

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

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



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 8 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : MOHAMED IBRAHIM Ahmed

**Thème : INFLUENCE DU TYPE DE CONTREVENTEMENT
SUR LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ**

Sous la direction de : Dr. MADI Rafik

Juin 2022

DÉDICACE

Je dédie ce modeste travail :

À mes chers parents, en témoignage et gratitude pour leur dévouement et leur soutien constant tout au long de mes années universitaires, leurs sacrifices sans fin, leurs assurances morales et tous les efforts qu'ils ont consentis pour mon éducation et mon instruction afin que je réussisse un jour. Vous resterez pour moi un puissant modèle. Que Dieu vous protège ...

*À mon tuteur **Djibril K. Ousmane** pour son soutien indéfectible durant tout mon parcours.*

*À mon oncle **Assadeck A.** pour son soutien sans relâche.*

À ma famille qui a été mon plus grand soutien durant toute ma vie.

*À mon encadreur, **Dr Madi Rafik**, dont les qualités pédagogiques et surtout humaines me servent de modèle. Votre bienveillance, votre disponibilité et votre culture scientifique ont toujours inspiré mon admiration et mon respect.*

*À mon ami de promotion, **Hassan Nary Abdoulaye**, pour son soutien perpétuel et varié, ainsi qu'à tous mes amis d'enfance et d'université, en particulier la promotion 2022.*

Que ce travail soit l'accomplissement de vos rêves tant attendus et le fruit de votre soutien permanent.

REMERCIEMENTS

D'après un Hadith authentique, rapporté par l'imam Al-Tirmidhî et l'imam Abou Dawoud, notre cher Prophète « ﷺ », dit : "N'a pas remercié Dieu, celui qui ne remercie pas les gens". En conséquence, je me vois dans l'obligation d'exprimer mes vifs remerciements à tous ceux qui m'ont aidé, de près ou de loin, dans l'accomplissement de ce modeste travail.

*En premier lieu, je tiens à remercier mon encadreur, le **Dr Madi Rafik**, dont la disponibilité et les précieux conseils m'ont été d'un immense soutien moral et scientifique. Qu'il trouve ici l'expression de ma profonde gratitude.*

Mes remerciements s'étendent également aux membres du Jury qui me font l'honneur d'examiner mon travail.

*Je tiens également à remercier le **Professeur Yacine Chérait** et le **Dr Lafifi Brahim** pour leur disponibilité malgré leur emploi du temps chargé, leurs encouragements, leurs précieux conseils et directives qui m'ont guidé tout au long de la rédaction de ce document.*

Je tiens aussi à adresser mes remerciements les plus sincères à tous les corps enseignants du département de Génie Civil et Hydraulique de l'Université de Guelma qui ont été pour beaucoup dans mon cursus.

Enfin, je tiens à exprimer ma profonde gratitude à tous mes proches et amis, qui m'ont toujours soutenu et encouragé durant mes études, ainsi qu'à tous les personnels du département de Génie Civil et Hydraulique de l'Université de Guelma.

RÉSUMÉ

Le séisme est la catastrophe naturelle la plus meurtrière résultant d'une vibration du sol provoquée par une rupture brutale de roches profondes le long d'une faille. Les structures en béton armé sont généralement conçues pour résister aux forces sismiques découlant des séismes ou des fortes secousses à la surface de la terre. Pour assurer la stabilité dans ces structures en béton armé, les concepteurs ont recours à divers systèmes de contreventement. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux. Le contreventement vertical devrait répondre à des critères spécifiques tels que leur nombre, la disposition et la distribution verticale. Le travail présenté dans ce mémoire est une analyse de l'effet du type de contreventement sur le comportement des structures en béton armé. En prélude, une étude de ferrailage des éléments structuraux a été élaborée pour un bâtiment proposé. Ensuite, une étude paramétrique a été entreprise par une analyse dynamique modale spectrale pour mettre en évidence l'effet de certains paramètres, tel que le type de système de contreventement. Les résultats obtenus montrent la différence de comportement dans les structures en fonction du type de contreventement utilisé.

Mots clés : structures, béton armé, séisme, contreventement, modélisation.

ABSTRACT

The earthquake is the deadliest natural disaster resulting from a vibration of the ground caused by a sudden rupture of deep rocks along a fault. Reinforced concrete structures are generally designed to withstand seismic forces usually resulting from earthquakes or strong tremors on the earth's surface. To ensure stability in these reinforced concrete structures, designers use various bracing systems. Bracing ensures horizontal and vertical stability of the structure during earthquakes. The role of horizontal bracing is to transmit lateral actions to vertical elements. Vertical bracing should meet specific criteria such as number, arrangement and vertical distribution. The work presented in this dissertation is an analysis of the effect of bracing type on the behavior of reinforced concrete structures. As a prelude, a reinforcement study of the structural elements was developed for a proposed building. Then, a parametric study was undertaken by a spectral modal dynamic analysis to highlight the effect of certain parameters, such as the type of bracing system. The results obtained show the difference in behavior in the structures depending on the type of bracing used.

Keywords: structures, reinforced concrete, earthquake, bracing, modelling.

الملخص

الزلازل هو أكثر الكوارث الطبيعية فتكا نتيجة لاهتزاز الأرض الناجم عن تمزق مفاجئ للصخور العميقة على طول الصدع. تصمم الهياكل الخرسانية المسلحة بشكل عام لمقاومة القوى الزلزالية الناتجة عن الزلازل أو الاهتزازات الشديدة على سطح الأرض. لضمان الاستقرار في هذه الهياكل الخرسانية المسلحة، يستخدم المصممون أنظمة دعم مختلفة. يضمن الدعم الاستقرار الأفقي والعمودي للهيكل أثناء الزلازل. دور الدعامات الأفقية هو نقل القوى الجانبية إلى العناصر العمودية. يجب أن تفي الدعامات العمودية بمعايير محددة مثل العدد، الترتيب والتوزيع العمودي. العمل المقدم في هذه الأطروحة عبارة عن تحليل لتأثير نوع الدعامات على سلوك الهياكل الخرسانية المسلحة. كمقدمة، تم إعداد دراسة لتسليح العناصر الإنشائية للمبنى المقترح. بعد ذلك، تم إجراء دراسة بارامترية عن طريق تحليل ديناميكي طيفي لتسليط الضوء على تأثير معايير معينة، مثل نوع نظام التدعيم. تظهر النتائج التي تم الحصول عليها الاختلاف في سلوك الهياكل اعتمادًا على نوع الدعامات المستخدم.

الكلمات المفتاحية: هياكل، خرسانة مسلحة، زلازل، دعامات، نمذجة.

SOMMAIRE

Dédicace	
Remerciement	
Résumé	
Abstract	
الملخص	
Sommaire	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des symboles et notations	

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale	1
-----------------------------	---

CHAPITRE I : EFFET DU SÉISME SUR LES CONSTRUCTIONS

Introduction	4
1.1 Description et origine des séismes	4
1.1.1 Description des séismes	4
1.1.2 Origine des séismes	4
1.2 Ondes sismiques	5
1.2.1 Les différentes ondes sismiques	6
1.2.1.1 Les ondes de volume	6
1.2.1.2 Les ondes de surface	7
1.2.2 Synthèse des ondes sismiques	8
1.3 Caractérisation et mesure des séismes	8
1.4 Effets particuliers des séismes sur les bâtiments	10
1.4.1 La rupture de la faille à la surface terrestre	11
1.4.2 Les secousses sismiques	11
1.4.2.1 Les autres effets induits par les ondes sismiques	12
1.5 Effet de site	13
1.6 Comportement des bâtiments par rapport aux séismes	14
1.7 Conception parasismique	15
1.8 Règlementations parasismiques	15

1.9 Sismicité en Algérie	16
--------------------------------	----

CHAPITRE II : LES DIFFÉRENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS

Introduction	17
2.1 Généralité sur les contreventements	17
2.1.1 Définition des contreventements	17
2.1.2 Principe de base	17
2.1.3 Disposition du contreventement	18
2.2 Contreventement général des bâtiments	19
2.2.1 Contreventement horizontal	19
2.2.1.1 Diaphragme	19
2.2.2 Contreventement vertical	21
2.2.2.1 Contreventement assuré par portiques (cadres rigides)	21
2.2.2.2 Contreventement assuré par panneaux	22
2.2.2.3 Contreventement assuré par palée triangulée	24
2.2.2.4 Noyau de stabilité	25
2.2.2.5 Solution mixte	26
2.3 Critères de choix et classification de système de contreventement pour les structures en béton armé	27
2.3.1 Critères de choix	27
2.3.2 Catégorisation de système de contreventement selon l'Article 3.4 du RPA 99/2003	27
2.3.3 Coefficient de comportement R	28

CHAPITRE III : ÉTUDE D'UN BÂTIMENT

Introduction	30
3.1 Description de la structure	30
3.1.1 Caractéristiques géométriques	30
3.1.2 Propriétés des matériaux de la structure étudiée	30
3.2 Dimensionnement des éléments	32
3.2.1 Prédimensionnement	32
3.2.1.1 Les planchers	32
3.2.1.1.1 Le plancher en corps creux	32
3.2.1.1.2 Le plancher en dalle pleine	34
3.2.1.2 Les poutres	34
3.2.1.2.1 Les poutres principales	34

3.2.1.2.2 Les poutres secondaires (chaînages)	35
3.2.1.2.3 Les poutres palières	36
3.2.1.3 Les voiles	36
3.2.1.3.1 L'épaisseur des voiles	36
3.2.1.4 Les escaliers	37
3.2.2 Evaluation des charges	39
3.2.2.1 Les planchers	39
3.2.2.2 Les escaliers	40
3.2.2.3 Les balcons	41
3.2.2.4 Les murs	42
3.2.2.5 L'acrotère	42
3.2.3 Les poteaux et la descente des charges sur le poteau intermédiaire	43
3.2.3.1 Etapes de prédimensionnement du poteau	43
3.2.3.1.1 Les dimensions des poteaux	44
3.2.3.1.2 Le choix du poteau	44
3.2.3.1.3 La surface afférente reprise par le poteau	44
3.2.3.2 Calcul de l'effort \bar{N}_u	44
3.2.3.3 Descente des charges sur le poteau intermédiaire	45
3.2.3.3.1 Les charges d'exploitation	45
3.2.3.3.2 Les charges permanentes G	46
3.2.3.4 Vérification de N_u et \bar{N}_u	48
3.2.3.5 Vérification spécifique selon l'Article 7.4.3.1 RPA 99/2003	49
3.2.3.5.1 Critère de résistance	49
3.3 Étude dynamique de la structure	49
3.3.1 Différentes méthodes de calcul	49
3.3.2 Choix de la méthode de calcul	50
3.3.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale	50
3.3.3 Modélisation de la structure	52
3.4 Ferrailage des éléments	53
3.4.1 Ferrailage des éléments secondaires	54
3.4.1.1 Calcul des planchers	54
3.4.1.1.1 Le choix de la méthode de calcul	55
3.4.1.1.1.1 La méthode forfaitaire	55
3.4.1.1.2 Le ferrailage des nervures	57

3.4.1.1.3 Le ferrailage de la dalle de compression	59
3.4.1.2 Ferrailage des balcons	61
3.4.1.3 Calcul et ferrailage de l'acrotère	64
3.4.1.3.1 Calcul de l'acrotère	64
3.4.1.3.2 Ferrailage de l'acrotère	65
3.4.1.4 Ferrailage de l'escalier	67
3.4.1.5 Ferrailage de la poutre palière	70
3.4.2 Ferrailage des éléments structuraux	72
3.4.2.1 Calcul des portiques	72
3.4.2.2 Etude du ferrailage des poutres	73
3.4.2.2.1 Ferrailage des poutres principales	73
3.4.2.2.2 Ferrailage des poutres secondaires	75
3.4.2.3 Etude des ferrillages des poteaux	77
3.4.2.4 Etude du ferrailage des voiles	80

CHAPITRE IV : ANALYSE DES CONTREVENTEMENTS

Introduction	83
4.1 Étude paramétrique	83
4.1.1 Analyse dynamique	83
4.1.2 Portiques contreventés par des voiles	85
4.1.2.1 Disposition et nombre des voiles	85
4.1.2.2 Caractéristique dynamique de la structure avec des voiles.....	85
4.1.3 Portiques contreventés par des palées triangulées X et Λ en acier	87
4.1.3.1 Caractéristique dynamique de la structure avec des palées triangulées X en acier	88
4.1.3.2 Caractéristique dynamique de la structure avec des palées triangulées Λ en acier	90
4.1.4 Portiques contreventés par des palées triangulées X et Λ en béton armé	91
4.1.4.1 Caractéristique dynamique de la structure avec des palées X en béton armé	92
4.1.4.2 Caractéristique dynamique de la structure avec les palées Λ en béton armé	94
4.1.5 Portiques auto-stables avec remplissage de la maçonnerie rigide	95
4.1.5.1 Caractéristique dynamique de la structure avec remplissage de la maçonnerie	96
4.2 Comparaison et discussion des résultats	98
4.2.1 La participation des masses modales	98
4.2.2 Les périodes numériques	98
4.2.3 Les efforts tranchants à la base	99

4.2.4 Les déplacements au sommet de la structure	99
4.3 Synthèse générale	100
CONCLUSION GÉNÉRALE	
Conclusion générale	101
RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE	103
ANNEXE	105

Listes des figures

Figure 1.1 Carte géographique des principales plaques tectoniques dans le monde	5
Figure 1.2 Propagation des ondes sismiques	6
Figure 1.3 Modèle de propagation des ondes P	6
Figure 1.4 Modèle de propagation des ondes S	7
Figure 1.5 Modèle de propagation des ondes de Love	7
Figure 1.6 Modèle de propagation des ondes de Rayleigh	8
Figure 1.7 Schéma de la propagation des ondes sismiques	8
Figure 1.8 Un dessin par Galitzine (1914) d'un sismographe Wiechert	10
Figure 1.9 Ampleur des dommages subis par les bâtiments pendant le séisme de Boumerdès	12
Figure 1.10 Les différents effets induits par le séisme sur les sites naturels	13
Figure 1.11 Schéma décrivant un certain nombre de structures géologiques locales susceptibles d'affecter la propagation des ondes sismiques qui les traversent	14
Figure 2.1 Effondrement total des constructions non ou mal contreventées : séisme de Kalamata, Grèce 1987	18
Figure 2.2 Diaphragme horizontal	20
Figure 2.3 Schéma du comportement du diaphragme flexible sous l'action du séisme	20
Figure 2.4 Schéma du comportement du diaphragme rigide sous l'action du séisme	21
Figure 2.5 Ossature en portique (à des travées)	22
Figure 2.6 Contreventement vertical en voile en béton armé	23
Figure 2.7 Mode de fonctionnement d'un mur de contreventement	24
Figure 2.8 Mode de fonctionnement d'un triangulé	24
Figure 2.9 Pans de contreventement triangulé	25
Figure 2.10 Vue en 3D d'un immeuble à noyau de stabilité	26
Figure 2.11 Vue en plan d'un bâtiment à noyau de stabilité	26
Figure 2.12 Stabilisation longitudinal et latéral assurée par divers contreventements	26
Figure 2.13 Stabilisation assuré par un noyau central avec voile ou palée triangulée	26

Figure 3.1 Vue en plan étage courant	31
Figure 3.2 Façade principale	31
Figure 3.3 Coupe verticale du plancher à corps creux	32
Figure 3.4 Section de la poutrelle en T	34
Figure 3.5 Section réduit du voile	37
Figure 3.6 Représentation de l'escalier	38
Figure 3.7 Section type d'un acrotère	42
Figure 3.8 Représentation du poteau central le plus sollicité des étages	44
Figure 3.9 Structure en portique modélisé sur le robot RSA 2020	52
Figure 3.10 Plan de coffrage de l'étage commerce	54
Figure 3.11 Poutre continue sur 6 appuis	54
Figure 3.12 Schéma de ferrailage des nervures pour le plancher commerce	60
Figure 3.13 Schéma de ferrailage des nervures pour les planchers des étages courants	60
Figure 3.14 Schéma de différentes coupes de ferrailage des nervures pour les planchers respectifs : commerce et étages courants	61
Figure 3.15 Dalle reposant sur trois appuis	61
Figure 3.16 Schéma de ferrailage du balcon	64
Figure 3.17 Schéma de ferrailage de l'acrotère	67
Figure 3.18 Schéma de ferrailage de l'escalier	69
Figure 3.19 Schéma de ferrailage de la poutre palière	71
Figure 3.20 Efforts globaux dans les portiques : cas accidentels	72
Figure 3.21 Schéma de ferrailage des poutres principales pour les différents étages	74
Figure 3.22 Schéma de différentes coupes du ferrailage des poutres principales	75
Figure 3.23 Schéma de ferrailage des chainages pour les différents étages	76
Figure 3.24 Schéma de différentes coupes du ferrailage des chainages	76
Figure 3.25 Schéma de ferrailage des différents poteaux pour les différents étages	79
Figure 3.26 Schéma de différentes coupes du ferrailage des poteaux	80
Figure 3.27 Schéma de différentes coupes du ferrailage des voiles	82

Figure 4.1 Spectre de réponse réglementaire (RPA 2003) pour la structure avec voiles (R = 4)	83
Figure 4.2 Spectre de réponse règlementaire (RPA 99/2003) pour la structure avec palées triangulées en X (R = 5)	84
Figure 4.3 Spectre de réponse règlementaire (RPA 99/2003) pour la structure avec palées triangulées en VR (R = 4)	84
Figure 4.4 Spectre de réponse règlementaire (RPA 99/2003) pour la structure avec des murs en maçonnerie rigide (R = 3.5)	84
Figure 4.5 Disposition des voiles	85
Figure 4.6 Détails du renforcement : (a) profilés assemblés par un gousset ; (b) fixation du profilé sur le portique	87

Liste des tableaux

Tableau 2.1 Coefficients de comportements R des structures en béton armé selon le RPA 99 version 2003	29
Tableau 3.1 Les charges permanentes du plancher terrasse en corps creux	40
Tableau 3.2 Les charges permanentes du plancher courant en corps creux	40
Tableau 3.3 Les charges permanentes du palier de l'escalier	41
Tableau 3.4 Les charges permanentes de la paillasse de l'escalier	41
Tableau 3.5 Les charges permanentes du balcon en dalle pleine	41
Tableau 3.6 Les charges permanentes du mur extérieur	42
Tableau 3.7 Les charges permanentes du mur cloison	42
Tableau 3.8 Les charges permanentes de l'acrotère	43
Tableau 3.9 Dimensionnement des poteaux	44
Tableau 3.10 Calcul de l'effort \bar{N}_u des poteaux du bâtiment	45
Tableau 3.11 Les charges d'exploitation pour le bâtiment agissant sur le poteau	46
Tableau 3.12 Les charges permanentes agissant sur le poteau C-5	48
Tableau 3.13 Moments en travées dans les nervures	57
Tableau 3.14 Calcul de la section des armatures à l'ELU	58
Tableau 3.15 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en travée à l'ELU	62
Tableau 3.16 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en travée à l'ELS	62
Tableau 3.17 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en appui à l'ELU	63
Tableau 3.18 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en appui à l'ELS	63
Tableau 3.19 Section des armatures pour les balcons	63
Tableau 3.20 Charge et moment induits sur l'acrotère suivant les états limites	65
Tableau 3.21 Charges de l'élément escalier suivant les états limites	67

Tableau 3.22 Moments en appui et en travée de l'élément escalier	68
Tableau 3.23 Moments max retenus pour la poutre principale	73
Tableau 3.24 Section d'armatures des poutres principales	74
Tableau 3.25 Moments max retenus de la poutre secondaire	75
Tableau 3.26 Section d'armatures des poutres secondaires	75
Tableau 3.27 Valeurs retenues des efforts sur les poteaux	78
Tableau 3.28 Section d'armatures des poteaux	78
Tableau 3.29 Valeurs retenues des efforts sur le voile transversal	80
Tableau 3.30 Section d'armatures des voiles transversaux	81
Tableau 3.31 Valeurs retenues des efforts sur le voile longitudinal	81
Tableau 3.32 Section d'armatures des voiles longitudinaux	81
Tableau 4.1 Valeurs des modes propres pour le système portiques-voiles	85
Tableau 4.2 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-voiles	86
Tableau 4.3 Valeurs des déplacements de la structure pour le cas de système portiques-voiles	87
Tableau 4.4 Valeurs des modes propres pour le cas de système portiques-palées X en acier	88
Tableau 4.5 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées X en acier	89
Tableau 4.6 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées X en acier	89
Tableau 4.7 Valeurs des modes propres pour le cas de système portiques-palées Λ en acier	90
Tableau 4.8 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées Λ en acier	91
Tableau 4.9 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées Λ en acier	91
Tableau 4.10 Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées X en béton armé	92
Tableau 4.11 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées X en béton armé	93
Tableau 4.12 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées X en béton armé	93

Tableau 4.13 Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées Λ en béton armé	94
Tableau 4.14 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées Λ en béton armé	95
Tableau 4.15 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées Λ en béton armé	95
Tableau 4.16 Valeurs des modes propres pour le système portiques avec des murs en maçonneries rigides	96
Tableau 4.17 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques avec des murs en maçonneries rigides	97
Tableau 4.18 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques avec des murs en maçonneries rigides	98
Tableau 4.19 Valeurs de masses modales cumulées obtenues pour différents systèmes de contreventement	98
Tableau 4.20 Valeurs de la période numérique obtenue pour différents systèmes de contreventement	98
Tableau 4.21 Valeurs des efforts tranchants obtenus pour différents systèmes de contreventement	99
Tableau 4.22 Valeurs de déplacements maximaux retenus pour différents systèmes de contreventement	99

Listes des symboles et notations

L_{\max} : Grande portée de de la poutre (entre nus d'appuis).

L_x : Plus petite dimension dans un panneau.

L_y : Plus grande dimension dans un panneau.

b : Largeur d'un élément structurel (poutre, poteau ...)

h : Hauteur d'un élément structurel (poutre, poteau ...)

L_n : Distance entre axes des nervures

h_o : Hauteur de la dalle de compression d'un plancher à corps creux

h_e : Hauteur de l'étage entre nu

$\overline{N_U}$: Effort normal admissible

B_r : Section réduite

A_s : Section d'armatures

α : Coefficient d'élanement géométrique, fonction de λ .

λ : Élanement géométrique

i : Rayon de giration

n : Nombre d'étage.

Q : Charge d'exploitation ou surcharge.

Q_o : Charge d'exploitation sur la terrasse (initiale).

$Q_1 ; Q_2 ; \dots ; Q_n$: Charges d'exploitation des planchers respectifs

G : Charge permanente

L_o : Longueur développée

f_{c28} : Résistance à la compression du béton calculé à 28 jours

I : Moment d'inertie

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Section brute du poteau

f_{bc} : Résistance caractéristique du béton

f_{bu} : Résistance ultime du béton

σ_b : Contrainte normale du béton

$\overline{\sigma_b}$: Contrainte admissible du béton

M_o : Moment isostatique

M_t : Moment en travée

M_w : Moment sur appui à gauche

M_e : Moment sur appui à droite

α : Coefficient issu du rapport des charges d'exploitation à la somme des charges permanentes et des charges d'exploitation

M_u : Moment ultime de calcul d'un élément

M_s : Moment de service de calcul d'un élément

M_{tbu} : Moment d'équilibre de la table de compression

M_f : Moment fictif de calcul d'une section d'armature

e_o : Excentricité déduite du moment isostatique

e_f : Excentricité déduite du moment fictif

μ : Moment réduit de calcul

μ_l : Moment réduit limite

β : Bras de levier

T_g : Réaction à gauche

T_d : Réaction à droite

V_{max} : Effort tranchant maximal

y_1 : Position de l'axe neutre

z_1 : Bras de levier

C_p : Facteur de force horizontale

S_a : Accélération maximale

g : Accélération de la pesanteur

A : Coefficient d'accélération de la zone

η : Coefficient de correction d'amortissement

Q : Facteur de qualité

T : Période fondamentale de la structure

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associés à la catégorie du site

R : Coefficient de comportement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

D : Facteur d'amplification dynamique moyen

h_N : Hauteur totale de la structure

v_u : Effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur total d'une section brute

f_e : Contrainte limite de l'acier.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte de la rupture.

t : Espacement des armatures transversales.



INTRODUCTION GÉNÉRALE



INTRODUCTION GÉNÉRALE

Au cours des dernières décennies, les bâtiments ou les structures en béton armé ont connu une augmentation significative de la popularité en raison de la croissance démographique, de l'industrialisation et du développement économique, en accord avec l'histoire de l'architecture et en relation avec le pic de la construction de structures à l'échelle mondiale. Elles sont les plus courantes dans de nombreux pays.

En vue de fournir une sécurité adéquate et suffisante, les structures en béton armé sont généralement conçues pour résister aux forces sismiques découlant généralement des tremblements de terre, qui provoquent des vibrations, des roulements ou de fortes secousses à la surface de la terre en raison de la libération rapide de l'énergie de la croûte terrestre.

Cependant, dans le but de garder une longueur d'avance, les concepteurs redoublent d'efforts pour développer des systèmes plus efficaces qui répondent à une demande économique croissante en matière de sécurité. Par conséquent, il est donc devenu urgent de rénover et de renforcer les structures en béton armé.

La rigidité latérale inadéquate et la redondance insuffisante de ces constructions constituent le problème primordial. Nous l'avons appris à nos dépens lors des différents tremblements de terre passés. C'est le cas par exemple du séisme dévastateur survenu à Zemmouri – Boumerdès le 23 Mai 2003 où on dénombre des dégâts importants de matériels et de perte humaine.

Afin d'assurer la stabilité dans ce type de construction, les concepteurs ont recours à divers systèmes en amélioration perpétuelle de contreventement. De nos jours, il existe plus d'un système structurel qui contribue à la résistance et la rigidité de ces dernières parmi les structures dissipatives parasismiques. Plusieurs stratégies de renforcement ont été développées et testées ces dernières années, dont certains chercheurs se sont concentrés sur les techniques de simplification structurelle, d'autres sur les techniques de mise en œuvre structurelle, et d'autres encore sur le développement de techniques de mise en œuvre pratiques, rapides, sûres et rentables afin d'assurer une conception appropriée.

Pour contrer les effets des forces sismiques, les structures sont conçues pour être stable en présence d'un type spécifique de système de contreventement, car la réponse d'un bâtiment à un séisme est influencée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure testée. En outre, il a été découvert que des bâtiments non ou mal contreventés se sont mal comportés pendant les tremblements de terre, entraînant de graves dommages aux éléments structurels et non structurels. En conséquence, intégrer une sorte de contreventement dans une conception parasismique est devenu incontournable, ce qui amène à se poser la question : quel impact le type de contreventement a-t-il sur ces structures en béton armé ?

Pour répondre à cette question et permettre au lecteur d'acquérir une compréhension rapide du sujet, cette étude se concentrera sur l'influence du type de contreventement, en mettant l'accent sur les contreventements les plus couramment utilisées sur les structures en béton armé. Elle est divisée en quatre chapitres suivis par des conclusions et une bibliographie et est organisée comme suit :

CHAPITRE I : Effet du séisme sur les constructions

Les causes et les effets des séismes sont abordés dans ce chapitre, ainsi que les méthodologies scientifiques développées pour quantifier les caractéristiques des séismes pour une meilleure maîtrise et surveillance à la fois. La complexité de ces phénomènes naturels a poussé les scientifiques à développer des mesures visant à réduire les effets, qui peuvent être catastrophique, sur les ouvrages à grande échelle en établissant une réglementation intégrant des méthodes de calcul simples à la disposition des concepteurs. Le respect de ces règles réduit considérablement le risque de ruine du bâtiment, même s'il ne l'élimine pas entièrement.

CHAPITRE II : Les différents types de contreventement

Une présentation exhaustive de la généralité sur les contreventements constitue la première partie du présent chapitre. La définition, le principe de base ainsi que le choix de contreventement seront énumérés. La seconde partie quant à elle expose le contreventement général des bâtiments. Les contreventements assurés par les portiques, les panneaux et les palées triangulées feront l'objet du paragraphe. Enfin, la dernière partie décrit la classification des systèmes de contreventements suivant le règlement RPA 99 version 2003.

CHAPITRE III : Etude d'un bâtiment

Un plan d'un bâtiment réel est proposé en prélude à l'étude général dans ce chapitre. Le dimensionnement des éléments, l'étude dynamique à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS 2020 sont traités en première partie. Dans la seconde partie, une étude du ferrailage d'éléments structuraux est élaborée.

CHAPITRE IV : Analyse des contreventements

Dans la première partie de ce chapitre, le bâtiment est équipé d'un type de contreventement, qui lui est ajouté, pour assurer sa stabilité et qu'on changea à chaque fois afin d'évaluer son impact sur la structure. À la fin, les résultats obtenus sont comparés et discutés. La comparaison a porté sur les points suivants :

- ✚ La participation des masses modales.
- ✚ Les périodes.
- ✚ Les efforts tranchants à la base.
- ✚ Le déplacement des différents étages de la structure.

Conclusions

Dans cette partie, les conclusions de l'étude précédente, ainsi que les recommandations de travaux futurs, sont présentées.

Bibliographie

Les références bibliographiques seront citées dans cette dernière partie.

Enfin, ce travail, comme tout autre, est débuté par une introduction générale.



CHAPITRE I :

EFFET DU SÉISME SUR LES

CONSTRUCTIONS



INTRODUCTION

Le présent chapitre illustre d'une part un état des lieux des séismes et de leurs effets sur les constructions, notamment les bâtiments, et d'autre part une explication des principes et objectifs de la réglementation parasismiques en vue d'améliorer le comportement des structures face aux séismes et ainsi réduire les pertes en vies humaines.

1.1 DESCRIPTION ET ORIGINE DES SEISMES

1.1.1 Description des séismes

A nos jours, le séisme est la catastrophe naturelle la plus meurtrière. Il résulte d'une vibration du sol provoquée par une rupture brutale de roches profondes le long d'une faille. Ces failles peuvent s'étendre parfois jusqu'à la surface du sol où leurs deux bords se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ce phénomène entraîne des conséquences graves du point de vue humain, environnemental et économique. Lorsqu'il se produit, un front d'ondes sismiques se propage à travers la croûte terrestre. Ainsi, le terme « foyer » réfère à l'emplacement dans le plan de défailances où l'activité sismique réelle se produit, tandis que « l'épicentre » fait référence au point sur la surface de la terre, verticale au foyer.

Le moteur de ces déplacements est la tectonique des plaques qui est le résultat de mouvements entre plaques rigides de la lithosphère provoqués par des déformations en profondeur. On distingue trois classes de séismes, en fonction de la profondeur à laquelle ils se produisent : les séismes superficiels, les séismes intermédiaires et les séismes profonds [1].

1.1.2 Origine des séismes

Les éruptions volcaniques, ainsi que d'autres phénomènes liés à la tectonique des plaques, provoquent une flopée de séismes et de microséismes. De ce fait, les séismes, avec le volcanisme, sont une des expressions de la tectonique des plaques. À l'échelle mondiale, l'activité sismique est concentrée le long des lignes de faille, généralement le long des frontières entre ces plaques. Cependant, il existe plusieurs failles capables de provoquer une activité sismique à l'intérieur des plaques tectoniques. Ce sont des zones de discontinuités dans les roches causées par l'histoire géologique, et le long desquelles des mouvements sont envisageables. [2]

Il a également été constaté que des phénomènes naturels tels que la fonte des glaciers et des événements météorologiques extrêmes (tels que l'érosion) peuvent modifier l'état de contrainte du sous-sol entraînant la génération des séismes.

Enfin, certaines activités humaines industrielles, notamment l'extraction ou le stockage profond de ressources souterraines (gaz, eau ...), ont le potentiel d'altérer les forces de la croûte terrestre provoquant la sismicité dite induite. La mise en eau de barrages peut également déclencher des séismes. Cette activité sismique induite modifie l'aléa sismique de la région concernée.

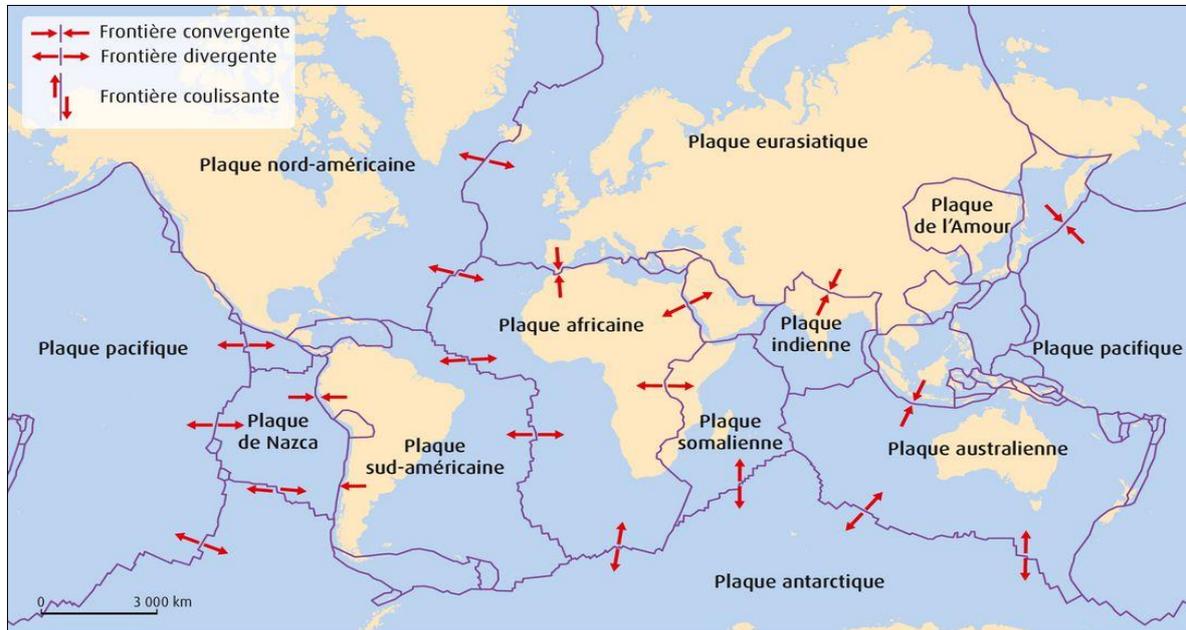


Figure 1.1 Carte géographique des principales plaques tectoniques dans le monde

Les effets de mouvements des plaques sont généralement plus destructeurs que ceux causés par les autres phénomènes tels que les éruptions volcaniques, les phénomènes naturels, l'activité humaine, etc... dont les effets sont moins importants.

1.2 ONDES SISMIQUES

L'énergie dégagée lors d'un séisme est dissipée sous forme d'ondes qui se propagent à partir de l'hypocentre (localité où se produit le séisme) et parcourent le globe en s'atténuant progressivement sous l'effet de l'amortissement du sol. Les ondes sismiques sont de nature élastique car elles peuvent traverser un milieu sans le modifier durablement [3]. Elles parcourent la terre suivant toutes les directions, provoquant en surface des déplacements plus ou moins importants et un mouvement complexe difficile à prédire dans un endroit donné en raison que les séismes dépendent de manière très sensible d'une infinité de paramètres qu'il n'est pas possible de caractériser avec une précision suffisante à l'état des connaissances actuelles.

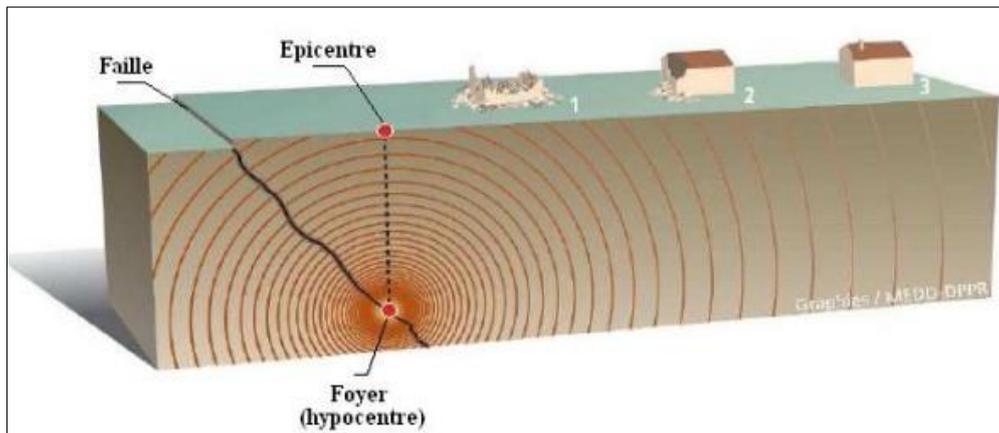


Figure 1.2 Propagation des ondes sismiques

1.2.1 Les différentes ondes sismiques

On peut distinguer deux principaux types d'ondes sismiques :

1.2.1.1 Les ondes de volume

Les ondes de volume sont des ondes qui prennent naissance au niveau du foyer et qui se diffusent à l'intérieur du globe. Leurs vitesses de propagations dépendent du matériau traversé et d'une manière générale, elles augmentent avec la profondeur. Ces dernières se propagent sous forme d'ondes longitudinales et transversales.

- **Les ondes longitudinales** : appelées aussi ondes primaires (P) ou ondes de compression provoquent de vibrations mineurs et ont une vitesse de propagation plus rapide. Elles se propagent par alternance de compression et de dilatation et s'accompagnent d'une modification du volume du milieu dans lequel elles évoluent.

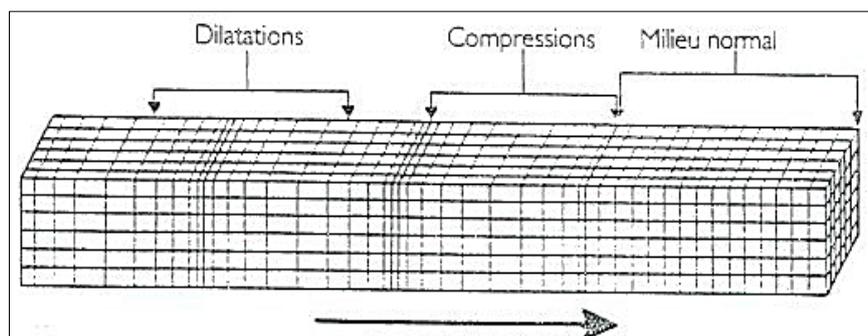


Figure 1.3 Modèle de propagation des ondes P

- **Les ondes transversales** : communément appelées ondes secondaires ou ondes de cisaillement, quant à elles, provoquent un cisaillement sans modifier le volume et ne peuvent se propager que dans des milieux pouvant transmettre des efforts de cisaillement. Elles sont particulièrement arrêtées par le noyau de la Terre.

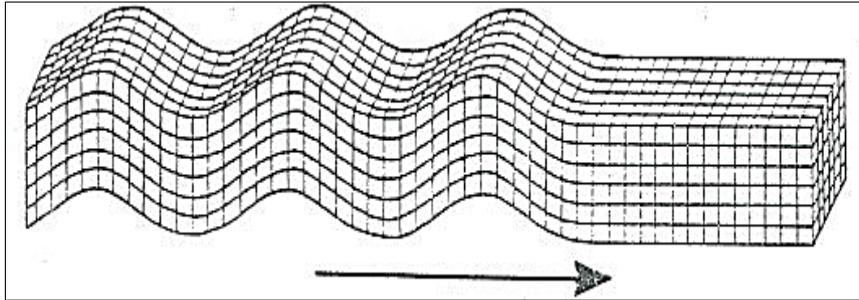


Figure 1.4 Modèle de propagation des ondes S

Les ondes longitudinales ou P ont une vitesse plus rapide que les ondes transversales ou ondes S, en moyenne 6 km/s près de la surface et 13 km/s près du noyau. La différence des temps d'arrivée des ondes P et S suffit, connaissant leur vitesse, à donner une indication sur l'éloignement du séisme. [3]

Elles peuvent ainsi suivre des trajets très complexes à l'intérieur de la Terre. Leur temps de parcours dépend de ce trajet, elles n'arrivent pas toutes en même temps au même endroit.

1.2.1.2 Les ondes de surface

Les ondes de surface sont des ondes guidées par la surface de la Terre. Leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte. Ces ondes sont dispersives.

Elles résultent de l'effleurement de la surface du sol par les ondes de volume et se propagent sous formes d'ondes de Love et de Rayleigh.

- **Les ondes de Love (ou ondes L) :** de leur part, génèrent uniquement des contraintes de cisaillement et se propagent dans un plan tangent à la surface, perpendiculairement à la direction de propagation. Elles provoquent un ébranlement horizontal qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices.

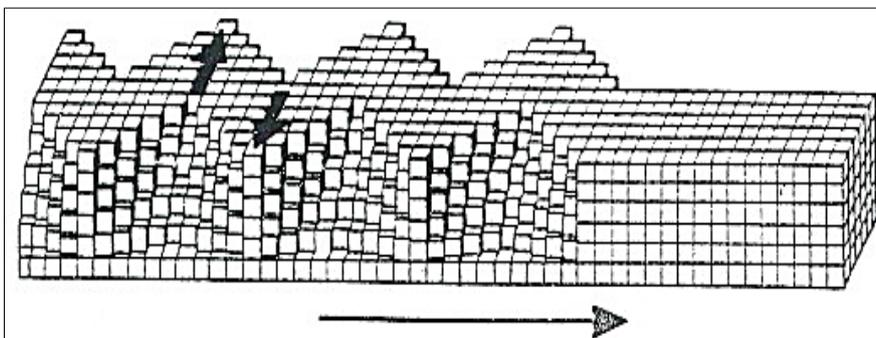


Figure 1.5 Modèle de propagation des ondes de Love

- **Les ondes de Rayleigh (ou ondes LR) :** provoquent un mouvement semblable au mouvement d'une poussière portée par une vague, un mouvement elliptique à la fois

horizontal et vertical et qui entraînent des tractions, des compressions, et des cisaillements dans le sol. Les vibrations engendrées par cette onde durent plusieurs minutes.

