

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République algérienne démocratique et populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

المركز الجامعي بلحاج بوشعيب لعين تموشنت

Centre Universitaire Belhadj Bouchaib d'Ain-Temouchent

Institut des Sciences et de la Technologie

Département de Génie Civil



Mémoire pour l'Obtention du diplôme de Master

Filière : GENIE CIVIL

Spécialité : Structure

Thème

Evaluation de la performance sismique des systèmes structurels d'une tour en forme complexe

Présenté Par :

- BENDAHMANE Imane
- BENARIBA Sabrine

Setunu le : 18/06/2019

Devant les jurys composés de :

M.KADDOUR Abdelhakim

CUBBAT (Ain Témouchent) Président

M.AMARA Khaled

CUBBAT (AinTémouchent) Examineur

M.SAID Abderrahmane

CUBBAT (AinTémouchent) Encadreur

M.BENNACEUR Sidi Mohamed

CUBBAT (AinTémouchent) Encadreur

Année universitaire 2018/2019

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

كلمة شكر

الحمد لله رب العالمين والصلاة والسلام على أشرف

الانبياء والمرسلين سيدنا محمد وعلى آله وصحبه ومن تبعهم بإحسان

الى يوم الدين،

اما بعد:

في البداية وقبل كل شيء نشكر الله عز وجل ونحمده الذي

وقفنا في انجاز هذا العمل.

كما نشكر الأستاذين المشرفين:

الأستاذ بن ناصر سيدي محمد والأستاذ سعيد عبد الرحمان

الليذان أشرفا وأطرا هذا المشروع والليذان لم يبخلا علينا

بالنصائح والإرشادات كما قدما لنا الدعم المعنوي اللازم لمناقشة مذكرة التخرج.

شكرا...

إهداء

إلى التي قال في حقها صلوات الله عليه وسلامه أمك ثم أمك ثم أمك

إلى العطاء الذي لا ينضب...إلى نبع الحنان والحياة

إلى التي سقتني لبن المحبة...إلى الشمعة التي تنير حياتي

إلى التي تشقى لتسعدني وتتعب لتريحني وتسهر لنومي

إلى التي لا تعرف الملل ولا الضجر إلى والدتي

الغالية التي لولاها لما وصلت لهذه اللحظة بالذات

إلى التي ألبستني ثوب الإرادة والمنافسة والتحدي

واهدتني سراع الأمل والسعادة...

إلى أول رجل في حياتي إلى أبي الغالي سندي ومرشدي في الحياة

إلى المعطاء الذي مديده في كل الأوقات

إلى الذي عانى من أجل تنشئتي وتقويمي...إلى أشد وأطيب وأحن قلب في الدنيا

إلى إخوتي وأخواتي وأبنائهم الأعزاء جميع أفراد عائلتي الكريمة

إلى صديقتي الغالية ورفيقة دربي...إلى شريكتي في مشروع التخرج

بن عريبة صبرين

إلى مصدر البهجة والفرح في حياتي إلى جميع صديقاتي وأصدقائي المقربين وأخص

بالذكر فاطمة وحنان

باختصار إلى قلبي ومن فيه...

بن دحمان ايمان

إهداء

إلى من جرع الكأس فارغا ليسقيني قطرة حب، إلى من كلت أنامله ليقدّم لنا لحظة
سعادة، إلى من حصد الأشواك عن دربي ليمهد لي طريق العلم إلى القلب الكبير أبي

العزیز

إلى قلبي النّابض، إلى من غمرتني بفيض حنانها، إلى من علمتني الصبر على الحياة،
إلى من حمّنتي بدعائها، إلى أعلى هبة من الخالق المعبود، ريحانة حياتي أمي الحبيبة
إلى من كانوا ملاذي وملجئي، إلى من سيبقون رفقائي و سندي فيما تبقى من خبايا الدنيا
بحلوها ومرها إخوتي وزوجة أخي والكتكوت محمد

إلى صديقتي ورفيقة دربي، إلى من قاسمتني وشاركتني أفراحي وأحزاني، إلى زميلتي

في مذكرة التخرج

بن دحمان إيمان

إلى من ضاقت السطور من ذكرهم فوسعهم قلبي صديقاتي

رحمة، فاطمة، ابتسام، إيمان.

بن عريبة صبرين

Résumé

Durant ces dernières années, plusieurs séismes de différentes intensités ont frappé plusieurs pays et occasionné des pertes considérables en vies humaines et d'importants dégâts matériels. Ces taux de dégâts ont encouragé les chercheurs dans le domaine de génie Parasismique à évaluer la performance sismique des structures.

La présente étude s'articule sur l'évaluation de la performance sismique des deux types de système structurels, l'un est constitué par des portiques contreventés par des voiles, et l'autre est constitué par des trumeaux et dalles pleines travaillent mutuellement pour reprendre les actions sismiques. On s'intéresse dans cette évaluation de savoir le meilleur comportement sismique entre ces deux systèmes.

L'évaluation de comportement peut être effectué sur la base des caractéristiques dynamique, déplacement inter étages et l'effet P- Δ .

Mots clés : Performance sismique ; Systèmes structurels ; Action sismique.

Summary

In recent years, several earthquakes of different intensities have shaken several countries and resulted in considerable loss of life and substantial material damage. This damage rates have encouraged researchers in the field of earthquake engineering to evaluate the seismic performance of structures.

The present study is based on the assessment of the seismic performance of two types of structural systems, one of which consists of moment resisting frame braced by shear walls, and the other consists of piers and solid slabs work mutually to resist seismic actions. In this assessment, our objective is to know the best seismic behavior between these two systems.

The structural behavior evaluation can be carried out on the basis of the dynamic characteristics, inter-story displacement and the P- Δ effect.

Key words: Seismic performance, Structural system, Seismic actions.

ملخص

تعرضت الكثير من البلدان في السنوات الأخيرة لعدة زلازل مختلفة الشدة أدت الى خسائر فادحة في الأرواح والممتلكات،

الامر الذي دفع الباحثين الى التوسع أكثر في مجال تقييم الأداء الزلزالي لمختلف الأنظمة الانشائية.

تستند الدراسة التي نحن بصدد تقديمها إلى تقييم الأداء الزلزالي لنوعين من النظم الهيكلية الانشائية، الأول يتكون من جملة إطارات مقاومة للعزوم مدعمة بجدران قصية من الخرسانة المسلحة، والأخرى تتكون من جدران حاملة وبلاطات مصمتة تعمل بشكل متبادل لمقاومة الحمولات الزلزالية من الخرسانة المسلحة. الهدف من هذا التقييم معرفه أفضل سلوك زلزالي محتمل بين هذين النظامين الهيكليين.

