] **AFPS**, "le séisme du 21/05/2003 en Algérie, Rapport préliminaire de la maison AFPS", Association Française de Génie parasismique

Mémoires de fin d'études :

Ghazi Djamel Eddine, "Approche de la contribution des panneaux de maçonnerie (siporex ou brique) sur le contreventement auto stable", PFE Master, 2012, université de M'sila.

GHANEM Aldjia, " Analyse non linéaire des structures planes en béton armé tenant compte du remplissage en maçonnerie" PFE MAGISTER en GC, 2012, université MOULOUD MAMERIE TIZI OUZOU 2013.

Choubane Sofiane, université de Bougara Boumerdes, "influence de la maçonnerie sur le comportement sismique des structures en béton armé"

Hamza shérif, " Comportement mécanique de la maçonnerie" , PFE Master.

Autres Mémoires de Fin d'Études.

Logiciels :

Auto desk Robot Structural Analysis professional 2010

Microsoft Office Excel 2007.