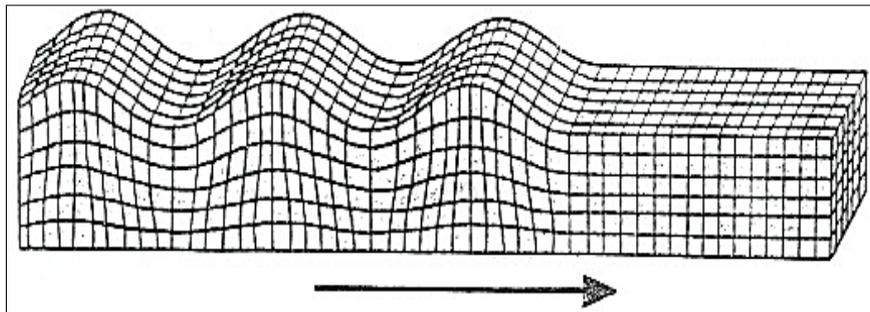


Figure 1.6 Modèle de propagation des ondes de Rayleigh

Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh. [3]

1.2.2 Synthèse des ondes sismiques

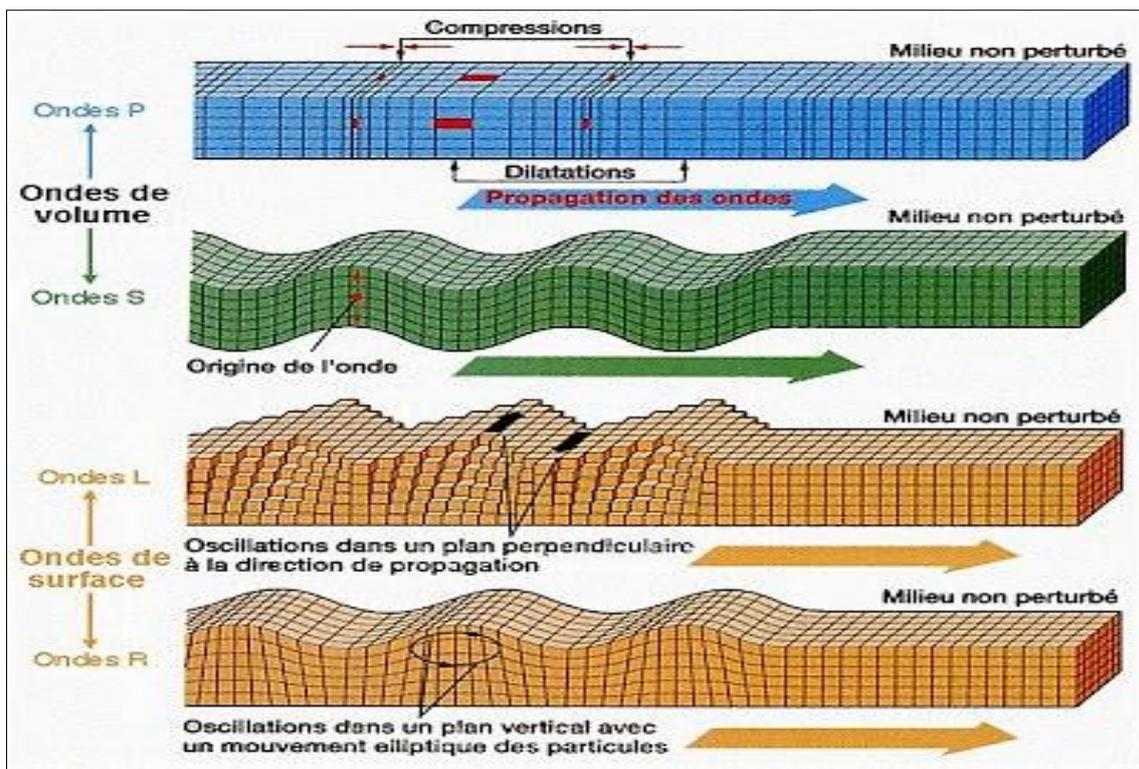


Figure 1.7 Schéma de la propagation des ondes sismiques

1.3 CARACTÉRISATION ET MESURE DES SÉISMES

Deux paramètres sont utilisés pour mesurer la force des séismes : la magnitude et l'intensité. Un séisme est associé à une seule magnitude et à une gamme de valeurs d'intensité.

La magnitude : est une mesure associée à l'énergie sismique libérée lors de la rupture de la faille à l'origine du séisme. Cette notion a été introduite en 1935 par le sismologue Charles Francis Richter pour devenir ensuite un paramètre universel afin de caractériser la taille des séismes. L'échelle qui en résulte porte le même nom que son auteur et comporte 9 degrés. La magnitude d'un séisme est calculée à partir de l'amplitude du mouvement du sol enregistrée par des instruments sismologiques. Elle est une quantité logarithmique : une augmentation d'un degré sur l'échelle de magnitude correspond à une énergie libérée trente fois supérieure. Plusieurs échelles de magnitude sont utilisées par les sismologues : les magnitudes instrumentales (M_l – magnitude locale ; M_b – magnitude des ondes de volume ; M_s – magnitude des ondes de surface) et la magnitude de moment (M_w) qui estime l'énergie libérée par le séisme [4]. Cette dernière tend à être de plus en plus utilisée par la communauté sismologique, notamment pour évaluer l'aléa sismique.

L'intensité : permet de caractériser l'importance d'effet des secousses à un endroit donné (par exemple : ressenti des habitants, chute d'objets, dégâts matériels sur les constructions...). Le séisme n'ayant pas les mêmes effets partout, l'intensité sismique varie d'un site à un autre pour un même séisme. Pour mesurer les effets d'un séisme en un lieu, les sismologues ont établi des échelles d'intensité dans lesquelles le degré d'intensité (établi sur un ensemble de critères) caractérise le niveau de sévérité locale des effets de la secousse sismique.

De nos jours, seules trois (3) grandes échelles sont encore utilisées pour caractériser les effets des séismes plutôt que leurs tailles, à savoir :

- ✓ *L'échelle EMS (European Macroseismic Scale) (12 degrés).*
- ✓ *L'échelle Mercalli modifiée (Etats-Unis) (12 degrés).*
- ✓ *L'échelle JMA (Japan Meteorological Agency) (7 degrés).*

Pour un séisme donné, l'intensité dépend surtout de la distance au foyer sismique : elle diminue en s'en éloignant. À ce titre, la profondeur du séisme influence la répartition des valeurs d'intensité en surface. Elle varie également en fonction des propriétés mécaniques des roches traversées par les ondes sismiques, menant à une atténuation plus ou moins forte des ondes sismiques selon les régions.

D'autres paramètres comme la durée, le déplacement maximal d_g et l'accélération maximale a_g peuvent être très utiles pour l'évaluation des effets d'un séisme. Ces paramètres sont tirés des enregistrements effectués lors des tremblements de terre et permettent d'avoir une idée sur la

sismicité d'une région, aussi sur l'ordre de grandeur du déplacement relatif du centre de gravité de la structure par rapport à sa base et de la résultante des forces F appliquée à ce niveau.

Ces paramètres sont mesurés et enregistrés à l'aide de deux principaux instruments qui sont :

Le sismographe : est un appareil qui permet de mesurer et d'enregistrer l'ampleur des mouvements d'un séisme à un certain endroit au fil du temps. Il est extrêmement sensible aux mouvements même mineurs provoqués par des séismes lointains. Les enregistrements obtenus sont particulièrement intéressants pour les sismologues puisqu'ils leur permettent de localiser les séismes et de caractériser leurs sources.

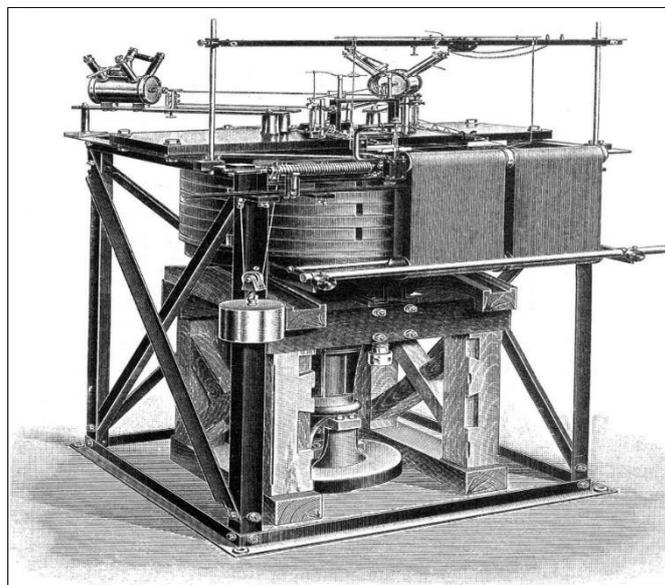


Figure 1.8 Un dessin par Galitzine (1914) d'un sismographe Wiechert [Source : Wikipédia]

L'accélérographe : appelé aussi instrument à mouvement fort ou sismographe, est un appareil qui permet d'enregistrer les accélérations de la terre lors d'un événement sismologique en fonction du temps. Ces enregistrements, appelés accélérogrammes, sont le type de mesure le plus couramment utilisé par la dynamique des structures pour évaluer les actions sismiques.

1.4 EFFETS PARTICULIERS DES SÉISMES SUR LES BÂTIMENTS

Les principaux effets associés à un séisme sont :

- La rupture des roches au niveau de la faille. Si le séisme est assez fort, le mouvement sur la faille à la surface peut altérer le paysage.
- Cette rupture conduit à l'émission d'ondes sismiques qui parcourent la Terre jusqu'à atteindre la surface, provoquant des secousses ressenties.

1.4.1 La rupture de la faille à la surface terrestre

On parle de rupture de surface lorsqu'un séisme est dû à la rupture d'une faille dans les profondeurs terrestre. Ce déplacement relatif du sol, de part et d'autre de la faille est permanent. Les changements de paysage peuvent être majeurs lors des grands tremblements de terre. Les bâtiments construits sur une ligne de rupture qui cède lors d'un séisme peuvent être gravement endommagés. En conséquence, il est interdit de construire une centrale nucléaire sur la base d'une faille capable d'éclater la surface. De plus, l'apparition d'une rupture de surface pourrait altérer la géométrie des cours d'eau, du terrain et des dépôts sédimentaires associés. Les effets induits par la rupture de la faille à la surface sont :

- **Le raz de marée (tsunami) :** Si un séisme altère la topographie du fond marin, un grand volume d'eau peut être violemment déplacé. Cette vague de faible amplitude, d'une longueur d'onde et d'une vitesse importante, se propagent sur un domaine de grands fonds. Au fur et à mesure que la vague s'approche de la terre ferme, la profondeur diminue et l'amplitude de la vague augmente : le raz de marée va alors inonder la plaine côtière.

1.4.2 Les secousses sismiques

La rupture brusque de la faille agit sur la croûte terrestre comme un caillou traversant la surface de l'eau : elle génère des ondes qui se propagent rapidement depuis la faille suivant toutes les directions. Le sol peut être fortement déformé par ces ondes et les sensations qui en résultent peuvent être violentes.

- **Domages des bâtiments :** Lorsque les secousses sismiques atteignent les bâtiments, ils oscillent sur leurs fondations. Les bâtiments peuvent être engloutis ou complètement détruits si les oscillations sont très importantes. Le degré de dommage d'un bâtiment est déterminé par la magnitude du séisme, la distance du bâtiment au foyer sismique, les caractéristiques du bâtiment, ainsi que les conditions du sol sous la structure qui peuvent modifier les vibrations sismiques.

La fréquence d'oscillation naturelle de la structure est l'une de ses caractéristiques les plus distinctives. Lorsque cette fréquence est proche de celle des vibrations du sol lors d'un évènement sismique, la structure est mise en résonance, provoquant une amplification des oscillations du bâtiment et, par conséquent, une plus grande quantité de dommages pouvant conduire à sa ruine. La fréquence naturelle de vibration d'un bâtiment est déterminée par sa hauteur : les structures plus hautes ont une fréquence naturelle plus faible que les structures plus petites. Par ailleurs, la fréquence des vibrations peut être focalisée autour de la fréquence

naturelle dans un certain type de bâtiment donné pour certains contextes géologiques, tels que les bassins sédimentaires.



Figure 1.9 Ampleur des dommages subis par les bâtiments pendant le séisme de Boumerdès [Zemmouri, 21 Mai 2003]

1.4.2.1 Les autres effets induits par les ondes sismiques

- **Les mouvements gravitaires :** Les secousses sismiques ont le potentiel de perturber les masses rocheuses qui étaient auparavant en état d'équilibre. Ce phénomène se produit généralement dans les zones montagneuses le long des pentes et parfois, du fait des vibrations, certains sites subissent des tassements importants pouvant aller de quelques centimètres à plusieurs dizaines de centimètres. Ces mouvements se manifestent sous plusieurs aspects tels que les glissements de terrain, chutes de bloc, etc.
- **Le phénomène de liquéfaction :** Lors du passage des secousses sismiques, les changements de pression provoquent le déplacement de l'eau, entraînant la perte de contact entre les grains de la couche de sable. Cette couche se comporte alors comme un liquide, et le sol ne peut plus supporter le poids des couches qu'il supporte. Ceux-ci, s'ils ne sont pas rigides, peuvent se rompre et permettre au «liquide» de s'éjecter à la surface. Ce phénomène se produit le plus souvent dans les sols meubles saturés d'eau (généralement des sables qui sont cohésifs). Dans les circonstances extrêmes, les structures peuvent être déstabilisées et parfois littéralement s'enfoncer dans le sol.

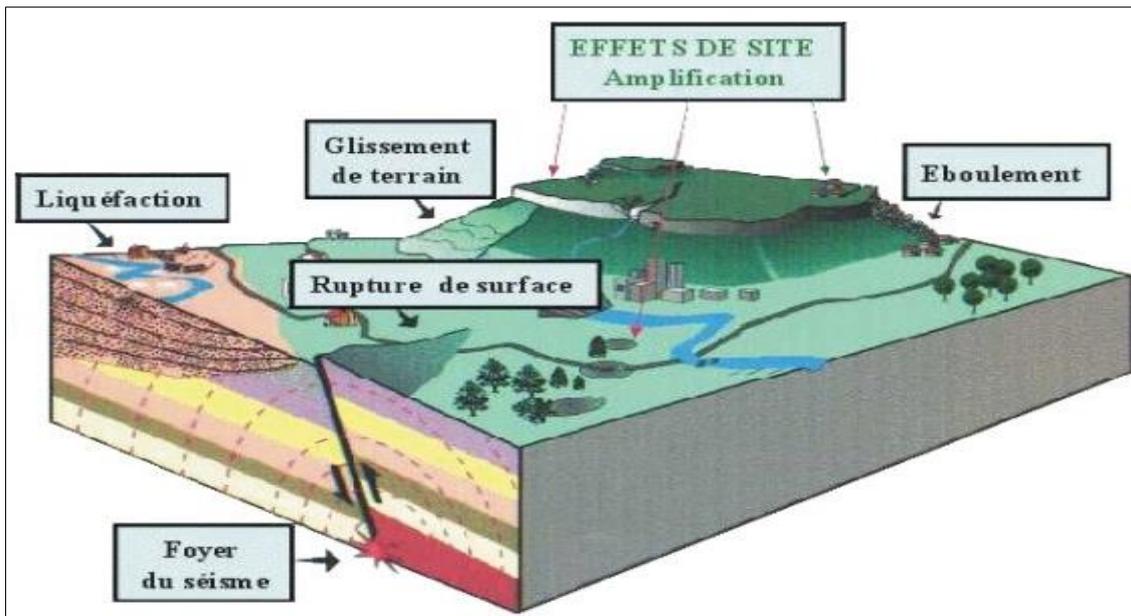


Figure 1.10 Les différents effets induits par le séisme sur les sites naturels

1.5 EFFET DE SITE

L'expression « effet de site » fait référence au changement de mouvement sismique causé par les couches géologiques de surface ou, plus succinctement, à l'influence du sol sur l'activité sismique. Lors de son apparition, un séisme libère de l'énergie sous forme d'ondes sismiques qui traversent la terre du cœur du séisme à la surface terrestre. Tout au long du parcours, ces ondes traversent des milieux géologiques variés aux propriétés mécaniques variables (densité, vitesse de propagation des ondes sismiques ...).

En conséquence, les couches géologiques profondes, telles que les sols durs de type calcaires par exemple, ont des vitesses et des densités de propagation sismiques plus élevées que les couches géologiques peu profondes, telles que les sols mous ou meubles de type sableux. Une telle disparité des propriétés mécaniques pourrait entraîner le piégeage local des ondes sismiques en surface. Les effets du site se traduisent fréquemment par une augmentation de l'amplitude et de la durée de la secousse sismique. Ce phénomène a été constaté en comparant les mouvements du sol enregistrés par deux capteurs proches, l'un sur un sol dur et l'autre sur un sol mou. [4]

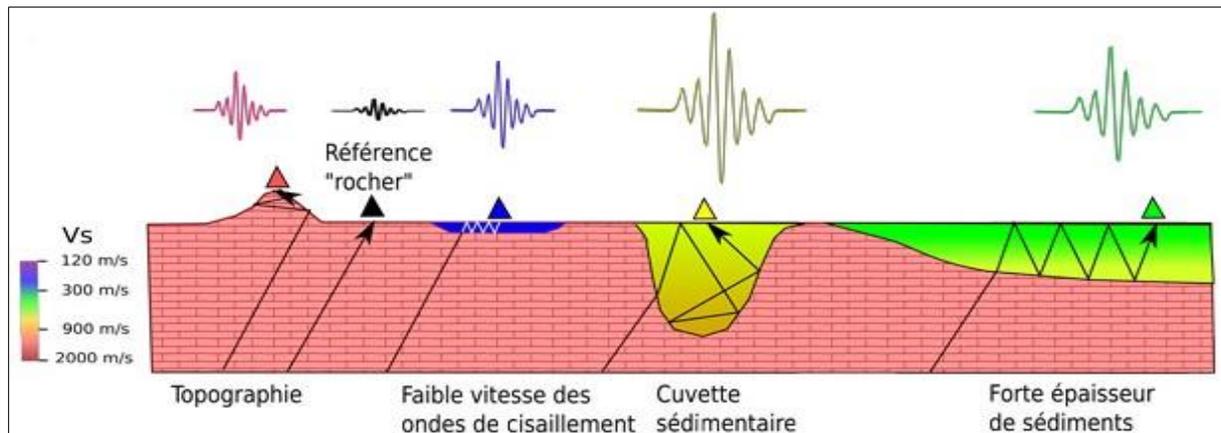


Figure 1.11 Schéma décrivant un certain nombre de structures géologiques locales susceptibles d'affecter la propagation des ondes sismiques qui les traversent.

1.6 COMPORTEMENT DES BÂTIMENTS PAR RAPPORT AUX SÉISMES

En observant de près la figure 1.9, il est clair que les bâtiments ne réagissent pas tous de la même façon aux tremblements de terre. Les différences de conceptions des bâtiments comme le site d'implantation, les types de matériaux utilisés, ou la taille des bâtiments sont responsables de cela. Pour construire un bâtiment, il est donc nécessaire d'étudier les comportements possibles de la structure face à un séisme et ainsi pouvoir adapter ses structures. Durant un séisme, les bâtiments réagissent suivant l'effort de réaction qui s'applique sur eux. Il existe en conséquence quatre types de réaction à savoir :

- ✚ **La réaction de traction** : Lorsque les éléments d'un bâtiment sont soumis à l'action de deux forces opposées, ces derniers sont étirés.
- ✚ **La réaction de compression** : Lorsque les éléments d'un bâtiment sont soumis à l'action de deux forces de même sens, il en résulte l'écrasement des éléments composant la structure exposée.
- ✚ **La réaction de flambage** : Lorsque les parties inférieures des éléments d'un bâtiment sont comprimées tandis que les parties supérieures sont étirées, il en résulte un port - à-faux aux extrémités des matériaux.
- ✚ **La réaction de cisaillement** : Lorsque les éléments d'un bâtiment sont soumis à l'action de deux forces opposées, elle provoque une rupture sévère entre les différents éléments. Cette réaction est la plus répandue.

Par ailleurs, il existe des règles parasismiques qui régissent la construction d'un bâtiment (en termes de matériaux, de conception architecturale, etc.) pour s'assurer qu'il puisse résister aux forces sismiques attendu dans la zone sismique correspondante.

1.7 CONCEPTION PARASISMIQUE

Pour être bien préparé aux séismes, une structure doit être conçue dès le début pour pouvoir résister aux actions sismiques, par exemple en sélectionnant les bons éléments structurels, le matériau à utiliser et le type de contreventement, entre autres. En effet, aussi puissants soient-ils, les calculs et le dimensionnement ne peuvent pas à eux seuls compenser les défauts de la conception à l'échelle parasismique. Pour qu'une structure soit vraiment parasismique, elle doit être fondée sur trois points fondamentaux qui sont :

- ✚ Excellente conception architecturale en termes de séismes.
- ✚ Mise en place des règles parasismique.
- ✚ Exécution de haute qualité.

Enfin, il est important de mentionner que l'objectif premier de la réglementation algérienne sur le parasismique des bâtiments est d'assurer la sécurité des personnes : le bâtiment ne doit pas s'effondrer sur ses occupants, même si des futures règles pourraient inclure des nouvelles idées sur le maintien de la fonctionnalité pour les bâtiments les plus vulnérables tels que les hôpitaux, les centres de communication, etc.

1.8 RÈGLEMENTATIONS PARASISMIQUES

De nombreuses règles parasismiques ont été développées afin de minimiser les dégâts matériels et humains causés par les séismes à travers le monde et avec le temps. Ces règles évoluent constamment afin de mieux aider les concepteurs à prendre des décisions éclairées tout au long de la conception, du calcul et de la mise en œuvre des projets. De manière générale, ces règles visent à assurer que ces derniers puissent supporter :

- ✚ des tremblements de terre mineurs sans méfaits.
- ✚ des tremblements de terre légers avec des dommages structurels mineurs et des désordres mineurs dans les éléments non structuraux.
- ✚ des tremblements de terre majeurs avec quelques dommages structurels et non structurels, mais sans effondrement ni perte de stabilité de la structure.

Le respect de ces règles réduit considérablement le risque de défaillance des bâtiments, mais il ne peut être garanti car, par le passé, des séismes majeurs ont entraîné des dommages importants, voire la destruction, de structures conformes aux règlements parasismiques. Ceci pour dire que ces cas sont extrêmement inhabituels, ce qui donne une image positive des règles actuelles et incite les chercheurs à les améliorer. À nos jours, toutes les réglementations parasismiques existantes imposent la prise en compte des efforts sismiques qualifiés «

d'accidentels » dans le dimensionnement des éléments de l'ouvrage et afin de déterminer ces efforts, diverses méthodes peuvent être utilisées dont on peut citer par exemple :

La méthode statique équivalente : Elle est une approche proposée qui consiste à substituer les charges dynamiques générées lors des séismes par des charges statiques censées avoir le même effet sur la structure que les charges dynamiques. Il est important de souligner que cette méthode a un usage limité puisqu'elle doit répondre aux exigences spécifiées dans la réglementation (régularité de la structure en plan et en élévation, limites de hauteur, etc.).

La méthode d'analyse modale spectrale : Elle est une méthode d'analyse dynamique basée sur l'utilisation de spectres de réponse qui permet d'évaluer la réponse maximale d'une structure par rapport à sa période propre. Ces spectres, qui sont souvent dérivés d'accélérogrammes, sont affectés par le type de sol et le pourcentage d'amortissement de la structure. Cette méthode peut être utilisée dans n'importe quelle situation, mais elle est particulièrement utile lorsque la méthode statistique correspondante n'est pas autorisée.

La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme : Elle est une méthode réservée uniquement à des circonstances exceptionnelles, notamment lorsqu'il faut tenir compte des effets de la non-linéarité. L'utilisation de cette méthode nécessite une grande base de données d'accélérogrammes ainsi qu'une compréhension approfondie des risques sismiques de la zone en question.

En dehors de ces méthodes, il en existe d'autres plus sophistiquées que celles énumérées précédemment, mais leur utilisation est limitée à des cas très spécifiques car elles sont très complexes et nécessitent l'emploi de professionnels qualifiés.

1.9 SISMICITÉ EN ALGÉRIE

De nombreux travaux furent consacrés à la tectonique des divers plaques lithosphériques, ayant chacune son mouvement propre et ses frontières. Ces mêmes travaux permirent également de connaître le mouvement de la plaque africaine par rapport à celle de l'Europe. Et comme l'Algérie se situe sur une frontière active, donc est soumise à des séismes fréquents. Par le passé, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs, parmi les plus notables, on peut citer : Alger, 3 Janvier 1365 et en 1716 ; Oran en 1790 ; Gouraya en 1891. Dans une période plus récente, nous pouvons citer les séismes : d'Orléansville (actuel Chlef) du 09/09/1954 ; d'El Asnam du 10/10/1980 ; de Constantine du 27/10/1985 ; de Tipaza du 29/10/1989 ; de Mascara du 17/08/1994 ; d'Alger du 04/09/1996 ; d'Ain Temouchent du 22/12/1999 ; de Beni-Ouartilane du 10/11/2000 ; et de Boumerdès du 21/05/2003. [5]



CHAPITRE II :

LES DIFFÉRENTS TYPES DE CONTREVENTEMENTS



INTRODUCTION

Pour améliorer le comportement des structures dans les zones sismiques, les ingénieurs sont amenés souvent à prévoir des éléments de contreventement par nécessité servant à contrer les actions horizontales générées par le mouvement du sol, et à assurer la stabilité latérale des constructions. C'est dans ce contexte que s'inscrit ce chapitre dont la première section portant sur la définition des contreventements en ingénierie de construction et la seconde sur la présentation des différents types de contreventement dans les ouvrages en béton armé.

2.1 GÉNÉRALITÉ SUR LES CONTREVENTEMENTS

2.1.1 Définition des contreventements

Les contreventements sont des systèmes statiques ou un ensemble d'éléments de construction utilisés pour assurer la stabilité globale d'une structure face aux effets horizontaux résultant des forces potentiels telles que le vent, le séisme, et d'autres facteurs. Ils permettent également de stabiliser des parties localisées de la structure (poutres, poteaux) en cas d'instabilités telles que le flambage ou le déplacement latéral.

2.1.2 Principe de base

Lors d'un séisme, une structure reçoit des charges horizontales qui, comme les charges verticales, doivent être transmises au sol, qui est le support de la construction.

Deux approches peuvent être adoptées pour y parvenir :

✚ **Structures auto-stables** : Les descentes de charges horizontales passent par les mêmes éléments structuraux que les descentes de charges verticales (murs, coques, treillis tridimensionnels, portiques croisés ...).

✚ **Structures contreventées** : Les descentes de charges horizontales sont contrôlées par des dispositifs spéciaux (systèmes articulés + contreventement, etc.).

La résistance d'une structure doit être à la fois horizontale et verticale. La qualité des liaisons entre la structure et les éléments de contreventement, ainsi que la qualité de leur mise en œuvre en général, conditionne leur efficacité.

L'efficacité des contreventements est conditionnée par la qualité des connexions entre la structure et les contreventements, ainsi que la qualité de leur mise en œuvre en général. L'absence de contreventement et une concentration de contraintes trop élevée en tête de poteaux sont parmi les principaux facteurs de ruine en cas de séisme [6].



Figure 2.1 Effondrement total des constructions non ou mal contreventées :
Séisme de Kalamata Grèce 1987. [6]

2.1.3 Disposition du contreventement

Le contreventement assure une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses sismiques qui se propagent dans les trois dimensions.

Afin d'assurer la stabilité d'ensemble d'un bâtiment, celui-ci doit être contreventé sur au moins trois plans verticaux non colinéaires et un plan horizontal. Par conséquent, les contreventements verticaux, conçus pour transférer les forces horizontales dans les fondations, se distinguent des contreventements horizontaux qui sont conçus pour contrecarrer la torsion causée par ces forces. La majorité des contreventements sont constituées de voiles (supports verticales) ou de plaques (supports horizontales) en béton armé, en maçonnerie mais aussi des treillis verticaux en acier.

La fonction du contreventement horizontal est de transférer les efforts latéraux aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour garantir le contreventement horizontal, les planchers et toitures servant de diaphragme rigide ne doivent pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés qui pourraient compromettre leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie [6].

Ainsi, des contreventements dans au moins deux directions horizontales sont requis dans la plupart des projets de construction et une bonne disposition de ces contreventements permet de :

- ✚ Diminuer l'excentricité géométrique du bâtiment pour assurer sa stabilité.

- ✚ Atténuer les efforts sismiques.
- ✚ Réduire au maximum les effets de torsion du bâtiment.

2.2 CONTREVENTEMENT GÉNÉRAL DES BÂTIMENTS

La première préoccupation d'un ingénieur d'études est de prévoir des dispositions pour garantir la stabilité générale et, en particulier, la prévention de l'effondrement de l'ensemble de la structure. Ces dispositions doivent non seulement assurer la résistance aux efforts horizontaux pris en compte dans les calculs, tels que ceux résultant de l'action du vent, mais également permettre aux bâtiments de résister aux effets de sollicitations inhabituelles, telles que des explosions localisées, sans subir de dommages excessifs. Ces problématiques se posent avec une vigilance particulière dans les bâtiments à plusieurs étages.

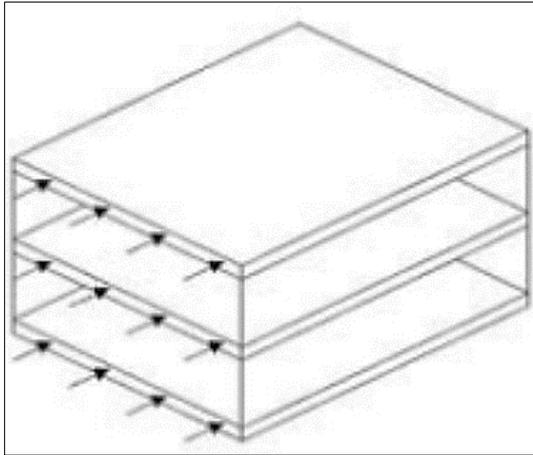
Les moyens pouvant être utilisés pour assurer la sécurité générale du bâtiment sont évidemment liés aux contraintes que peut imposer l'architecte ; ils sont aussi, dans une certaine mesure, dépendants de l'équipement dont dispose l'entreprise. Cependant, les différents types de systèmes de contreventement dans les structures en béton armé en Algérie sont donnés par la réglementation en vigueur RPA 99 version 2003.

2.2.1 Contreventement horizontal

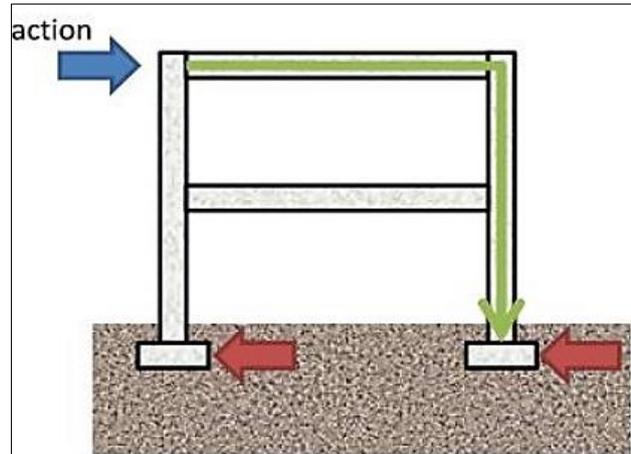
Le contreventement horizontal, assurant la résistance horizontale, dans le cas d'une structure parasismique, est généralement obtenu par des aménagements structuraux au niveau des planchers et du plafond. Il est assuré soit par la construction d'un diaphragme, soit par la réalisation de poutres au vent obtenues généralement par triangulation.

2.2.1.1 Diaphragme

L'effet de diaphragme se produit lorsque les planchers sont suffisamment raides pour ne pas se déformer sous l'effet des efforts horizontaux, agissant dans le plan du plancher, permettant l'hypothèse simplifiée que ces efforts sont ensuite répartis respectivement dans les éléments de contreventement proportionnel à leur raideur. La nature du plancher influence la répartition des efforts entre les éléments verticaux. Cependant, les diaphragmes souples et rigides sont deux sortes de planchers qui correspondent à deux comportements différents face aux efforts horizontaux. [7]



Les forces sont collectées par la structure horizontale. [7]



Distribuées au système vertical et transmises finalement aux fondations. [7]

Figure 2.2 Diaphragme horizontal

a. Diaphragme flexible

Il n'a pas un comportement dynamique continu de part et d'autre des éléments verticaux (palées, mais également poteaux), et chaque élément reçoit une charge proportionnelle à la surface de plancher le concernant comme pour les charges verticales. [7]

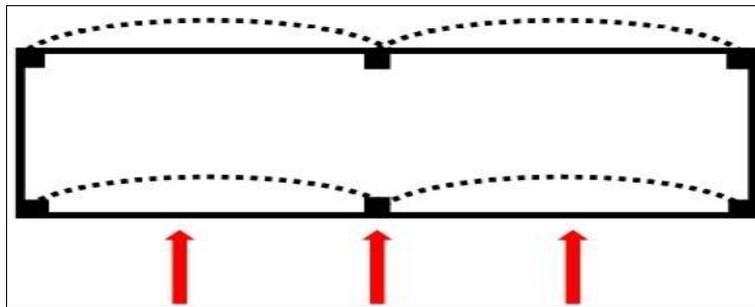


Figure 2.3 Schéma du comportement du diaphragme flexible sous l'action du séisme. [7]

b. Diaphragme rigide

Ce type de diaphragme se distingue par sa capacité à maintenir une phase élastique et à se comporter comme une poutre horizontale. Un diaphragme rigide impose le même mouvement au sommet de chaque élément vertical, permettant une stimulation équitable de toutes les zones de stabilisation. En cas de rupture de palée, les charges sont automatiquement réparties entre les autres. [7]

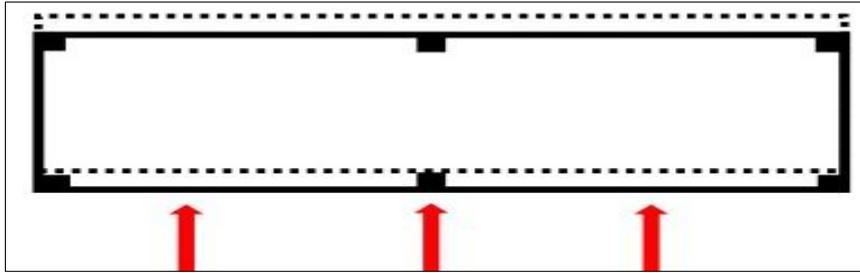


Figure 2.4 Schéma du comportement du diaphragme rigide sous l'action du séisme. [7]

2.2.2 Contreventement vertical

Certaines constructions, telles que les ossatures des poteaux et des poutres, manquent souvent de la rigidité nécessaire pour supporter les charges horizontales. L'ajout d'éléments résistants à ces charges assure leur stabilité. Les composants d'un contreventement vertical peuvent être classés en trois catégories : les portiques, les panneaux et les palées triangulées.

2.2.2.1 Contreventement assuré par portiques (cadres rigides)

Les portiques sont des structures constituées de poteaux et de poutres solidaires. En raison de la simplicité de leur exécution et des économies de coûts sur les matériaux utilisés, les structures en béton armé avec portiques auto-stables sont de plus en plus courantes dans la construction de bâtiments modernes. Cependant, du fait de leur souplesse, ce genre de structure n'est pas adapté aux structures élancées. Cette technique conduit à des sections de béton et des armatures plus importantes, ainsi qu'à des dispositions de ferrailage plus complexes que ceux couramment utilisés dans les constructions de bâtiments.

À moins qu'il n'y ait des portiques avec un grand nombre de travées dans chaque plan de contreventement, ce contreventement est inutile, et il n'est utilisé que lorsqu'il n'y a pas d'autre option. Mais après tout, il faut lui voir l'intérêt de ne pas créer d'obstacles en présence d'ouvertures à grande échelle dans le plan des portiques.

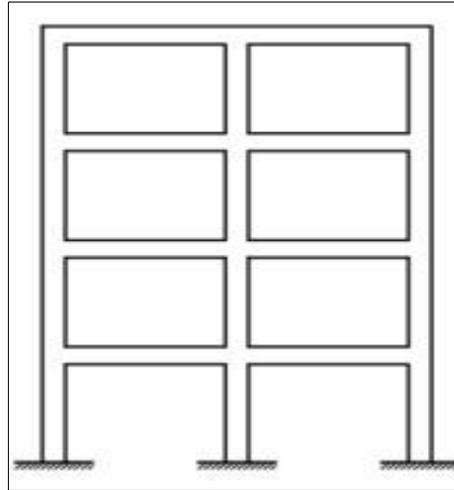


Figure 2.5 Ossature en portique (à des travées)

La forme et le dimensionnement des portiques doivent être choisis de manière à ce que les zones plastifiées (rotules plastiques) ne puissent se former qu'entre les membrures des poutres, ce qui implique que la résistance des poteaux et nœuds soit supérieure à celle des poutres ; sinon, la structure peut devenir instable (effondrement prématuré). Ainsi, le calcul des ossatures dans les portiques peut se faire selon diverses méthodes dont certaines sont plus développées que d'autres.

2.2.2.2 Contreventement assuré par panneaux

Les panneaux de contreventement vertical, appelés aussi « panneaux de stabilité », sont des éléments structuraux résistant aux forces horizontales dans leur conception et assurant la chute des charges dynamiques sur les fondations. Il peut s'agir de panneaux rigides tels que des voiles en béton armé, des murs en maçonnerie, etc. Les éléments de contreventement qui en résultent sont plus rigides que ceux des autres catégories. Par ailleurs, les percements ne doivent pas être utilisés pour réduire leur efficacité.

a. Voile en béton armé

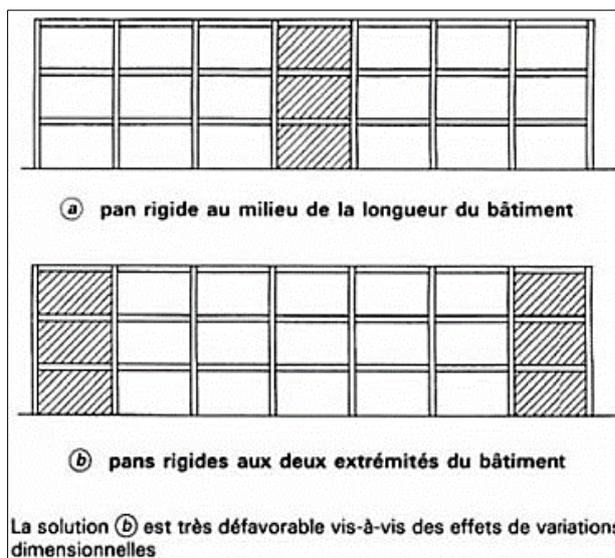
Les voiles sont des éléments structuraux généralement verticaux, rigide en béton armé qui sert à transférer les charges latérales dans les fondations via une section transversale allongée.

L'utilisation de voiles en béton armé pour prévenir les dommages devient de plus en plus populaire ; dans de nombreux cas, les voiles de cause, qui sont installés transversalement sur des bâtiments de forme allongée rectangulaire, servent également d'éléments de transmission de charge verticale sans nécessiter d'autre renforcement tel que les poteaux.

Ils assurent, dans des conditions économiques, à la fois le transfert des charges de pesanteur et le contreventement dans la direction transversale des bâtiments. Cet avantage est clairement

confirmé pour les entreprises disposant d'équipements de coffrage appropriés, tels que les bancs et les coffrages tunnel. Quant au contreventement longitudinal des mêmes bâtiments, il peut lui aussi être obtenu par des voiles disposés dans les plans des façades et des refends longitudinaux. En général, ces voiles ne sont conçues que pour certaines travées, et pour minimiser les conséquences gênantes des variations dimensionnelles dues au retrait et à la température, il est préférable de placer les voiles de contreventement dans des passages proches du centre du bâtiment, plutôt qu'à l'extrême, et d'éviter aussi de les placer aux deux extrémités. Le calcul du contreventement par voiles en béton armé soulève notamment deux problèmes :

- ✚ Celui, d'ailleurs général, de la répartition des forces horizontales s'exerçant sur un bâtiment entre les différents pans de contreventement ;
- ✚ Celui de la détermination des efforts dans les éléments de liaison (linteaux) des voiles disposés dans un même plan.



Disposition des pans rigides



Ossature contreventée par voiles en béton armé. [7]

Figure 2.6 Contreventement vertical en voile en béton armé

b. Remplissage en maçonnerie

L'alternative permettant d'assurer une résistance suffisante par des remplissages de maçonnerie suffisants est particulièrement importante à retenir dans le cas de bâtiments à nombre d'étages limité. Cependant, il faut indubitablement s'assurer que les maçonneries en question ne sont pas appelées à disparaître ou à être altérées par des percements ultérieurs d'ouvertures par exemple. Cette condition est généralement réalisée pour les cages d'escalier, les séparations entre logements ou entre corps de bâtiment au droit des joints, ou les pignons.