يعتمد التقييم الزلزالي لهذين النظامين على معرفة الاستجابة الديناميكية، قيم الانتقال الطائفي والتأثير ذو الدرجة الثانية.

الكلمات المفتاحية: الأداء الزلزالي؛ الأنظمة الانشائية؛ التأثير الزلزالي.

Sommaire

Introduction générale :	1
Chapitre I: Présentation du projet et caractéristiques des matériaux:	2
1. Présentation de l'ouvrage :	3
2. Caractéristique géométrique :	4
2.1 Les dimensions en plan :	4
2.2 Les hauteurs de la structure.	5
3. Classification du site :	5
4. Ossature et conception de l'ouvrage :	5
5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	9
5.1 Propriétés des matériaux :	9
5.2 Béton :	9
5.3 L'ACIER :	18
Chapitre II: Descente des charges:	20
1. Introduction :	21
2. Système porteur d'une structure :	21
3. Evaluation des charges permanentes :	22
3.1 Système portiques/voiles :	22
3.1. Planchers à corps :	24
3.2 Système trumeaux :	26
3.3 Dalle machine :	27
3.4 Murs extérieurs (double cloisons).....	28
3.5 Escaliers :	29
4. Evaluation des charges d'exploitations (variables) :	29
Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments de la structure:	31
1. Introduction	32
2. Pré dimensionnement des éléments constructifs du système portiques/voiles :	32

2.1	Planchers	32
2.2	Poutres :	34
2.3	Voiles	37
2.4	Poteaux :	39
•	La surface complète :	39
•	Le poids propre des poutres	39
3.	Pré dimensionnement des éléments constructifs du système trumeaux :.....	43
3.1	Les murs (voiles) porteurs :	43
•	Dimensionnement :	43
3.2	Plancher en dalle pleine :	44
4.	Escaliers :	44
Chapitre IV: Etude des planchers et de l'acrotère:.....		47
1.	Introduction :.....	48
2.	Étude de poutrelle :	48
2.1	Dimensionnement de la poutrelle :	48
2.2	Types des poutrelles :	49
2.3	Domaine d'application :.....	50
2.4	Principe de la méthode :.....	50
2.5	Rappel sur la méthode forfaitaire :.....	51
2.6	Application de la méthode forfaitaire:	52
2.7	Ferraillage des poutrelles :.....	66
2.8	Ferraillage de la dalle de compression :.....	73
3.	L'acrotère :	74
3.1	Étude de l'acrotère :.....	75
3.2	Calcul du ferraillage :	79
Chapitre IV: Etude dynamique:.....		82
1.	Introduction	83

2.	Choix de la méthode de calcul :	83
2.1	Méthode statique équivalente :	83
2.2	Les Méthodes Dynamique :	85
b.	<i>La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :</i>	85
3.	Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003	85
4.	Méthode d'analyse modale spectrale :	85
4.1	Principe :	85
4.2	Modélisation :	85
4.3	Description du logiciel ETABS :	86
4.4	Spectre de réponse de calcul :	86
5.	Nombre de modes à considérer :	92
6.	Analyse du comportement structurel du « système portiques/voiles »:	93
6.1	Analyse modale de la structure :	93
6.2	Dispositions des voiles.....	95
6.3	Analyse sismique de la structure portiques/voiles :	102
7.	Analyse du comportement structurel du système trumeaux :	108
7.1	Analyse modale de la structure :	108
7.2	Analyse sismique de structure en système trumeaux :	111
8.	Conclusion :	114
Chapitre VI: Etude des éléments structuraux:		115
1.	Introduction :	116
2.	Ferraillage des éléments principaux du système portiques/voiles :	116
2.1	Ferraillage des poteaux :	116
2.2	Ferraillage des poutres :	123
2.3	Ferraillage des voiles :	142
2.4	Ferraillage des balcons :	150
3.	Ferraillage des éléments principaux du système trumeaux :	158

3.1	Les voiles :	158
3.2	Balcon	162
3.2.1	Terrasse inaccessible :	163
3.3	Dalle pleines :	167
3.4	Ferraillage de bandes noyées :	172
4.	La cage d'ascenseur :	176
4.1	Étude de l'ascenseur :	177
4.2	Détermination des charges et surcharges :	178
4.3	Ferraillage de la dalle machine :	180
5.	Conclusion :	183
Chapitre VI: Etude de l'infrastructure:		184
1.	Introduction :	185
2.	Modélisation :	185
3.	Type de fondations superficielles	186
4.	Ètude de fondation de la structure en portique/voile :	188
4.1	Choix du type de fondation :	188
4.2	Pré dimensionnement du radier :	189
4.3	Vérification de la contrainte du sol :	189
4.4	Vérification au poinçonnement du radier :	191
4.5	Calcul de Ferraillage de la dalle :	192
4.6	Etude des longrines :	196
5.	Ètude de fondation de la structure en trumeaux :	198
5.1	Choix du type de fondation :	198
5.2	Pré dimensionnement du radier :	199
5.3	Vérification de la contrainte du sol :	199
•	1 ^{er} condition :	199
•	2 ^{ème} condition :	201

5.4	Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :.....	201
•	3 ^{ème} condition :	201
5.5	Vérification au poinçonnement du radier :	201
5.6	Calcul de Ferrailage de la dalle :	202
5.7	Etude des longrines :.....	206
Conclusion générale:.....		210

Bibliographie

Annexe :

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristique des matériaux.

Tableau 1: Déformations limites du béton armé des trois pivots.....	14
Tableau 2: Caractéristiques mécaniques des aciers (BAEL 91/A.2.2.2).	18

Chapitre II : Descente des charges.

Tableau 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.	23
Tableau 4: Evaluation des charges permanentes du plancher d'étages courants en corps creux.....	24
Tableau 5: Evaluation des charges permanentes des balcons inaccessible en dalle pleine.....	25.
Tableau 6: Evaluation des charges permanentes du plancher d'étages courants endalle pleine.....	25
Tableau 7: Evaluation des charges permanentes du plancher d'étages (système trumeaux).	26
Tableau 8: Evaluation des charges permanentes de la terrasse inaccessible (système trumeaux).	26
Tableau 9: Evaluation des charges permanentes de la dalle machine.....	27
Tableau 10: Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs.....	28
Tableau 11: Evaluation des charges permanentes d'un palier de repos.....	29
Tableau 12: Evaluation des charges permanentes d'une paillasse.....	29
Tableau 13: Evaluation des charges d'exploitations.	30

Chapitre III: Pré dimensionnement des éléments de la structure.