À nos jours, il semble qu'il n'y ait pas de méthode réglementaire pour la détermination de la résistance et la rigidité des panneaux de remplissage en maçonnerie encadrés et leur contribution à la résistance structurelle globale de la structure a été une préoccupation constante pour les chercheurs. Plusieurs études ont été menées, mais elles se sont limitées à certains types d'ossatures et de remplissage.

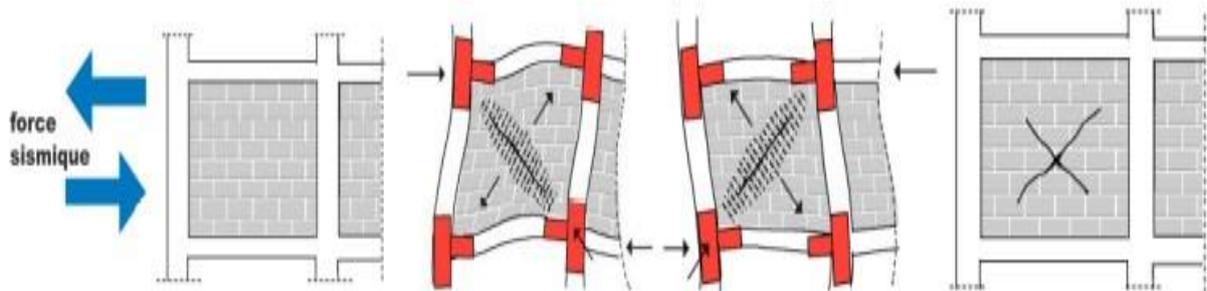


Figure 2.7 Mode de fonctionnement d'un mur de contreventement [7]

2.2.2.3 Contreventement assuré par palée triangulée

Les palées triangulées sont des systèmes de treillis, conçu comme des contreventements verticaux capable de reprendre les actions horizontales et dont les éléments (barres : diagonales...) sont principalement soumis à des efforts axiaux.

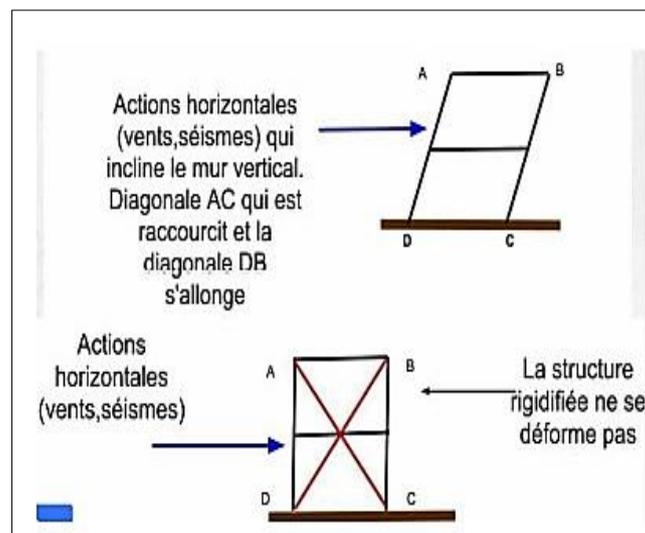


Figure 2.8 Mode de fonctionnement d'un triangulé.

L'existence de triangulations rend parfois difficile l'exécution d'ouvertures dans les pans de contreventement : il peut être possible de trouver une solution convenable en plaçant les éléments de triangulation sur une hauteur de deux étages plutôt que sur une hauteur d'un étage. La mise en œuvre des remplissages en maçonnerie est dans tous les cas rendus moins facile. En fin de compte, les travées triangulées sont des systèmes de défense assez rigides. Elles peuvent être constitués de :

✓ **Tirants diagonaux** : ne travaillant pas en compression, se fatiguant vite à force d'efforts alternés, et gaspillant très peu d'énergie.

✓ **Barres en diagonale, en X, en V ou autres ...**

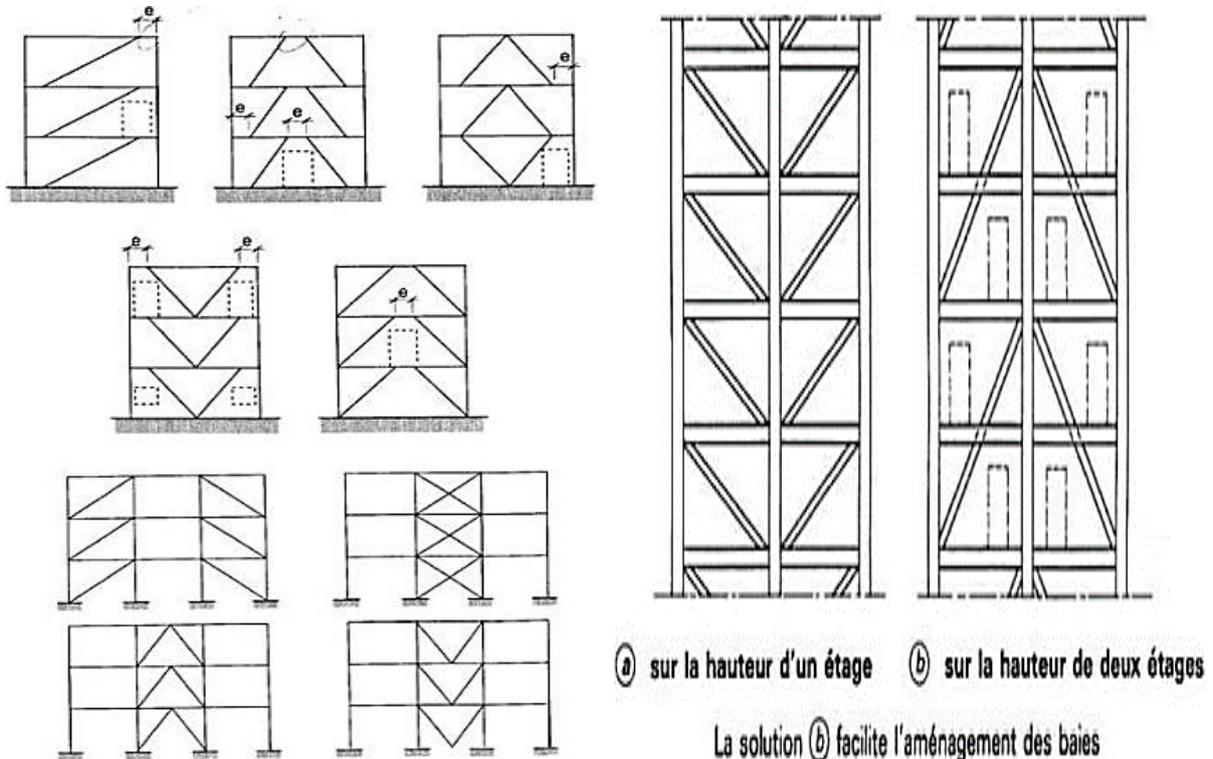


Figure 2.9 Pans de contreventement triangulé

2.2.2.4 Noyau de stabilité

Ce groupe s'observe le plus fréquemment dans une zone de regroupement des circulations verticales telles que les ascenseurs et escaliers de secours.

La stabilité des bâtiments résidentiels et commerciaux est habituellement assurée par une structure centrale composée de parois verticales, de voiles en béton armé disposés selon des plans orthogonaux et par des planchers.

Les parois de ce noyau assurent le transfert d'une partie des charges verticales et, à elles seules, la résistance aux efforts horizontaux, tel que le vent. En général, les éléments verticaux de la structure, tout autour du noyau, ne peuvent en théorie supporter que des charges verticales.

Dans ce cas, le bâtiment est complètement contreventé par un noyau rigide en béton armé qui absorbe tous les efforts horizontaux.

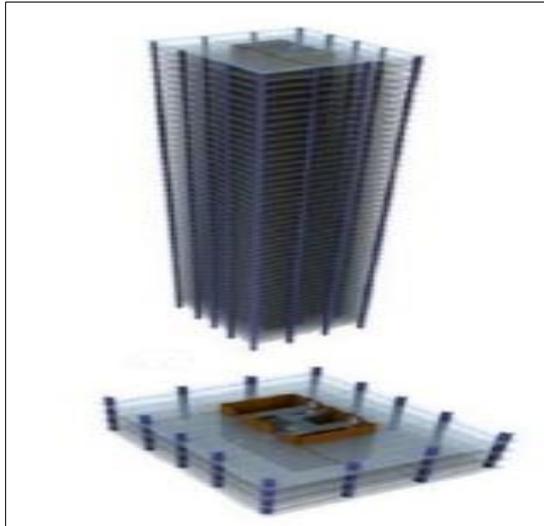


Figure 2.10 Vue en 3D d'un immeuble à noyau de stabilité. [7]

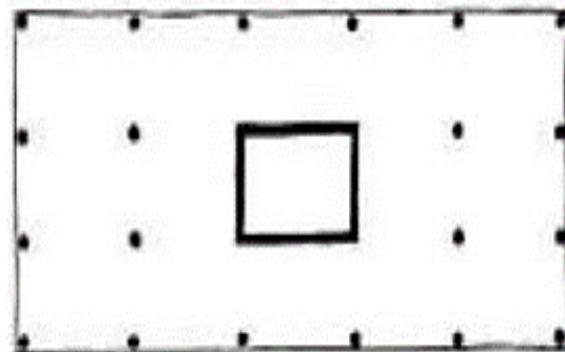


Figure 2.11 Vue en plan d'un bâtiment à noyau de stabilité

2.2.2.5 Solution mixte

Un contreventement mixte est une combinaison de deux (2) catégories de contreventements choisies parmi celles précédemment définies. Il se compose de portiques ductiles ou d'ossatures auto-stables couplées à des palées triangulées en forme de X, de V, de Λ (V renversé) etc. Le défi crucial est donc de déterminer la répartition horizontale des efforts sur les différents pans de contreventement, dont la déformabilité peut varier considérablement en raison de leur taille et de leur composition.

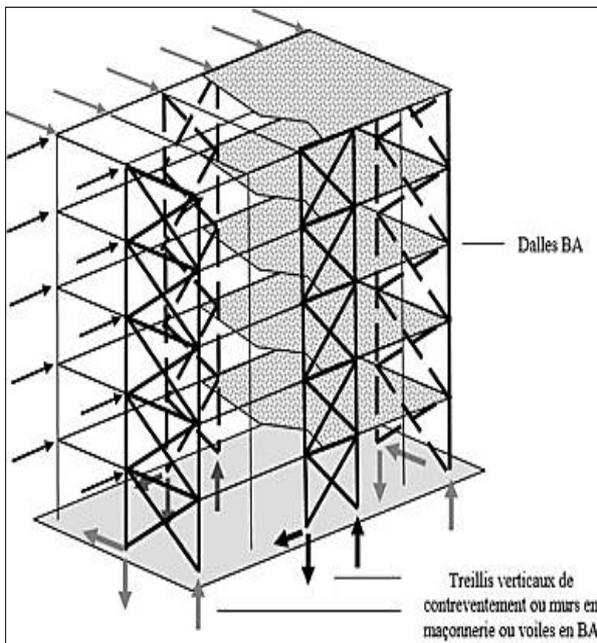


Figure 2.12 Stabilisation longitudinal et latéral assurée par divers contreventements

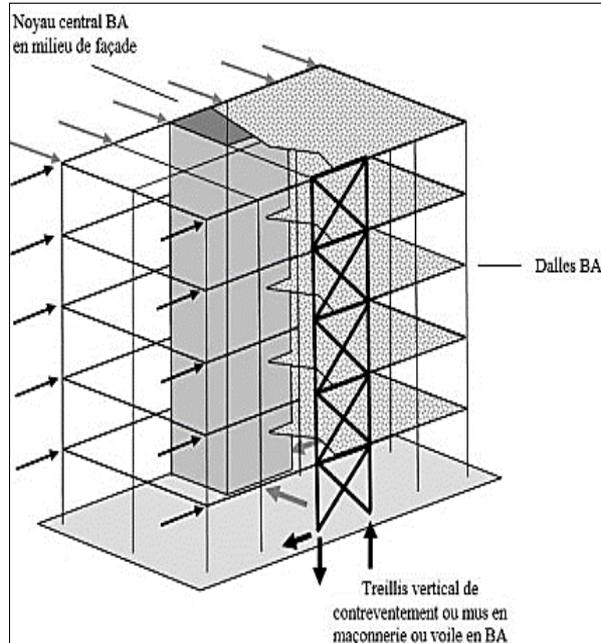


Figure 2.13 Stabilisation assuré par un noyau central avec voile ou palée triangulée

2.3 CRITÈRES DE CHOIX ET CLASSIFICATION DE SYSTÈME DE CONTREVENTEMENT POUR LES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

2.3.1 Critères de choix

Le choix entre les contreventements souples (portiques) et rigides (treillis, murs) est une question de circonstance, avec des avantages et des inconvénients à considérer avec soin dans chaque cas, ainsi que le coût de chaque option.

2.3.2 Catégorisation de système de contreventement selon l'Article 3.4 du RPA 99/2003

La catégorisation des systèmes structuraux est basée sur leur fiabilité et leur capacité de dissipation d'énergie face à l'action sismique, et la valeur numérique du coefficient de comportement R correspondant est établie en fonction de la nature des matériaux constitutifs, du type de construction, la capacité de redistribution des efforts au sein de la structure et les capacités de déformation des éléments. Les systèmes de contreventement retenus dans le présent règlement sont classés selon les catégories suivantes :

a. Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie rigide

Il s'agit d'une ossature entièrement constituée de portiques capables de reprendre l'ensemble des sollicitations liées aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas provoquer de déformations du portique comme par exemple, des cloisons désolidarisées ou légères sans liaisons qui provoquent le mouvement du portique.

Les exigences de ce système sont :

- ✓ 05 niveaux ou 17 m en zone I ;
- ✓ 04 niveaux ou 14 m en zone IIa ;
- ✓ 03 niveaux ou 11 m en zones IIb et III.

b. Portiques auto stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide

Il s'agit d'une ossature entièrement constituée de portiques capables de reprendre l'ensemble des sollicitations liées aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les remplissages concernés doivent être disposés le plus symétriquement possible par rapport au barycentre de chaque étage afin de ne pas aggraver une éventuelle dissymétrie du système de contreventement en béton armé de l'étage. Les exigences de ce système sont :

- ✓ 05 niveaux ou 17 m en zone I ;
- ✓ 04 niveaux ou 14 m en zone IIa ;
- ✓ 03 niveaux ou 11 m en zone IIb ;

- ✓ 02 niveaux ou 8 m en zone III.

c. Voiles porteurs en béton armé

Le système est composé soit uniquement de voiles, soit à la fois 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.

d. Noyau en béton armé

Dans un tel cas, le bâtiment est complètement contreventé par un noyau en béton armé qui absorbe tous les efforts horizontaux.

e. Système de contreventement mixte

Il est tout à fait acceptable d'utiliser des solutions mixtes, qui combinent certaines des solutions mentionnées précédemment. Le RPA 99 version 2003 suggère deux systèmes de contreventements mixtes : par des voiles et des portiques, avec et sans justification des interactions portiques-voiles.

- **La première avec justification d'interactions portiques-voiles :** En raison des charges verticales, 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. En dehors des sollicitations dues aux charges verticales, les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- **La deuxième sans justification d'interactions portiques-voiles :** les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales. Avec ce système de contreventement, les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum. Toutefois, en zone III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global.

2.3.3 Coefficient de comportement R

Le choix de la valeur du facteur de comportement R n'est pas évident et la plupart des codes réglementaires adoptent une valeur forfaitaire unique de ce facteur. En réalité, le facteur de comportement est une fonction complexe d'un grand nombre de paramètres et dont l'expression ne peut se résumer à une simple constante. [8]

Le facteur de comportement R, caractéristique du système structurel, est une expression de la ductilité de la structure, et qui est spécifiée par la réglementation pour un certain nombre de types de construction. Dans le règlement parasismique algérien actuel (RPA), les effets non linéaires sont pris en compte par l'utilisation d'un coefficient de comportement unique (R) qui réduit forfaitairement les efforts sismiques perçus par la structure, basée sur le concept de ductilité qui s'exprime comme le ratio du déplacement maximal atteint sur le déplacement en limite d'élasticité. [9]

Ainsi, les valeurs de référence pour ce coefficient sont données dans le **Tableau (4.1)** conformément aux exigences du Règlement Parasismique Algérien RPA 99 version 2003 :

Catégorie	Description du système de contreventement	Valeur de R
1a	Portiques auto stables sans remplissage en maçonnerie rigide	5
1b	Portiques auto stables avec remplissage en maçonnerie rigide	3.5
2	Voiles porteurs	3.5
3	Noyau	3.5
4a	Mixte portiques/voiles avec interaction	5
4b	Portiques contreventés par voiles	4
5	Console verticale à masses réparties	2
6	Pendule inverse	2

Tableau 2.1 Coefficients de comportements R des structures en béton armé selon le RPA 99 version 2003

CHAPITRE III :

ÉTUDE D'UN BÂTIMENT

INTRODUCTION

Le présent chapitre présente l'étude d'un ouvrage, qui, dans une première partie, consiste à définir les différentes caractéristiques du bâtiment, ensuite sont traités le dimensionnement des éléments structuraux et l'étude dynamique à l'aide du logiciel ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS. Dans la seconde partie, l'étude du ferrailage d'éléments non structuraux et structuraux est élaborée.

3.1 DESCRIPTION DE LA STRUCTURE

Le projet consiste à investiguer un bâtiment C + 8 avec un sous-sol de service, un rez-de-chaussée commercial et un total de huit (8) étages résidentiels. Il est localisé dans la wilaya de Guelma et sa conception présente une cohérence tant en plan qu'en élévation. Selon le règlement parasismique algérien RPA 99 version 2003, la structure est classée dans le « groupe d'usage 2 », ville située en zone IIa.

3.1.1 Caractéristiques géométriques

Suivant la vue en plan, les dimensions de la structure sont :

Longueur en plan	21.7 m
Largeur en plan	13.2 m
Hauteur du sous-sol	3.06 m
Hauteur de l'étage pour commerce	4.08 m
Hauteur des étages courants	3.06 m
Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère)	28.56 m

La hauteur de l'acrotère est de : **0.60 m**.

Le bâtiment comprend un escalier à deux (2) volées dans les étages courants et le sous-sol, et un escalier à trois (3) volées dans le rez-de-chaussée.

3.1.2 Propriétés des matériaux de la structure étudiée

Les propriétés des matériaux de construction utilisés en termes de module d'élasticité, de poids unitaire et de coefficient de poisson pour le béton et les profilés en acier sont respectivement de **32000 MPa**, **25 KN/m³**, **0.20** et **210000 MPa**, **77 KN/m³**, **0.3**. La limite élastique de l'acier utilisé pour les armatures est égale à **400 MPa**. Pour la maçonnerie, le module d'élasticité, le poids unitaire et le coefficient de poisson sont **3550 MPa**, **15 KN/m³**, **0.15** [9].

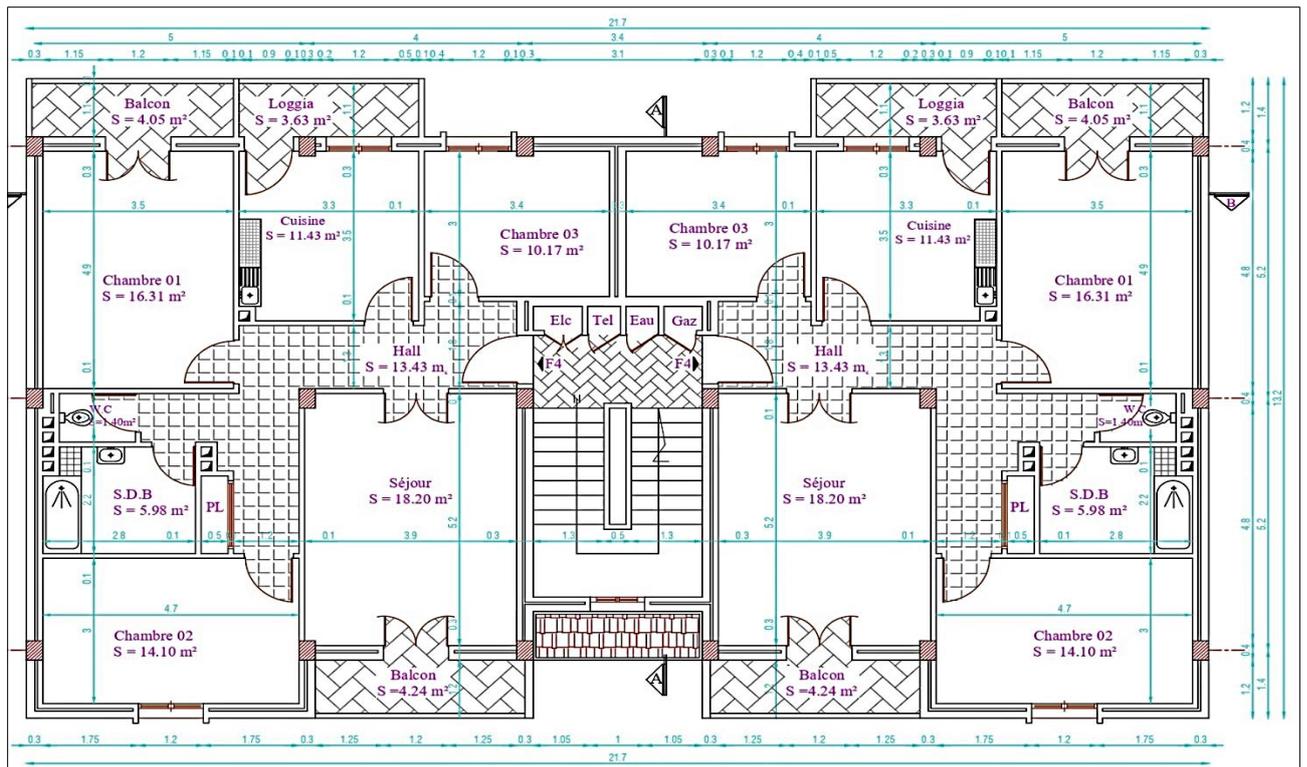


Figure 3.1 Vue en plan étage courant



Figure 3.2 Façade principale

3.2 DIMENSIONNEMENT DES ÉLÉMENTS

3.2.1 PRÉDIMENSIONNEMENT

L'importance du pré-dimensionnement ne peut être surestimée. Son objectif est de déterminer une épaisseur économique afin d'éviter le gaspillage ou surplus de métal et de béton.

Afin d'améliorer la stabilité de l'ouvrage, tous les éléments structuraux (poteaux, poutres) doivent être pré-dimensionnés de façon à pouvoir répondre à l'ensemble des sollicitations suivantes :

- ✓ Sollicitations verticales liées aux charges permanentes et surcharges.
- ✓ Sollicitations horizontales liées au séisme.

Les éléments de structure sont prédimensionnés selon les règles **BAEL 91** et **RPA 99 version 2003**.

3.2.1.1 Les planchers

Les planchers sont des plaques minces d'une faible épaisseur par rapport à leur encombrement. Ce sont des éléments horizontaux de séparation entre étages qui assurent la transmission des charges aux éléments porteurs (poutres, poteaux et voiles) ainsi qu'une isolation thermique et acoustique.

3.2.1.1.1 Le plancher en corps creux

a. Epaisseur du plancher

Pour les raisons suivantes, nous avons optés des planches à corps creux :

- ✓ La facilité de mise en œuvre ;
- ✓ L'importance des portées de l'ouvrage ;
- ✓ La diminution du poids de la structure qui a un effet sur l'amplitude de la force sismique

L'épaisseur de la dalle est le plus souvent déterminée par les conditions d'utilisation et de résistance.

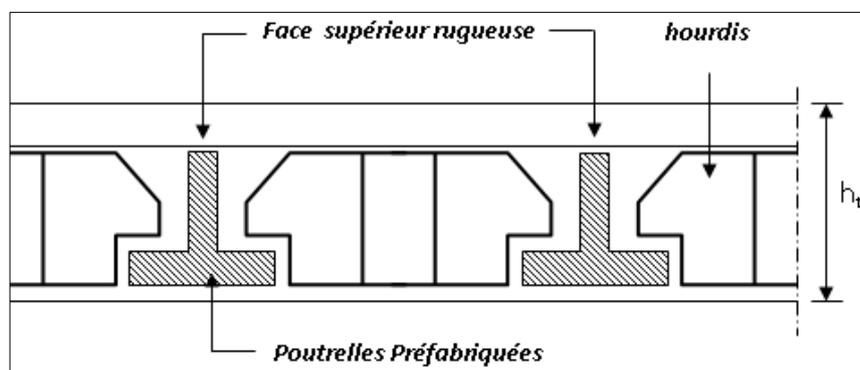


Figure 3.3 Coupe verticale du plancher à corps creux

↳ **Résistance au feu**

D'après BAEL 91 :

- ☑ e = 7 cm pour une heure de coupe-feu ;
- ☑ e = 11 cm pour deux heures de coupe-feu ;
- ☑ e = 17.5 cm pour quatre heures de coupe-feu.

On admet, dans notre cas, que :

e = 18 cm.

↳ **Condition de flèche**

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées reliées à des corps creux. La formule empirique suivante sera utilisée pour pré-dimensionner la hauteur des poutrelles :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

$$L_{\max} = 5.0 - 0.30 = 4.70 \text{ m}$$

D'où : $h_t \geq \frac{470}{22.5} = 20.89 \text{ cm}$

h_t = 21 cm.

↳ **Isolation phonique**

Pour une bonne isolation acoustique, l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm, prescription des règles techniques algériennes CBA 93.

De ce fait, nous limitons notre épaisseur à :

e = 18 cm

Finalement : $h_t = \max \{ 18 ; 21 ; 18 \} \text{ cm} = 21 \text{ cm}$

L'épaisseur du plancher choisie est de 21 cm, dont 16 cm pour les corps creux et 5 cm pour la dalle de compression.

b. Dimensions des poutrelles

Les poutrelles sont des sections en béton armé en forme de **T** utilisées pour transporter les charges vers les poutres principales. Les poutrelles sont agencées selon deux critères :

- ✓ Elles sont positionnées côte à côte à la petite portée (le plancher travaillant dans un seul sens)
- ✓ Si les poutres dans les deux directions sont égales, la direction avec le plus d'appuis (critère de continuité) est choisie car les appuis réduisent la flèche en absorbant les moments en travée.

$$b_1 = \min \left(\frac{L_n}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} ; 6 h_0 \right) \quad \text{avec : } h_0 = 5 \text{ cm.}$$

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad L_n = 72 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{72}{2} ; \frac{470}{10} ; 30 \right) = \min (36 ; 47 ; 30) \quad \Rightarrow \quad b_1 = 30 \text{ cm.}$$

$$b_0 \geq \frac{h}{2} \quad \frac{h}{2} = \frac{21}{2} = 10.5 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad b_0 \geq 10.5 \text{ cm.}$$

Finalement, on aura :

$$b = L_n = 72 \text{ cm}$$

$$h_o = 5 \text{ cm}$$

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$b_1 = 30 \text{ cm}$$

$$b_o = b - 2 b_1 = 12 \text{ cm}$$

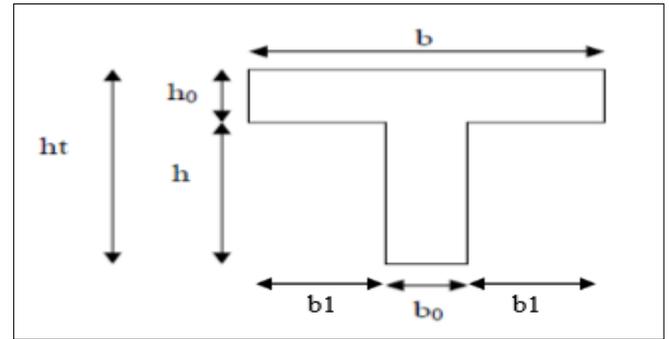


Figure 3.4 Section de la poutrelle en T

3.2.1.1.2 Le plancher en dalle pleine

↳ Résistance à la flexion

Dalles reposant sur deux côtés :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

Dalles reposant sur trois ou quatre cotés :

$$e \geq \frac{L_x}{20} + 7$$

Pour notre ouvrage, nous avons un seul type de balcon avec une dalle reposée sur trois ou quatre appuis, donc :

$$e \geq \frac{120}{20} + 7 = 13 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e = 14 \text{ cm}$$

↳ Isolation acoustique

$$\Rightarrow \quad e \geq 12 \text{ cm}$$

Finalement, on adopte pour le prédimensionnement des planchers à dalle pleine, **une épaisseur de 14 cm.**

3.2.1.2 Les poutres

Les poutres sont en béton armé, de section rectangulaire. En général, elles sont définies comme des éléments orientées horizontalement dont la fonction est de transmettre des charges aux poteaux qui les supportent. Celles-ci seront pré-dimensionnées conformément aux règles **CBA 93** et **RPA 99/2003**, qui stipulent :

3.2.1.2.1 Les poutres principales

Elles reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les distribuent aux poteaux où sont entreposées les poutres. Enfin, elles soutiennent également la dalle.

Selon le **CBA 93** : $\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$ **et** $0.3 h \leq b \leq 0.8 h$

La hauteur de la poutre est donnée comme suit :

La longueur de la poutre porteuse est de 5.20 m.

$$L_{\max} = 5.20 - 0.4 = 4.80 \text{ m ou } 480 \text{ cm}$$

$$\frac{480}{15} \leq h \leq \frac{480}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 32 \leq h \leq 48$$

On prend : **h = 45 cm**

La largeur de la poutre est donnée comme suit : $0.3 h \leq b \leq 0.8 h$

$$0.3 \cdot 45 \leq b \leq 0.8 \cdot 45 \quad \Leftrightarrow \quad 13.5 \leq b \leq 36$$

On prend : **b = 30 cm**

Vérification selon l'Article 7.5.1 du RPA 99/2003 :

$$h \geq 30 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 45 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{45}{30} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Vérfifié}$$

Les poutres principales sont de section (30 x 45) cm².

3.2.1.2.2 Les poutres secondaires (chaînages)

Elles maintiennent les portiques entre eux afin de ne pas basculer et sont également placées à côté des poutrelles. Leurs dimensions sont déterminées comme suit :

La hauteur par la condition de la flèche :

La longueur de la poutre non porteuse est de 5 m.

$$L_{\max} = 5.00 - 0.3 = 4.70 \text{ m ou } 470 \text{ cm}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{470}{15} \leq h \leq \frac{470}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 31.33 \leq h \leq 47$$

On prend : **h = 35 cm**

La largeur de la poutre :

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.8 \cdot h \quad \Leftrightarrow \quad 0.3 \cdot 40 \leq b \leq 0.8 \cdot 40 \quad \Leftrightarrow \quad 12 \leq b \leq 32$$

On prend : **b = 30 cm**

Vérification selon l'Article 7.5.1 du RPA 99/2003 :

$$h \geq 25 \text{ cm} \Leftrightarrow h = 35 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Vérfifiée}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \Leftrightarrow b = 30 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Vérfifiée}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \Leftrightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Vérfifiée}$$

Les poutres secondaires sont de section (30 x 35) cm².

3.2.1.2.3 Les poutres palières

Les poutres palières sont des poutres qui supportent le palier d'un escalier situé sous le palier de repos. Le pré-dimensionnement de cette poutre suit le même procédé que les poutres principales et secondaires.

Selon le CBA 93 : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$ **et** $0.3 h \leq b \leq 0.8 h$

La hauteur de la poutre :

La portée entre nus d'appuis de la poutre palière dans notre bâtiment est de : 3.10 m.

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad \Leftrightarrow \quad \frac{310}{15} \leq h \leq \frac{310}{10} \quad \Leftrightarrow \quad 20.67 \leq h \leq 31$$

On prend : **h = 30 cm**

La largeur de la poutre :

$$0.3 \cdot h \leq b \leq 0.8 \cdot h \quad \Leftrightarrow \quad 0.3 \cdot 30 \leq b \leq 0.8 \cdot 30 \quad \Leftrightarrow \quad 9 \leq b \leq 24$$

On prend : **b = 20 cm**

Vérification selon l'Article 7.5.1 du RPA 99/2003 :

$$h \geq 25 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad h = 30 \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \quad \Leftrightarrow \quad b = 20 \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4 \quad \Leftrightarrow \quad \frac{30}{20} = 1.5 \leq 4 \dots\dots\dots \Rightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

Pour une raison d'esthétique, on adopte des poutres palières de section (30 x 30) cm².

3.2.1.3 Les voiles

Les voiles sont des murs de contreventement qui présentent une résistance et une rigidité importante face aux sollicitations horizontales. Cependant, perpendiculairement à leur direction en plan, ils offrent très peu de résistance aux efforts horizontaux et doivent être contreventés par d'autres murs ou portiques. De manière générale, il existe deux sortes de voiles : les voiles de soutènements qui sont spécifiquement conçus pour être utilisés au sol pour assurer leur sécurité, et les voiles de contreventement qui feront l'objet de notre étude.

3.2.1.3.1 L'épaisseur des voiles

Les voiles sont dimensionnés conformément à la réglementation parasismique algérienne :

- **D'après l'Article 7.7.1 du RPA 99 :** « Les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires ; dont L : est la portée du voile et e : est l'épaisseur du voile. ».

- **L'article 7.7.1 du RPA 99/2003** ajoute que : « l'épaisseur minimale d'un voile est de 15 cm. » De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l'étage (h_e) et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-dessous.

C'est-à-dire : $e \geq \max \left(\frac{h_e}{25} ; \frac{h_e}{22} ; \frac{h_e}{20} \right)$ selon le cas qui se présente.

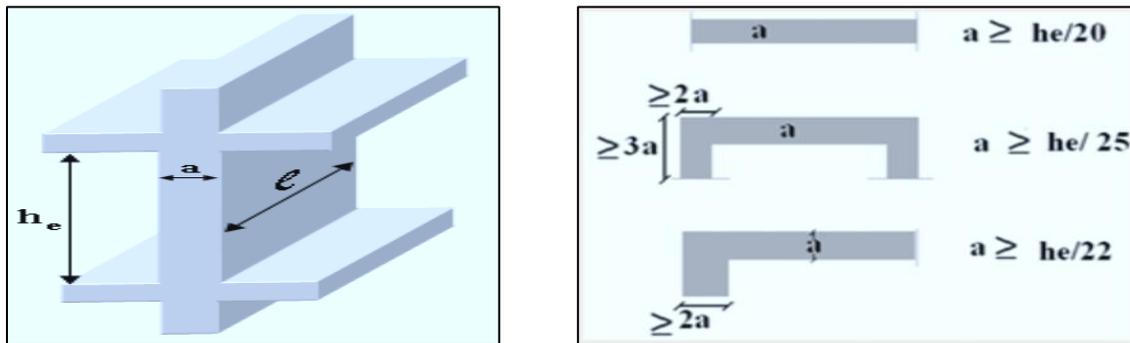


Figure 3.5 Section réduite du voile

↪ **Calcul de l'épaisseur du voile :**

✚ **La hauteur du commerce au rez-de-chaussée : $h_e = (4.08 - 0.21) = 3.87$ m**

Voile encastré de deux extrémités dans les poteaux : $\frac{h_e}{25} = \frac{387}{25} = 15.48$ cm $\Rightarrow e = 16$ cm.

Voile encastré dans une extrémité et libre dans l'autre : $\frac{h_e}{22} = \frac{387}{22} = 17.59$ cm $\Rightarrow e = 18$ cm.

✚ **La hauteur des étages courants est la même : $h_e = (3.06 - 0.21) = 2.85$ m**

Voile encastré de deux extrémités dans les poteaux : $\frac{h_e}{25} = \frac{285}{25} = 11.40$ cm $\Rightarrow e = 15$ cm.

Voile encastré dans une extrémité et libre dans l'autre : $\frac{h_e}{22} = \frac{285}{22} = 12.95$ cm $\Rightarrow e = 15$ cm.

On adopte finalement : **Pour le commerce et sous-sol, une épaisseur $e = 16$ cm pour les voiles bi-encastrés et 18 cm pour les voiles encastrés d'un bout et libre de l'autre avec des ouvertures.**

Vérification :

$e > e_{min} \Leftrightarrow 18 > 15 \dots\dots\dots \Rightarrow$ Condition Vérifiée.

$e > e_{min} \Leftrightarrow 16 > 15 \dots\dots\dots \Rightarrow$ Condition Vérifiée.

3.2.1.4 Les escaliers

La circulation entre les étages d'un bâtiment se fait par l'utilisation des escaliers ou d'ascenseurs. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé.

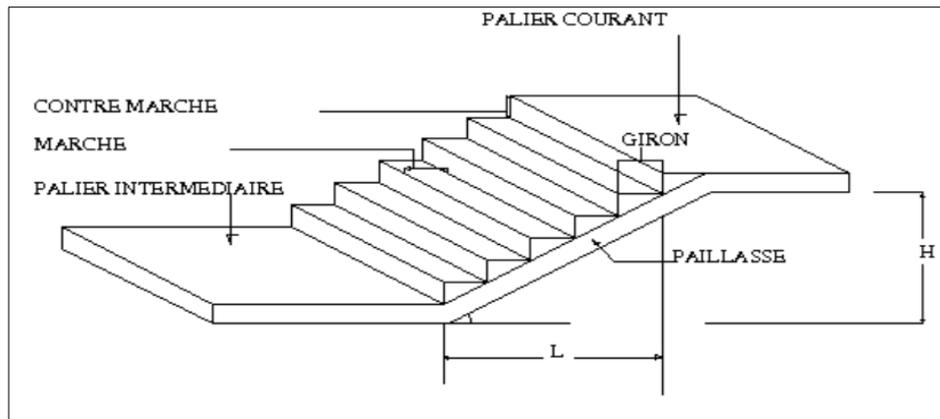


Figure 3.6 Représentation de l'escalier

➤ **Caractéristiques techniques**

Les hauteurs retenues :

RDC = 4.08 m

Étage courants = 3.06 m

Hauteur de la marche à partir de la formule de **BLONDEL** : **$59 < 2h + g < 66$**

g : varie de 22 cm à 33 cm ; on prend : g = 30 cm.

=> **$14.5 < h < 18$**

h : varie de 14 cm à 18 cm

✚ **Pour h = 17 cm**

↪ **Nombre des contremarches totales N_c :**

RDC : **$N_c = \frac{H}{h} = \frac{408}{17} = 24$**

Étages courants : **$N_c = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18$**

Enfin, il y aura : **24 contremarches pour le rez-de-chaussée et 18 contremarches pour les étages courants, soit 12 contremarches par mi-hauteur pour le commerce et 9 contremarches par mi-hauteur pour les étages courants.**

↪ **Nombre de marche par volée N :**

RDC : **$N = \frac{N_c}{3} - 1 = 7$**

Étages courants : **$N = \frac{N_c}{2} - 1 = 8$**

On aura : **7 marches par volée pour le niveau RDC en raison de trois volées pour le niveau et 8 marches par volée pour le niveau des étages courants et sous-sol.**

↪ **Inclinaison de la paillese :** $\tan \alpha = \frac{h'}{L'}$ avec : $h' = N_c \times h$ et $L' = (N_c - 1) \times g$

RDC : $h' = 12 \times 17 = 204 \text{ cm}$ et $L' = (12 - 1) \times 30 = 330 \text{ cm}$.

Étages courants : $h' = 09 \times 17 = 153 \text{ cm}$ et $L' = (09 - 1) \times 30 = 240 \text{ cm}$.

RDC : $\tan \alpha = \frac{204}{330} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{204}{330} \right) \Rightarrow \alpha = 31.72^\circ$

Étages courants : $\tan \alpha = \frac{153}{240} \Rightarrow \alpha = \tan^{-1} \left(\frac{153}{240} \right) \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

↪ **La longueur de la paillese :** $L = \frac{h'}{\sin \alpha}$

RDC : $L = \frac{2.04}{\sin(31.72)} \Rightarrow L = 3.88 \text{ m}$.

Étages courants : $L = \frac{1.53}{\sin(32.52)} \Rightarrow L \approx 2.85 \text{ m}$.

↪ **L'épaisseur de la paillese :** $\frac{L_0}{30} \leq e \leq \frac{L_0}{20}$

RDC : $L_0 = 400 \text{ cm} \Rightarrow \frac{400}{30} \leq e \leq \frac{400}{20} \Leftrightarrow 13.33 \leq e \leq 20 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$

Étage courant : $L_0 = 400 \text{ cm} \Rightarrow \frac{400}{30} \leq e \leq \frac{400}{20} \Leftrightarrow 13.33 \leq e \leq 20 \Rightarrow e = 16 \text{ cm}$

L'épaisseur du palier est la même que celle de la paillese, c'est-à-dire :

$e = 16 \text{ cm}$.

3.2.2 Evaluation des charges

L'évaluation des charges a pour objectif d'estimer les charges et surcharges qui reviennent à chaque élément porteur, constituant la structure. Les surcharges règlementaires sont :

- ✓ Les charges qui ont un poids propre spécifique dites permanentes G.
- ✓ Les surcharges ou charges d'exploitation Q.

Ces charges sont répertoriées dans le document technique règlementaire des charges permanentes et d'exploitation : **D.T.R - B.C 2.2**.

3.2.2.1 Les planchers

a. Le plancher terrasse

La terrasse est un espace accessible et inaccessible à la fois, et elle est considérée inaccessible dans la présente étude. Elle est constituée d'un plancher à corps creux avec plusieurs couches de protection et une forme de pente pour faciliter l'évacuation des eaux de crue.

N°	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Gravillon de protection	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche	/	/	0.12
3	Béton en forme de pente (1%)	0.1	22	2.2
4	Isolation thermique	0.04	4	0.16
5	Dalle en corps creux	0.21	14	2.94
6	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
La charge permanente				G = 6.47

Tableau 3.1 Les charges permanentes du plancher terrasse en corps creux

La charge d'exploitation pour la terrasse inaccessible est : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

b. Le plancher des étages courants

Les planchers des étages courants sont en corps creux.

N°	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche ou lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en corps creux	0.21	14	2.94
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation interne	/	/	0.75
La charge permanente				G = 5.09

Tableau 3.2 Les charges permanentes du plancher courant en corps creux

La charge d'exploitation pour le plancher des étages courants est : $Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$.

La charge d'exploitation pour le hall des étages courants est : $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

La charge d'exploitation pour le plancher commerce est : $Q = 5 \text{ kN/m}^2$.

3.2.2.2 Les escaliers

a. Palier

Les paliers d'escaliers sont en dalle pleine.

N°	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche ou lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.16	25	4.00
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
La charge permanente				G = 5.60

Tableau 3.3 Les charges permanentes du palier de l'escalier

La charge d'exploitation pour le palier d'escalier est :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2.$$

b. Paillasse

N°	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche ou lit de sable	0.02	18	0.36
4	Marche	0.17	22	$22 \times \frac{0.17}{2} = 1.87$
5	Paillasse	0.16	25	$\frac{(25 \times 0.18)}{\cos(32.52)} = 4.74$
6	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
7	Garde-corps	-	-	0.90
La charge permanente				G = 9.11

Tableau 3.4 Les charges permanentes de la paillasse de l'escalier

La charge d'exploitation pour la paillasse d'escalier est :

$$Q = 2.5 \text{ kN/m}^2.$$

3.2.2.3 Les balcons

Les balcons sont en dalle pleine.

N°	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche ou lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle en béton armé	0.14	25	3.50
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.40
La charge permanente				G = 5.10

Tableau 3.5 Les charges permanentes du balcon en dalle pleine

La charge d'exploitation pour le balcon en dalle pleine est :

$$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2.$$

3.2.2.4 Les murs

a. Les murs extérieurs

N°	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Brique creuse	0.25	14	3.5
2	Enduit de plâtre	0.02	12	0.24
3	Enduit ciment	0.02	20	0.4
La charge permanente				G = 4.14

Tableau 3.6 Les charges permanentes du mur extérieur

b. Les murs intérieurs (simple cloison)

N°	Matériaux	Epaisseur e (m)	Poids volumique γ (kN/m ³)	Poids propre G (kN/m ²)
1	Brique creuse	0.1	9	0.9
2	Enduit de ciment extérieur	0.02	20	0.4
3	Enduit de ciment intérieur	0.02	14	0.28
La charge permanente				G = 1.58

Tableau 3.7 Les charges permanentes du mur cloison

3.2.2.5 L'acrotère

L'acrotère est un dispositif de sécurité installé sur la terrasse et intégré à une console encastrée dans le plancher terrasse. Il prend la forme d'une paroi qui protège des chutes. La charge permanente de l'acrotère est proportionnelle à sa surface et au poids volumique du béton armé, soit :

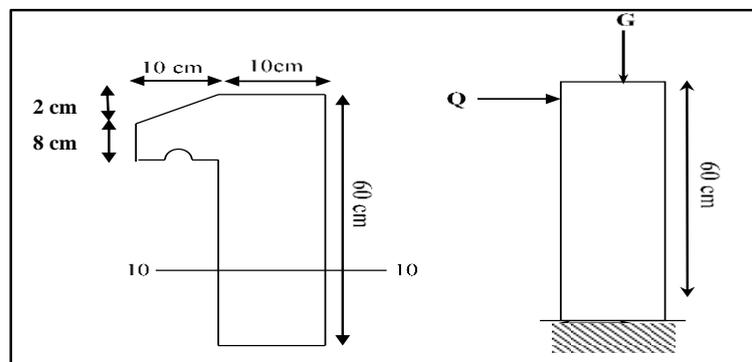


Figure 3.7 Section type d'un acrotère

$$S_{\text{acrotère}} = \{(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \times 0.02/2)\} = \mathbf{0.069 \text{ m}^2}.$$

$$P_p = 0.069 \times 25 = \mathbf{1.725 \text{ kN/ml}}$$

N°	Matériaux	Poids propre G (kN/ml)
1	Acrotère	1.725
2	Enduit de plâtre	0.55
La charge permanente		G = 2.275

Tableau 3.8 Les charges permanentes de l'acrotère

La charge d'exploitation pour un acrotère est : $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

◆ RÉCAPITULATIF D'ÉVALUATION DES CHARGES

Eléments		Charges permanentes G	Charges d'exploitation Q
Plancher	Terrasse	6.47 kN/m ²	1 kN/m ² (inaccessible)
	Courant	5.09 k N/m ²	Chambres = 1.5 kN/m ²
			Hall = 2.5 kN/m ²
			Commerce : 5 kN/m ²
Escalier	Palier	5.60 kN/m ²	2.5 kN/m ²
	Paillasse	9.11 kN/m ²	
Balcons		5.10 KN/m ²	3.5 kN/m ²
Murs	Extérieur	4.14 kN/m ²	X
	Intérieur	1.58 kN/m ²	
Acrotère		2.275 kN/ml	1 kN/m ²

3.2.3 Les poteaux et la descente des charges sur le poteau intermédiaire

Les poteaux sont des éléments en béton armé orientés verticalement et qui servent de points d'appui pour le transfert des charges vers les fondations. Ils sont dimensionnés à l'aide d'un calcul basé sur la descente des charges permanentes et d'exploitation à l'état limite ultime ($N_u = 1.35 G + 1.5 Q$) et cette charge pouvant être majorée de 10% pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive dans le cas des tours d'au moins trois travées. Cette charge devient de ce fait : $N_u = 1.1 N_u$

3.2.3.1 Etapes de prédimensionnement du poteau

Le prédimensionnement consiste à :

- ✓ Dimensionner les poteaux ;
- ✓ Identifier le poteau le plus sollicité ;
- ✓ Déterminer les charges permanentes et d'exploitation revenant à ce poteau.

3.2.3.1.1 Les dimensions des poteaux

Les dimensions de la section transversale des poteaux rectangulaires doivent répondre aux conditions de l'Article 7.4.1 du RPA 99/2003 qui est : $\min (b ; h) \geq 25 \text{ cm}$ en zone IIa.

Niveau de l'étage		8 ^e	7 ^e	6 ^e	5 ^e	4 ^e	3 ^e	2 ^e	1 ^{er}	RDC	Sous-sol
Dimensions (cm)	b	30	30	30	30	40	40	40	40	55	55
	h	40	40	40	40	50	50	50	50	65	65
Condition RPA 99/2003		Oui	Oui	Oui							

Tableau 3.9 Dimensionnement des poteaux

3.2.3.1.2 Le choix du poteau

Le poteau le plus sollicité de la structure est le poteau central du sous-sol « C-2 » ou « C-5 ».

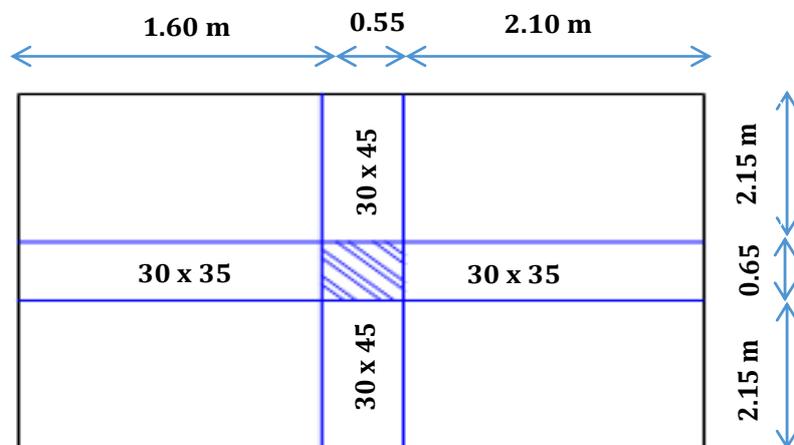


Figure 3.8 Représentation du poteau central le plus sollicité des étages

3.2.3.1.3 La surface afférente reprise par le poteau

La surface afférente correspond à l'aire récupérée par le poteau le plus sollicité. Dans notre bâtiment, elle correspond à celle du poteau « C-2 » situé au sous-sol, dont :

$$S_a = (1.60 + 2.10) \times (2.15 + 2.15) = 15.91 \text{ m}^2.$$

3.2.3.2 Calcul de l'effort \bar{N}_u

L'effort normal admissible est :
$$\bar{N}_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$ **et** $A_s = \frac{(b \times h) \times 0.2}{100}$

Entre temps, rappelons que f_{c28} est prise égale à **25 MPa** et $f_e = 400 \text{ MPa}$; ces deux valeurs caractérisent respectivement les résistances du béton et de l'acier.

↳ Longueur de flambement

Les poteaux sont encastés aux deux extrémités, L_f est prise égale à **0.7 L_o**.

RDC : $L_f = 0.7 * 4.08 = 2.856 \text{ m}$

Etage courant et sous-sol : $L_f = 0.7 * 3.06 = 2.142 \text{ m}$

↳ Élançement géométrique : $\lambda = \frac{L_f}{i_{min}} \Rightarrow i_{min} = i_x = \sqrt{\frac{I_x}{B}} = \sqrt{\frac{h \times b^3}{12 \times (b \times h)}}$

↳ Coefficient d'élançement géométrique : Selon l'Article B.8.4.1 du BAEL 91/1999,

$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2}$ pour $\lambda < 50$ et $\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$.

	Section brute B_r (mm ²)	Longueur L_f (mm)	Elancement λ	Coefficient α	Section d'armature A_s (mm ²)	L'effort ultime \bar{N}_u (kN)
8 ^e étage	106 400	2 142	24.733685	0.772813	240	1 587.2403
7 ^e étage	106 400	2 142	24.733685	0.772813	240	1 587.2403
6 ^e étage	106 400	2 142	24.733685	0.772813	240	1 587.2403
5 ^e étage	106 400	2 142	24.733685	0.772813	240	1 587.2403
4 ^e étage	182 400	2 142	18.550264	0.804786	400	2 830.3579
3 ^e étage	182 400	2 142	18.550264	0.804786	400	2 830.3579
2 ^e étage	182 400	2 142	18.550264	0.804786	400	2 830.3579
1 ^{er} étage	182 400	2 142	18.550264	0.804786	400	2 830.3579
RDC	333 900	2 856	17.9881349	0.8073492	715	5 192.8932
Sous-sol	333 900	2 142	13.4911012	0.8254704	715	5 309.44963

Tableau 3.10 Calcul de l'effort \bar{N}_u des poteaux du bâtiment

3.2.3.3 Descente des charges sur le poteau intermédiaire

La descente des charges désigne l'opération consistant à calculer les efforts normaux résultant de l'effet des charges verticales sur les divers éléments porteurs verticaux (poteaux ou murs) ainsi que les fondations.

3.2.3.3.1 Les charges d'exploitation Q

Parce qu'il est rare que toutes les charges d'exploitation surviennent en même temps, la loi de dégression est utilisée pour les déterminer. La loi de dégression consiste à réduire les charges identiques de **10%** à chaque étage jusqu'à **0.5 Q**, soit :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$$

Rappelons que $\frac{3+n}{2n}$ ne s'utilise qu'à partir du cinquième (5) étage.

	Q local (kN/m ²)	Q hall (kN/m ²)	S local (m ²)	S Hall (m ²)	Q = q x S (kN)	$\frac{3+n}{2n}$	Qcum (kN)
8 ^e étage	1		20.16		20.16	1	20.16
7 ^e étage	1.5	2.5	4.44	15.72	45.96	1	66.12
6 ^e étage	1.5	2.5	4.44	15.72	45.96	0.95	109.782
5 ^e étage	1.5	2.5	4.44	15.72	45.96	0.90	151.146
4 ^e étage	1.5	2.5	4.025	14.375	41.975	0.85	186.82475
3 ^e étage	1.5	2.5	4.025	14.375	41.975	0.75	218.306
2 ^e étage	1.5	2.5	4.025	14.375	41.975	0.71	248.10825
1 ^{er} étage	1.5	2.5	4.025	14.375	41.975	0.68	276.65125
RDC	1.5	2.5	3.44	12.47	36.335	0.66	300.63235
Sous-sol	5		15.91		79.55	0.65	352.33985

Tableau 3.11 Les charges d'exploitation pour le bâtiment agissant sur le poteau

3.2.3.3.2 Les charges permanentes G

Les charges permanentes résultantes pour les poteaux centraux :

Etage	Section	Désignation	G (kN)
8 ^e étage	(0-0)	Plancher terrasse : 6.47 x 20.16	130,4352
		Poutre principale : (0.30 x 0.45) x (2.40 + 2.40) x 25	16,2
		Poutre secondaire : (0.3 x 0.35) x (2.35 + 1.85) x 25	11,025
	Σ		157,6602
	(1-1)	G venant de (0-0)	157,6602
		Poteau : (0.30 x 0.40) x 3.06 x 25	9,18
		Mur intérieur : 1.58 x (1.25 + 2.40) x 3.06	17,64702
Σ		184,48722	
7 ^e étage	(2-2)	G venant de (1-1)	184,48722
		Plancher étage : 5.09 x 20.16	102,6144
		Poutre principale : (0.30 x 0.45) x (2.40 + 2.40) x 25	16,2
		Poutre secondaire : (0.3 x 0.35) x (2.35 + 1.85) x 25	11,025
	Σ		314,32662
	(3-3)	G venant de (2-2)	314,32662
		Poteau : (0.30 x 0.40) x 3.06 x 25	9,18
Mur intérieur : 1.58 x (1.25 + 2.40) x 3.06		17,64702	
Σ		341,15364	
6 ^e étage	(4-4)	G venant de (3-3)	341,15364
		Plancher étage : 5.09 x 20.16	102,6144
		Poutre principale : (0.30 x 0.45) x (2.40 + 2.40) x 25	16,2
		Poutre secondaire : (0.3 x 0.35) x (2.35 + 1.85) x 25	11,025

	Σ		470,99304
	(5-5)	G venant de (4-4)	470,99304
		Poteau : $(0.30 \times 0.40) \times 3.06 \times 25$	9,18
		Mur intérieur : $1.58 \times (1.25 + 2.40) \times 3.06$	17,64702
Σ		497,82006	
5 ^e étage	(6-6)	G venant de (5-5)	497,82006
		Plancher étage : 5.09×20.16	102,6144
		Poutre principale : $(0.30 \times 0.45) \times (2.40 + 2.40) \times 25$	16,2
		Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times (2.35 + 1.85) \times 25$	11,025
	Σ		627,65946
	(7-7)	G venant de (6-6)	627,65946
		Poteau : $(0.30 \times 0.40) \times 3.06 \times 25$	9,18
		Mur intérieur : $1.58 \times (1.25 + 2.40) \times 3.06$	17,64702
Σ		654,48648	
4 ^e étage	(8-8)	G venant de (7-7)	654,48648
		Plancher étage : 5.09×18.4	93,656
		Poutre principale : $(0.3 \times 0.45) \times (2.30 + 2.30) \times 25$	15,525
		Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times (2.25 + 1.75) \times 25$	10,5
	Σ		774,16748
	(9-9)	G venant de (8-8)	774,16748
		Poteau : $(0.40 \times 0.50) \times 3.06 \times 25$	15,3
		Mur intérieur : $1.58 \times (1.15 + 2.30) \times 3.06$	16,68006
Σ		806,14754	
3 ^e étage	(10-10)	G venant de (9-9)	806,14754
		Plancher étage : 5.09×18.4	93,656
		Poutre principale : $(0.3 \times 0.45) \times (2.30 + 2.30) \times 25$	15,525
		Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times (2.25 + 1.75) \times 25$	10,5
	Σ		925,82854
	(11-11)	G venant de (10-10)	925,82854
		Poteau : $(0.40 \times 0.50) \times 3.06 \times 25$	15,3
		Mur intérieur : $1.58 \times (1.15 + 2.30) \times 3.06$	16,68006
Σ		957,8086	
2 ^e étage	(12-12)	G venant de (11-11)	957,8086
		Plancher étage : 5.09×18.4	93,656
		Poutre principale : $(0.3 \times 0.45) \times (2.30 + 2.30) \times 25$	15,525
		Poutre secondaire : $(0.3 \times 0.35) \times (2.25 + 1.75) \times 25$	10,5
	Σ		1 077,4896

	(13-13)	G venant de (12-12)	1077,4896
		Poteau : (0.40 x 0.50) x 3.06 x 25	15,3
		Mur intérieur : 1.58 x (1.15 + 2.30) x 3.06	16,68006
	Σ		1 109,46966
1 ^{er} étage	(14-14)	G venant de (13-13)	1109,46966
		Plancher étage : 5.09 x 18.4	93,656
		Poutre principale : (0.3 x 0.45) x (2.30 + 2.30) x 25	15,525
		Poutre secondaire : (0.3 x 0.35) x (2.25 + 1.75) x 25	10,5
	Σ		1 229,15066
	(15-15)	G venant de (14-14)	1229,15066
		Poteau : (0.40 x 0.50) x 3.06 x 25	15,3
		Mur intérieur : 1.58 x (1.15 + 2.30) x 3.06	16,68006
Σ		1 261,13072	
RDC	(16-16)	G venant de (15-15)	1261,13072
		Plancher étage : 5.09 x 15.91	80,9819
		Poutre principale : (0.30 x 0.45) x (2.15 + 2.15) x 25	14,5125
		Poutre secondaire : (0.30 x 0.35) x (2.10 + 1.60) x 25	9,7125
	Σ		1 366,33762
	(17-17)	G venant de (16-16)	1366,33762
		Poteau : (0.55 x 0.65) x 4.08 x 25	36,465
		Mur intérieur : 1.58 x (2.15) x 4.08	13,85976
Σ		1 416,66238	
SOUS SOL	(18-18)	G venant de (17-17)	1 416,66238
		Plancher étage : 5.09 x 15.91	80,9819
		Poutre principale : (0.30 x 0.45) x (2.15 + 2.15) x 25	14,5125
		Poutre secondaire : (0.30 x 0.35) x (2.10 + 1.60) x 25	9,7125
	Σ		1 521.86928

Tableau 3.12 Les charges permanentes agissant sur le poteau C-5

Finalement, on a : $G = 1\,521.87\text{ kN}$ et $Q = 352.34\text{ kN}$

D'où : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (1\,521.87) + 1.5 (352.34) = 2\,583.0345\text{ kN}$

3.2.3.4 Vérification de N_u et \bar{N}_u

Selon l'Article B.8.1,1 du BAEL 91/99, dans le cas de bâtiment comportant au moins trois travées, une majoration de 10% est requise pour les poteaux intermédiaires voisins des poteaux de rive, soit :

$$1.1 N_u = 1.1 \times 2\,583.0345 = 2\,841.338\text{ kN}$$

Vérification : $1.1 N_u \leq \bar{N}_u \Leftrightarrow 2\,841.338 \leq 5\,309.45 \Rightarrow$ **Condition Vérifiée**

3.2.3.5 Vérification spécifique selon l'Article 7.4.3.1 RPA 99/2003

En dehors des vérifications exigées par la CBA 93, et afin d'éviter ou de réduire le risque d'une rupture fragile due au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition

suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Vérifions cela : $\frac{2\,583.0345 \times 10^3}{(550 \times 650) \times 25} = 0.289 \approx 0.29 \leq 0.3 \Rightarrow$ **Condition Vérifiée**

3.2.3.5.1 Critère de résistance

Elle consiste à vérifier que : $\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$

$$\sigma_b = \frac{N_u}{B} = \frac{2\,841\,338}{(550 \times 650)} = 7.9477 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.167 \text{ MPa}$$

Vérification : $7.95 \text{ MPa} \leq 14.17 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition Vérifiée**

Commentaire : Finalement, nous pouvons conclure de ces résultats et conditions soigneusement vérifiés, que la capacité portante est plus importante que l'effort normal, ce qui implique que les dimensions des poteaux sont appropriées. Nous adopterons par la suite les dimensions choisis précédemment à tous les poteaux de la structure.

3.3 ÉTUDE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

Face aux effets des séismes sur les bâtiments et à l'impossibilité de les présager, il est primordial de construire des ouvrages capables de résister à de tels événements pour assurer une protection au moins suffisante des vies humaines, d'où l'émergence de la construction parasismique. Cette dernière se repose généralement sur une étude dynamique des structures en mouvement, avec pour objectif premier de déterminer les propriétés dynamiques de la structure lors des vibrations, parce que de telles études sont souvent difficiles et nous nous tournons fréquemment vers des simulations qui nous permettent de simplifier les problèmes pour conduire les analyses.

3.3.1 Différentes méthodes de calcul

Selon l'Article 4.1 de RPA 99/2003, le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- La méthode d'analyse modale spectrale.

- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.
- La méthode statique équivalente.

3.3.2 Choix de la méthode de calcul

La méthode de calcul choisie est déterminée par les conditions d'application de chacune. Dans notre cas, notre structure est classée en **zone sismique IIa** par le RPA 99/03, de **groupe d'usage 2**. En conséquence, notre structure répondant aux critères **4.1.2 du RPA 99/2003**, nous utiliserons la méthode spectrale dynamique qui est une méthode générale. En raison de la hauteur significative du bâtiment, qui dépasse la hauteur spécifiée à **l'Article 4.1.2 du RPA 99/2003**, l'application de la méthode statistique équivalente n'est plus possible.

3.3.2.1 La méthode d'analyse modale spectrale

a. Principe

Le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse calculé est recherché à l'aide de cette méthode pour chaque mode de vibration. Ces effets sont ensuite combinés pour produire la réponse de la structure.

b. Spectre de réponse

L'action sismique représentée par le spectre de calcul selon le RPA 99/2003 est donnée par :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec : **A** : donné par le **Tableau 4.1 du RPA 99/03**.

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0.7$$

T₁, T₂ : donnés par le **Tableau 4.7 de RPA 99/2003**.

R : donné par le **Tableau 4.3 du RPA 99/2003**, fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans **l'Article de 3.4 du RPA 99/2003**.

ξ : Fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages donnée par le **Tableau 4.2 du RPA 99/2003**.

D : Fonction de la classification du sol et de la période T de la structure selon **l'Article 4.2 du RPA 99/2003**.

c. Classification du site

En fonction des propriétés mécaniques des sols qui les composent, les sites sont répartis en quatre catégories selon l'Article 3.3 du RPA 99/2003. Dans notre cas, nous considérons que le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage a délivré que nous sommes en présence d'un sol meuble : **catégorie S3**.

d. Détermination des paramètres du spectre de réponse

❖ Coefficient d'accélération : **A = 0.15**

❖ Facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T \leq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Périodes caractéristiques T_1, T_2 : Site (S3) $\Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s}$; $T_2 = 0.5 \text{ s}$

Coefficient de correction d'amortissement : Portiques remplis densément $\Rightarrow \xi = 7 \%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = 0.882$$

Période fondamentale T est estimé, selon l'Article 4.24 du RPA 99/2003, à partir de :

La formule empirique : $T = C_T \cdot h_N^{(3/4)} = 0.075 \times 31.62^{(3/4)} = 1.00 \text{ s}$

Avec C_T : donné par le Tableau 4.6 du RPA 99/2003.

D'où : $D = 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} \quad D = 1.458$

- ❖ Coefficient de comportement : Portiques autostables sans maçonnerie rigide : $\Rightarrow R = 5$
- Portiques autostables avec maçonnerie rigide : $\Rightarrow R = 3.5$
- Portiques contreventés par des voiles : $\Rightarrow R = 4$
- Portiques contreventés par des palées X en acier : $\Rightarrow R = 5$
- Portiques contreventés par des palées V en acier : $\Rightarrow R = 4$
- Portique contreventé par des palées X en béton armé : $R = 5$
- Portique contreventé par des palées V en béton armé : $R = 4$

❖ Facteur de qualité : **Q = 1 + ΣPq**

Critère (q)	Pq	
	Sens X	Sens Y
Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00	0.00
Redondance en plan	0.00	0.00
Régularité en plan	0.00	0.00
Régularité en élévation	0.00	0.00

Contrôle de qualité des matériaux	0.05	0.05
Contrôle de qualité de l'exécution	0.10	0.10
Σ	0.15	

$$Q = 1 + 0.15 = 1.15$$

3.3.3 Modélisation de la structure

Pour modéliser notre structure, nous avons utilisé un programme d'éléments finis appelé ROBOT ANALYSIS STRUCTURAL (RSA), qui nous permet de calculer les efforts tels que le moment de flexion, l'effort normal et l'effort tranchant (M.N.T) et bien plus. En prélude, l'introduction des données suivantes dans le programme dans l'ordre approprié est requise :

- ✚ Caractéristiques géométriques des éléments du portique : poteaux, poutres principales et chainages.
- ✚ Caractéristiques géométriques des éléments secondaires : planchers, balcons, escaliers ...
- ✚ Charges verticales telles que les charges permanentes G (planchers, paliers, paillasse, balcons, murs, acrotère), les charges d'exploitations Q (planchers, escaliers, balcons, acrotère) et l'effort sismique.

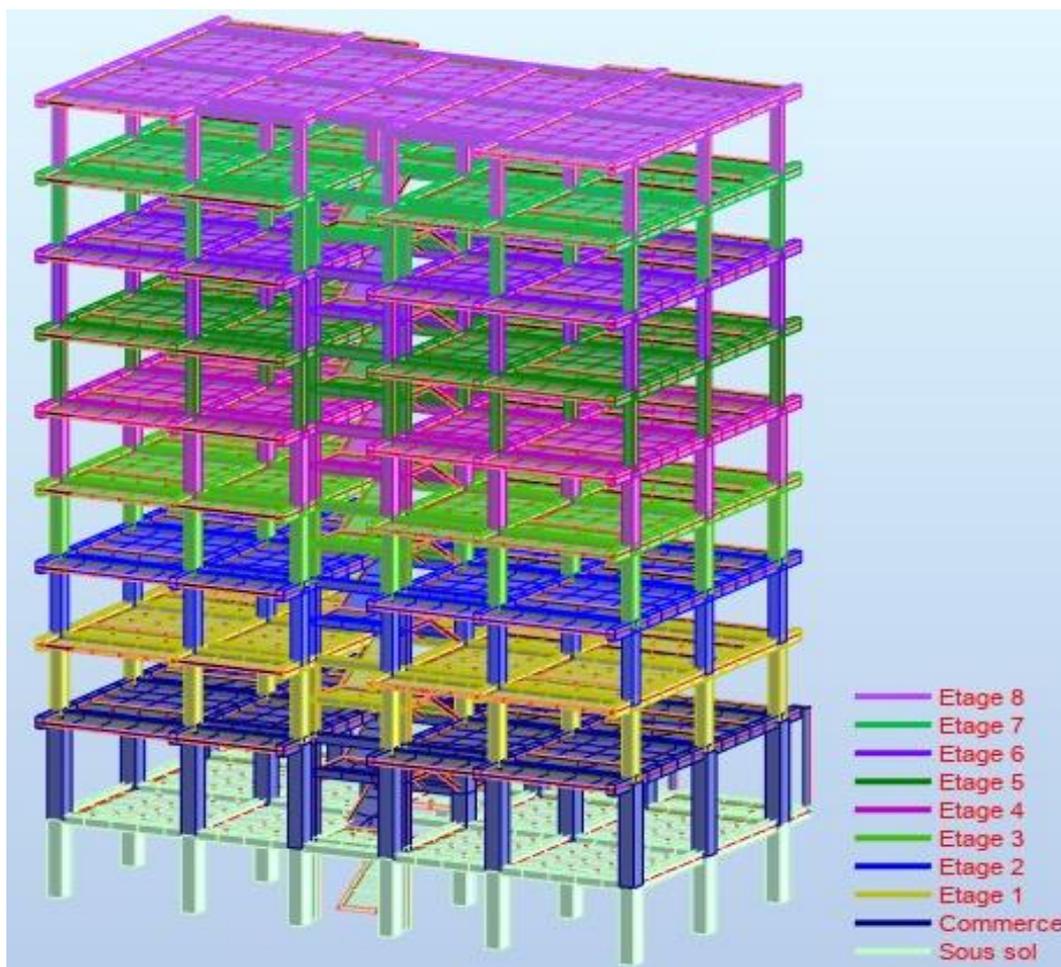
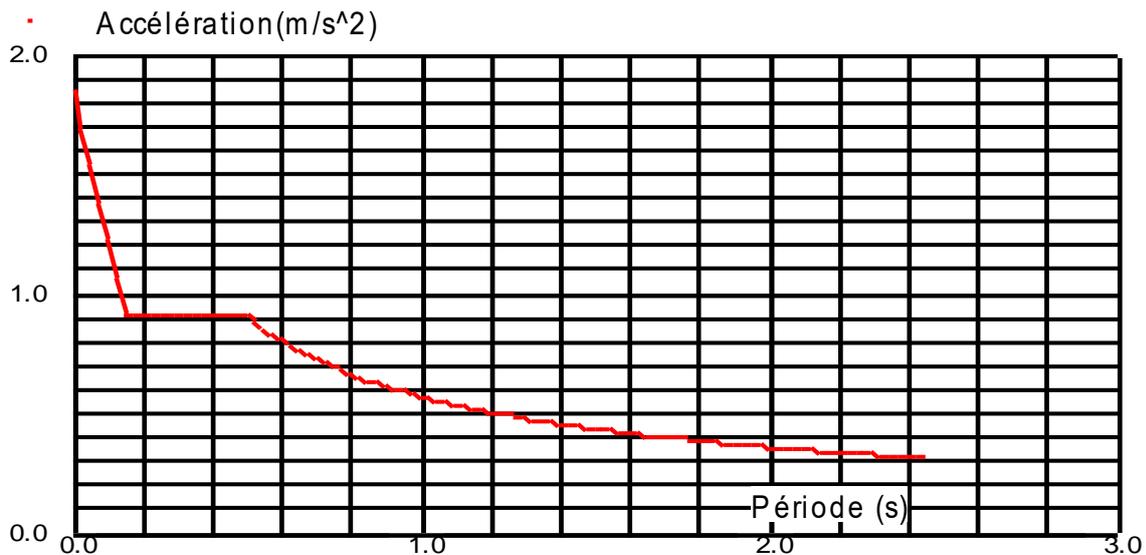


Figure 3.9 Structure en portique modélisé sur le robot RSA 2020

❖ Le spectre de réponse :



❖ Les périodes et facteurs de participation modale à considérer :

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
4/ 1	0,70	1,43	50,55	0,05	0,00	50,55	0,05	0,00
4/ 2	0,73	1,36	54,85	54,76	0,00	4,30	54,71	0,00
4/ 3	0,74	1,36	72,33	70,98	0,00	17,48	16,22	0,00
4/ 4	1,96	0,51	79,69	70,98	0,00	7,36	0,00	0,00
4/ 5	2,10	0,48	83,06	71,02	0,00	3,37	0,04	0,00
4/ 6	2,13	0,47	83,08	81,49	0,00	0,02	10,47	0,00
4/ 7	3,40	0,29	86,09	81,49	0,00	3,00	0,00	0,00
4/ 8	3,65	0,27	86,43	81,49	0,00	0,34	0,00	0,00
4/ 9	3,72	0,27	86,43	84,99	0,00	0,00	3,50	0,00
4/ 10	4,72	0,21	88,52	84,99	0,00	2,09	0,00	0,00

❖ Vérification règlementaire : Selon l'Article 4.2.4 (4) RPA99/2003, la période empirique doit être majorée de 30% et par conséquent, doit être supérieur à la période calculée par le robot, d'où :

$$T_{robot} \leq 1.3 T_{emp.} = 1.3 s \Leftrightarrow 1.43 s \leq 1.3 s \Rightarrow \text{Condition Non Vérifiée}$$

Commentaire : La structure est souple (flexible), il convient de la rigidifier soit par renforcement de la raideur ou la section des éléments structuraux, qui n'est pas du tout économique, ou soit par ajout de système de contreventement, qui est d'ailleurs notre objectif.

3.4 FERRAILLAGE DES ÉLÉMENTS

Dans une structure, il existe deux catégories d'éléments : les éléments primaires qui contribuent directement au contreventement de la structure et les éléments secondaires qui n'y contribuent pas directement au contreventement. Cette partie du chapitre s'intéressera au ferrailage des éléments secondaires qui composent notre édifice, tels que les planchers, les balcons, l'acrotère

et les escaliers, avant de passer au ferrailage des éléments principaux tels que les poutres, poteaux et voiles. Le calcul sera effectué conformément à la réglementation **BAEL 91/99** tout en gardant à l'esprit les exigences du **RPA 99/2003**.

3.4.1 Ferrailage des éléments secondaires

3.4.1.1 Calcul des planchers

Pour l'ensemble des étages, nous avons optés pour un plancher à corps creux dont l'épaisseur est de 21 cm. Les poutrelles sont orientées dans le sens du plus petit côté du rectangle encadrant le plancher. En observant, on a donc un type de poutrelle continue à six (6) travées. Les nervures du plancher peuvent être calculées en utilisant soit les méthodes traditionnelles de RDM, soit de nouvelles approches appelées méthodes forfaitaires qui seront présentées.

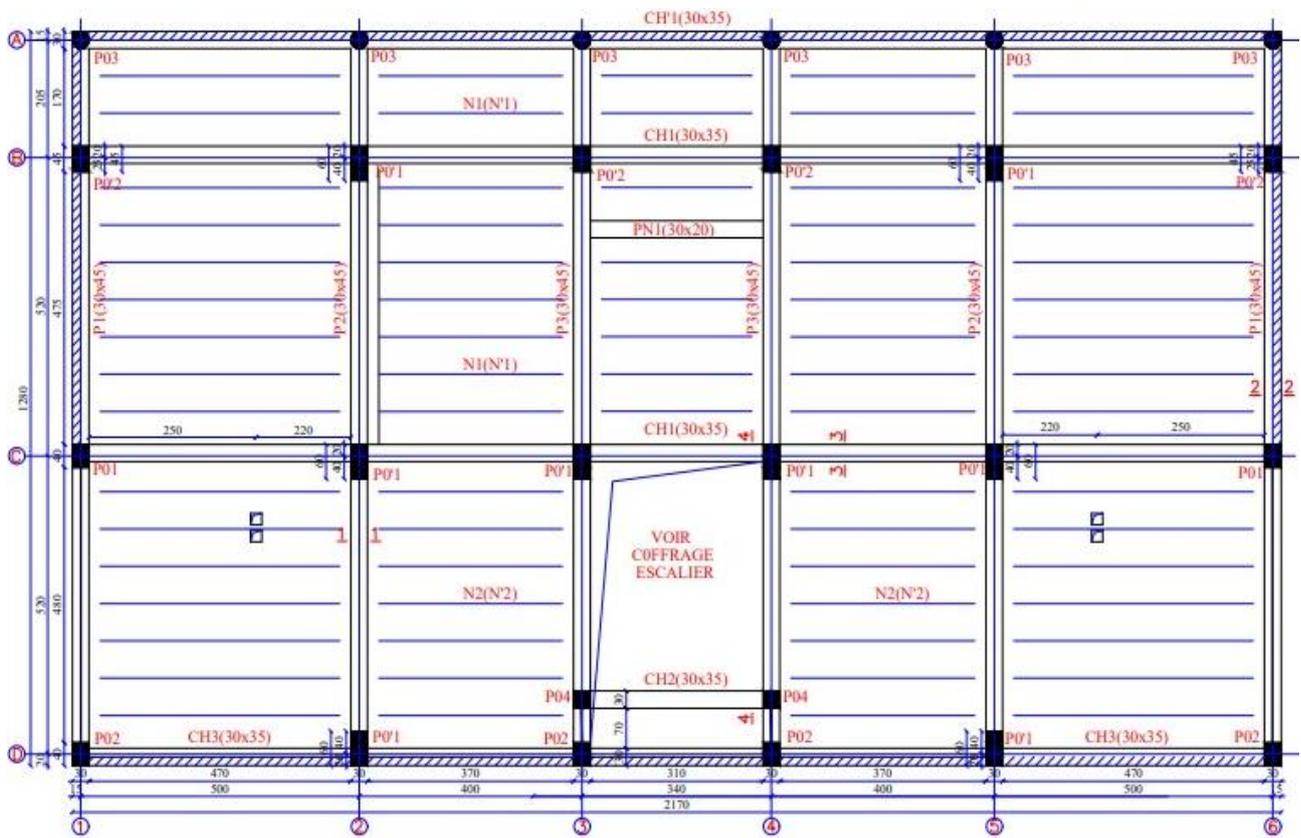


Figure 3.10 Plan de coffrage de l'étage commerce

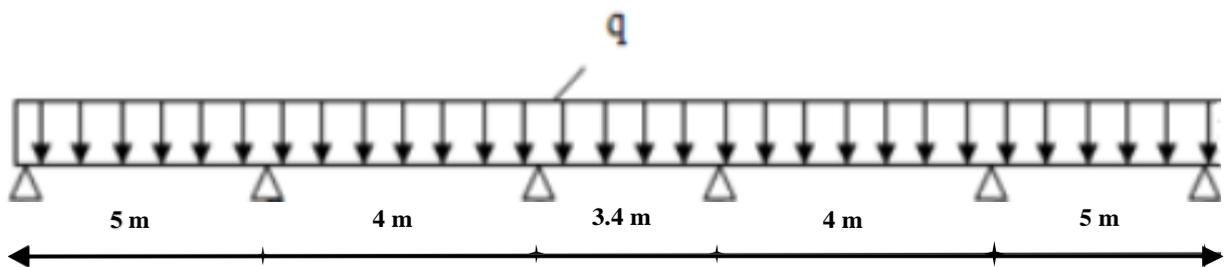


Figure 3.11 Poutre continue sur 6 appuis

3.4.1.1.1 Le choix de la méthode de calcul

3.4.1.1.1.1 La méthode forfaitaire

Pour qu'elle soit appliquée, il faut que :

- ✚ La somme des charges variables et celle des charges permanentes pour des éléments fléchis des planchers de construction courante sont telle que $q = (G + Q) \leq \max \{2G, 5\text{kN/m}^2\}$:

Vérification : $6.47 + 1 = 7.47 \text{ kN/m}^2 \leq \max \{12.94\text{kN/m}^2, 5\text{kN/m}^2\}$: **Condition Vérifiée**

- ✚ Les éléments ont une même inertie dans les différentes travées : **Condition Vérifiée.**

- ✚ Les portées successives sont dans un rapport compris 0.8 et 1.25 :

Vérification : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Leftrightarrow 0.8 \leq \frac{5}{4} \leq 1.25$: **Condition Vérifiée**

✚ **On applique la méthode forfaitaire**

❖ **Calcul des planchers nervurés**

L'application de la méthode exige que les valeurs M_t , M_w et M_e présent en compte dans les calculs de la travée considérée doivent satisfaire aux conditions suivantes :

✚ $M_t \geq \text{Max} (1.05 M_o ; (1 + 0.3\alpha) M_o) - \frac{M_w - M_e}{2}$

✚ $M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_o}{2}$ dans une travée intermédiaire.

✚ $M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_o}{2}$ dans une travée de rive.

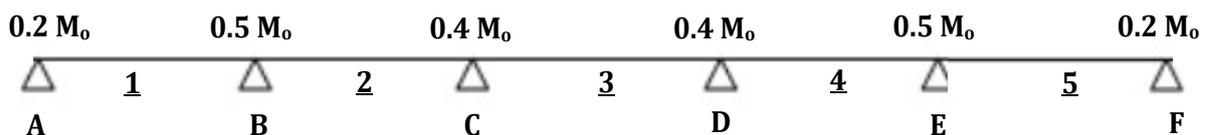
Aussi, la valeur absolue de chaque moment sur appuis intermédiaire doit être égal à :

- ✚ $0.6 M_o$: dans le cas d'une poutre à deux travées.

- ✚ $0.5 M_o$: pour les appuis voisins de rive d'une poutre à plus de deux travées.

- ✚ $0.4 M_o$: pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois appuis.

Dans notre cas, on est en présence d'une poutre continue sur **six (6) appuis** avec **cinq (5) travées** :



❖ **Evaluation des charges**

Désignation	Charges	ELU	ELS
Terrasse	$G = 6.47 \text{ kN/m}^2$	$q_u = 10.2345 \text{ kN/m}^2$	$q_s = 07.47 \text{ kN/m}^2$
	$Q = 1 \text{ kN/m}^2$		

Etages courants	Chambre	G = 5.09 kN/m ² Q = 1.5 kN/m ²	q_u = 09.1215 kN/m²	q_s = 06.59 kN/m²
	Hall	G = 5.09 kN/m ² Q = 2.5 kN/m ²		
Commerce		G = 5.09 kN/m ² Q = 5 kN/m ²	q_u = 14.3715 kN/m²	q_s = 10.09 kN/m²

La charge retenue correspond à celle du plancher commerce.