Tableau 14:Prédimensionnement des poteaux	43
---	----

Chapitre IV: Etude des planchers et de l'acrotère

Tableau 15: Evaluation des charges des planchers.	52
Tableau 16: Récapitulatif des sollicitations à L'ELU/ ELS.....	65
Tableau 17: Récapitulatif des sollicitations à L'ELU/ ELS (poutrelle type 2).	66
Tableau 18: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.....	72

Chapitre V: Etude dynamique.

Tableau 19: Coefficient d'accélération de zone « A ».....	88
Tableau 20: Récapitulation des périodes empiriques et analytiques des deux systèmes. .	90
Tableau 21: Valeurs des pénalités P_q	91
Tableau 22: Résumé des paramètres du spectre de réponse pour les deux systèmes.....	92
Tableau 23: Période et facteur de participation massique (variante 01) portiques/voiles.	98
Tableau 24: Période et facteur de participation massique (variante 02) du portiques/voiles.	101
Tableau 25: Comparaison entre l'effort tranchant statique et dynamique de portiques/voiles.	102
Tableau 26: Justification des poteaux vis-à-vis l'effort normal réduit.	103
Tableau 27: Vérification des déplacements du système portiques/voiles (sens XX).....	104
Tableau 28 : Vérification des déplacements du système portiques/voiles (sens YY).....	105
Tableau 29: Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ du système portiques/voiles (sens XX).	106
Tableau 30: Justification vis à vis de l'effet $P-\Delta$ du système portiques/voiles (sens YY).	106
Tableau 31: Période et facteur de participation massique.....	110
Tableau 32: Comparaison entre l'effort tranchant statique et dynamique.	111
Tableau 33 : Vérification de déplacement du système trumeaux (sens XX).	112
Tableau 34: Vérification de déplacement du système trumeaux (sens YY).	112
Tableau 35: Vérification de l'effet $P-\Delta$ du système trumeaux (sens XX).	113
Tableau 36 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ du système trumeaux (sens YY).	114

Chapitre VI: Etude des éléments structuraux.

Tableau 37: Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.....	121
Tableau 38: Résultats des efforts tranchants et moments fléchissant.	125
Tableau 39: Ferrailage des poutres principales.....	129
Tableau 40: Ferrailage des poutres principales 01.....	135
Tableau 41: Ferrailage des poutres secondaire.	140
Tableau 42: Ferrailage du voile de contreventement (système portique/voile).	146
Tableau 43: Ferrailage du voile périphérique (système portique/voile).	148
Tableau 44 : Moment fléchissant et l'effort tranchant du balcon.	151
Tableau 45: Récapitulatif de ferrailage du balcon (système portique/voile).	157

Tableau 46: Ferrailage du voile de contreventement (système trumeaux).	158
Tableau 47: Ferrailage du voile périphérique (système trumeaux).....	160
Tableau 48: Moment fléchissant et l'effort tranchant du balcon.	162
Tableau 49: Récapitulatif de ferrailage du balcon.	165
Tableau 50: Moment fléchissant et l'effort tranchant des dalles pleines.	168
Tableau 51: Moment fléchissant et l'effort tranchant des dalles pleines.	171
Tableau 52: Récapitulatif de ferrailage des dalles pleines.	171
Tableau 53: Les efforts internes des bandes noyées.	172
Tableau 54: les efforts internes de la terrasse.	176
Tableau 55: Récapitulatif de ferrailage des bandes noyées.	176

Chapitre VII: Etude de l'infrastructure.

Tableau 56: récapitulation des efforts internes.	192
---	-----

Liste des figures

Chapitre I : Présentation du projet et caractéristiques des matériaux.

Figure 1:Localisation du projet (GoogleEarth).	3
Figure 2:Vue en plan du système portiques et système trumeaux.	4
Figure 3:Dimensions en plan.	4
Figure 4: Plancher à corps creux.	6
Figure 5: Plancher en dalle pleine.	7
Figure 6: brique creuse.	7
Figure 7: Escalier.	8
Figure 8: Comportement du béton armé tendu.	12
Figure 9: Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton.	13
Figure 10: Diagrammes des déformations limites de la section en béton armé, des trois domaines et trois pivots.	14
Figure 11:Diagramme contrainte-déformation (parabole rectangle).	16
Figure 12: Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS.	17
Figure 13: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.	19

Chapitre II : Descente des charges.

Figure 14: Descente des charges de la terrasse jusqu'aux fondations.	22
Figure 15: Coupe du plancher en corps creux de la terrasse.	23
Figure 16:Coupe du plancher en corps creux des étages courants.	24
Figure 17: Coupe du plancher en dalle pleine des étages courants.	26
Figure 18: Coupe du plancher en dalle pleine de la terrasse inaccessible.	27
Figure 19: Composant d'un mur extérieur en briques creuses.	28
Figure 20: Coupe représente les composants des escaliers.	29

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments de la structure

Figure 21: Vue en plan d'escalier	45
---	----

Chapitre IV : Etude des planchers et de l'acrotère.

Figure 22:Dimensionnement de la poutrelle	49
Figure 23:Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	54
Figure 24: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.	55

Figure 25: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	57
Figure 26: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.	58
Figure 27: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	59
Figure 28: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.	60
Figure 29: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	61
Figure 30: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.	61
Figure 31: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.	62
Figure 32: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.	63
Figure 33: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.	64
Figure 34: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.	64
Figure 35: Schéma de ferrailages des poutrelles.	73
Figure 36: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	74
Figure 37: L'acrotère.	75
Figure 38: Actions sur l'acrotère.	76
Figure 39: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	81

Chapitre V : Etude dynamique.

Figure 40: Diagramme du spectre de réponse (programme de l'RPA).	87
Figure 41: Disposition des poteaux du sous-sol.	93
Figure 42 : Disposition des poteaux et des voiles périphériques du sous-sol	93
Figure 43: Disposition des voiles de contreventements (variante 1 pour les portiques/voiles).	96
Figure 44: Comportement des modes 1, 2 et 3 de la variante1 du portiques/voiles.	97
Figure 45: Disposition des voiles de contreventements (variante 02) portiques/voiles.	99
Figure 46: Comportement des modes 1, 2 et 3 de la variante 02 du portiques/voiles. ...	100
Figure 47: Modélisation de la structure portiques/voiles en 3D.	107

Chapitre VI : Etude des éléments structuraux.

Figure 48: schéma de ferrailage de poteaux (sous sol).	120
Figure 49: schéma explicatif du rôle de l'acier transversal.	122
Figure 50 : Schéma représente le ferrailage des poutres.	124
Figure 51; Schéma de ferrailage des poutres principales.	131
Figure 52 : Schéma de ferrailage des poutres principales 01.	136

Figure 53 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.....	141
Figure 54: Ferrailage du voile de contreventement et périphérique (système portique/voile).....	150
Figure 55:Schéma de ferrailage des balcons.....	157
Figure 56: Ferrailage du voile de contreventement et périphérique (système trumeaux).	162
Figure 57:Schéma de ferrailage du balcon.....	166
Figure 58:: Récapitulatif de ferrailage des dalles pleines.	172
Figure 59:ascenseur.....	177
Figure 60: Ferrailage de la dalle machine.	183

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure.

Figure 61: Radier général avec un débord.	190
Figure 62:la vue en plan du radier.....	194
Figure 63:Schéma de ferrailage du radier générale.....	196
Figure 64: Radier général avec un débord (système trumeaux).....	200
Figure 65: Pression du sol provoquée sur le radier (système trumeaux).	201
Figure 66:Schéma de ferrailage des longrines.	209

Liste des symboles et notations

- A** : Coefficient d'accélération de zone
- A_s**: Aire d'une section d'acier.
- A_t**: Section d'armatures transversales.
- B** : Aire d'une section de béton.
- Ø** : Diamètre des armatures.
- φ**: Angle de frottement.
- Q** : Charge d'exploitation.
- γ_s**: Coefficient de sécurité dans l'acier.
- γ_b**: Coefficient de sécurité dans le béton.
- σ_{st}**: Contrainte de traction de l'acier.
- σ_{bc}**: Contrainte de compression du béton.
- σ_{st adm}**: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- σ_{bc adm}**: Contrainte de compression admissible du béton.
- τ_u**: Contrainte ultime de cisaillement.
- σ_{sol}**: Contrainte du sol
- β**: Coefficient de pondération.
- G** : Charge permanente.
- ξ**: Déformation relative.
- ELU** : Etat limite ultime.
- ELS** : Etat limite service.
- N_{ser}**: Effort normal pondéré aux états limites de service.
- N_u**: Effort normal pondéré aux états limites ultime.
- T_u**: Effort tranchant ultime.
- T** : Effort tranchant, Période.
- S_t**: Espacement.
- λ**: Elancement.
- e**: Epaisseur
- F** : Force concentrée.
- L** : Longueur ou portée.
- L_f**: Longueur de flambement.
- W** : Poids total de la structure.

d: Hauteur utile.

F_e: Limite d'élasticité de l'acier.

M_u: Moment à l'état limite ultime.

M_{ser}: Moment à l'état limite de service.

M_t: Moment en travée.

M_a: Moment sur appuis.

M₀: Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres.

I : Moment d'inertie.

M : Moment, Masse.

E_{ij}: Module d'élasticité instantané.

E_{vj}: Module d'élasticité différé.

E_s: Module d'élasticité de l'acier.

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

f_{t28}: Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours.

f_{cj}: Résistance caractéristique à la compression du béton à « j » jours.

Y : Position de l'axe neutre.

I₀: Moment d'inertie de la section totale homogène

Introduction générale :

Depuis le XXIème siècle la construction des bâtiments a connu un développement miraculaire rapide. Pour cette raison l'homme doit toujours suivre le progrès et apprendre les nouvelles techniques de construction face à des catastrophes naturelles affectant la surface de la terre ; le séisme parmi ces catastrophes qui se traduit en surface par des vibrations du sol qui engendrent des dégâts matériels et humaines par la destruction des bâtiments. La seule chose que nous puissions prédire avec certitude, c'est que plus nous nous éloignons du dernier séisme, plus nous sommes proches du suivant. Face à ce risque et à l'impossibilité de le prévoir, la seule prévision valable est la construction parasismique. Cela signifie une construction qui est capable de résister à un niveau d'agression sismique défini réglementairement pour chaque zone de sismicité.

Pour ce niveau elle peut alors subir des dommages irréparables mais elle ne doit pas s'effondrer sur ces occupants, c'est à dire limiter les conséquences d'un séisme.

Dans notre pays le RPA99/v2003 « les Règlements Parasismiques Algériennes » c'est notre guide pour un bâti résistant.

L'élaboration des bâtiments est basée sur la bonne conception qui prend en compte des aspects fonctionnels et structuraux. L'ingénieur en génie civil est le premier responsable de la sécurité et la stabilité des structures, c'est pour cela, il doit prendre en considération les aspects suivants :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

**Chapitre I : Présentation du projet et
caractéristiques des matériaux**

1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet objet de notre étude est un bâtiment en béton armé à l'usage multiple, constitué d'un sous-sol, deux entres-sol et rez-de-chaussée plus neuf étages.

Notre bâtiment sera implanté à la Wilaya d'AIN TEMOUCHENT (petit bois vers Oran) qui est classé comme une zone de moyenne sismicité « **zone (IIa)** » selon le classement établie par les Règlements Parasismiques Algériennes en vigueur ; « §3.1 annexe I » (**PRA99/v2003**).