❖ **La charge revenant à chaque poutrelle**

ELU : $q_{u,p} = 14.3715 \times 0.72 = \mathbf{10.34748 \text{ kN/ml}}$

ELS : $q_{s,p} = 10.09 \times 0.72 = \mathbf{7.2648 \text{ kN/ml}}$

❖ **Calcul des moments isostatiques**

Travée 1 = Travée 5 : $M_{o,1} = \frac{q_{u,p} L_1^2}{8} = \frac{10.35 \times 5^2}{8} = 32.34 \text{ kN.m}$

Travée 2 = Travée 4 : $M_{o,2} = \frac{q_{u,p} L_2^2}{8} = \frac{10.35 \times 4^2}{8} = 20.7 \text{ kN.m}$

Travée 3 : $M_{o,3} = \frac{q_{u,p} L_3^2}{8} = \frac{10.35 \times 3.4^2}{8} = 14.95 \text{ kN.m}$

Pour la suite du travail, on choisit le plus grand moment, soit : **M_o = 32.34 kN.m**

❖ **Calcul des moments sur appuis**

M_A = M_F = 0.2 M_o = 6.468 kN.m

M_B = M_E = 0.5 M_o = 16.170 kN.m

M_C = M_D = 0.4 M_o = 12.936 kN.m

❖ **Calcul des moments sur travée**

Calcul de α : $\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{5}{5 + 5.09} = 0.495$

Travée de rive 1 :

i. $M_t \geq \left\{ \max(1.05 M_o ; 1.15 M_o) - \frac{0.2 M_o + 0.5 M_o}{2} \right\} = 0.45 M_o \Rightarrow M_t \geq 0.45 M_o$

ii. $M_t \geq (1.2 + 0.15) \frac{M_o}{2} = 0.675 M_o \quad M_t \geq 0.67 M_o$

Ainsi donc, on prend **M_t ≥ 0.67 M_o** pour la travée 1 et 5.

Travée de rive 2 :

i. $M_t \geq \left\{ \max(1.05 M_o ; 1.15 M_o) - \frac{0.5 M_o + 0.4 M_o}{2} \right\} = 0.7 M_o \Rightarrow M_t \geq 0.7 M_o$

ii. $M_t \geq (1 + 0.15) \frac{M_o}{2} = 0.575 M_o \quad M_t \geq 0.57 M_o$

Ainsi donc, on prend $M_t \geq 0.7 M_o$ pour la travée 2 et 4.

Travée de rive 3 :

i. $M_t \geq \left\{ \max (1.05 M_o ; 1.15 M_o) - \frac{0.4 M_o + 0.4 M_o}{2} \right\} = 0.75 M_o \Rightarrow M_t \geq 0.75 M_o$

ii. $M_t \geq (1 + 0.15) \frac{M_o}{2} = 0.575 M_o \quad M_t \geq 0.57 M_o$

Ainsi donc, on prend $M_t \geq 0.75 M_o$ pour la travée 3.

Travée	Moment en travée	
	M_t	
1 - 5	0.67 M_o	21.67 kN.m
2 - 4	0.7 M_o	22.64 kN.m
3	0.75 M_o	24.25 kN.m

Tableau 3.13 Moments en travées dans les nervures

3.4.1.1.2 Le ferrailage des nervures

❖ **Calcul du moment équilibré par la table compression**

$M_{tb,u} = f_{bu} \times b \times h_o \left(d - \frac{h_o}{2} \right) = 14.17 \times 720 \times 50 \times \left(189 - \frac{50}{2} \right) = 83\ 659\ 680\ \text{N.mm}$

❖ **Etape de calcul**

$M_{tb,u} > M_u \Leftrightarrow 83.66\ \text{kN.m} > 24.25\ \text{kN.m}$: La section sera calculée comme une section rectangulaire de dimension (b x h) sur travée et (b_o x h) sur appuis.

Calcul de : $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$; $\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$; $\beta = 1 - 0.4 \alpha$

Enfin, le calcul de la section est donné par : $A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}}$

La section d'armature minimale : est donnée par $A_{min} \geq 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e}$

Avec : **b = 72 cm au niveau des travées et b = 1 ml au niveau des appuis.**

Les résultats de calcul des sections d'armatures pour les appuis et la travée sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

		M_u (N.mm)	$b_o ; b$ (mm)	d (mm)	μ	α	β	A cal. (mm ²)	A min (mm ²)	A adopté
APPUI	A	6.468 10 ⁶	1000	189	0.012778	0.0160764	0.99356	98.97	228.2	1HA 12 + 1HA 14 = 2.67 cm²
	B	16.17 10 ⁶	1000	189	0.031946	0.0405916	0.98376	249.91	228.2	
	C	12.936 10 ⁶	1000	189	0.025557	0.032365	0.98705	199.26	228.2	
	D	12.936 10 ⁶	1000	189	0.025557	0.032365	0.98705	199.26	228.2	
	E	16.17 10 ⁶	1000	189	0.031946	0.0405916	0.98376	249.91	228.2	

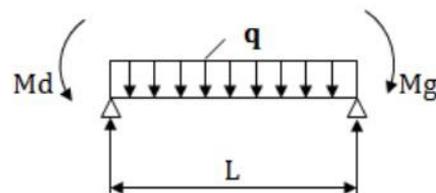
	F	6.468×10^6	1000	189	0.012778	0.0160764	0.99356	98.97	228.2	
TRAVÉE	1	21.67×10^6	720	189	0.059461	0.0766782	0.96933	339.89	164.32	2HA 14 + 1HA 12 = 4.21 cm²
	2	22.64×10^6	720	189	0.062123	0.0802280	0.96791	355.63	164.32	
	3	24.25×10^6	720	189	0.066541	0.0861439	0.96554	381.86	164.32	
	4	22.64×10^6	720	189	0.062123	0.0802280	0.96791	355.63	164.32	
	5	21.67×10^6	720	189	0.059461	0.0766782	0.96933	339.89	164.32	

Tableau 3.14 Calcul de la section des armatures à l'ELU

❖ Calcul des efforts tranchants sur la travée

$$T_g = \frac{ql}{2} + \frac{M_g - M_d}{L}$$

$$T_d = \frac{ql}{2} + \frac{M_d - M_g}{L}$$



Efforts tranchants sur la travée :

Appui de rive : A - B : $T_d = \frac{10.35 \times 5}{2} + \frac{6.47 - 16.17}{5} = 23.935 \text{ kN}$

A - C : $T_g = \frac{10.35 \times 5}{2} + \frac{16.17 - 6.47}{5} = 27.815 \text{ kN}$

$T_d = \frac{10.35 \times 4}{2} + \frac{16.17 - 12.94}{4} = 21.5075 \text{ kN}$

B - D : $T_g = \frac{10.35 \times 4}{2} + \frac{12.94 - 16.17}{4} = 19.8925 \text{ kN}$

$T_d = \frac{10.35 \times 3.4}{2} + \frac{12.94 - 12.94}{3.4} = 17.595 \text{ kN}$

C - E : $T_g = \frac{10.35 \times 3.4}{2} + \frac{12.94 - 12.94}{3.4} = 17.595 \text{ kN}$

$T_d = \frac{10.35 \times 4}{2} + \frac{12.94 - 16.17}{4} = 19.8925 \text{ kN}$

D - F : $T_g = \frac{10.35 \times 4}{2} + \frac{16.17 - 12.94}{4} = 21.5075 \text{ kN}$

$T_d = \frac{10.35 \times 5}{2} + \frac{16.17 - 6.47}{5} = 27.815 \text{ kN}$

Appui de rive : E - F : $T_g = \frac{10.35 \times 5}{2} + \frac{6.47 - 16.17}{5} = 23.935 \text{ kN}$

❖ Calcul des armatures transversales

Les étriers $\phi 6$ seront utilisés comme armature transversales, soit : $A_t = 2 \text{ HA}6 = 57 \text{ mm}^2$

❖ Vérification de la contrainte de cisaillement

On a : $V_{\max} = 27\ 815 \text{ N}$; $b_0 = 100 \text{ mm}$; $d = 189 \text{ mm}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{27\ 815}{100 \times 189} = 1.47 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible : $\tau_{lim} = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$

Ainsi : $\tau_u < \tau_{lim} \Rightarrow$ Les armatures transversales perpendiculaires aux armatures longitudinales.

❖ **Calcul de l'espacement**

$$S_t \leq \min \{0.9 d ; 40 \text{ cm}\} = 17.01 \text{ cm}$$

On adopte : **$S_t = 16 \text{ cm}$**

Le premier cadre sera à : $S_t/2 = 8 \text{ cm}$

3.4.1.1.3 Le ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression, d'épaisseur de 5 cm, doit être armée d'un quadrillage des barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

✚ 20 cm (5 par mètre) pour les barres perpendiculaires aux poutrelles

✚ 33 cm (3 par mètre) pour les barres parallèles aux poutrelles

Ainsi, nous avons : $50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \Rightarrow A_1 = 4 \frac{L_1}{f_e}$ et $A_2 = \frac{A_1}{4}$

Avec : L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = b = 72 \text{ cm}$)

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

$$A_1 = 4 \times \frac{72}{400} = 0.72 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA6} \Rightarrow \mathbf{A_1 = 1.42 \text{ cm}^2}$$

❖ **Armature de répartition**

$$A_2 = \frac{1.42}{2} = 0.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } \mathbf{5HA6} \Rightarrow \mathbf{A_2 = 1.42 \text{ cm}^2}$$

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé de 6 mm de diamètre dont la dimension des mailles est égale à 15 cm suivant les deux sens.

N.B : Vu la différence importante entre la charge du plancher commerce et celle des étages courants, il est important d'adopter un ferrailage différent à celui du plancher commerce. Ainsi, suivant les mêmes raisonnements de calcul du ferrailage, nous adoptons le ferrailage illustré dans la figure ci-dessous pour les différents planchers des étages courants.

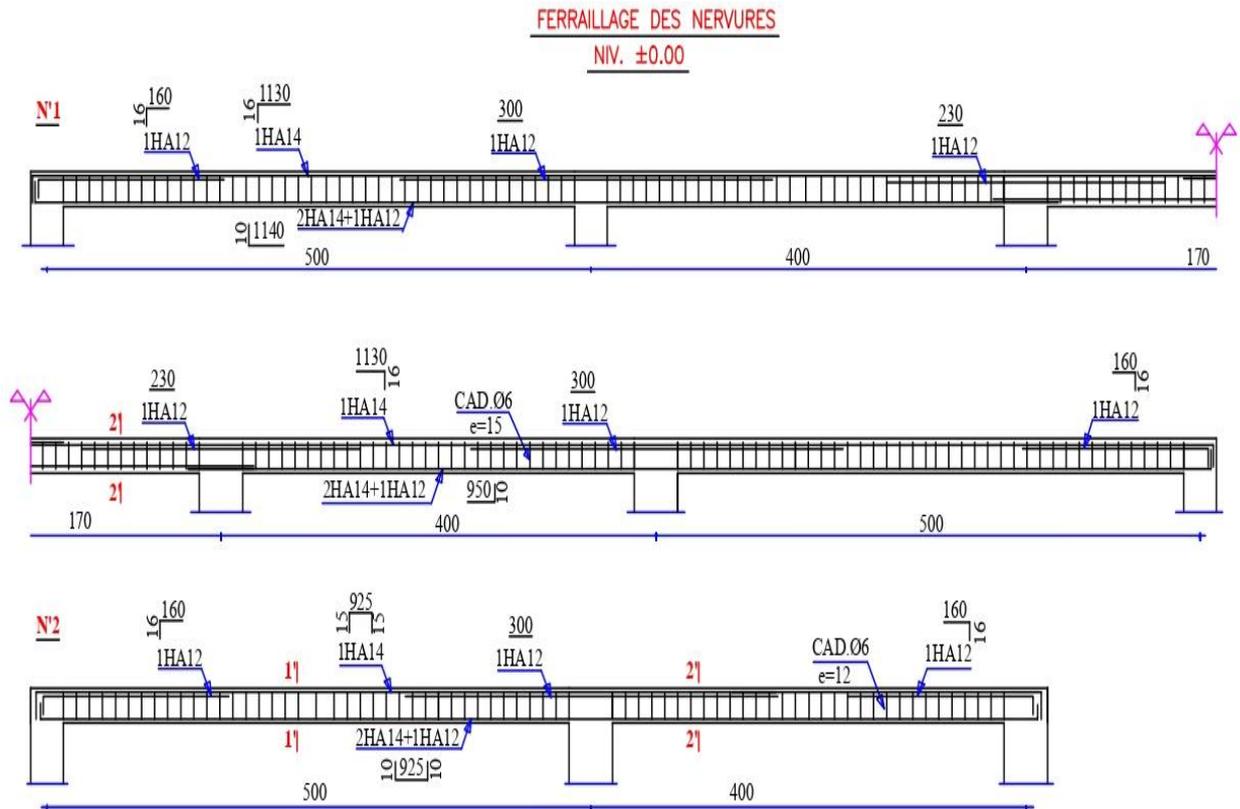


Figure 3.12 Schéma de ferrailage des nervures pour le plancher commerce

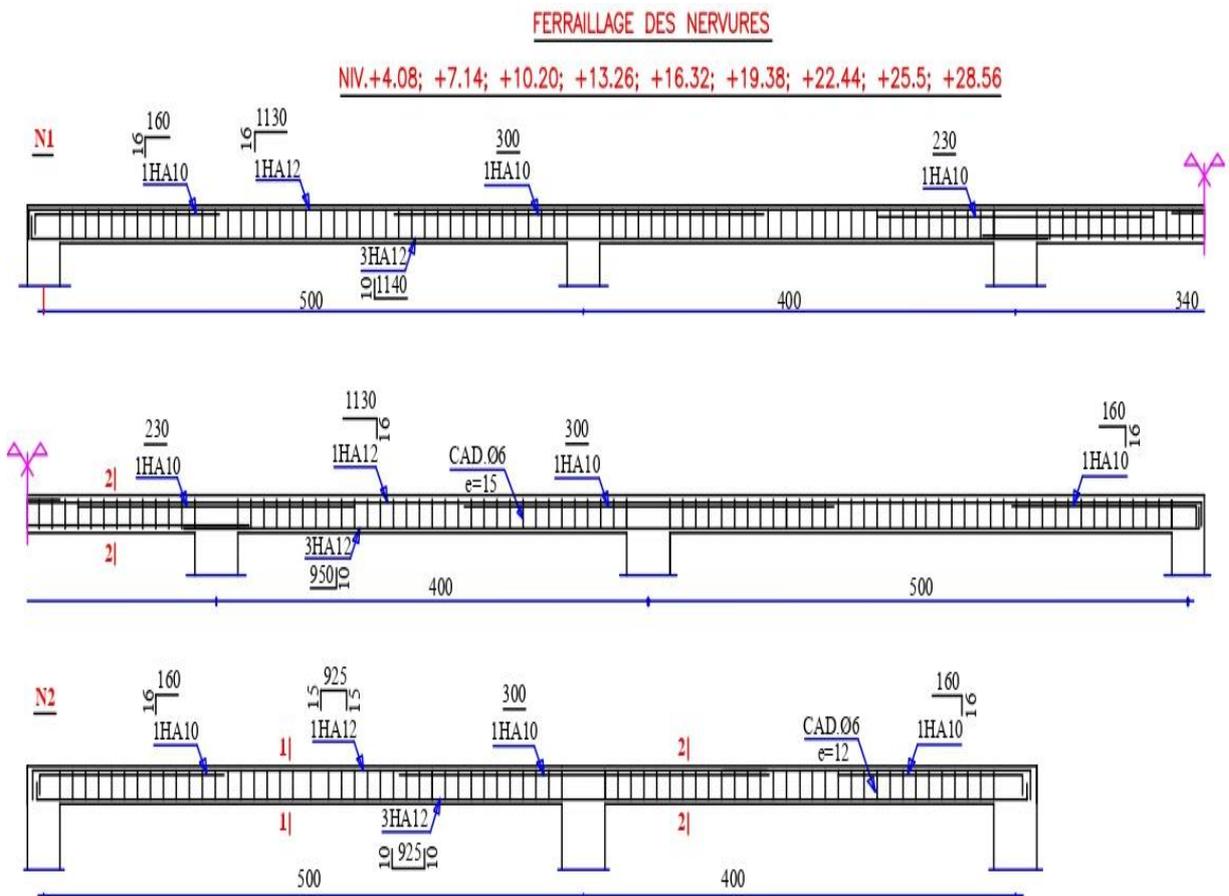


Figure 3.13 Schéma de ferrailage des nervures pour les planchers des étages courants

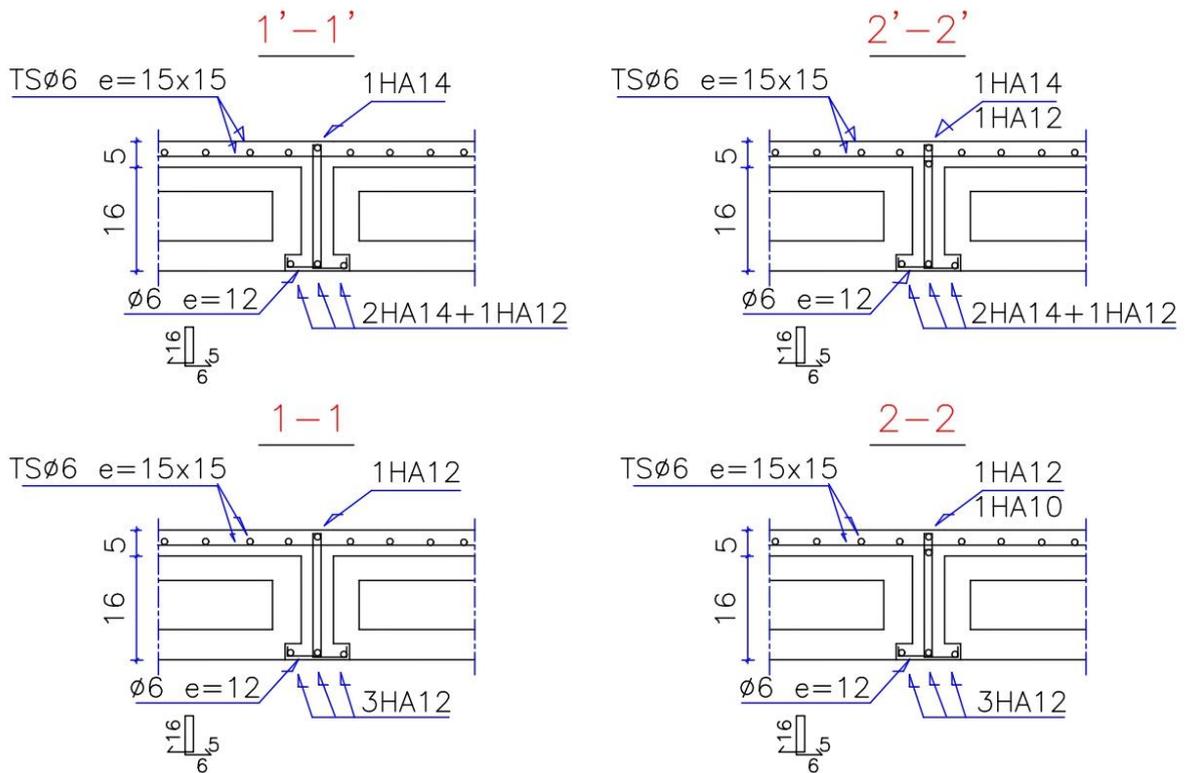


Figure 3.14 Schéma de différentes coupes de ferrailage des nervures pour les planchers respectifs : commerce et étages courants

3.4.1.2 Ferrailage des balcons

Le balcon est composé d'une dalle pleine encastree dans les poutres dont l'épaisseur est adoptée à 14 cm après prédimensionnement. Ainsi, on a :

Epaisseur : 14 cm ⇒ d = 0.9 h = 12.6 cm

G = 5.10 kN/m² ; Q = 3.5 kN/m²

Le calcul se fera par bande d'1 ml.

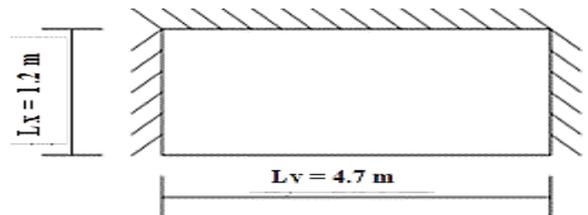
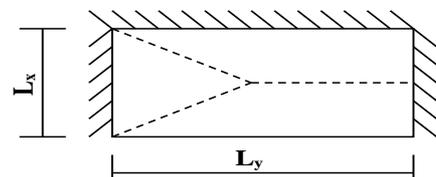


Figure 3.15 Dalle reposant sur trois appuis

On se réfère à la théorie des lignes de rupture lorsqu'on a affaire à des dalles sur trois (3 appuis) :

$L_y \geq \frac{L_x}{2} \Rightarrow 4.70 \text{ m} \geq 0.6 \text{ m}$



❖ Combinaisons des charges

ELU : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (5.10) + 1.5 (3.5) = 12.135 \text{ kN/m}^2$

ELS : $P_s = G + Q = 5.10 + 3.5 = 8.6 \text{ kN/m}^2$

❖ Calcul des moments

ELU : $M_{u,x} = \frac{P_u L_x^2}{8} (L_y - \frac{L_x}{2}) + \frac{P_u L_x^3}{48} = \frac{12.135 \times 1.2^2}{8} (4.7 - \frac{1.2}{2}) + \frac{12.135 \times 1.2^3}{48} = 9.39249 \text{ kN.m}$

$$M_{u,y} = \frac{P_u L_x^3}{24} = \frac{12.135 \times 1.20^3}{24} = \mathbf{0.87372 \text{ kN.m}}$$

$$\text{ELS : } M_{s,x} = \frac{P_s L_x^2}{8} \left(L_y - \frac{L_x}{2} \right) + \frac{P_s L_x^3}{48} = \frac{8.6 \times 1.20^2}{8} \left(4.70 - \frac{1.20}{2} \right) + \frac{8.6 \times 1.20^3}{48} = \mathbf{6.6564 \text{ kN.m}}$$

$$M_{s,y} = \frac{P_s L_x^3}{24} = \frac{8.60 \times 1.20^3}{24} = \mathbf{0.6192 \text{ kN.m}}$$

❖ Ferrailage en travée

ELU : $M_{t,u} = 0.85 M_u$

$$\mu_u = \frac{M_{t,u}}{b d^2 f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 (1 - (\sqrt{1 - 2\mu})) ; \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow A_u = \frac{M_{t,u}}{\beta d \sigma_s}$$

Les résultats obtenus sont illustrés dans le tableau ci-dessous sachant qu'au préalable, nous avons vérifiés que les armatures comprimées ne sont pas nécessaires :

Travée		sens I _x		b = 1 ml	d = 126 mm
M _{t,x} (N.mm)	μ _u	α	β	A _u (mm ²)	
7 983 616.5	0.0354886	0.0451771	0.981929	185.52	
Travée		sens I _y		b = 1 ml	d = 126 mm
M _{t,y} (N.mm)	μ _u	α	β	A _u (mm ²)	
742 662	0.0033013	0.0041334	0.9983466	16.97	

Tableau 3.15 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en travée à l'ELU

ELS : $M_{t,s} = 0.85 M_s$

$$\bar{y}_1 = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d ; \quad \bar{z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} ; \quad A_s = \frac{M_{t,s}}{\bar{z}_1 \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} ; \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} ; \quad n = 15$

Les résultats obtenus sont répertoriés dans le tableau ci-dessous :

Travée		sens I _x		b = 1 ml	d = 126 mm
M _{t,x} (N.mm)	ȳ ₁ (mm)	z ₁ (mm)	A _s (mm ²)		
5 657 940	49.48	109.5	148.5		
Travée		sens I _y		b = 1 ml	d = 126 mm
M _{t,y} (N.mm)	ȳ ₁ (mm)	z ₁ (mm)	A _s (mm ²)		
526 320	49.48	109.5	13.8		

Tableau 3.16 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en travée à l'ELS

❖ Ferrailage en appui

ELU : $M_{a,u} = 0.5 M_u$

$$\mu_u = \frac{M_{a,u}}{b d^2 f_{bu}} ; \quad \alpha = 1.25 (1 - (\sqrt{1 - 2\mu})) ; \quad \beta = 1 - 0.4 \alpha \Rightarrow A_u = \frac{M_{a,u}}{\beta d \sigma_s}$$

Travée sens I _x b = 1 ml d = 126 mm				
M _{t,x} (N.mm)	μ _u	α	β	A _u (mm ²)
4 696 245	0.0208756	0.0263728	0.989451	108.3
Travée sens I _y b = 1 ml d = 126 mm				
M _{t,y} (N.mm)	μ _u	α	β	A _u (mm ²)
436 860	0.0019492	0.0024298	0.99903	9.97

Tableau 3.17 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en appui à l'ELU

ELS : M_{a,s} = 0.5 M_s

$$\bar{y}_1 = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_{st}} \times d \quad ; \quad \bar{z}_1 = d - \frac{\bar{y}_1}{3} \quad ; \quad A_s = \frac{M_{a,s}}{\bar{z}_1 \bar{\sigma}_{st}}$$

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$; $\bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa}$; n = 15

Travée sens I _x b = 1 ml d = 126 mm			
M _{t,x} (N.mm)	ȳ ₁ (mm)	z ₁ (mm)	A _s (mm ²)
3 328 200	49.48	109.5	87.34
Travée sens I _y b = 1 ml d = 126 mm			
M _{t,y} (N.mm)	ȳ ₁ (mm)	z ₁ (mm)	A _s (mm ²)
309 600	49.48	109.5	8.12

Tableau 3.18 Valeurs des paramètres de calcul de section des armatures en appui à l'ELS

❖ Condition de Non Fragilité (CNF) : A_{min} = 0.23 x 1000 x 126 x $\frac{2.1}{400}$ = 152.145 mm²

❖ Calcul de l'espacement : S_t ≤ min {2.5 h ; 25 cm} = min {35 ; 25 cm} = 25 cm

❖ Calcul des armatures de répartition : A_r = $\frac{A_{\text{adopté}}}{4}$

❖ Tableau récapitulatif des armatures : Les résultats sont reportés au tableau ci-dessous.

		A _u (mm ²)	A _s (mm ²)	A _{min} (mm ²)	A _{adopté}	S _t	A _r	S _t
Travée	Travée I _x	185.52	148.5	152.15	4 HA10/ml = 314 mm ²	15 cm	6 HA6 = 169.6 mm ²	20 cm
	Travée I _y	16.97	13.8					
Appui	Appui I _x	108.3	87.34	152.15	4 HA8/ml = 201 mm ²			
	Appui I _y	9.97	8.12					

Tableau 3.19 Section des armatures pour les balcons

❖ Calcul et vérification de l'effort tranchant

Le calcul est toujours porté à l'ELU, soit :

Au milieu de L_x : $T_x = \frac{P_u L_x L_y}{3 L_y} = \frac{P_u L_x}{3} = \frac{12.135 \times 1.20}{3} = 4.854 \text{ kN}$

Au milieu de L_y :
$$T_y = \frac{P_u L_x L_y}{2 L_y + L_x} = \frac{12.135 \times 1.20 \times 4.7}{2 \times 4.70 + 1.2} = 6.46 \text{ kN}$$

Finalement :
$$V_u = \max (T_x ; T_y) = 6.46 \text{ kN}$$

La contrainte de cisaillement :
$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{6.46 \cdot 10^3}{1000 \times 126} = 0.051 \text{ MPa}$$

La contrainte de cisaillement max :
$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

Conclusion : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow$ **Condition vérifiée : Pas de risque de cisaillement.**

Les armatures transversales seront perpendiculaires aux armatures longitudinales ($\alpha = 90^\circ$).

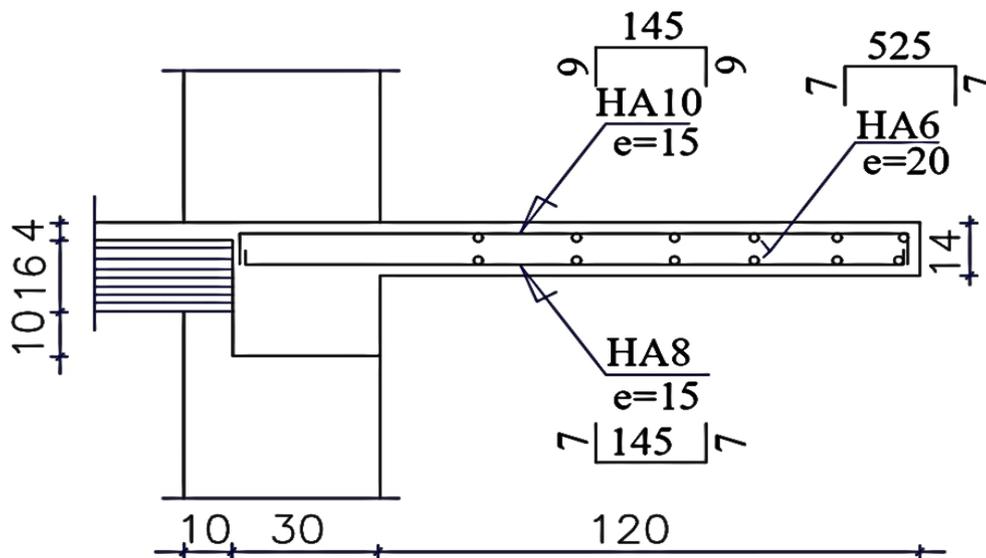


Figure 3.16 Schéma de ferrailage du balcon

3.4.1.3 Calcul et ferrailage de l'acrotère

3.4.1.3.1 Calcul de l'acrotère

L'acrotère est vu comme une console verticale soumise à son poids propre par bande d'un mètre linéaire et à l'action d'une charge d'exploitation horizontale, perpendiculaire à la ligne d'action de son poids propre (horizontale). En conséquence, ils sont donc calculés en flexion composée.

❖ Evaluation des charges

La charge due au poids propre de l'acrotère : $W_p = 2.275 \text{ kN/ml.}$

La surcharge due à la main courante : $Q = 1.00 \text{ kN/ml.}$

La charge accidentelle due au séisme : $F_p = 4 A C_p W_p$

Avec : C_p : donné par le **Tableau 6.1 du règlement RPA 99/2003.**

Dans notre cas, nous sommes en zone de moyenne sismicité IIa avec un groupe d'usage de catégorie 2, soit : $A = 0.15$ $C_p = 0.8$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.275$ $F_p = 1.092 \text{ kN/ml.}$

❖ Calcul des sollicitations

Effort normal : $N_G = 2.275 \text{ kN/ml}$

Moment : $M = Q \times L = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$

Sollicitation	ELU	ELS
Effort normal	$N_u = 1.35 \times 2.275 = 3.071 \text{ kN/ml}$	$N_s = 1 \times 2.275 = 2.275 \text{ kN/ml}$
Moment due à la main courante	$M_u = 1.5 \times 1 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$	$M_s = 1 \times 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.m}$

Tableau 3.20 Charge et moment induits sur l'acrotère suivant les états limites

❖ Calcul de l'excentricité

	Excentricité $e_o = \frac{M}{N}$	Commentaire
ELU	$\frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.071} = 0.293 \text{ m ou } 29.3 \text{ cm}$	$e_o > \frac{h}{2} \Leftrightarrow 29.3 \text{ cm} > \frac{10}{2} = 5 \text{ cm}$ \Rightarrow Condition Vérifiée.
ELS	$\frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{2.275} = 0.264 \text{ m ou } 26.4 \text{ cm}$	$e_o > \frac{h}{6} \Leftrightarrow 26.4 \text{ cm} > \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm}$ \Rightarrow Condition Vérifiée.

3.4.1.3.2 Ferrailage de l'acrotère

Le ferrailage de l'acrotère se fera en flexion composée pour une section rectangulaire (100 x 10) cm² où b = 100 cm et d = 0.9 x h = 0.9 x 10 = 9 cm, dont **les fissurations sont préjudiciables**.

Aussi, on rappelle que les matériaux utilisés sont : **Acier FeE400, Béton fc28 = 25 MPa**.

❖ Calcul à l'ELU

Précédemment, nous avons vu que $e_o > h/2$ où la section est à priori partiellement comprimée car le centre de pression se trouve en dehors de la section. Ainsi, la section sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif « M_f » puis on se ramènera à la flexion composée ou la section d'armatures qui sera déterminée est fonction de celle déjà calculée.

Le moment fictif est donné par : $M_f = N_u \times e_f$

$$M_{u,f} = N_u \times (e_o + d - \frac{h}{2}) = 3.071 \times (0.294 + 0.09 - \frac{0.1}{2}) = 1.026 \text{ kN.m ou } 1.026 \cdot 10^6 \text{ N.mm.}$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.1667 \text{ N/mm}^2.$$

$$\mu_u = \frac{M_{u,f}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{1.026 \cdot 10^6}{10^3 \times 90^2 \times 14.17} = 0.00894 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0.391 \quad \text{pour FeE400.}$$

Ainsi : $\mu_u < \mu_l \Rightarrow$ Armature comprimée non nécessaire.

$$\alpha = 1.25 (1 - (\sqrt{1 - 2\mu_u})) = 1.25 \times (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.00894})) = 0.011224$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.011224 = 0.99551$$

$$A_u = \frac{M_{u,f}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{1.026 \times 10^6}{0.99551 \times 90 \times \frac{400}{1.15}} = 32.92 \text{ mm}^2$$

❖ **Calcul à l'ELS**

$$M_{s,f} = M_s + N_s \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.6 + 2.275 \times \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.691 \text{ kN.m ou } 691 \times 10^3 \text{ N.mm}$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \frac{\frac{2}{3} f_e}{110 \sqrt{\eta} f_{tj}} = \min \left\{ \frac{\frac{2}{3} \times 400}{110 \sqrt{1.6 \times 2.1}} = 201.63 \text{ MPa.} \right. \right.$$

$$y_1 = \frac{n \sigma_{bc}}{(n \sigma_{bc} + \sigma_s)} \times d = \frac{15 \times 15}{(15 \times 15 + 201.63)} \times 0.09 = 0.0475 \text{ m ou } 4.75 \text{ cm}$$

$$z_1 = d - \frac{y_1}{3} = 0.0742 \text{ m ou } 7.42 \text{ cm}$$

$$M_1 = \sigma_{bc} \cdot b \cdot y_1 \cdot z_1 \cdot \frac{1}{2} = 15 \times 1000 \times 47.5 \times 74.2 \times 0.5 = 26\,433\,750 \text{ N.mm ou } 26.434 \text{ kN.m}$$

$$M_{s,f} < M_1 \Leftrightarrow 0.691 \text{ kN.m} < 26.434 \text{ kN.m} \Rightarrow \text{Pas d'armature comprimée (A' = 0).}$$

$$A_s = \frac{M_{s,f}}{z_1 \times \sigma_s} = \frac{691 \times 10^3}{74.2 \times 201.63} = 46.19 \text{ mm}^2$$

$$\text{Condition de non fragilité : } A_{\min} = 0.23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2.1}{400} = 108.675 \text{ mm}^2.$$

$$\text{Choix de la section : } A = \max (A_u ; A_s ; A_{\min}) = A_{\min} = 108.67 \text{ mm}^2$$

On adoptera une section d'armatures longitudinales de : **5 HA8/ml, où $A_{\text{adop.}} = 251.2 \text{ mm}^2$.**

$$\text{Armature de répartition : } A_r \geq \frac{A}{4} = 62.8 \text{ mm}^2, \text{ soit } \mathbf{5 \text{ HA6/ml avec } A_r = 141.3 \text{ mm}^2}.$$

$$\text{Espacement : } S_t \leq \min (2.5 b : 25 \text{ cm}) \Rightarrow \mathbf{S_t = 20 \text{ cm.}}$$

❖ **Calcul et vérification l'effort tranchant**

Le calcul à l'effort tranchant consiste à vérifier la contrainte de cisaillement maximale par rapport à la contrainte de cisaillement admissible, tel que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \quad \text{avec : } \mathbf{V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN ou } 1500 \text{ N}}$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{10^3 \times 90} = 0.0167 \text{ MPa.}$$

La console étant un composant rattaché à une dalle, la vérification au cisaillement est nécessaire et se fera avec : $\bar{\tau}_u = \frac{0.075}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.075}{1.5} \times 25 = 1.25 \text{ MPa}$

$$\text{Vérification : } \tau_u = 0.02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{\text{Condition Vérifiée.}}$$

Commentaire : Au vu de la condition qui est vérifiée, on peut donc se dispenser des aciers transversaux car il n'y a pas de risque que l'effort tranchant engendre des fissurations.

❖ Disposition des armatures

Compte tenu du sens aléatoire du séisme et du vent, les armatures longitudinales symétriques seront placées sur les deux (2) faces de l'acrotère. Le schéma de ferrailage statique est illustré dans le schéma ci-dessous :

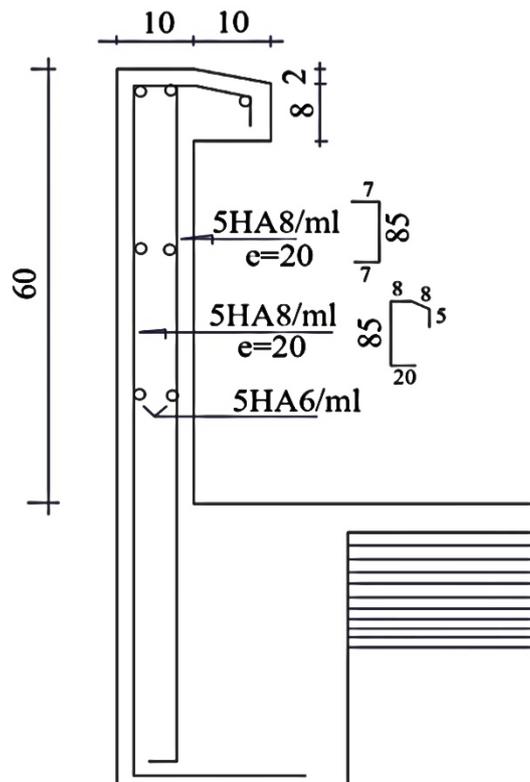


Figure 3.17 Schéma de ferrailage de l'acrotère

3.4.1.4 Ferrailage de l'escalier

Cet élément, composé essentiellement d'un palier et d'une paillasse qui supporte les charges et surcharges de ce dernier, sera étudié pour une bande d'un (1) mètre linéaire par mesure de simplification. Le ferrailage sera calculé en flexion simple pour $d = 0.9 \times h = 0.9 \times 16 = 14.4$ cm et les fissurations sont considérées comme peu préjudiciables car l'escalier est isolé des mauvais temps. Par conséquent, l'ensemble du calcul sera limité uniquement à l'ELU puisque l'ELS n'est pas nécessaire dans ce cas de fissuration.