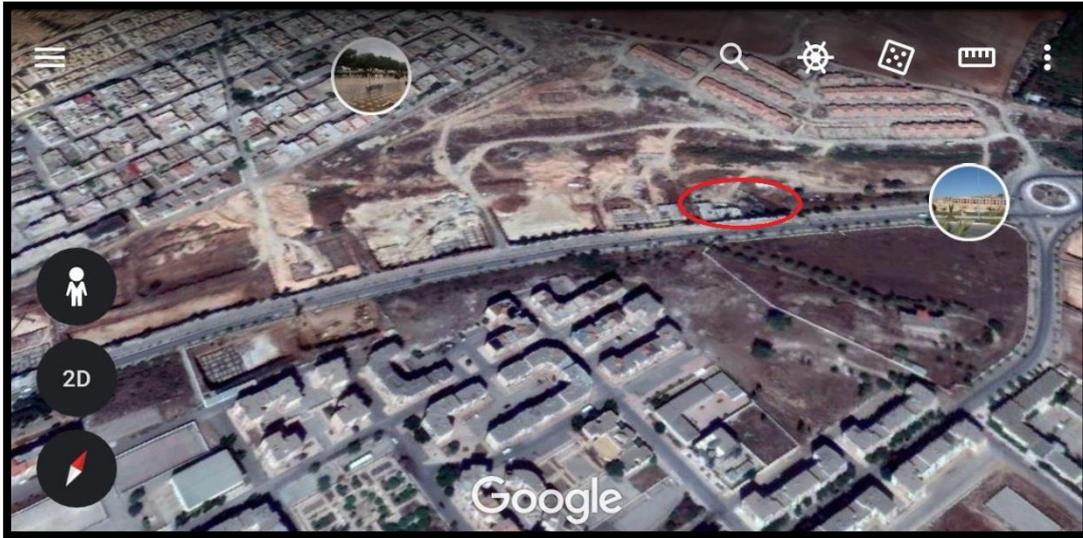


Figure 1: Localisation du projet (GoogleEarth).

L'ouvrage dans sa totalité comprend :

- L'étage SOUS-SOL est exploité comme un parking.
- Les étages d'ENTRES-SOL affecté comme un centre commercial.
- L'étage REZ DE CHAUSSEE à des différents usages :
 - Des locaux commerciaux.
 - Cafétéria.
 - Appartement.
- Les étages courants destinés à l'usage d'habitation.

Il est à noter que la présente étude aborde la conception et le dimensionnement des deux systèmes structurels différent du même bâtiment, à savoir :

- Système de contreventement assuré par des portiques/voiles.
- Système de contreventement assuré par des trumeaux (voiles avec dalles pleines).

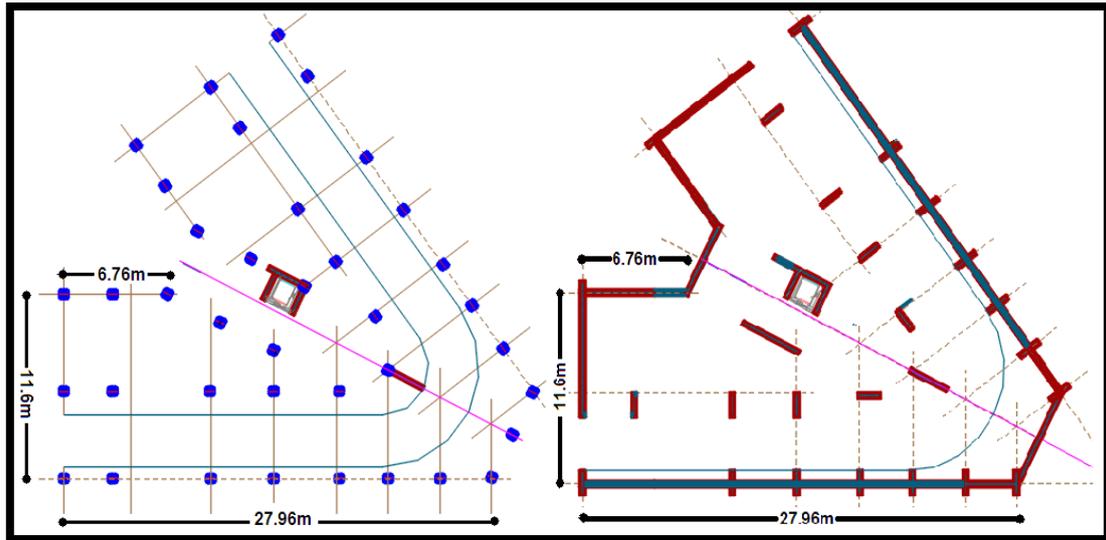


Figure 2: Vue en plan du système portiques et système trumeaux.

2. Caractéristique géométrique :

Les caractéristiques de notre structure sont :

2.1 Les dimensions en plan :

La structure du bâtiment possède une irrégularité en plan d'une forme de «A», dont les dimensions mentionné dans la figure ci-dessous :

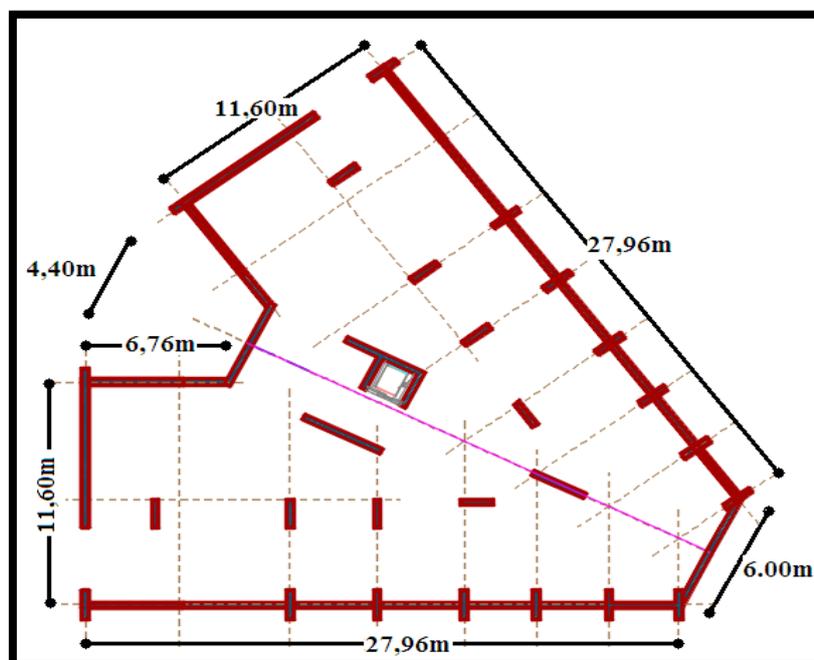


Figure 3: Dimensions en plan.

2.2 Les hauteurs de la structure.

- La hauteur du sous-sol : 3,06m.
- La hauteur des entres-sol: 3,06m.
- La hauteur du rez de chaussée : 3,06m
- La hauteur des étages courants : 3,06m
- La hauteur totale (sans acrotère) : 39,78m

Le bâtiment est considéré parmi les ouvrages d'une importance moyenne (**groupe d'usage 2**) d'après les conditions mentionnées dans RPA99/v2003 §3.2.

3. Classification du site :

Le sol d'assise de la construction est classé comme catégorie S1 (sol rocheux) en fonction de ces caractéristiques mécaniques d'après l'article 3.3.1 (tableau : 3.2) de l'RPA99/v2003.

$\sigma_{adm} = 2,4 \text{ bars}$

4. Ossature et conception de l'ouvrage :

- Généralité :

Dans certaines constructions d'importance moyenne, on réalise un squelette appelé ossature sur lequel reposeront les planchers. Ce squelette est constitué par l'ossature, on exécute un remplissage en briques, en pierres, en verres, en aciers (tôle ondulée) qui n'a qu'une fonction d'isolation.

- Ossature ^[1] :

On appelle ossature l'association d'éléments verticaux et d'éléments horizontaux, l'ossature a la fonction de résister à des efforts verticaux engendrés par les charges permanentes, les surcharges d'exploitations et à des efforts horizontaux dus aux vents et aux séismes.

- Planchers ^[2] :

Un plancher est une aire généralement plane, destinée à limiter les étages et à supporter les revêtements de sols et les charges d'exploitations.

Ces deux principales fonctions sont :

- Une fonction de résistance mécanique, il doit supporter son poids propre et les surcharges.

- Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentairement par un faux plafond ou un revêtement de sol approprié.

On distingue généralement deux types principaux des planchers :

➤ Plancher à corps creux :

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux (Figure 3) :

- ✓ Les corps creux ou "entrevous" qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- ✓ Les poutrelles en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures,
- ✓ Une dalle de compression armée ou "hourdis" coulée sur les entrevous qui reprend les efforts de compression.

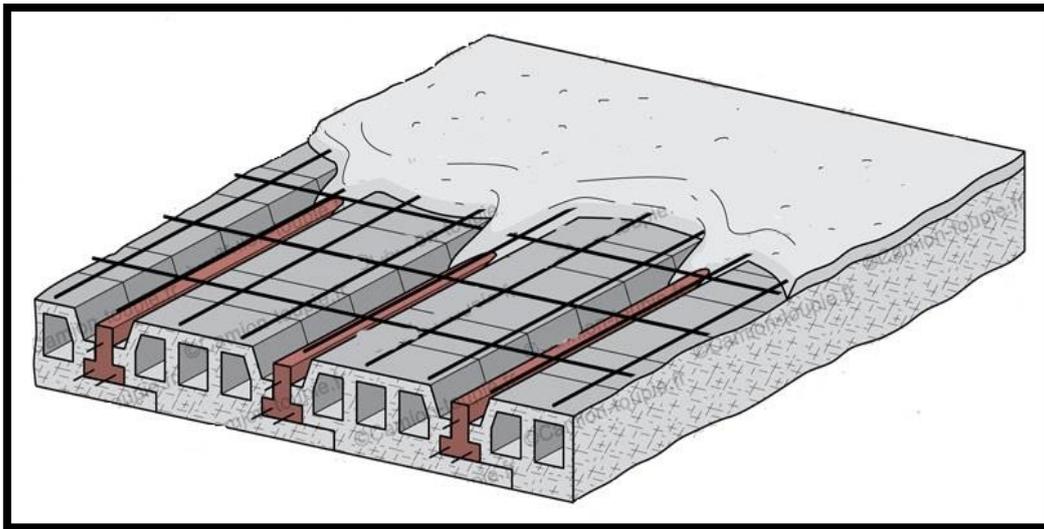


Figure 4: Plancher à corps creux.

➤ Plancher en dalle pleine ^[3] :

C'est une plaque en béton armé qui peut reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

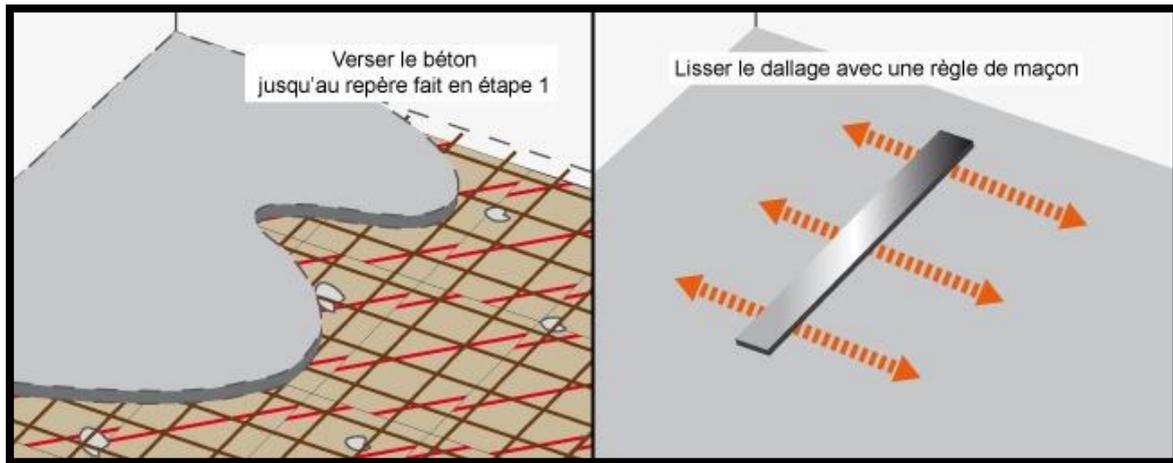


Figure 5: Plancher en dalle pleine.

- Maçonnerie ^[4] :

L'ensemble des travaux qui viennent après la phase des gros œuvres, elle s'appelle aussi second œuvre comprenant les cloisons, les plafonds, et la pose des enduits.

Généralement les murs extérieurs (de façades) sont réalisés en double parois en briques creuses de (15cm +10cm) séparées par une lame d'air de 5cm et les murs intérieurs (de séparations) sont réalisées en simple parois en briques creuses de 10cm d'épaisseur.