❖ Calcul des sollicitations

Les combinaisons de chargement suivant les deux états limites sont les suivantes (Tab. 3.21) :

	ELU	ELS
Palier	$N_{u,1} = 1.35 \times 5.60 + 1.5 \times 2.5 = 11.31 \text{ kN/m}^2$	$N_{s,1} = 5.60 + 2.5 = 8.10 \text{ kN/m}^2$
Paillasse	$N_{u,2} = 1.35 \times 9.11 + 1.5 \times 2.5 = 16.05 \text{ kN/m}^2$	$N_{s,2} = 9.11 + 2.5 = 11.61 \text{ kN/m}^2$

Tableau 3.21 Charges de l'élément escalier suivant les états limites

La charge équivalente : $N_e = \frac{\sum (N_i L_i)}{\sum (L_i)}$

$$N_{e,u} = \frac{N_{e,u.1} \times L_1 + N_{e,u.2} \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{11.31 \times 1.5 + 16.05 \times 2.4}{1.5 + 2.4} = 14.23 \text{ kN/m}^2$$

$$N_{e,s} = \frac{N_{e,s.1} \times L_1 + N_{e,s.2} \times L_2}{L_1 + L_2} = \frac{8.10 \times 1.5 + 11.61 \times 2.4}{1.5 + 2.4} = 10.26 \text{ kN/m}^2$$

Le moment découlant des charges :

$$M_{o,u} = \frac{N_{e,u} L^2}{8} = \frac{14.23 \times (3.9)^2}{8} \Rightarrow M_{o,u} = 27.055 \text{ kN.m}$$

$$M_{o,s} = \frac{N_{e,s} L^2}{8} = \frac{10.26 \times (3.9)^2}{8} \Rightarrow M_{o,s} = 19.51 \text{ kN.m}$$

L'effort tranchant découlant des charges :

$$V_u = \frac{N_{e,u} L_1}{2} = \frac{14.23 \times 3.9}{2} \Rightarrow V_u = 27.75 \text{ kN}$$

$$V_s = \frac{N_{e,s} L_1}{2} = \frac{10.26 \times 3.9}{2} \Rightarrow V_s = 20.01 \text{ kN}$$

Les moments en appui et en travée :

	ELU	ELS
Moment en appui $M_a = 0.3 M_o$	$M_{a,u} = 0.3 \times 27.05 = 8.115 \text{ kN.m}$	$M_{a,s} = 0.3 \times 19.51 = 5.853 \text{ kN.m}$
Moment en travée $M_t = 0.85 M_o$	$M_{t,u} = 0.85 \times 27.05 = 22.99 \text{ kN.m}$	$M_{t,s} = 0.85 \times 19.51 = 16.58 \text{ kN.m}$

Tableau 3.22 Moments en appui et en travée de l'élément escalier

❖ Ferrailage sur appui

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{8.115 \cdot 10^6}{10^3 \times (144)^2 \times 14.17} = 0.027618 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0.391 \quad \text{pour FeE400.}$$

Ainsi : $\mu_u < \mu_l \Rightarrow$ Armature comprimée non nécessaire.

$$\alpha = 1.25 (1 - (\sqrt{1 - 2\mu_u})) = 1.25 \times (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.027618})) = 0.035013$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.035013 = 0.985995$$

$$A_{a,u} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{8.115 \cdot 10^6}{0.98599 \times 144 \times \frac{400}{1.15}} = 164.32 \text{ mm}^2$$

On adopte **6 HA10/ml, soit $A_a = 471 \text{ mm}^2$.**

❖ Ferrailage en travée

$$\mu_u = \frac{M_{t,u}}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22.99 \cdot 10^6}{10^3 \times (144)^2 \times 14.17} = 0.078243 \quad \text{et} \quad \mu_l = 0.391 \quad \text{pour FeE400.}$$

Ainsi : $\mu_u < \mu_l \Rightarrow$ Armature comprimée non nécessaire.

$$\alpha = 1.25 (1 - (\sqrt{1 - 2\mu_u})) = 1.25 \times (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.025955})) = 0.101962$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.101962 = 0.959215$$

$$A_{t,u} = \frac{M_{t,u}}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{22.99 \times 10^6}{0.959215 \times 144 \times \frac{400}{1.15}} = 478.52 \text{ mm}^2$$

On adopte **6 HA12/ml, soit $A_t = 678 \text{ mm}^2$**

❖ **Condition de Non fragilité :** $A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 10^3 \times 144 \times \frac{2.1}{400} = 173.88 \text{ mm}^2$

En appui : $A_a \geq A_{\min} \Leftrightarrow 471 \text{ mm}^2 \geq 174 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

En travée : $A_t \geq A_{\min} \Leftrightarrow 678 \text{ mm}^2 \geq 174 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

❖ **Armature de répartition :** $A_r \geq \frac{A}{4} = 169 \text{ mm}^2$, soit : **HAS**

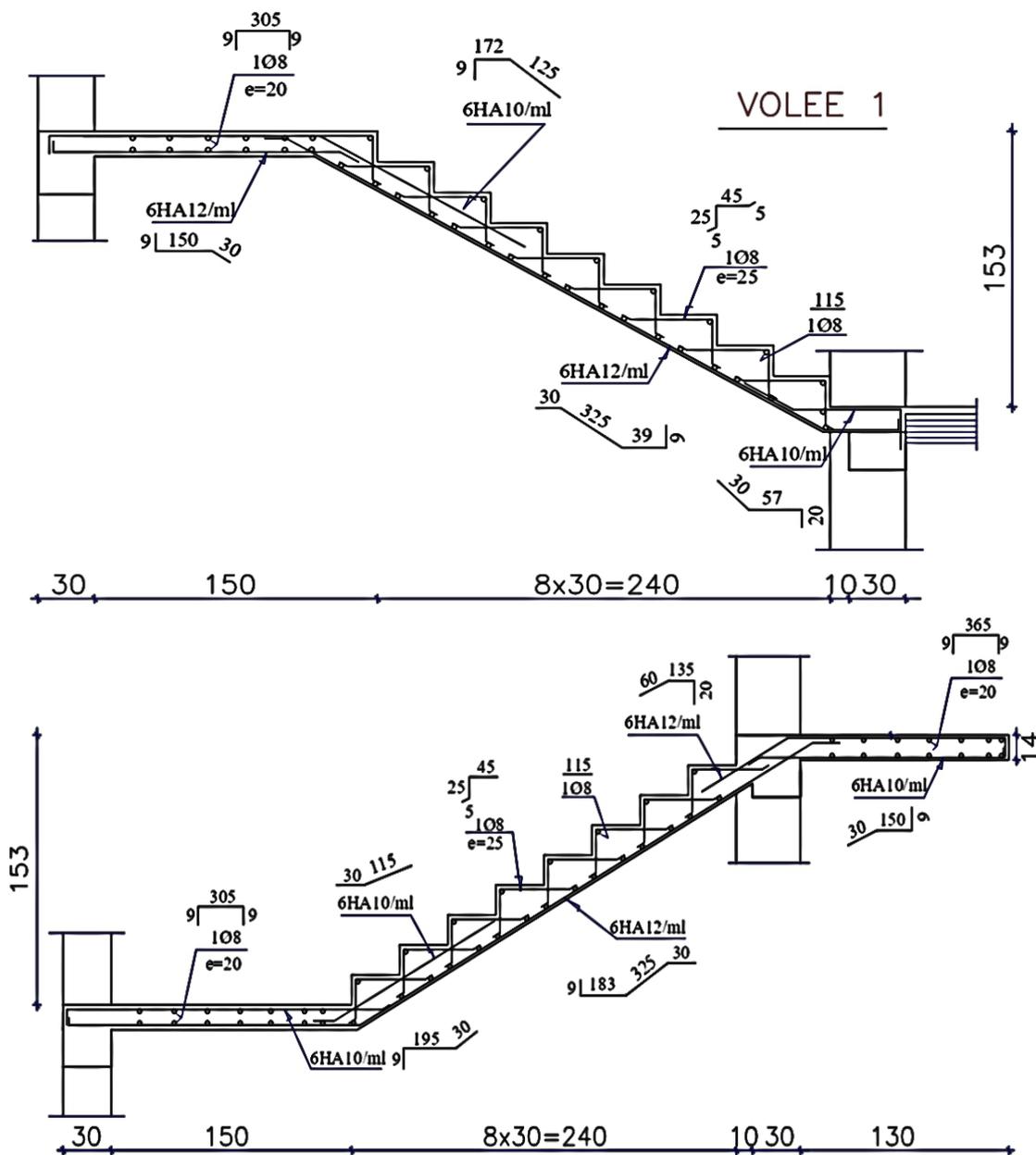


Figure 3.18 Schéma de ferrailage de l'escalier

3.4.1.5 Ferrailage de la poutre palière

Le palier repose sur une poutre palière, qui est soumise à une simple flexion due à la réaction de l'escalier ainsi qu'au poids du mur extérieur et de la poutre palière elle-même. Dimensionnée à l'avance, notre poutre palière a une section de (30 x 30) cm². Son ferrailage est fait pour **d = 0.9 h = 0.9 x 30 = 27 cm** et les fissurations sont considérés peu préjudiciables, dont l'ensemble du calcul du ferrailage est fait uniquement à l'ELU.

❖ Evaluations des charges

Poids propre : (0.30 x 0.30 x 25) = 2.25 kN/ml

Réaction de l'escalier : $\frac{N_e L}{2} = \frac{14.23 \times 3.9}{2} = 27.75$ kN/ml

Poids du mur extérieur : (4.14 x 1.53) = 6.3342 kN/ml

Calcul des réactions

$$R_1 = R_2 = \frac{q L}{2} = \frac{(2.25 + 27.75 + 6.3342) \times 3.4}{2} = 61.77 \text{ kN}$$

Calcul des moments

$$M_o = \frac{q L^2}{8} = \frac{36.3342 \times 3.4^2}{8} = 52.503 \text{ kN.m}$$

Considérant que la poutre est partiellement encastree à ses deux extrémités :

$$M_a = 0.3 M_o = 0.3 \times 52.503 = 15.751 \text{ kN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_o = 0.85 \times 52.503 = 44.627 \text{ kN.m}$$

❖ Armatures en appui

$$\mu_u = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{15.751 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14.17} = 0.050826 \text{ et } \mu_l = 0.39 \text{ pour FeE400} \Rightarrow \mu_u < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - (\sqrt{1 - 2\mu_u})) = 1.25 \times (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.050826})) = 0.0652347$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.0652347 = 0.973906$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{15.751 \times 10^6}{0.973906 \times 270 \times \frac{400}{1.15}} = 172.126 \text{ mm}^2$$

On adopte : **3 HA10, soit A_a = 235.5 mm²**

❖ Armatures en travée

$$\mu_u = \frac{M_t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{44.627 \times 10^6}{300 \times (270)^2 \times 14.17} = 0.144007 \text{ et } \mu_l = 0.39 \text{ pour FeE400} \Rightarrow \mu_u < \mu_l \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - (\sqrt{1 - 2\mu_u})) = 1.25 \times (1 - (\sqrt{1 - 2 \times 0.144007})) = 0.1952593$$

$$\beta = 1 - 0.4 \alpha = 1 - 0.4 \times 0.1952593 = 0.921896$$

$$A_t = \frac{M_t}{\beta \times d \times \frac{f_e}{\gamma_s}} = \frac{44.627 \times 10^6}{0.921896 \times 270 \times \frac{400}{1.15}} = 515.45 \text{ mm}^2$$

On adopte : **3 HA14 + 1 HA 12, soit $A_{adopté} = 575 \text{ mm}^2$**

❖ **Condition de Non fragilité :** $A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 300 \times 270 \times \frac{2.1}{400} = 97.81 \text{ mm}^2$

En appui : $A_a \geq A_{min} \Leftrightarrow 235 \text{ mm}^2 \geq 98 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

En travée : $A_t \geq A_{min} \Leftrightarrow 575 \text{ mm}^2 \geq 98 \text{ mm}^2 \Rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

❖ **Calcul et vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Leftrightarrow \frac{V_u}{b d} = \frac{61.77 \cdot 10^3}{300 \times 270} = 0.76 \text{ MPa} \leq \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

Vérification : $\tau_u = 0.76 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow$ **Condition Vérifiée.**

Commentaire : Les armatures transversales seront des armatures droites. Ainsi, le diamètre des barres transversales est directement lié au diamètre des barres longitudinales selon

l'expression : $\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3} = 4 \text{ mm} \Rightarrow \Phi_t = 8 \text{ mm}$

Ce même diamètre doit en outre respecter la condition ci : $\Phi_t < \min \left\{ \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; 12 \right\} = 10 \text{ mm}$

Conclusion : Le diamètre proposé pourra être adopté.

Les armatures transversales seront constituées par un cadre de 8 mm de diamètre + un étrier, soit une section totale de : **$A_t = 4 \text{ HA8} = 201 \text{ mm}^2$.**

En zone nodale : $t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi ; 30 \text{ cm} \right) = 7.5 \text{ cm} \Rightarrow t = 6 \text{ cm.}$

En dehors de la zone nodale : $t' \leq \frac{h}{2} = 15 \text{ cm} \Rightarrow t = 14 \text{ cm.}$

La longueur de la zone nodale est : **$L = 2 h = 60 \text{ cm.}$**

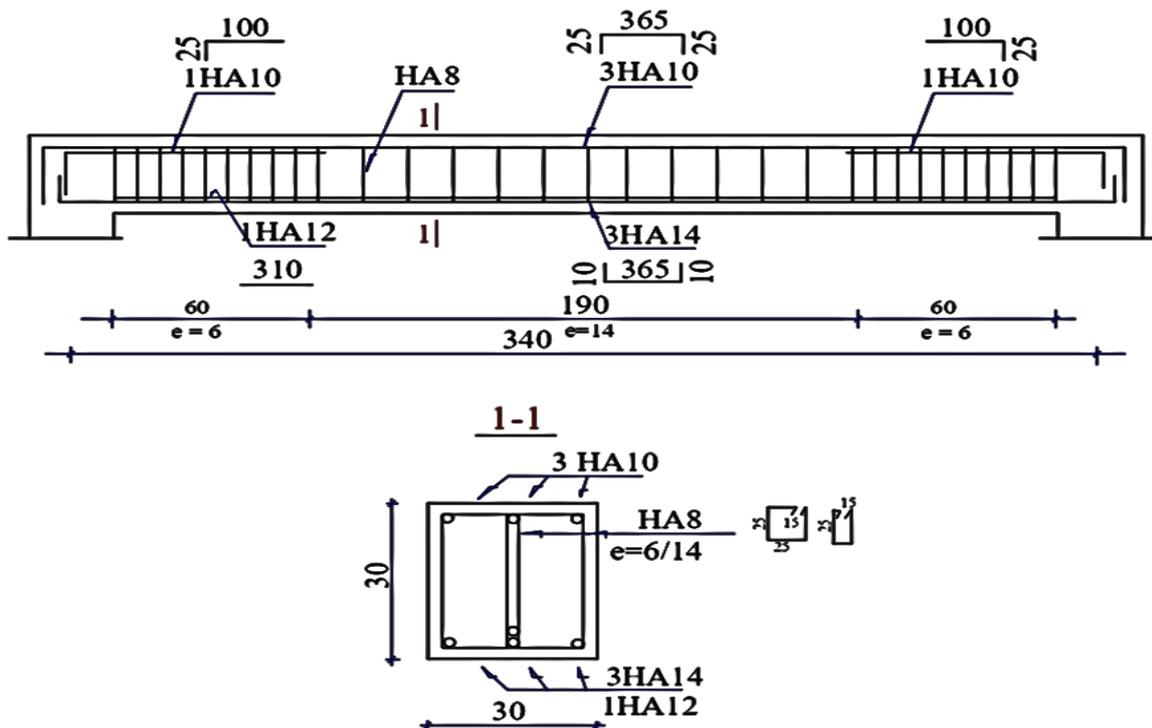


Figure 3.19 Schéma de ferrailage de la poutre palière

3.4.2 Ferrailage des éléments structuraux

La combinaison la plus défavorable est considérée lors du calcul de ferrailage. À l'aide du logiciel informatique dont nous disposons, nous allons déterminer les différents efforts internes de chaque section des éléments pour diverses combinaisons grâce au logiciel Robot Structural Analysis Professional 2020, puis importer les résultats retenus dans le Robot Expert 2010 pour calculer le ferrailage de ces derniers, dont :

- ✚ Les poutres en flexion simple
- ✚ Les poteaux seront dimensionnés en flexion déviée composée ou flexion composée.
- ✚ Les voiles en flexion composée

3.4.2.1 Calcul des portiques

Pour le calcul des efforts dans les portiques, le programme Robot permet de calculer par la suite les efforts pour différentes combinaisons. À la fin, nous pouvons visualiser les résultats issus du Robot RSA en sélectionnant la liste appropriée, ainsi que les diagrammes d'effort M.N.T. Par exemple, pour le cas des combinaisons accidentelles pour les poutres principales, on lira :

$f_y(t) = N$ (effort normal) ; $f_x(t) = T$ (effort tranchant) ; $M(y) =$ Moment fléchissant

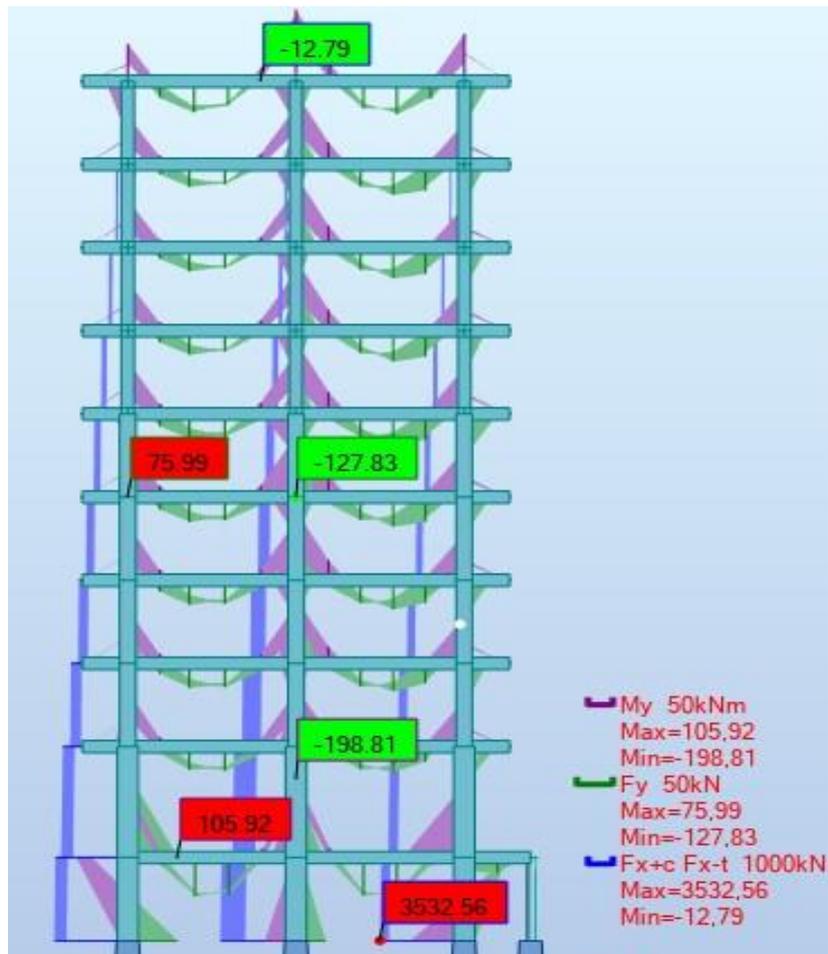


Figure 3.20 Efforts globaux dans les portiques : cas accidentels

3.4.2.2 Etude du ferrailage des poutres

❖ **Combinaison spécifique de calcul**

Des combinaisons fondamentales données par le **BAEL 91/99** :

ELU : **1.35 G + 1.5 Q**

ELS : **G + Q**

Des combinaisons accidentelles données par **l'article 5.2 du RPA 99/2003** :

Sens X : **G + Q ± E_x** ; **0.8 G ± E_x**

Sens Y : **G + Q ± E_y** ; **0.8 G ± E_y**

Pour les combinaisons fondamentales et accidentelles, c'est le moment maximum qui est pris.

❖ **Calcul du ferrailage longitudinal**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section. Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux, selon **l'Article 7.4.2.1 du RPA 99/2003**, est de :

✚ 4% en zone courante

✚ 6% en zone de recouvrement

❖ **Calcul des armatures transversales selon l'Article 7.5.2.1 du RPA 99/2003**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : **A_t = 0.003 s_t b**

L'espacement maximum est :

✚ En zone nodale et en travée nécessitant des armatures comprimées : $\min \left(\frac{h}{4} ; 12\Phi \right)$

✚ En dehors de la zone nodale : $s_t \leq \frac{h}{2}$

Ces conditions doivent vérifiées : **s_t = min (0.9 d ; 40 cm)**

3.4.2.2.1 Ferrailage des poutres principales

		Travée	Appui
Commerce	ELU	135.21 kN.m	- 256.16 kN.m
	ELS	94.20 kN.m	- 178.49 kN.m
	ACC	98.76 kN.m	- 200.71 kN.m
Etages courants	ELU	107.17 kN.m	- 208.19 kN.m
	ELS	76.84 kN.m	- 148.91 kN.m
	ACC	83.93 kN.m	- 182.92 kN.m

Tableau 3.23 Moments max retenus pour la poutre principale

Section (cm ²)		Section minimale	Section calculée (cm ²)		Choix des armatures		Section adoptée (cm ²)	
			Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
(30 x 45)	Niv. ±0.00	1.47 cm ²	10.1	19.5	6 HA16	3 HA20 + 6 HA16	12.06	21.49
	EC		7.8	16.8	5 HA16	3 HA20 + 5 HA14	10.05	17.12

Tableau 3.24 Section d'armatures des poutres principales

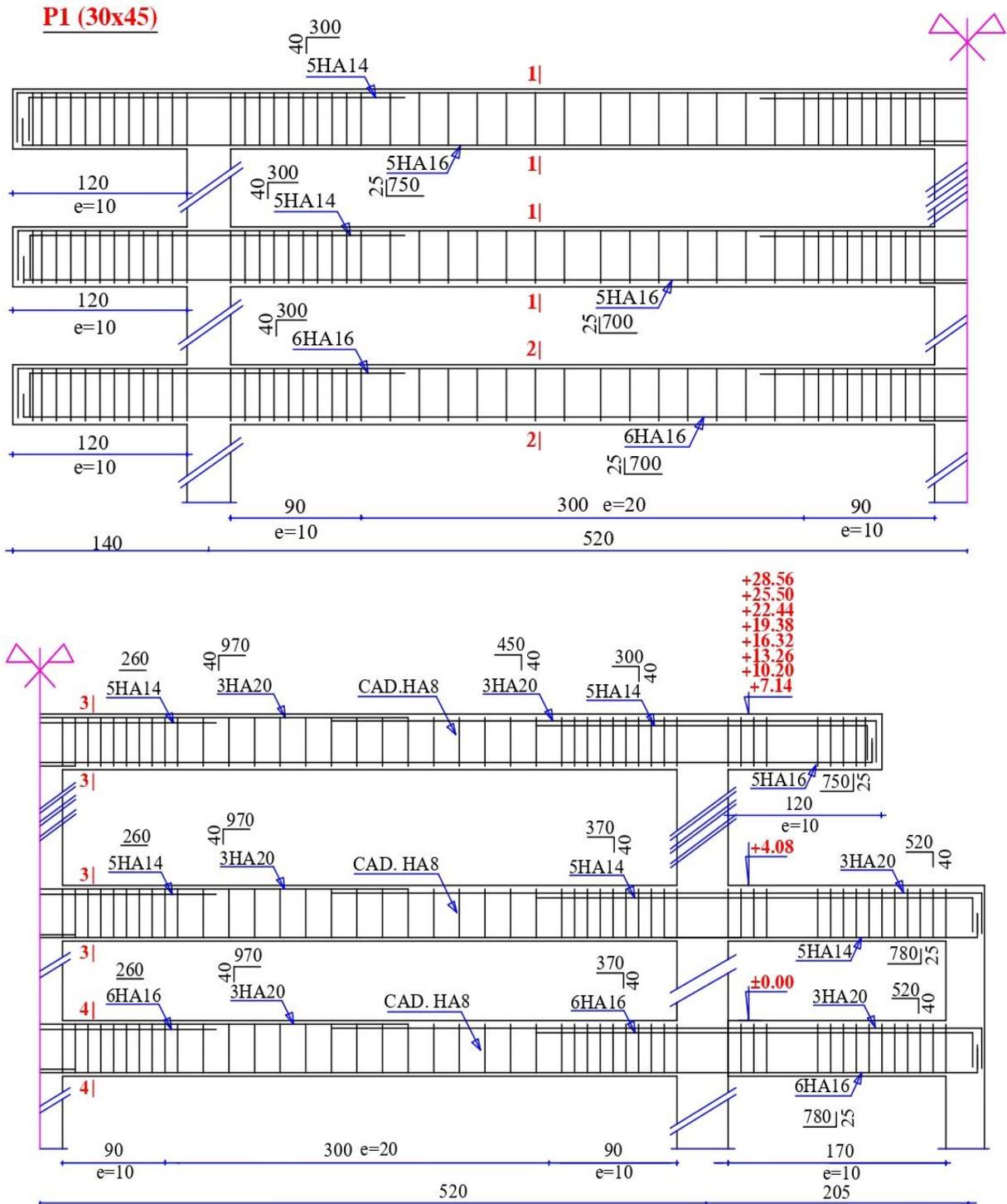


Figure 3.21 Schéma de ferrailage des poutres principales pour les différents étages

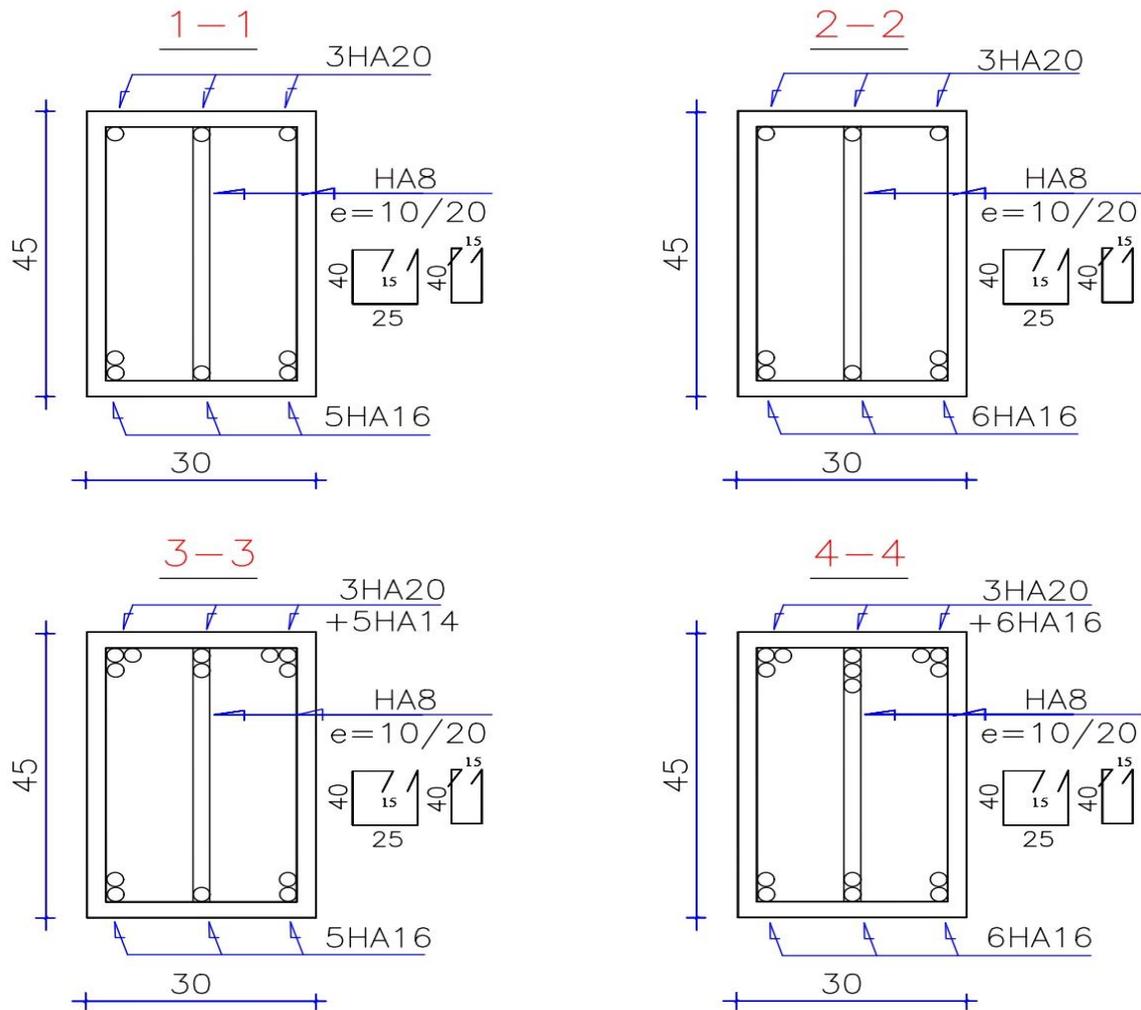


Figure 3.22 Schéma de différentes coupes du ferrailage des poutres principales

3.4.2.2.2 Ferrailage des poutres secondaires

	Travée	Appui
ELU	106.15 kN.m	- 136.87 kN.m
ELS	75.99 kN.m	- 97.88 kN.m
ACC	154.48 kN.m	- 168.86 kN.m

Tableau 3.25 Moments max retenus de la poutre secondaire

Section (cm ²)	Section minimale	Section calculée (cm ²)		Choix des armatures		Section adoptée (cm ²)	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
(30 x 35)	1.14 cm²	14.1	15.8	2 HA20 + 4 HA16	6 HA16 + 3 HA14	14.33 cm²	16.68 cm²

Tableau 3.26 Section d'armatures des poutres secondaires

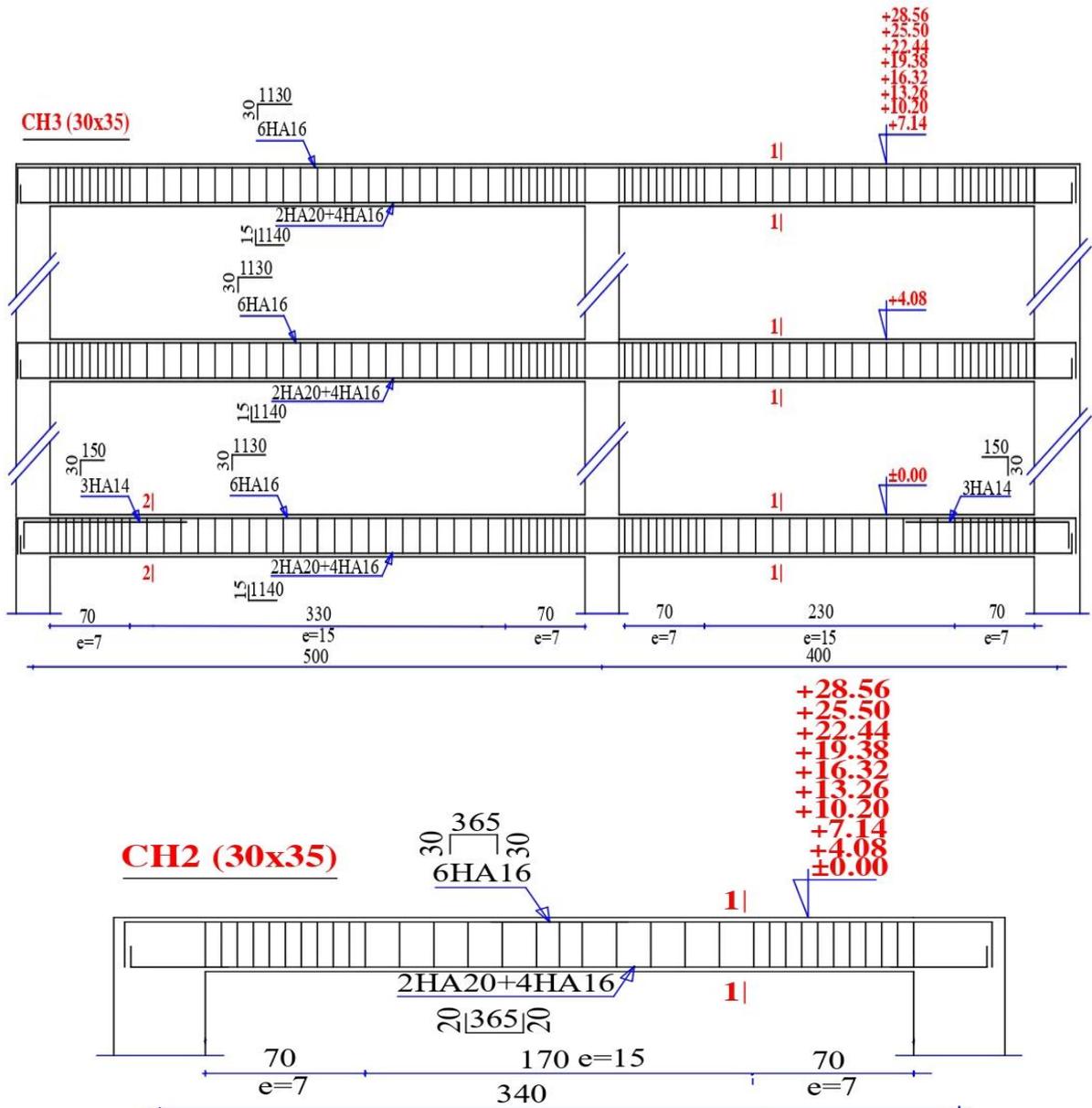


Figure 3.23 Schéma de ferrailage des chainages pour les différents étages

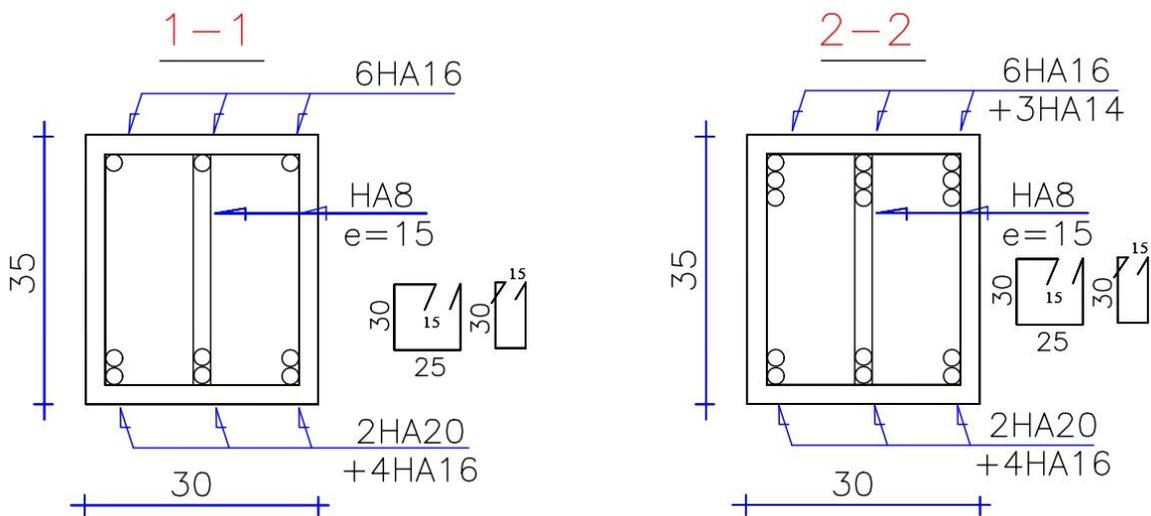


Figure 3.24 Schéma de différentes coupes du ferrailage des chainages

3.4.2.3 Etude des ferrillages des poteaux

❖ **Combinaisons spécifiques de calcul**

Des combinaisons fondamentales données par le **BAEL 91/99** :

ELU : **1.35 G + 1.5 Q**

ELS : **G + Q**

Des combinaisons accidentelles données par **l'Article 5.2 du RPA 99/2003** :

ACC : **G + Q ± 1.2E** (structure sans voile) ;

G + Q ± E (structure avec voile)

❖ **Calcul du ferrillage longitudinal**

D'après **l'Article 7.4.2.1 du RPA 99/03** :

- ✚ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets
- ✚ Leur pourcentage minimal doit être de 0.8% (zone II).
- ✚ Leur pourcentage maximal doit être de 3% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- ✚ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✚ La longueur minimale de recouvrement est de 40Φ en zone II.
- ✚ La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone II.

Le ferrillage sera calculé à l'aide du Robot EXPERT 2010 et comparé avec le minimum du RPA 99/03 (A_{min}).

La section minimale des poteaux :

Article B 8.1,21 du BAEL 91/99 : $A_{min} = \max (0.2\% B ; 4\% P)$

Article 7.4.2 du RPA 99/2003 : $A_{min} = 0.8\% B$

Dans le calcul, nous allons prendre la valeur minimale de l'effort N appliqué aux poteaux respectifs et la valeur max du moment $M_{(y/z)}$ correspondant ou la valeur du moment maximal $M_{(y/z)}$ et la valeur de l'effort N_{max} correspondant, suivant les combinaisons ELU, ELS et ACC respectivement pour la flexion composée et la flexion déviée composée.

		N_{min}	M_{max} corresp.	M_{max}	N_{max} corresp.
(65x55)	ELU	1 352.36kN	- 45.84kN.m	129.8 kN.m	4 708.45 kN
	ELS	960.87 kN	- 32.7 kN.m	90.57 kN.m	3 341.83 kN
	ACC	-1 335.18kN	183.19 kN.m	185.32 kN.m	3 800.03 kN
(50x40)	ELU	512.50 kN	88.89 kN.m	120.61 kN.m	1 413.25 kN
	ELS	363.17 kN	63.24 kN.m	85.86 kN.m	1 004.65 kN

	ACC	-595.00 kN	- 69.40 kN.m	207.23 kN.m	1 289.06 kN
(40x30)	ELU	- 90.36 kN	-45.98 kN.m	121.70 kN.m	265.28 kN
	ELS	- 64.72 kN	-32.75 kN.m	87.20 kN.m	189.60 kN
	ACC	- 96.71 kN	63.59 kN.m	127.03 kN.m	274.68 kN
(30x30)	ELU	52.12 kN	18.65 kN.m	26.58 kN.m	165.99 kN
	ELS	37.07 kN	13.28 kN.m	18.97 kN.m	118.20 kN
	ACC	22.27 kN	30.78 kN.m	59.63 kN.m	138.06 kN
Ø (30)	X	Calculer en flexion déviée composée			
		N _{min}	M _{y,max} corresp.	M _{z,max} corresp.	
	ELU	77.69 kN	8.45 kN.m	6.31 kN.m	
	ELS	54.76 kN	6.00 kN.m	11.45 kN.m	
	ACC	35.96 kN	12.23 kN.m	16.63 kN.m	

Tableau 3.27 Valeurs retenues des efforts sur les poteaux

Section (cm ²)	Section minimale	Section calculée	Ferrailage longitudinal	
			Choix	Section adoptée
D (30)	5.65 cm ²	7.1 cm ²	4 HA14 + 4 HA12	10.68 cm ²
(30 x 30)	7.20 cm ²	4.5 cm ²	5 HA14	07.70 cm ²
(30 x 40)	9.60 cm ²	6.3 cm ²	5 HA16	10.05 cm ²
(40 x 50)	16.0 cm ²	11.3 cm ²	6 HA20	18.85 cm ²
(55 x 65)	28.6 cm ²	24.4 cm ²	4 HA25 + 6 HA16	31.70 cm ²

Tableau 3.28 Section d'armatures des poteaux

❖ Calcul des armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à partir de la formule suivante :

BAEL 91/99 : $\Phi t \leq \min \left(\frac{h_1}{35} ; \frac{b_1}{10} ; \Phi_l \right)$

On adopte : $\Phi t = 8$ mm pour les poteaux rectangulaires et $\Phi t = 6$ mm pour les poteaux circulaires.

RPA 99/2003 (Art. 7.4.2.2) : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e}$

Avec : $\rho_a = 2.5$ si l'élanement géométrique λ_g est supérieur à 5.

$\rho_a = 3.75$ si l'élanement géométrique λ_g est inférieur à 5.

$t \leq \min (10\Phi_l ; 15 \text{ cm})$ en zone nodale (zone II) et $t \leq 15 \Phi_l$

Les cadres et les étriers seront fermés par des crochets à 135°

La longueur de recouvrement : elle est de 40Φ en zone II, selon le RPA 99.