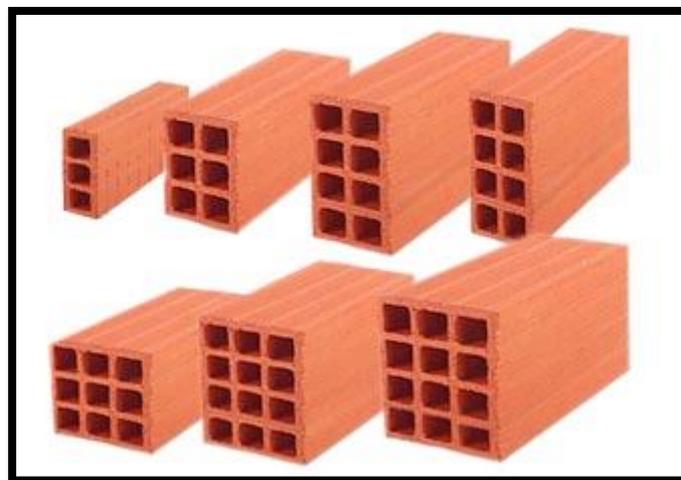


Figure 6: brique creuse.

- Revêtement ^[5] :

Un revêtement a pour but d'améliorer les propriétés de surface d'un objet. Par exemple, les revêtements peuvent servir pour préserver ou accroître l'apparence, l'adhésion, la résistance à la corrosion, la mouillabilité ou ajuster les propriétés de surface de l'objet considéré.

- ✓ Revêtements par carrelages pour les planchers.
- ✓ Enduit en plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- ✓ Enduit en ciment pour les façades des murs extérieurs.
- ✓ Etanchéité multicouches et gravions pour les terrasses inaccessibles.
- Acrotère :

Le plancher terrasse sera entourée par un mur en béton armé d'une hauteur varie entre 60cm à 1m pour raison de protection humaines comme garde-corps et pour éviter la pénétration des eaux pluviales.

- Escalier :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière des marches permettant de passer à pied d'un étage à un autre.

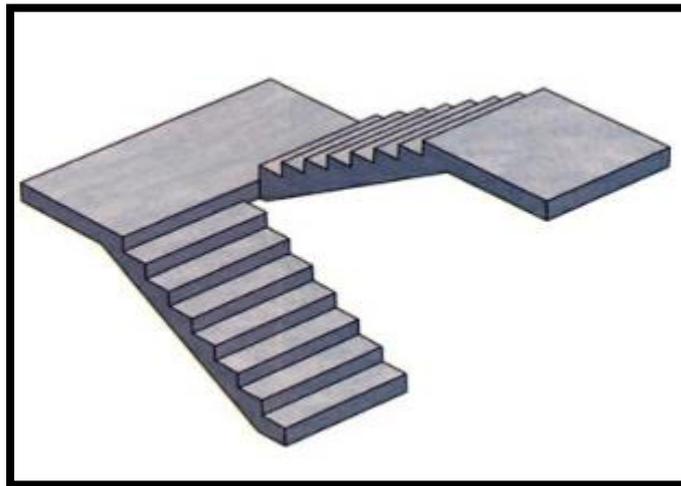


Figure 7: Escalier.

- Ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique sert à faciliter le transport vertical entre les niveaux d'un bâtiment résidentiel ou commercial.

- Contreventement :

Un contreventement est un système statique destiné à empêcher les déformations et assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux tel que le séisme, le vent,....ect .

Le contreventement de notre structure ne peut pas être adopté seulement par des portiques auto stable avec remplissage en maçonnerie rigide ; par conséquent, on a décidé d'utiliser un système de contreventement assuré par des portiques et des voiles pour répondre aux exigences du RPA99/V2003.

5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

L'objectif de la science des matériaux de construction serait de permettre un choix optimal des matériaux utilisés dans la réalisation d'un projet, en prenant en compte les conditions d'économie et de sécurité.

5.1 Propriétés des matériaux ^[6] :

Toute valeur permettant d'établir une caractéristique donnée est appelée propriété. La connaissance des propriétés des matériaux permet de prévoir leur capacité tel que :

Mécaniques : contrainte, résistance, déformation, plasticité,

Physiques : dimensions, densité, porosité,

Chimiques : résistance à la corrosion, aux acides,...

5.2 Béton ^[7] :

Le béton est un matériau composite aggloméré constitué de granulats durs de diverses dimensions collés entre eux par un liant ; il peut être préparé soit sur chantier, soit en centrale à béton. Le béton possède une résistance à la compression assez élevée par rapport à celle de traction.

5.2.1 Compositions de béton :

Le béton est un mélange précisément dosé de ciment, de granulats (sable et graviers), d'eau et d'adjuvants qui peuvent varier en fonction de leurs utilisations.

- Ciment ^[8] :

Le ciment est un liant hydraulique, utilisé dans la préparation du béton ; Le ciment est composé d'un mélange en poudre de chaux et de calcaire argileux qui durcit avec l'eau. Pour faire du béton ou du mortier, on utilise du ciment gris ordinaire dit de Portland. Il se vend généralement en sac de 35 kg.

- Sable ^[9] :

On utilise généralement du sable de rivière ou de carrière débarrassé des impuretés, jamais de sable marin ou de sable de remblai. Ces derniers contiennent des éléments néfastes pour la qualité du béton et du mortier.

- Eau ^[10] :

Tout comme les autres composants du mélange, l'eau doit être propre. Le dosage doit faire preuve d'une attention particulière : trop d'eau dans le béton entraîne la naissance de fissures et une perte de résistance au moment du séchage.

- Gravier ^[11] :

Le gravier est composé de particules rocheuses lisses quand elles sont issues d'une rivière (c'est le gravier le plus recherché) ou concassées quand elles proviennent d'une carrière. Il faut impérativement que le gravier soit débarrassé de la boue et des saletés qu'il pourrait contenir avant de fabriquer le béton.

Il existe différents calibres de gravier ; la résistance du béton sera d'autant plus grande que vous mélangerez différents calibres de graviers.

- Adjuvants ^[12] :

Les adjuvants pour matériaux cimentaires sont des produits chimiques ajoutés aux matériaux cimentaires tel que les coulis, les mortiers de ciment et les bétons de ciment pour modifier leurs caractéristiques. Les ajouts de ces adjuvants, réalisés lors du malaxage, sont le plus souvent inférieurs à 5 % en masse de ciment.

- Dosage de béton ^[13] :

Le dosage de béton est le poids du liant employé pour réaliser un mètre cube de béton. Dans notre ouvrage le béton est composé de granulats naturels dosés à 350 Kg/m³. Ce dosage destiné à offrir les garanties de résistance escomptées et à présenter une protection efficace de l'armature.

La composition courante d'1m³ du béton est la suivante :

- 350 kg de ciment de CPA 325.
- 400 kg de sable DS < 5 mm.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.

- 175 l d'eau de gâchage.