La largeur de la zone nodale : $h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b ; h ; 60 \right) \text{ cm}$

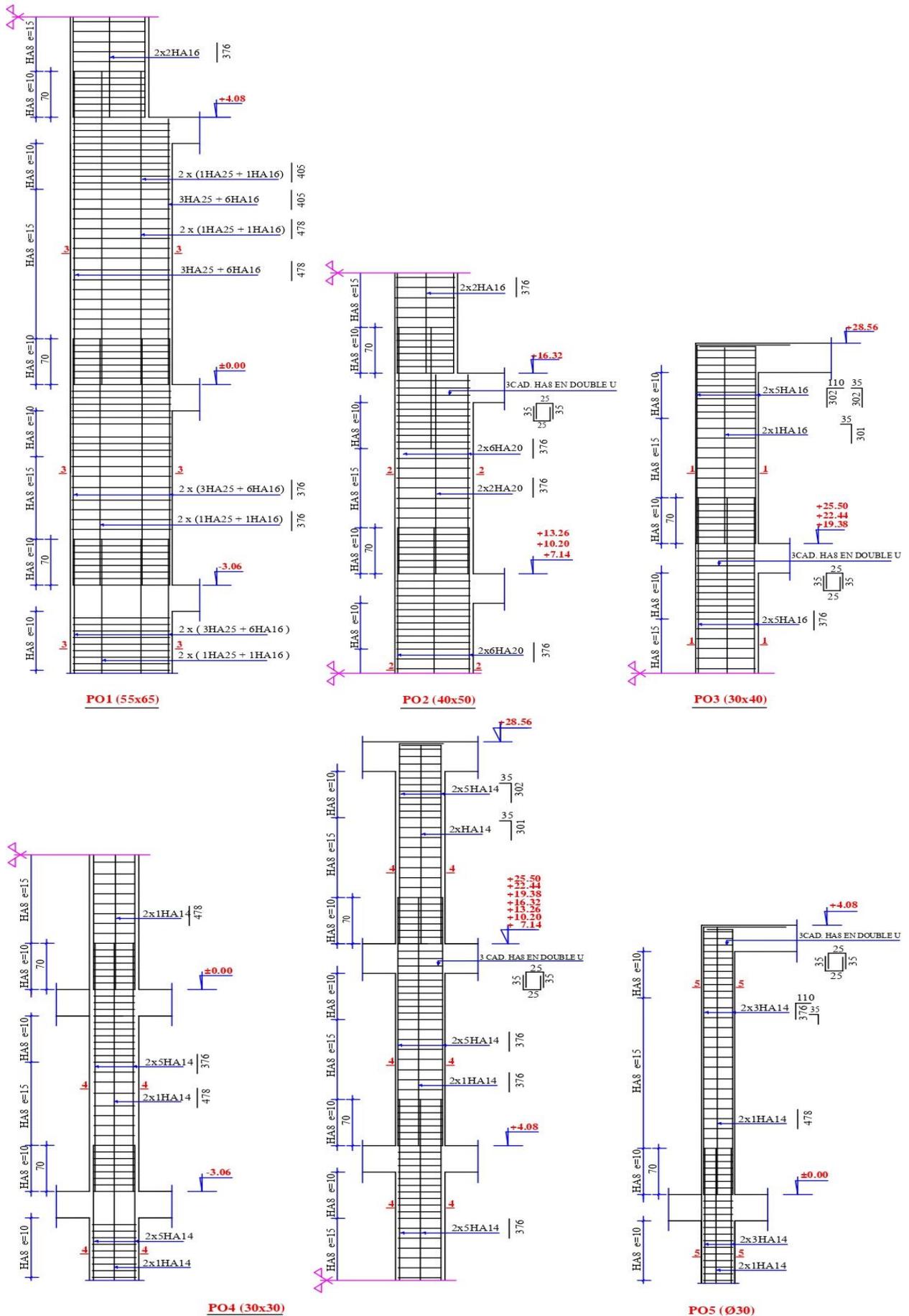


Figure 3.25 Schéma de ferrailage des différents poteaux pour les différents étages

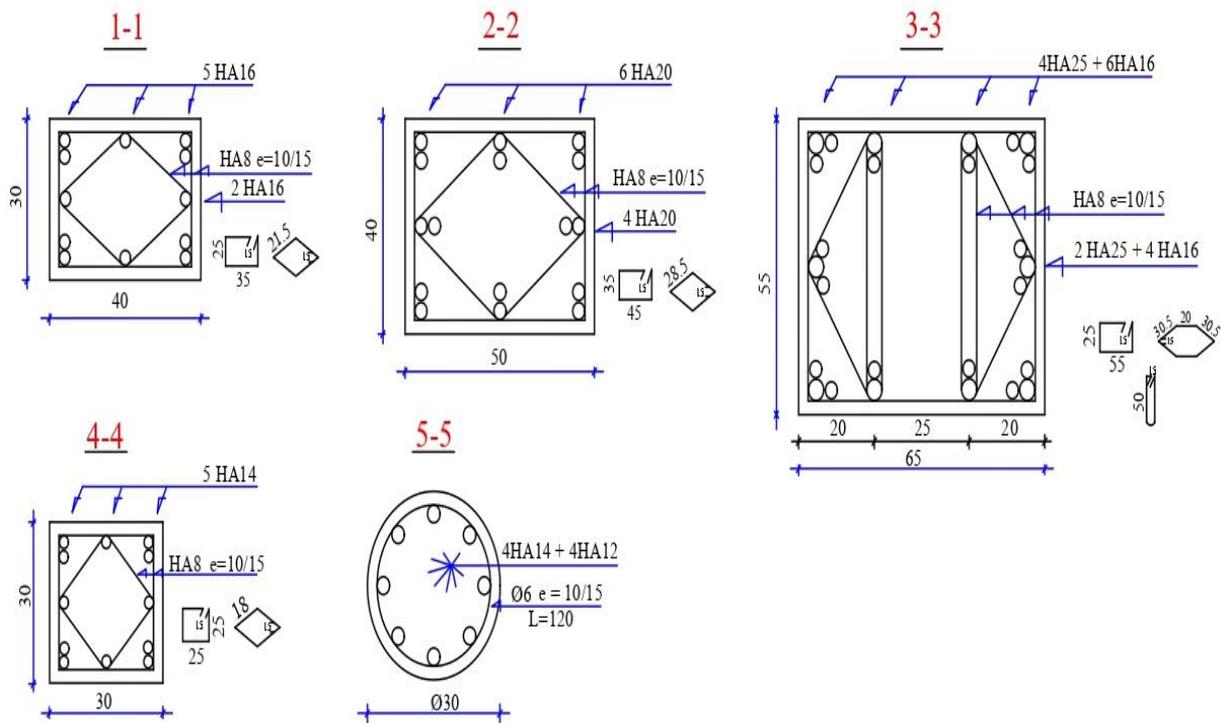


Figure 3.26 Schéma de différentes coupes du ferrailage des poteaux

3.4.2.4 Etude du ferrailage des voiles

❖ Combinaison spécifique de calcul

Selon l'Article 5.2 du RPA 99/2003, les combinaisons à considérer dans l'étude du voile sont les suivants : $G + Q + E$; $0.8 G \pm E$

❖ Calcul des armatures verticales

La section minimale :

D'après le RPA 99/03, on a : $A_{min} = 0.15\% \cdot b \cdot h_1$

L'espacement :

Selon le BAEL 91/99, on a : $S_t \leq \min \{2a ; 33 \text{ cm}\}$

Selon le RPA 99/03, on a : $S_t \leq \min \{1.5a ; 30 \text{ cm}\}$

$\Rightarrow S_t \leq \min \{S_t \text{ BAEL 91/99} ; S_t \text{ RPA 99/03}\}$

❖ Ferrailage des voiles

Sens transversal

	N _{min} (kN)	M _{corr.} (kN.m)	N _{max} (kN)	M _{corr.} (kN.m)	M _{max} (kN.m)	N _{corr.} (kN)
V1	-4 106,01	-2 585,18	-140,02	2 271,99	2 271,99	-140,02
V2	-4 365,75	-344,55	405,87	-43,93	-43,93	405,87
V3	-1 093,45	6,04	-333,61	5,38	8,15	-741,46

Tableau 3.29 Valeurs retenues des efforts sur le voile transversal

Caractéristiques voiles		Section minimale	Section calculée	Ferrailage transversal	
				Choix	Section adoptée
V1	e = 16 cm $h_{e.RDC} = (408-35)$ cm $h_{e.EC} = (306-35)$ cm	12.48 cm²	68.9 cm²	35 HA 16 – RDC 25 HA 16 - EC	70.37 cm² 50.27 cm²
V2	e = 18 cm $h_{e.RDC} = (408-35)$ cm $h_{e.EC} = (306-35)$ cm	07.15 cm²	65.5 cm²	33 HA 16 – RDC 25 HA 16 - EC	66.35 cm² 50.27 cm²
V3	e = 16 cm $h_{e.RDC} = (408-35)$ cm $h_{e.EC} = (306-35)$ cm	02.40 cm²	29.8 cm²	15 HA 16 – RDC 12 HA 16 - EC	30.16 cm² 24.13 cm²

Tableau 3.30 Section d'armatures des voiles transversaux

Sens longitudinal

	N _{min} (kN)	M _{corr.} (kN.m)	N _{max} (kN)	M _{corr.} (kN.m)	M _{max} (kN.m)	N _{corr.} (kN)
V1	-4 291,31	-3 368,19	45,27	3 055,00	3 055,00	45,27
V2	-3 724,10	-365,75	-618,69	1 899,10	1 899,10	-618,69
V3	-1 093,45	6,04	-339,80	45,02	47,79	-747,64

Tableau 3.31 Valeurs retenues des efforts sur le voile longitudinal

Caractéristiques voiles	Section minimale	Section calculée	Ferrailage longitudinal	
			Choix	Section adoptée
V1 e = 16 cm L = 480 cm	11.16 cm²	71.4 cm²	47 HA 14	72.35 cm²
V2 e = 18 cm L = 360 cm	12.55 cm²	56.5 cm²	29 HA 16	58.31 cm²
V3 e = 16 cm L = 70 cm	02.40 cm²	16 cm²	8 HA 16	16.08 cm²

Tableau 3.32 Section d'armatures des voiles longitudinaux

❖ **Disposition des armatures selon les prescriptions des différentes réglementations**

Armatures verticales : La distance entre axes des armatures verticales d'une même face ne doit pas dépasser deux fois l'épaisseur du mur, ni 36 cm selon le BAEL 91/1999 et ne doit pas dépasser 1.5 de l'épaisseur du mur, ni 27 cm selon le RPA 99/2003. À chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur L/10 de la largeur du voile et cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

Armatures transversales : Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre (4) cadres au mètre carré.

Armatures horizontales : Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ . Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures sur l'épaisseur du mur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser $L/10$ de l'épaisseur du voile. Aussi, à chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

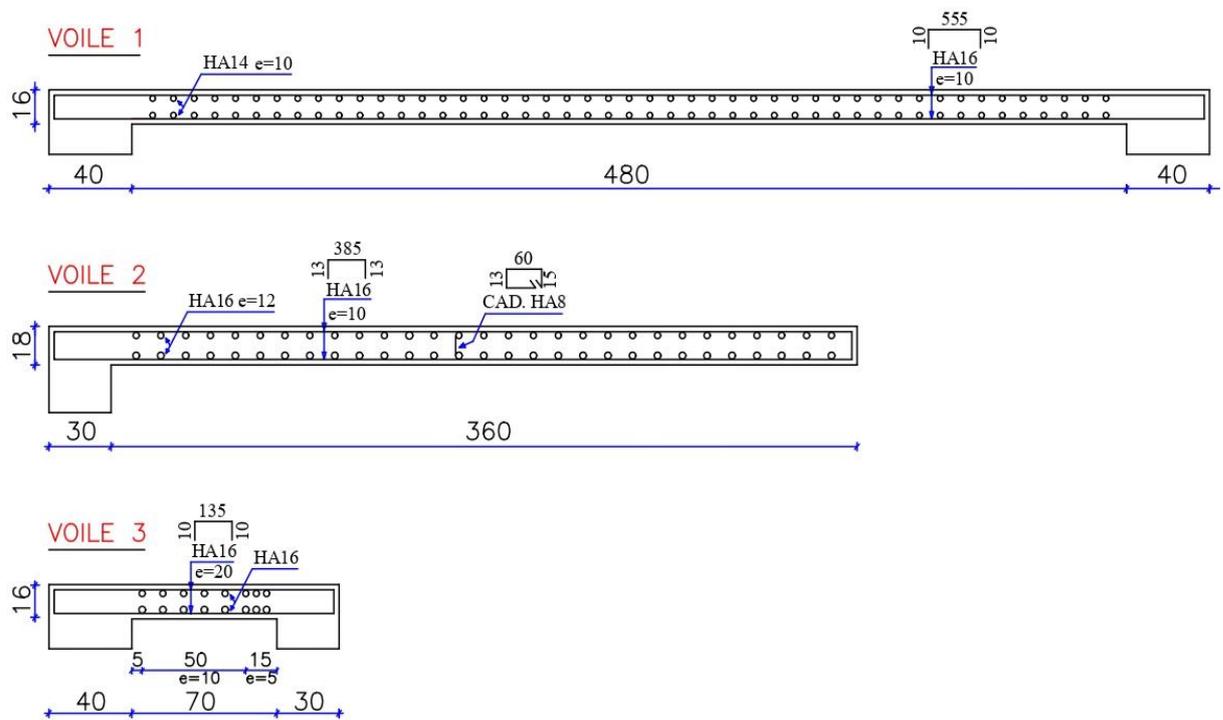


Figure 3.27 Schéma de différentes coupes du ferrailage des voiles



CHAPITRE IV :
ANALYSE DES
CONTREVENTEMENTS



INTRODUCTION

Dans la première section de ce chapitre, une analyse dynamique est menée sur un bâtiment équipé d’une forme de contreventement qui lui est ajouté selon notre choix pour permettre sa stabilité et qui est changé périodiquement pour estimer son influence sur la structure. Enfin, les résultats obtenus sont comparés et discutés. Les points suivants seront pris en compte dans la comparaison :

- ✚ La participation des masses modales
- ✚ Les périodes
- ✚ Les efforts tranchants à la base
- ✚ Le déplacement des sommets de la structure

4.1 ÉTUDE PARAMÉTRIQUE

Auparavant, on a découvert que la structure en portique auto-stable sans remplissage de maçonnerie est souple et elle n’est pas suffisamment rigide pour tenir face au séisme. À cette fin et dans l’esprit de lui permettre de tenir face aux aléas sismiques, la structure en portique modélisée sur le logiciel robot RSA 2020 est contreventée par l’un des systèmes suivants :

- ✚ Les voiles
- ✚ Les palées triangulées en acier de configuration en X et en V renversé (Δ)
- ✚ Les palées triangulées en béton armé de configuration en X et en V renversé (Δ)
- ✚ La maçonnerie rigide

4.1.1 Analyse dynamique

Les spectres de réponses pris en considération dans l’étude des différents systèmes pour l’analyse dynamique modale spectrale sont présentés ci-dessous :

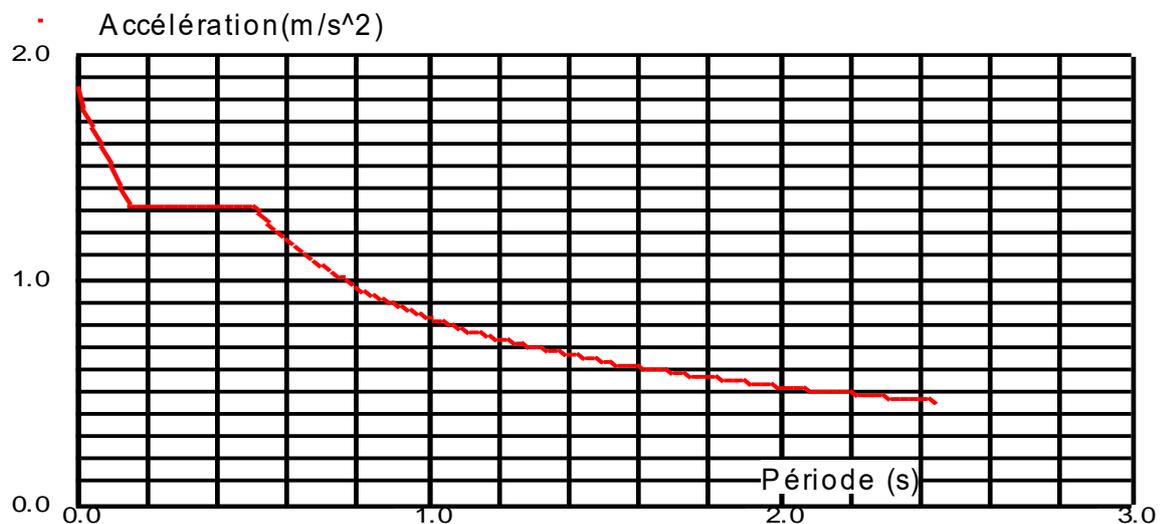


Figure 4.1 Spectre de réponse réglementaire (RPA 2003) pour la structure avec voiles (R = 4)

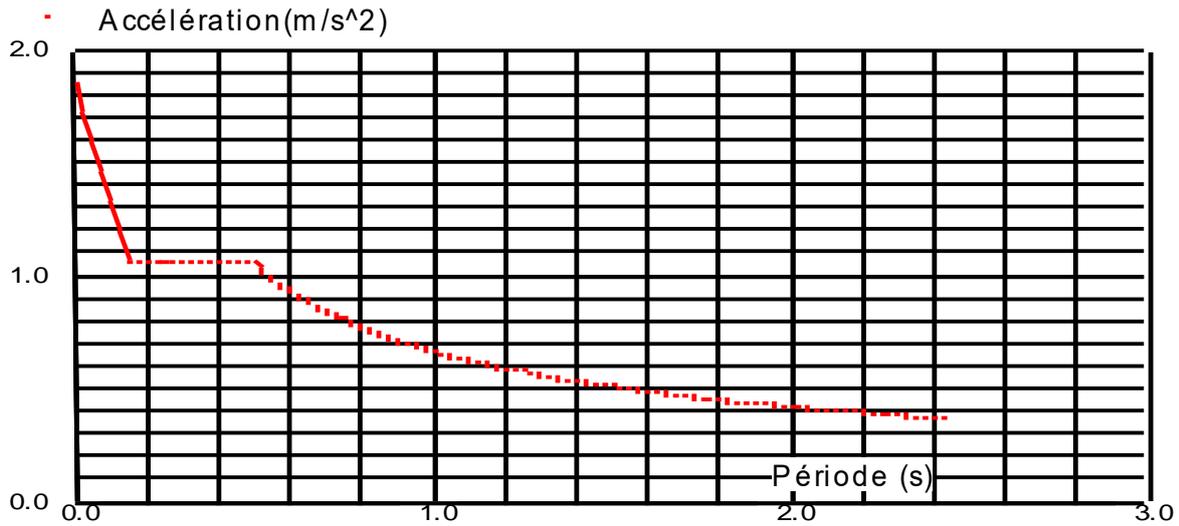


Figure 4.2 Spectre de réponse réglementaire (RPA 99/2003) pour la structure avec palées triangulées en X (R = 5)

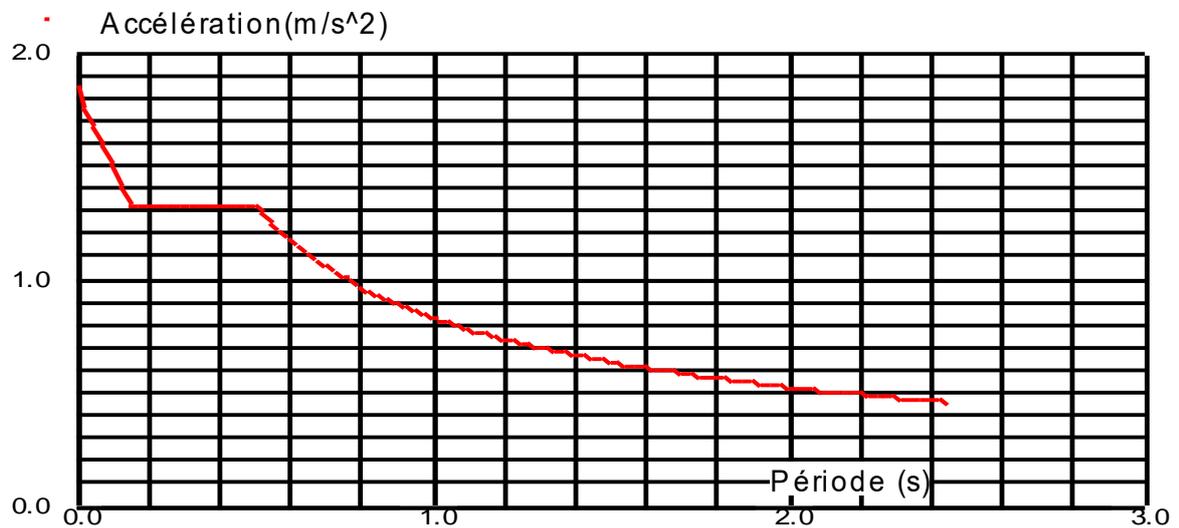


Figure 4.3 Spectre de réponse réglementaire (RPA 99/2003) pour la structure avec palées triangulées en VR (R = 4)

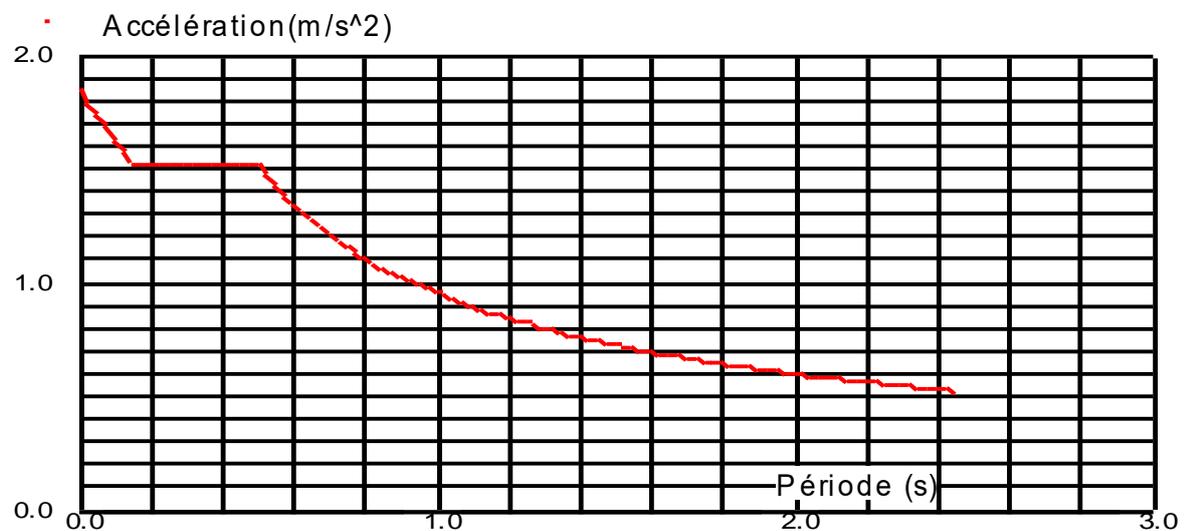


Figure 4.4 Spectre de réponse réglementaire (RPA 99/2003) pour la structure avec des murs en maçonnerie rigide (R = 3.5)

4.1.2 Portiques contreventés par des voiles

Le système architectural de la structure est constitué de voiles et de portiques. Le règlement RPA 99/2003 stipule que les voiles doivent reprendre plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. La sollicitation horizontale est dite reprise uniquement par les voiles.

4.1.2.1 Disposition et nombre des voiles

Un certain nombre de facteurs influencent la disposition et le nombre de voiles, notamment :

- ✚ L'excentricité géométrique : qui correspond à la distance entre le centre de masse (ou centre de gravité G) de la structure et son centre de rigidité R (ou centre d'inertie I).
- ✚ La fréquence et la période : définissent si une structure est souple ou non.

Les figures ci-dessus représentent respectivement la disposition des voiles et l'excentricité géométrique de la structure symétrique, qui est d'ailleurs nulle, vue sur le robot RSA 2020.

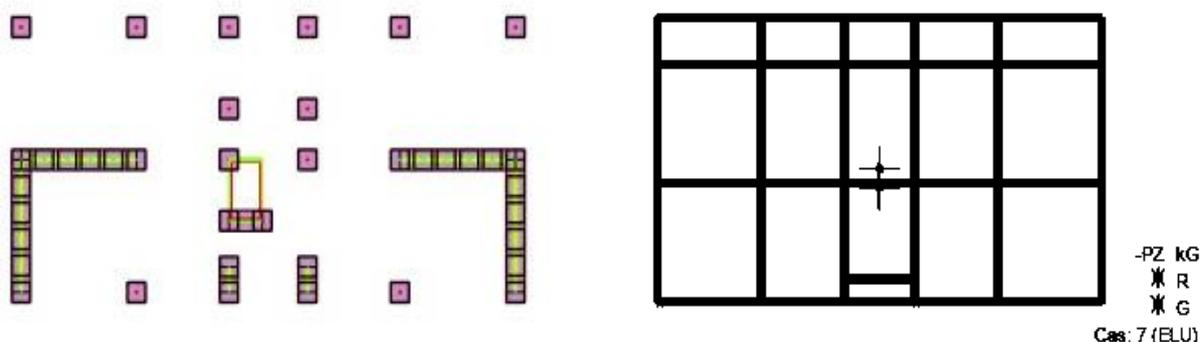


Figure 4.5 Disposition des voiles

4.1.2.2 Caractéristique dynamique de la structure avec des voiles

❖ **Fréquence, périodes et masses cumulées**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de fréquence, périodes et masses cumulées pour le système portiques-voiles sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)
4 / 1	1,16	0,86	55,74	0,00	0,00
4 / 2	1,35	0,74	55,74	64,79	0,00
4 / 3	1,81	0,55	65,82	64,79	0,00
4 / 4	4,36	0,23	81,43	64,79	0,00
4 / 5	5,16	0,19	81,43	82,80	0,03
4 / 6	5,73	0,17	81,43	82,81	0,03
4 / 7	5,74	0,17	81,43	82,81	0,03
4 / 8	5,74	0,17	81,43	82,82	0,03
4 / 9	5,74	0,17	81,43	82,83	0,03
4 / 10	5,74	0,17	81,44	82,83	0,03

Tableau 4.1 Valeurs des modes propres pour le système portiques-voiles

Estimation et vérification de la période fondamentale de la structure

Selon l'article 4.2.4 du RPA 99/2003, la valeur de la période fondamentale de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante : $T = C_T \cdot h_N^{(3/4)} = 0.05 \times 31.62^{(3/4)} \approx 0.67 \text{ s}$.

Selon l'article 4.2.4 (4) RPA99/2003, cette période doit être majorée de 30% et être supérieur à T_{robot} , soit : $T_{num} \leq 1.3 T_{emp.} = 0.87 \text{ s} \Leftrightarrow 0.86 \text{ s} \leq 0.87 \text{ s} \Rightarrow$ **Condition Vérifiée**

Commentaire : La structure est rigide.

❖ **Efforts tranchants à la base pour la combinaison la plus défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes d'efforts tranchants à la base pour le système portiques-voiles sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	FX (kN)	FY (kN)	FX sur les poteaux (kN)	FX sur les voiles (kN)	FY sur les poteaux (kN)	FY sur les voiles (kN)
14 (C) (CQC) / 1	2622,33	16,00	407,48	2214,86	294,39	-278,39
14 (C) (CQC) / 2	2605,02	15,88	677,35	1927,67	124,96	-109,08
14 (C) (CQC) / 3	2503,23	15,08	495,86	2007,37	68,63	-53,55
14 (C) (CQC) / 4	2351,19	14,09	581,36	1769,84	62,04	-47,95
14 (C) (CQC) / 5	2155,60	12,93	611,54	1544,06	66,57	-53,64
14 (C) (CQC) / 6	1935,42	11,56	671,13	1264,29	64,73	-53,17
14 (C) (CQC) / 7	1698,26	9,92	378,34	1319,92	25,22	-15,30
14 (C) (CQC) / 8	1421,78	8,00	387,58	1034,20	35,42	-27,42
14 (C) (CQC) / 9	1062,04	5,86	354,57	707,47	7,62	-1,76
14 (C) (CQC) / 10	583,84	3,33	334,66	249,18	48,58	-45,25
16 (C) (CQC) / 1	16,00	3210,50	24,89	-8,90	406,61	2803,89
16 (C) (CQC) / 2	15,86	3198,03	44,74	-28,88	841,99	2356,04
16 (C) (CQC) / 3	15,26	3081,72	-25,22	40,49	513,00	2568,72
16 (C) (CQC) / 4	14,39	2902,89	-22,29	36,68	547,23	2355,66
16 (C) (CQC) / 5	13,24	2671,69	-22,88	36,12	562,30	2109,39
16 (C) (CQC) / 6	11,85	2404,44	-24,16	36,01	616,79	1787,65
16 (C) (CQC) / 7	10,24	2104,19	-22,15	32,39	416,49	1687,70
16 (C) (CQC) / 8	8,38	1747,15	-21,18	29,56	433,58	1313,57
16 (C) (CQC) / 9	6,10	1289,61	-22,08	28,19	371,37	918,24
16 (C) (CQC) / 10	3,26	700,45	-1,56	4,82	423,65	276,81

Tableau 4.2 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-voiles

❖ **Déplacements relatif des étages pour la combinaison défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de déplacements relatif des étages et maximaux pour le système portiques-voiles sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14 (C) (CQC) / 1	0,2	0,0	0,3	0,1	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 2	0,8	0,3	1,3	0,6	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 3	0,9	0,3	2,5	1,2	1,3	0,0

14 (C) (CQC) / 4	1,1	0,4	3,9	1,9	2,1	0,0
14 (C) (CQC) / 5	1,2	0,4	5,5	2,6	2,9	0,1
14 (C) (CQC) / 6	1,2	0,4	7,1	3,5	3,8	0,1
14 (C) (CQC) / 7	1,3	0,5	8,9	4,4	4,7	0,1
14 (C) (CQC) / 8	1,3	0,5	10,6	5,3	5,6	0,1
14 (C) (CQC) / 9	1,2	0,5	12,3	6,2	6,4	0,3
14 (C) (CQC) / 10	1,3	0,4	14,0	7,0	7,3	0,4
16 (C) (CQC) / 1	0,0	0,1	0,0	0,2	-0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 2	-0,0	0,8	0,3	0,9	-0,0	0,1
16 (C) (CQC) / 3	0,0	0,8	0,0	1,8	-0,0	1,7
16 (C) (CQC) / 4	0,0	1,0	0,1	2,8	0,0	2,7
16 (C) (CQC) / 5	0,0	1,1	0,1	3,9	0,0	3,8
16 (C) (CQC) / 6	0,0	1,2	0,1	5,1	0,0	5,0
16 (C) (CQC) / 7	0,0	1,3	0,1	6,3	0,0	6,2
16 (C) (CQC) / 8	0,0	1,3	0,1	7,6	0,0	7,5
16 (C) (CQC) / 9	0,0	1,3	0,1	8,9	0,0	8,8
16 (C) (CQC) / 10	0,0	1,2	0,1	10,1	0,0	10,0

Tableau 4.3 Valeurs des déplacements de la structure pour le cas de système portiques-voiles

4.1.3 Portiques contreventés par des palées triangulées X et Λ en acier

La structure a été renforcée, à présent, par l'utilisation d'un contreventement en acier de construction, soit des palées triangulées en X ou soit en V renversé. Dans un premier temps, pour s'assurer que les profilés en acier soient cohérents avec la structure en béton armé les uns aux autres, la partie supérieure et inférieure de chaque profilé ont été fixées au portique à l'aide des goussets connectés par des boulons en acier insérés dans des trous prédéfinis. Au niveau de fondation de l'ouvrage, les profilés sont fixés aux pieds des poteaux par des plaques d'acier connectés par des tiges d'ancrage au béton d'appui. Les vues en perspective des profilés fixés au portique sont illustrées ci-dessous. Quant à la modélisation de la structure contreventée par des palées triangulées en acier, on a opté pour des poutrelles H de section **HE 300 B**.

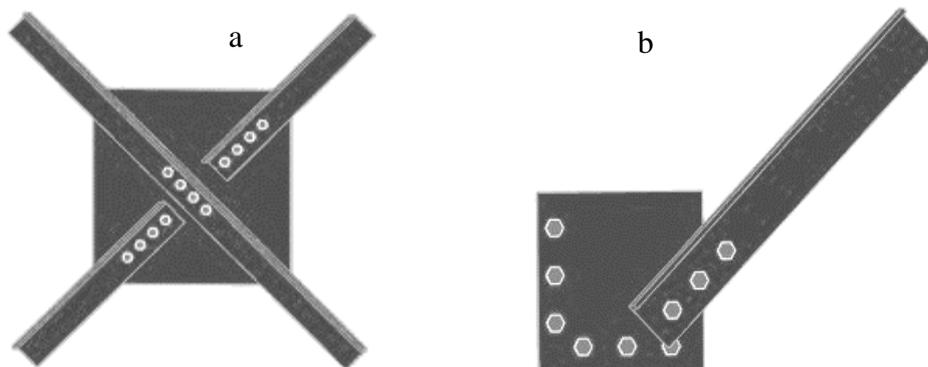


Figure 4.6 Détails du renforcement : (a) profilés assemblés par un gousset ; (b) fixation du profilé sur le portique

4.1.3.1 Caractéristique dynamique de la structure avec des palées triangulées X en acier

❖ **Fréquences, périodes et masses cumulées**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de fréquence, périodes et masses cumulées pour le système portiques-palées X en acier sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)
4 / 1	1,07	0,93	58,36	0,04	0,00
4 / 2	1,12	0,90	58,40	66,97	0,00
4 / 3	1,44	0,69	68,94	66,97	0,00
4 / 4	3,55	0,28	83,43	66,98	0,00
4 / 5	3,71	0,27	83,43	83,02	0,02
4 / 6	4,87	0,21	84,94	83,02	0,02
4 / 7	6,28	0,16	84,94	83,03	0,02
4 / 8	6,28	0,16	84,99	83,03	0,02
4 / 9	6,28	0,16	84,99	83,04	0,02
4 / 10	6,28	0,16	84,99	83,04	0,02

Tableau 4.4 Valeurs des modes propres pour le cas de système portiques-palées X en acier

Estimation et vérification de la période fondamentale de la structure

$T_{num} \leq 1.3 T_{emp} = 0.87 s \quad \Leftrightarrow \quad 0.93 s \geq 0.87 s \Rightarrow \quad \text{Condition Non Vérifiée}$

Commentaire : Il est à noter que la structure n'est pas suffisamment rigide ; néanmoins, afin de la rigidifier plus, la section des poutrelles doit être augmentée, ce qui n'est pas du tout économique.

❖ **Efforts tranchants à la base pour la combinaison la plus défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes d'efforts tranchants à la base pour le système portiques-palées X en acier sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	FX (kN)	FY (kN)	FX sur les poteaux (kN)	FX sur les voiles (kN)	FY sur les poteaux (kN)	FY sur les voiles (kN)
14 (C) (CQC) / 1	1768,54	24,62	625,04	1143,51	193,43	-168,81
14 (C) (CQC) / 2	1754,51	24,53	1679,23	75,29	-7,52	32,05
14 (C) (CQC) / 3	1677,84	23,63	1519,41	158,43	-47,73	71,37
14 (C) (CQC) / 4	1568,72	22,29	1399,90	168,83	-36,34	58,63
14 (C) (CQC) / 5	1434,75	20,53	1260,92	173,84	-28,53	49,07
14 (C) (CQC) / 6	1286,95	18,42	1116,97	169,98	-25,13	43,55
14 (C) (CQC) / 7	1129,26	15,99	949,60	179,66	-28,42	44,41
14 (C) (CQC) / 8	943,78	13,09	768,87	174,91	-20,25	33,34
14 (C) (CQC) / 9	702,59	9,52	545,87	156,72	-9,24	18,75
14 (C) (CQC) / 10	386,48	5,14	386,54	-0,06	5,12	0,02

16 (C) (CQC) / 1	24,62	1987,85	19,06	5,56	305,62	1682,23
16 (C) (CQC) / 2	24,44	1981,28	41,70	-17,25	1843,00	138,28
16 (C) (CQC) / 3	23,59	1907,22	-8,77	32,36	1735,85	171,37
16 (C) (CQC) / 4	22,28	1789,97	-6,89	29,17	1623,72	166,25
16 (C) (CQC) / 5	20,54	1640,88	-5,79	26,33	1477,16	163,72
16 (C) (CQC) / 6	18,44	1472,60	-4,95	23,38	1316,73	155,87
16 (C) (CQC) / 7	16,02	1289,97	-7,14	23,16	1120,76	169,22
16 (C) (CQC) / 8	13,15	1073,96	-8,13	21,28	921,26	152,70
16 (C) (CQC) / 9	9,58	795,24	-7,94	17,51	661,34	133,90
16 (C) (CQC) / 10	5,15	435,11	5,16	-0,01	435,08	0,03

Tableau 4.5 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées X en acier

❖ **Déplacements relatif des étages pour la combinaison défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de déplacements relatif des étages et maximaux pour le système portiques-palées X en acier sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14 (C) (CQC) / 1	0,2	0,0	0,4	0,2	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 2	1,1	0,4	1,7	0,8	0,2	0,0
14 (C) (CQC) / 3	1,1	0,4	3,1	1,4	1,9	0,0
14 (C) (CQC) / 4	1,2	0,4	4,7	2,2	2,8	0,0
14 (C) (CQC) / 5	1,3	0,5	6,5	3,2	3,8	0,1
14 (C) (CQC) / 6	1,3	0,5	8,3	4,1	4,7	0,1
14 (C) (CQC) / 7	1,4	0,6	10,2	5,1	5,8	0,1
14 (C) (CQC) / 8	1,4	0,5	12,1	6,1	6,8	0,2
14 (C) (CQC) / 9	1,3	0,5	13,8	7,1	7,7	0,3
14 (C) (CQC) / 10	1,3	0,5	15,5	8,0	8,6	0,4
16 (C) (CQC) / 1	0,0	0,1	0,1	0,3	-0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 2	0,0	1,2	0,2	1,3	0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 3	0,0	1,2	0,1	2,5	0,0	2,4
16 (C) (CQC) / 4	0,0	1,3	0,1	3,8	0,0	3,7
16 (C) (CQC) / 5	0,0	1,4	0,1	5,2	0,0	5,2
16 (C) (CQC) / 6	0,0	1,5	0,1	6,7	0,1	6,6
16 (C) (CQC) / 7	0,0	1,6	0,1	8,3	0,1	8,2
16 (C) (CQC) / 8	0,0	1,5	0,2	9,8	0,1	9,7
16 (C) (CQC) / 9	0,0	1,5	0,2	11,3	0,1	11,2
16 (C) (CQC) / 10	0,0	1,4	0,2	12,6	0,1	12,6

Tableau 4.6 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées X en acier

4.1.3.2 Caractéristique dynamique de la structure avec des palées triangulées Λ en acier

❖ Fréquences, périodes et masses cumulées

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de fréquence, périodes et masses cumulées pour le système portiques-palées Λ en acier sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)
4 / 1	1,09	0,92	61,44	0,06	0,00
4 / 2	1,13	0,89	61,49	67,85	0,00
4 / 3	1,45	0,69	69,91	67,85	0,00
4 / 4	3,40	0,29	84,64	67,86	0,00
4 / 5	3,51	0,28	84,65	83,54	0,01
4 / 6	4,52	0,22	85,53	83,54	0,01
4 / 7	6,28	0,16	85,53	83,55	0,01
4 / 8	6,28	0,16	85,54	83,55	0,01
4 / 9	6,28	0,16	85,54	83,55	0,01
4 / 10	6,28	0,16	85,55	83,56	0,01

Tableau 4.7 Valeurs des modes propres pour le cas de système portiques-palées Λ en acier

Estimation et vérification de la période fondamentale de la structure

$T_{num} \leq 1.3 T_{emp} = 0.87 s \quad \Leftrightarrow \quad 0.92 s \geq 0.87 s \Rightarrow \quad \text{Condition Non Vérifiée}$

Commentaire : La structure est encore souple.

❖ Efforts tranchants à la base pour la combinaison la plus défavorable : $G + Q + 1.2 E$

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes d'efforts tranchants à la base pour le système portiques-palées Λ en acier sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	FX (kN)	FY (kN)	FX sur les poteaux (kN)	FX sur les voiles (kN)	FY sur les poteaux (kN)	FY sur les voiles (kN)
14 (C) (CQC) / 1	2299,04	30,36	809,39	1489,65	266,07	-235,71
14 (C) (CQC) / 2	2282,00	30,25	2167,86	114,15	1,79	28,47
14 (C) (CQC) / 3	2178,15	29,09	1984,42	193,74	-36,75	65,84
14 (C) (CQC) / 4	2034,52	27,40	1831,27	203,26	-26,37	53,77
14 (C) (CQC) / 5	1861,40	25,21	1652,00	209,40	-18,55	43,76
14 (C) (CQC) / 6	1670,46	22,59	1465,71	204,75	-15,67	38,26
14 (C) (CQC) / 7	1463,48	19,58	1247,29	216,18	-18,77	38,35
14 (C) (CQC) / 8	1216,89	16,01	1009,65	207,24	-12,46	28,47
14 (C) (CQC) / 9	898,26	11,63	716,63	181,63	-3,06	14,69
14 (C) (CQC) / 10	488,58	6,29	488,63	-0,04	6,28	0,01
16 (C) (CQC) / 1	30,36	2505,02	20,84	9,52	314,96	2190,05
16 (C) (CQC) / 2	30,16	2497,30	48,18	-18,03	2326,04	171,26
16 (C) (CQC) / 3	29,03	2400,69	-2,20	31,23	2206,96	193,73

16 (C) (CQC) / 4	27,37	2251,07	-0,24	27,61	2062,79	188,29
16 (C) (CQC) / 5	25,21	2063,23	0,63	24,58	1877,08	186,15
16 (C) (CQC) / 6	22,63	1851,24	1,03	21,60	1674,28	176,96
16 (C) (CQC) / 7	19,68	1618,69	-1,08	20,77	1427,22	191,48
16 (C) (CQC) / 8	16,14	1341,71	-2,31	18,45	1169,10	172,60
16 (C) (CQC) / 9	11,72	986,71	-2,84	14,57	836,29	150,43
16 (C) (CQC) / 10	6,27	534,97	6,28	-0,00	534,94	0,02

Tableau 4.8 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées Λ en acier

❖ **Déplacements relatif des étages pour la combinaison défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de déplacements relatif des étages et maximaux pour le système portiques-palées Λ en acier sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14 (C) (CQC) / 1	0,2	0,0	0,4	0,1	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 2	1,3	0,3	1,8	0,7	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 3	1,1	0,3	3,2	1,3	2,1	0,0
14 (C) (CQC) / 4	1,2	0,4	4,8	2,0	3,1	0,0
14 (C) (CQC) / 5	1,3	0,4	6,5	2,8	4,1	0,1
14 (C) (CQC) / 6	1,3	0,4	8,2	3,6	5,1	0,1
14 (C) (CQC) / 7	1,4	0,5	10,1	4,5	6,1	0,1
14 (C) (CQC) / 8	1,3	0,5	11,9	5,4	7,1	0,1
14 (C) (CQC) / 9	1,2	0,5	13,6	6,3	8,0	0,3
14 (C) (CQC) / 10	1,2	0,4	15,1	7,1	8,8	0,3
16 (C) (CQC) / 1	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 2	0,0	1,2	0,1	1,4	0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 3	0,0	1,2	0,1	2,6	0,0	2,4
16 (C) (CQC) / 4	0,0	1,3	0,1	3,9	0,0	3,8
16 (C) (CQC) / 5	0,0	1,4	0,1	5,3	0,0	5,2
16 (C) (CQC) / 6	0,0	1,4	0,1	6,8	0,1	6,7
16 (C) (CQC) / 7	0,0	1,5	0,1	8,3	0,1	8,2
16 (C) (CQC) / 8	0,0	1,5	0,2	9,8	0,1	9,7
16 (C) (CQC) / 9	0,0	1,4	0,2	11,1	0,1	11,1
16 (C) (CQC) / 10	0,0	1,3	0,2	12,4	0,1	12,4

Tableau 4.9 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées Λ en acier

4.1.4 Portiques contreventés par des palées triangulées X et Λ en béton armé

Dans ce présent cas, la structure a été renforcée à l'aide d'un contreventement en béton armé construit suivant la forme des palées triangulées en X ou en V renversé (Λ). Pour leurs confections, le béton est coulé dans un coffrage armé suivant la forme de la palée voulue et elles sont solidement ancrées à la paroi de la structure. Pour leur predimensionnement, on a opté pour

une section carrée de **30 x 30 cm** afin de rester cohérent avec les dimensions des éléments structuraux.

4.1.4.1 Caractéristique dynamique de la structure avec les palées X en béton armé

❖ **Fréquences, périodes et masses cumulées**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de fréquence, périodes et masses cumulées pour le système portiques-palées X en béton armé sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)
4 / 1	1,05	0,95	58,52	0,04	0,00
4 / 2	1,10	0,91	58,55	67,20	0,00
4 / 3	1,41	0,71	69,12	67,20	0,00
4 / 4	3,48	0,29	83,53	67,20	0,00
4 / 5	3,63	0,28	83,54	83,06	0,01
4 / 6	4,73	0,21	84,97	83,06	0,01
4 / 7	6,28	0,16	84,98	83,07	0,01
4 / 8	6,28	0,16	84,98	83,08	0,01
4 / 9	6,28	0,16	84,98	83,09	0,01
4 / 10	6,28	0,16	84,98	83,09	0,01

Tableau 4.10 Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées X en béton armé

Estimation et vérification de la période fondamentale de la structure

$T_{num} \leq 1.3 T_{emp} = 0.87 s \quad \Leftrightarrow \quad 0.95 s \geq 0.87 s \Rightarrow \quad \text{Condition Non Vérifiée}$

Commentaire : La structure est flexible ; il convient de la rigidifier davantage, soit en augmentant la section des palées ou en ajoutant des palées dans un autre emplacement que celui considéré.

❖ **Efforts tranchants à la base pour la combinaison la plus défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes d'efforts tranchants à la base pour le système portiques-palées X en béton armé sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	FX (kN)	FY (kN)	FX sur les poteaux (kN)	FX sur les voiles (kN)	FY sur les poteaux (kN)	FY sur les voiles (kN)
14 (C) (CQC) / 1	1783,50	24,90	602,96	1180,53	196,55	-171,65
14 (C) (CQC) / 2	1769,30	24,80	1690,54	78,76	-6,95	31,75
14 (C) (CQC) / 3	1691,36	23,87	1528,98	162,38	-46,55	70,42
14 (C) (CQC) / 4	1580,44	22,49	1408,58	171,86	-35,47	57,96
14 (C) (CQC) / 5	1444,80	20,71	1268,80	176,01	-27,86	48,57
14 (C) (CQC) / 6	1295,80	18,57	1124,44	171,36	-24,60	43,17

14 (C) (CQC) / 7	1137,20	16,12	956,13	181,07	-27,95	44,07
14 (C) (CQC) / 8	950,44	13,20	774,77	175,66	-19,97	33,16
14 (C) (CQC) / 9	707,16	9,59	550,36	156,79	-9,17	18,76
14 (C) (CQC) / 10	388,18	5,16	388,22	-0,04	5,15	0,02
16 (C) (CQC) / 1	24,90	2005,21	18,94	5,95	330,83	1674,39
16 (C) (CQC) / 2	24,72	1998,60	41,94	-17,22	1856,80	141,80
16 (C) (CQC) / 3	23,84	1923,61	-8,56	32,40	1749,59	174,02
16 (C) (CQC) / 4	22,50	1804,70	-6,65	29,15	1636,10	168,60
16 (C) (CQC) / 5	20,72	1653,77	-5,50	26,22	1488,06	165,71
16 (C) (CQC) / 6	18,60	1483,79	-4,66	23,25	1326,41	157,38
16 (C) (CQC) / 7	16,17	1299,48	-6,80	22,96	1128,82	170,66
16 (C) (CQC) / 8	13,28	1081,34	-7,74	21,02	927,64	153,70
16 (C) (CQC) / 9	9,67	799,84	-7,59	17,27	665,41	134,43
16 (C) (CQC) / 10	5,20	436,48	5,20	-0,00	436,46	0,02

Tableau 4.11 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées X en béton armé

❖ **Déplacements relatif des étages pour la combinaison défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de déplacements relatif des étages et maximaux pour le système portiques-palées X en béton armé sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14 (C) (CQC) / 1	0,2	0,0	0,4	0,2	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 2	1,2	0,4	1,8	0,8	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 3	1,1	0,4	3,2	1,5	2,0	0,0
14 (C) (CQC) / 4	1,3	0,5	4,9	2,3	2,9	0,1
14 (C) (CQC) / 5	1,3	0,5	6,7	3,2	3,9	0,1
14 (C) (CQC) / 6	1,3	0,5	8,5	4,2	4,9	0,1
14 (C) (CQC) / 7	1,5	0,6	10,5	5,2	5,9	0,1
14 (C) (CQC) / 8	1,4	0,6	12,3	6,2	7,0	0,2
14 (C) (CQC) / 9	1,3	0,6	14,1	7,2	7,9	0,3
14 (C) (CQC) / 10	1,3	0,5	15,8	8,2	8,8	0,4
16 (C) (CQC) / 1	0,0	0,1	0,1	0,3	-0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 2	0,0	1,2	0,3	1,3	0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 3	0,0	1,2	0,1	2,6	0,0	2,5
16 (C) (CQC) / 4	0,0	1,4	0,1	3,9	0,0	3,8
16 (C) (CQC) / 5	0,0	1,5	0,1	5,4	0,0	5,3
16 (C) (CQC) / 6	0,0	1,5	0,1	6,9	0,1	6,8
16 (C) (CQC) / 7	0,0	1,6	0,2	8,5	0,1	8,4
16 (C) (CQC) / 8	0,0	1,5	0,2	10,0	0,1	9,9
16 (C) (CQC) / 9	0,0	1,5	0,2	11,5	0,1	11,4
16 (C) (CQC) / 10	0,0	1,4	0,2	12,8	0,1	12,8

Tableau 4.12 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées X en béton armé

4.1.4.2 Caractéristique dynamique de la structure avec les palées Λ en béton armé

❖ Fréquences, périodes et masses cumulées

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de fréquences, périodes et masses cumulées pour le système portiques-palées Λ en béton armé sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)
4 / 1	1,07	0,93	61,83	0,06	0,00
4 / 2	1,11	0,90	61,88	68,12	0,00
4 / 3	1,42	0,71	70,19	68,12	0,00
4 / 4	3,34	0,30	84,74	68,13	0,00
4 / 5	3,45	0,29	84,75	83,59	0,01
4 / 6	4,41	0,23	85,59	83,59	0,01
4 / 7	6,28	0,16	88,88	83,59	0,01
4 / 8	6,28	0,16	88,89	83,60	0,01
4 / 9	6,28	0,16	88,91	83,61	0,01
4 / 10	6,28	0,16	88,92	83,61	0,01

Tableau 4.13 Valeurs des modes propres pour le système portiques-palées Λ en béton armé

Estimation et vérification de la période fondamentale de la structure

$$T_{num} \leq 1.3 T_{emp} = 0.87 \text{ s} \quad \Leftrightarrow \quad 0.93 \text{ s} \geq 0.87 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Commentaire : La structure est flexible.

❖ Efforts tranchants à la base pour la combinaison la plus défavorable : $G + Q + 1.2 E$

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes d'efforts tranchants à la base pour le système portiques-palées Λ en béton armé sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	FX (kN)	FY (kN)	FX sur les poteaux (kN)	FX sur les voiles (kN)	FY sur les poteaux (kN)	FY sur les voiles (kN)
14 (C) (CQC) / 1	2322,01	30,93	773,54	1548,47	268,45	-237,51
14 (C) (CQC) / 2	2303,12	30,82	2183,01	120,11	3,01	27,82
14 (C) (CQC) / 3	2191,95	29,63	1992,42	199,54	-35,05	64,67
14 (C) (CQC) / 4	2046,91	27,88	1839,67	207,24	-25,15	53,03
14 (C) (CQC) / 5	1876,62	25,63	1664,41	212,21	-17,59	43,22
14 (C) (CQC) / 6	1684,93	22,98	1478,39	206,53	-15,00	37,98
14 (C) (CQC) / 7	1471,95	19,95	1254,01	217,95	-18,10	38,05
14 (C) (CQC) / 8	1221,80	16,27	1013,78	208,02	-11,99	28,26
14 (C) (CQC) / 9	906,58	11,84	725,11	181,47	-2,83	14,67
14 (C) (CQC) / 10	498,09	6,59	498,05	0,03	6,65	-0,05
16 (C) (CQC) / 1	30,93	2516,21	21,00	9,93	367,06	2149,15
16 (C) (CQC) / 2	30,72	2508,44	48,78	-18,06	2332,30	176,14
16 (C) (CQC) / 3	29,56	2410,83	-1,66	31,22	2213,78	197,05

16 (C) (CQC) / 4	27,84	2259,74	0,33	27,52	2068,73	191,00
16 (C) (CQC) / 5	25,63	2070,36	1,16	24,47	1882,07	188,29
16 (C) (CQC) / 6	23,00	1856,97	1,50	21,50	1678,45	178,51
16 (C) (CQC) / 7	19,99	1622,99	-0,60	20,60	1430,12	192,88
16 (C) (CQC) / 8	16,39	1344,16	-1,76	18,16	1170,79	173,37
16 (C) (CQC) / 9	11,89	986,97	-2,45	14,34	836,47	150,50
16 (C) (CQC) / 10	6,34	533,17	6,34	0,01	533,15	0,02

Tableau 4.14 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques-palées Λ en béton armé

❖ **Déplacements relatif des étages pour la combinaison défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de déplacements relatif des étages et maximaux pour le système portiques-palées Λ en béton armé sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14 (C) (CQC) / 1	0,2	0,0	0,4	0,1	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 2	1,3	0,3	1,9	0,7	0,5	0,0
14 (C) (CQC) / 3	1,2	0,3	3,3	1,3	2,2	0,0
14 (C) (CQC) / 4	1,3	0,4	4,9	2,0	3,2	0,0
14 (C) (CQC) / 5	1,4	0,4	6,7	2,8	4,2	0,1
14 (C) (CQC) / 6	1,3	0,4	8,4	3,7	5,2	0,1
14 (C) (CQC) / 7	1,4	0,5	10,3	4,6	6,3	0,1
14 (C) (CQC) / 8	1,4	0,5	12,1	5,5	7,3	0,1
14 (C) (CQC) / 9	1,3	0,5	13,8	6,3	8,2	0,3
14 (C) (CQC) / 10	1,2	0,4	15,3	7,1	9,0	0,3
16 (C) (CQC) / 1	0,0	0,1	0,0	0,3	0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 2	0,0	1,3	0,2	1,4	0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 3	0,0	1,3	0,1	2,7	0,0	2,5
16 (C) (CQC) / 4	0,0	1,4	0,1	4,0	0,0	3,9
16 (C) (CQC) / 5	0,0	1,4	0,1	5,5	0,1	5,3
16 (C) (CQC) / 6	0,0	1,5	0,1	6,9	0,1	6,8
16 (C) (CQC) / 7	0,0	1,6	0,1	8,5	0,1	8,4
16 (C) (CQC) / 8	0,0	1,5	0,2	10,0	0,1	9,9
16 (C) (CQC) / 9	0,0	1,4	0,2	11,3	0,1	11,3
16 (C) (CQC) / 10	0,0	1,3	0,2	12,6	0,1	12,6

Tableau 4.15 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques-palées Λ en béton armé

4.1.5 Portiques auto-stables avec remplissage de la maçonnerie rigide

Pour des raisons dues à l'effet négatif du remplissage sur l'ossature, l'interaction ossature-murs de remplissage n'est pas prise en compte de manière précise lors du calcul de ses structures. Ainsi, les murs de remplissage peuvent être constitués soit de briques creuses d'argile cuite, soit de parpaings en béton. Les parpaings ou briques sont placés dans les parois de remplissage à l'aide

d'un mortier léger, pour assurer l'adhérence et la stabilité. Ils peuvent être solidaires ou non aux portiques. Pour déterminer comment la paroi de la maçonnerie influence la réponse sismique globale, la structure est modélisée sur le robot où les voiles sont remplacés par des murs rigides en maçonneries de 30 cm d'épaisseur au même endroit, avec des propriétés des matériaux utilisés pour la maçonnerie différente de celles des voiles. Dans notre cas, on considère pour le module d'élasticité longitudinal, le poids unitaire et le coefficient de poisson sont respectivement égal à **3550 MPa, 15 KN/m³ et 0.15**, valeur donnée par l'étude expérimentale [9].

4.1.5.1 Caractéristique dynamique de la structure avec remplissage de la maçonnerie

❖ **Fréquences, périodes et masses cumulées**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de fréquences, périodes et masses cumulées pour le système portiques remplis de la maçonnerie sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Mode	Fréquence (Hz)	Période (sec)	Masses cumulées UX (%)	Masses cumulées UY (%)	Masses cumulées UZ (%)
4 / 1	0,68	1,48	72,10	0,00	0,00
4 / 2	1,05	0,96	72,10	66,39	0,00
4 / 3	1,26	0,80	72,17	66,39	0,00
4 / 4	1,92	0,52	82,82	66,39	0,00
4 / 5	3,30	0,30	86,28	66,40	0,00
4 / 6	3,57	0,28	86,28	82,64	0,00
4 / 7	4,43	0,23	86,54	82,64	0,00
4 / 8	4,61	0,22	88,43	82,64	0,00
4 / 9	5,74	0,17	88,43	82,64	0,00
4 / 10	5,74	0,17	88,43	82,64	0,00

Tableau 4.16 Valeurs des modes propres pour le système portiques avec des murs en maçonneries rigides

Estimation et vérification de la période fondamentale de la structure

$$T_{num} \leq 1.3 T_{emp.} = 0.87 \text{ s} \quad \Leftrightarrow \quad 1.48 \text{ s} \geq 0.87 \text{ s} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Non Vérifiée}$$

Commentaire : La structure est très souple.

❖ **Efforts tranchants à la base pour la combinaison la plus défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes d'efforts tranchants à la base pour le système portiques remplis de la maçonnerie sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	FX (kN)	FY (kN)	FX sur les poteaux (kN)	FX sur les voiles (kN)	FY sur les poteaux (kN)	FY sur les voiles (kN)
14 (C) (CQC) / 1	2485,14	13,20	800,27	1684,87	346,50	-333,30
14 (C) (CQC) / 2	2472,21	13,06	2112,92	359,28	157,25	-144,19

14 (C) (CQC) / 3	2360,36	11,79	1635,70	724,67	173,31	-161,51
14 (C) (CQC) / 4	2200,79	9,85	1546,97	653,82	168,82	-158,97
14 (C) (CQC) / 5	2010,48	7,66	1442,64	567,84	160,61	-152,95
14 (C) (CQC) / 6	1796,94	6,55	1338,48	458,46	141,84	-135,29
14 (C) (CQC) / 7	1572,32	6,82	983,33	588,99	110,09	-103,27
14 (C) (CQC) / 8	1304,10	7,30	841,72	462,39	118,20	-110,90
14 (C) (CQC) / 9	966,96	6,38	639,78	327,18	86,83	-80,45
14 (C) (CQC) / 10	547,90	3,59	477,27	70,63	133,77	-130,17
16 (C) (CQC) / 1	13,20	3115,13	28,71	-15,51	707,78	2407,35
16 (C) (CQC) / 2	12,81	3104,32	46,83	-34,02	1379,40	1724,92
16 (C) (CQC) / 3	10,09	2984,14	-33,54	43,64	844,07	2140,07
16 (C) (CQC) / 4	9,01	2796,60	-24,21	33,22	906,35	1890,26
16 (C) (CQC) / 5	10,81	2559,75	-17,68	28,50	939,49	1620,26
16 (C) (CQC) / 6	11,28	2296,92	-11,53	22,81	998,47	1298,46
16 (C) (CQC) / 7	8,61	2014,61	-12,62	21,22	725,70	1288,91
16 (C) (CQC) / 8	5,74	1683,39	-7,43	13,17	740,45	942,95
16 (C) (CQC) / 9	8,66	1251,74	-6,04	14,70	645,01	606,73
16 (C) (CQC) / 10	8,89	683,89	6,80	2,09	676,99	6,90

Tableau 4.17 Valeurs des efforts tranchants pour le cas de système portiques avec des murs en maçonneries rigides

❖ **Déplacements relatif des étages pour la combinaison défavorable : G + Q + 1.2 E**

Les résultats recueillis de l'analyse modale spectrale en termes de déplacements relatif des étages et maximaux pour le système portiques remplis de la maçonnerie sont illustrés dans le tableau ci-après :

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
14 (C) (CQC) / 1	0,3	0,0	0,6	0,1	0,0	-0,0
14 (C) (CQC) / 2	3,0	0,0	3,4	0,1	0,0	0,0
14 (C) (CQC) / 3	3,1	0,0	6,5	0,1	6,4	0,0
14 (C) (CQC) / 4	3,0	0,0	9,5	0,2	9,4	0,0
14 (C) (CQC) / 5	2,8	0,0	12,4	0,3	12,2	0,1
14 (C) (CQC) / 6	2,5	0,1	14,9	0,4	14,7	0,1
14 (C) (CQC) / 7	2,9	0,1	17,9	0,5	17,5	0,1
14 (C) (CQC) / 8	2,4	0,1	20,3	0,6	19,9	0,1
14 (C) (CQC) / 9	1,8	0,1	22,1	0,7	21,6	0,2
14 (C) (CQC) / 10	1,2	0,1	23,4	0,8	22,9	0,2
16 (C) (CQC) / 1	0,0	0,1	0,1	0,3	-0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 2	0,0	1,2	0,1	1,4	0,0	0,0
16 (C) (CQC) / 3	0,0	1,3	0,0	2,7	0,0	2,6
16 (C) (CQC) / 4	0,0	1,5	0,0	4,1	0,0	4,0
16 (C) (CQC) / 5	-0,0	1,6	0,0	5,7	0,0	5,6
16 (C) (CQC) / 6	-0,0	1,6	0,0	7,3	0,0	7,3
16 (C) (CQC) / 7	-0,0	1,7	0,0	9,1	0,0	9,0
16 (C) (CQC) / 8	-0,0	1,7	0,0	10,8	0,0	10,7

16 (C) (CQC) / 9	-0,0	1,6	0,0	12,4	-0,0	12,3
16 (C) (CQC) / 10	0,0	1,5	0,0	13,9	0,0	13,9

Tableau 4.18 Valeurs de déplacements pour le cas de système portiques avec des murs en maçonneries rigides

4.2 COMPARAISON ET DISCUSSION DES RÉSULTATS

Dans ce qui suit, sont comparées et discutées les valeurs obtenues de ces analyses dynamiques modales spectrales en termes de périodes, d’efforts tranchants à la base et de déplacements maximaux au sommet de la structure pour les différents systèmes de contreventement :

4.2.1 La participation des masses modales

Les valeurs retenues de l’analyse modale spectrale en termes de masses modales cumulées sont consignés dans le tableau ci-dessous :

	Portique + voiles	Portique + palées en acier : X	Portique + palées en acier : Λ	Portique + palées en béton : X	Portique + palées en béton : Λ	Portique + remplissage maçonnerie
1^{er} Mode	55.74 %	58.36 %	61.44 %	58.32 %	61.83 %	72.10 %
10^e Mode	81.44 %	84.99 %	85.55 %	84.98 %	88.92 %	88.43 %

Tableau 4.19 Valeurs de masses modales cumulées obtenues pour différents systèmes de contreventement

Il ressort du regard de ces résultats que les voiles reprennent bien une partie des masses comme prescrit par le RPA 99/2003. Entre temps, les palées triangulées de conception en X en béton armée puis en acier s’en suivent en raison de leur importante raideur. Pour les palées de configuration en Λ , elles sont peu solides par rapport à la forme X et ne reprennent pas assez de masse face au séisme, c’est un défaut qu’on leur confère et en dernier, vient la maçonnerie qui, généralement ne participe pas très bien au séisme.

4.2.2 Les périodes numériques

Les valeurs retenues de l’analyse modale spectrale en termes de périodes sont consignés dans le tableau ci-dessous :

	Portique + voiles	Portique + palées en acier : X	Portique + palées en acier : Λ	Portique + palées en béton : X	Portique + palées en béton : Λ	Portique + remplissage maçonnerie
T_{num.}	0.86 s	0.93 s	0.92 s	0.95 s	0.93 s	1.48 s

Tableau 4.20 Valeurs de la période numérique obtenue pour différents systèmes de contreventement

Pour affiner la compréhension, on rappelle que plus la période numérique de la structure est petite, plus le bâtiment est sûr et stable. Ainsi, au regard des périodes retenus, on remarque que

les voiles offrent une meilleure stabilité face aux aléas sismiques. Ils sont suivis des palées triangulées de configuration Λ en acier et en béton armé qui ont une période un peu plus importante que la période requise par le RPA 99/2003 mais qui sont, dans l'ensemble, meilleures que les restes de systèmes.

4.2.3 Les efforts tranchants à la base

Les valeurs retenues de l'analyse modale spectrale en termes d'effort tranchant sont consignés dans le tableau ci-après :

	Portique + voiles	Portique + palées en acier : X	Portique + palées en acier : Λ	Portique + palées en béton : X	Portique + palées en béton : Λ	Portique + remplissage maçonnerie
F(X)	2 622.33 kN	1 768.54 kN	2 299.04 kN	1 783.50 kN	2 322.01 kN	2 485.14 kN
F(Y)	3 210.50 kN	1 987.85 kN	2 505.02 kN	2 005.21 kN	2 516.21 kN	3 115.13 kN

Tableau 4.21 Valeurs des efforts tranchants obtenus pour différents systèmes de contreventement

Il ressort des données recueillies que les voiles rigidifient davantage la structure. Viennent ensuite la maçonnerie et les palées triangulées bétonnées de configuration en Λ , qui n'assurent cependant pas suffisamment la rigidité de l'ouvrage par rapport aux voiles mais qui modèrent, sachant que plus l'effort exercé à la base de l'ouvrage est important, plus l'ouvrage est rigide.

4.2.4 Les déplacements au sommet de la structure

Les valeurs retenues de l'analyse modale spectrale en termes de déplacements maximaux au sommet sont consignés dans le tableau ci-après :

	Portique + voiles	Portique + palées en acier : X	Portique + palées en acier : Λ	Portique + palées en béton : X	Portique + palées en béton : Λ	Portique + remplissage maçonnerie
Max UX	14 cm	15.5 cm	15.1 cm	15.8 cm	15.3 cm	23.4 cm
Max UY	10.1 cm	12.6 cm	12.4 cm	12.8 cm	12.6 cm	13.9 cm

Tableau 4.22 Valeurs de déplacements maximaux retenus pour différents systèmes de contreventement

Pour aider à comprendre, on rappelle que plus le déplacement maximal du bâtiment est petit, plus le bâtiment est rigide et stable. En conséquence, sur la base des données retenues, il est apparent que les voiles stabilisent mieux la structure. Ils sont suivis de palées triangulées en acier et en béton armé, en forme de Λ , qui assurent une stabilité structurelle significative par rapport au cas des voiles où la structure est bien rigide.

4.3 SYNTHÈSE GÉNÉRALE

Les tableaux ci-dessus appellent les remarques suivantes :

- ◆ La valeur du coefficient de comportement R , diminue en fonction des systèmes de contreventement adoptés dont la ductilité des matériaux composants ces derniers diffèrent.
- ◆ Les voiles augmentent la résistance et minimisent la ductilité. C'est d'ailleurs pour cette raison qu'ils sont les plus strictement recommandés par la réglementation actuelle, surtout pour des projets de grande hauteur.
- ◆ En termes de performances, les conceptions en Λ montrent qu'elles sont moins sensibles à une modification de la réponse sismique, ce qui leur offre d'ailleurs de meilleures performances que la configuration en X pourtant plus rigide.
- ◆ Malgré le fait que, techniquement, la configuration en X est plus robuste et rigide que la configuration en Λ et a l'avantage de ne créer des zones plastiques qu'au niveau des nœuds, le principal défaut de ce système de contreventement est le mauvais comportement des barres de contreventements en relation avec le phénomène de flambement. On constate que, par rapport à la configuration en Λ étudiée, l'effort tranchant à la base et le déplacement maximal au sommet montrent tous deux une augmentation significative face au séisme.
- ◆ Sur le plan économique, les conceptions en X et en Λ occasionnent plus des frais puisqu'elles nécessitent des sections plus importantes pour assurer la rigidité globale de la structure afin d'être efficace.
- ◆ Les différents types de matériaux utilisés dans les palées triangulées, à savoir les poutrelles en acier et les barres en béton armé, ne semblent pas avoir d'impact significatif sur le comportement global des structures, bien qu'on note une légère différence entre eux, qui quelque fois est demandée.
- ◆ L'impact des murs de maçonnerie sur le bâtiment très élevé en portique auto-stable est significativement infime et leurs contributions dans la résistance du portique auto-stable et la raideur étaient presque ou voir négligeable. C'est d'ailleurs pour cette raison que le règlement en vigueur RPA 99/2003 proscrit l'utilisation de ce système pour les constructions d'une hauteur supérieure à 15 mètres (environ 3 à 5 étages).
- ◆ À l'exception des murs de maçonnerie, aucun de ces systèmes ne met gravement la stabilité de la structure en péril, même si entre-temps on note des dommages acceptables.



CONCLUSION GÉNÉRALE



CONCLUSION GÉNÉRALE

À la lumière de tout ce qui a précédé, le séisme en tant que charge dynamique reste l'un des effets les plus importants et les plus dangereux à considérer dans la conception et le calcul des structures. Il est nécessaire d'améliorer le comportement sismique des ouvrages afin de réduire les dommages qu'ils occasionnent.

L'objet de cette étude consacrée à l'influence de divers types de contreventement dans une structure en béton armé est de présenter une comparaison de leurs différences. Elle a été réalisée en comparant six (6) différents types de contreventement ajoutés à la structure, notamment : portique auto-stable contreventé par des voiles ; portique auto-stable contreventé par des palées triangulées de configuration X et Λ , en acier puis en béton armé et pour finir un portique auto-stable rempli de la maçonnerie rigide. Suite aux résultats recueillis au sein du ROBOT STRUCTURAL ANALYSIS version 2020, la participation des masses modales, la période fondamentale, les efforts tranchant à la base et les déplacements maximaux aux sommets des étages ont été comparés et discutés. Les résultats de cette étude ont montré que l'augmentation de la rigidité d'une structure renforcée par des voiles a un effet important sur le comportement d'une structure en béton armé.

De ce fait, cette étude portée sur l'influence de ces systèmes de contreventement structurel sur les charges horizontales (séisme) termine par déduire que les voiles ont un meilleur impact sur la structure renforcée en béton armé parmi tous les autres systèmes étudiés précédemment.

Ainsi, à l'exception de la maçonnerie rigide, les autres systèmes de contreventement présentés précédemment dans cette étude, à savoir les palées triangulées en acier et en béton armé, ont montré qu'ils peuvent également réduire de manière significative les dommages accumulés dans la structure en béton armé, bien que le système de contreventement en acier de configuration en Λ soit meilleur.

Par ailleurs, même si la technique de contreventement en acier testée dans cette étude apparaît comme la moins onéreuse, elle semble être une option efficace à mettre en œuvre dans le renforcement des bâtiments en béton armé. De plus, la rigidité initiale et la dissipation d'énergie

CONCLUSION GÉNÉRALE

pourraient à la fois être améliorées par ces systèmes de contreventement en acier, en particulier la conception en Λ .

Outre leurs propriétés, les résultats expérimentaux précédents ont montré que les techniques de contreventement utilisant des palées triangulées en acier sont plus prometteuses que celles utilisant du béton armé, du fait que ces systèmes peuvent entraîner une diminution des performances de ductilité. En conséquence, une technique appropriée de conception devant être utilisée dans des projets pratiques doit être pensée, mais cela nécessitera des investigations supplémentaires qui pourront faire l'objet d'une recherche future. Par exemple, afin d'évaluer la performance sismique globale d'une structure en portique auto-stable renforcée par des palées triangulées en acier, une technologie doit être conçue et développée en vue de permettre une conception structurelle appropriée.

Enfin, il est nécessaire de conclure que la pratique actuelle de la conception, qui considère la maçonnerie de remplissage comme un élément non structurel peu influent sur le comportement global, nécessite des révisions, bien que leur influence soit mineure.

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

Netographie

- [1] <https://coursgeologie.com/les-seismes-63> Consulté le 28 Févr. 2022 à 9H
- [2] <https://www.georisques.gouv.fr/articles-risques/seismes/origines-du-phenomene>
Consulté le 03 Mars 2022 à 16H
- [3] <https://sites.google.com/site/tpelesseisme/qu-est-ce-qu-un-seisme/les-ondes-sismiques>
Consulté le 02 Mars 2022 à 10H
- [4] https://www.irsn.fr/FR/connaissances/Installations_nucleaires/La_surete_Nucleaire/risque_sismique_installations_nucleaires/ Consulté le 03 Mars 2022 à 20H

Bibliographie

- [5] Ghrici A., Chikhi Y., « Analyse de la stabilité des structures en béton contreventées par différents systèmes structurels », Mémoire de Master, Université de Djilali Bounaama Khemis Miliana, Algérie, 2019.
- [6] SAADI Mohamed, « Conception et calcul des systèmes de contreventements d'ossatures métalliques », Cours de Structure Métallique, Université Batna 2 de Batna, Algérie.
- [7] Dr. Taleb Hosni Abderrahmane, « Chapitre 2 : Système de contreventements », Cours de Structure, Université de Mila, Algérie.
- [8] Bertero, v.v., 1986, « Evaluation of Response Reduction Factors Recommended by ATC and SEAOC », Proc. 3rd u.s.nat. Conf. Earthquake Engrg., Charleston, South Carolina, pp. 1663-1673.
- [9] A. Boubaya, « Impact des murs de remplissage en maçonnerie sur le comportement sismique des portiques en béton armé », Thèse de doctorant, Université Mohamed Khider – Biskra, Février 2019, p 91-92 ; 193.

Supports de cours sur le contreventement de structures

Documents techniques règlementaires

C.B.A 93 (D.T.R - B.C 2.41) : Document technique règlementaire régissant les Règles pour la Conception et le Calcul des structures en Béton Armé.

RÉFÉRENCE BIBLIOGRAPHIQUE

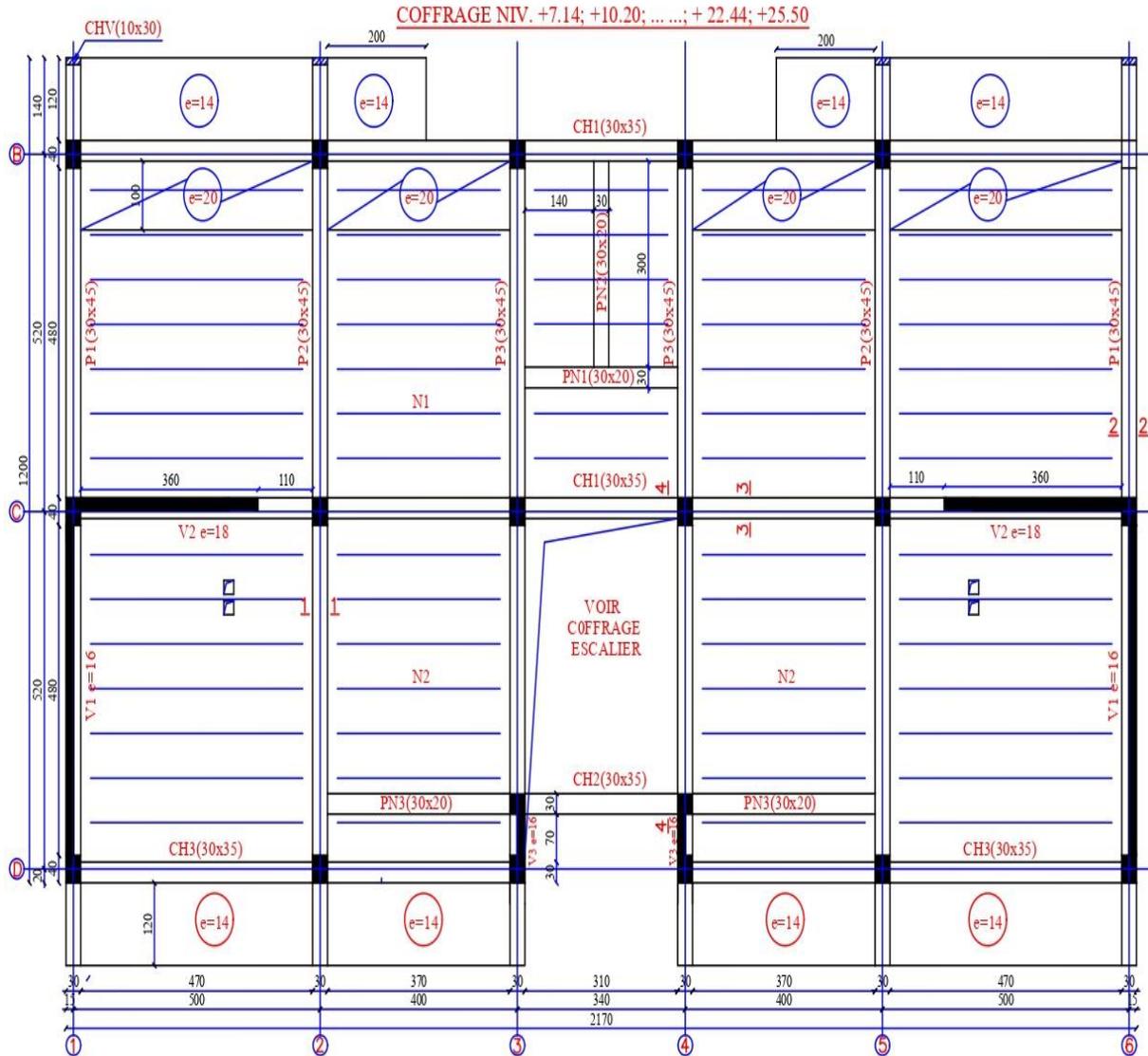
RPA 99 version 2003 : Règles Parasismiques Algériennes version 2003.

BAEL 91 révisées 1999 : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites.

D.T.R - B.C 2.2 : Document technique règlementaire des charges permanentes et d'exploitation.

ANNEXE 1

PLAN DE DISPOSITION DES VOILES



ANNEXE 2

**DONNÉES PARAMÉTRIQUES DES PORTIQUES AUTOSTABLES SANS
REMPLISSAGE DE MACONNERIE**

EFFORTS TRANCHANTS À LA BASE : G + Q + 1.2 E

Cas / Etage	FX (kN)	FY (kN)	FX sur les poteaux (kN)	FX sur les voiles (kN)	FY sur les poteaux (kN)	FY sur les voiles (kN)
13 (C) (CQC)/1	1563,02	35,56	515,40	1047,62	495,65	-460,09
13 (C) (CQC)/2	1554,49	35,49	1367,93	186,56	28,72	6,77
13 (C) (CQC)/3	1484,73	34,29	1128,14	356,58	-17,35	51,64
13 (C) (CQC)/4	1384,93	32,28	1057,93	327,00	-14,46	46,74
13 (C) (CQC)/5	1265,41	29,54	986,18	279,23	-16,59	46,13
13 (C) (CQC)/6	1129,84	26,29	898,64	231,20	-23,58	49,87
13 (C) (CQC)/7	987,79	22,67	714,73	273,06	-15,24	37,91
13 (C) (CQC)/8	817,25	18,36	592,49	224,76	-14,12	32,48
13 (C) (CQC)/9	604,37	13,22	448,34	156,04	-9,90	23,12
13 (C) (CQC)/10	343,69	7,14	343,71	-0,02	7,13	0,01
15 (C) (CQC)/1	35,56	1642,57	26,76	8,80	1705,24	-62,67
15 (C) (CQC)/2	35,39	1639,16	61,91	-26,52	1393,52	245,64
15 (C) (CQC)/3	34,19	1575,86	-1,38	35,57	1276,85	299,01
15 (C) (CQC)/4	32,15	1471,46	4,56	27,59	1187,13	284,33
15 (C) (CQC)/5	29,37	1343,63	5,19	24,18	1084,29	259,33
15 (C) (CQC)/6	26,07	1202,99	4,59	21,49	972,08	230,91
15 (C) (CQC)/7	22,48	1050,46	5,02	17,45	800,90	249,56
15 (C) (CQC)/8	18,21	869,99	2,75	15,47	667,89	202,10
15 (C) (CQC)/9	13,04	646,84	-1,04	14,08	495,99	150,85
15 (C) (CQC)/10	6,96	357,73	6,96	-0,00	357,72	0,01

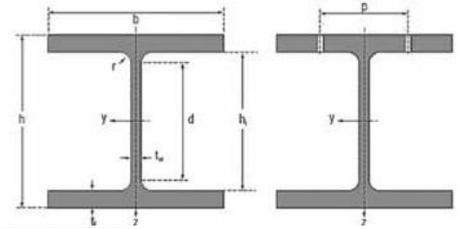
DEPLACEMENTS AUX SOMMETS DES ÉTAGES : G + Q + 1.2 E

Cas / Etage	dr UX (cm)	dr UY (cm)	Max UX (cm)	Max UY (cm)	Min UX (cm)	Min UY (cm)
13 (C) (CQC)/1	0,3	0,0	0,6	0,2	0,0	0,0
13 (C) (CQC)/2	2,8	0,5	3,3	1,2	0,0	0,0
13 (C) (CQC)/3	3,0	0,6	6,3	2,4	6,0	0,0
13 (C) (CQC)/4	2,9	0,7	9,5	3,8	8,8	0,0
13 (C) (CQC)/5	2,7	0,6	12,4	5,0	11,4	0,0
13 (C) (CQC)/6	2,4	0,5	15,0	6,1	13,7	-0,1
13 (C) (CQC)/7	2,8	0,7	18,1	7,4	16,3	0,0
13 (C) (CQC)/8	2,3	0,5	20,7	8,4	18,4	0,0
13 (C) (CQC)/9	1,8	0,4	22,7	9,2	20,1	-0,1
13 (C) (CQC)/10	1,2	0,2	24,0	9,6	21,3	-0,1
15 (C) (CQC)/1	0,0	0,1	0,0	0,2	0,0	0,0
15 (C) (CQC)/2	0,1	2,5	0,1	2,6	0,0	0,0
15 (C) (CQC)/3	0,1	2,9	0,2	5,5	0,1	5,4
15 (C) (CQC)/4	0,1	2,9	0,2	8,5	0,2	8,4
15 (C) (CQC)/5	0,1	2,8	0,3	11,3	0,2	11,1
15 (C) (CQC)/6	0,1	2,5	0,4	13,8	0,3	13,6
15 (C) (CQC)/7	0,1	2,7	0,4	16,5	0,3	16,2
15 (C) (CQC)/8	0,0	2,2	0,5	18,7	0,4	18,4
15 (C) (CQC)/9	0,0	1,7	0,5	20,4	0,4	20,1
15 (C) (CQC)/10	0,0	1,2	0,6	21,6	0,4	21,3

ANNEXE 3

POUTRELLES EUROPEENNES À LARGES AILES HEB

- Dimensions : Spécifications fabricant*
- Tolérances : EN 10034:1993



DÉSIGNATION	POIDS COMMERCIAL	DIMENSIONS					SECTION	SURFACE		MÈTRES/TONNE
		h	b	T _w	T _f	r		A	A _L	
	kg/m	mm					cm ²	m ² /m	m ² /t	m/t
HE 100 B	20,83	100	100	6,0	10,0	12	26,04	0,567	27,24	48,01
HE 120 B	27,20	120	120	6,5	11,0	12	34,01	0,686	25,23	36,76
HE 140 B	34,36	140	140	7,0	12,0	12	42,96	0,805	23,44	29,10
HE 160 B	43,40	160	160	8,0	13,0	15	54,25	0,918	21,16	23,04
HE 180 B	52,20	180	180	8,5	14,0	15	65,25	1,037	19,87	19,16
HE 200 B	62,46	200	200	9,0	15,0	18	78,08	1,151	18,43	16,01
HE 220 B	72,83	220	220	9,5	16,0	18	91,04	1,270	17,44	13,73
HE 240 B	84,79	240	240	10,0	17,0	21	105,99	1,384	16,32	11,79
HE 260 B	94,76	260	260	10,0	17,5	24	118,44	1,499	15,82	10,55
HE 280 B	105,09	280	280	10,5	18,0	24	131,36	1,618	15,39	9,52
HE 300 B	119,26	300	300	11,0	19,0	27	149,08	1,732	14,52	8,38
HE 320 B	129,07	320	300	11,5	20,5	27	161,34	1,771	13,72	7,75
HE 340 B	136,72	340	300	12,0	21,5	27	170,90	1,810	13,24	7,31
HE 360 B	144,51	360	300	12,5	22,5	27	180,63	1,849	12,79	6,92
HE 400 B	158,22	400	300	13,5	24,0	27	197,78	1,927	12,18	6,32

VALEURS STATISTIQUES									DIMENSIONS DE CONSTRUCTION				
AXE FORT Y-Y					AXE FAIBLE Z-Z				h _i	d	Ø	P _{min}	P _{max}
I _y	w _{el,y}	w _{pl,y}	i _y	A _{vz}	I _z	w _{el,z}	w _{pl,z}	i _z					
cm ²	cm ³	cm ³	cm	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm	mm	mm		mm	mm
449,5	89,91	104,2	4,16	9,04	167,3	33,45	51,42	2,53	80	56	M 10	56	58
864,4	144,1	165,2	5,04	10,96	317,5	52,92	80,97	3,06	98	74	M 12	60	68
1509	215,6	245,4	5,93	13,08	549,7	78,52	119,8	3,58	116	92	M 16	66	76
2492	311,5	354,0	6,78	17,59	889,2	111,2	170,0	4,05	134	104	M 20	80	84
3831	425,7	481,4	7,66	20,24	1363	151,4	231,0	4,57	152	122	M 24	88	92
5696	569,6	642,5	8,54	24,83	2003	200,3	305,8	5,07	170	134	M 27	100	100
8091	735,5	827,0	9,43	27,92	2843	258,5	393,9	5,59	188	152	M 27	100	118
11260	938,3	1053	10,31	33,23	3923	326,9	498,4	6,08	206	164	M 27	104	138
14920	1148	1283	11,22	37,59	5135	395,0	602,2	6,58	225	177	M 27	114	158
19270	1376	1534	12,11	41,09	6595	471,0	717,6	7,09	244	196	M 27	114	178
25170	1678	1869	12,99	47,43	8563	570,9	870,1	7,58	262	208	M 27	120	198
30820	1926	2149	13,82	51,77	9239	615,9	939,1	7,57	279	225	M 27	122	198
36660	2156	2408	14,65	56,09	9690	646,0	985,7	7,53	297	243	M 27	122	198
43190	2400	2683	15,46	60,60	10140	676,1	1032	7,49	315	261	M 27	122	198
57680	2884	3232	17,08	69,98	10820	721,3	1104	7,40	352	298	M 27	124	198