5.2.2 Résistance mécanique du béton ^[14] :

a. Résistance à la compression :

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, dite «résistance caractéristique spécifiée » ;on utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} .

Pour les sollicitations qui s'exercent sur un béton âgé de moins de 28 jours, on se réfère à la résistance caractéristique f_{cj} . Pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} , par :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} \text{ si } j < 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1,1 f_{c28} \text{ si } j > 60 \text{ jours}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1,40 + 0,95j} f_{c28} \quad \text{si } j < 28 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours}$$

b. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction, à l'âge de « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la formule:

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

$$f_{tj} = 0,275 (f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

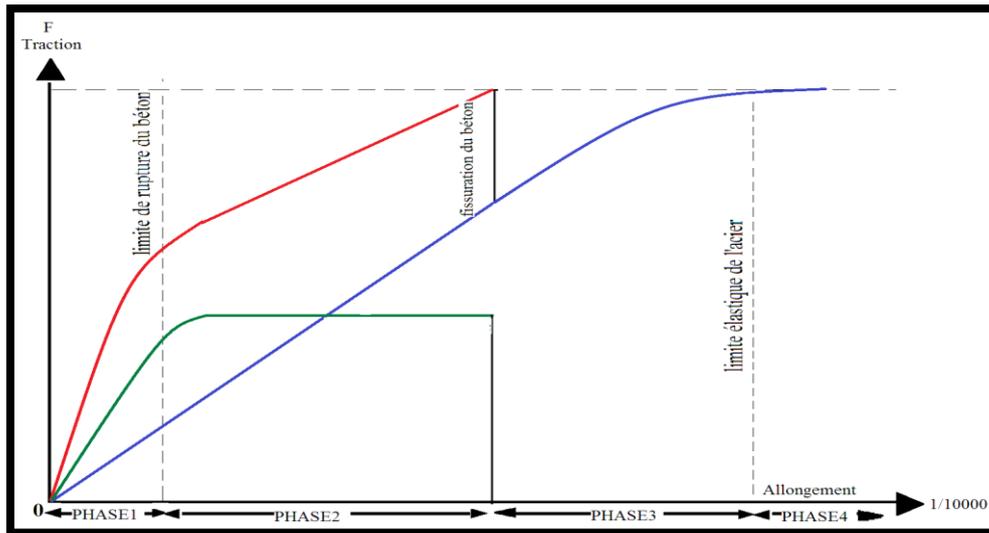
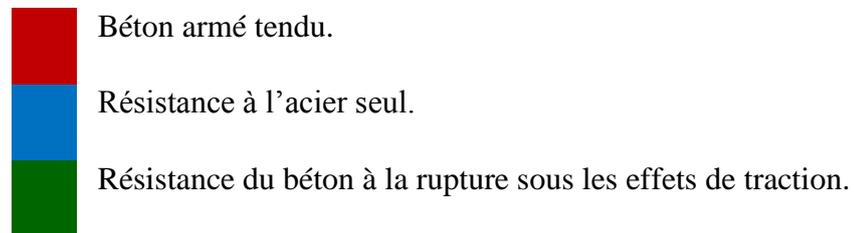


Figure 8: Comportement du béton armé tendu.



- ✓ PHASE 1 : le béton et l'acier s'aident mutuellement.
- ✓ PHASE 2 : le béton suit plastiquement l'acier, mais sa résistance à la rupture est dépassée.
- ✓ PHASE 3 : l'acier travaille indépendamment du béton.
- ✓ PHASE 4 : la limite élastique de l'acier est dépassée.

c. Modules de déformation de béton :

A défaut de résultats expérimentaux probants, on distingue les modules de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

- Module de déformation longitudinale instantané :

Le module de déformation longitudinale instantanée du béton noté E_{ij} ; les calculs de se dernier seront sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures par une valeur conventionnelle égale à :

- $E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{F_c j}$.

- Module de déformation longitudinale différée :

Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton ; E_{vj} est donné par : $E_{vj}=3700\sqrt[3]{F_cj}$

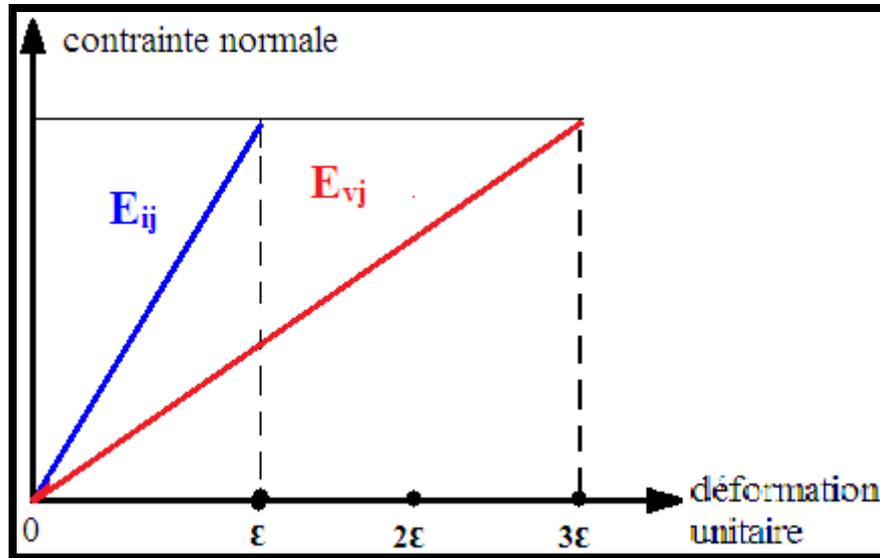


Figure 9: Module de déformation longitudinale instantanée et différée du béton.

d. Coefficient de poisson

$\nu = 0.0$ dans le cas des Etats limites ultimes (E.L.U) (section fissurée)

$\nu = 0.2$ dans le cas des Etats limites de service (E.L.S) (section non fissurée).

e. Contrainte de calcul du béton :

Diagramme des déformations limites de la section :

Règle des trois pivots :

En fonction des sollicitations normales, la rupture d'une section en béton armé peut intervenir :

- Par écrasement du béton comprimé.
- Par épuisement de la résistance de l'armature tendue

Les positions limites que peut prendre le diagramme des déformations sont déterminées à partir des déformations limites du béton et de l'acier.

On distingue trois domaines des déformations présentés par une droite passant par l'un des points A, B ou C appelés « pivot ».

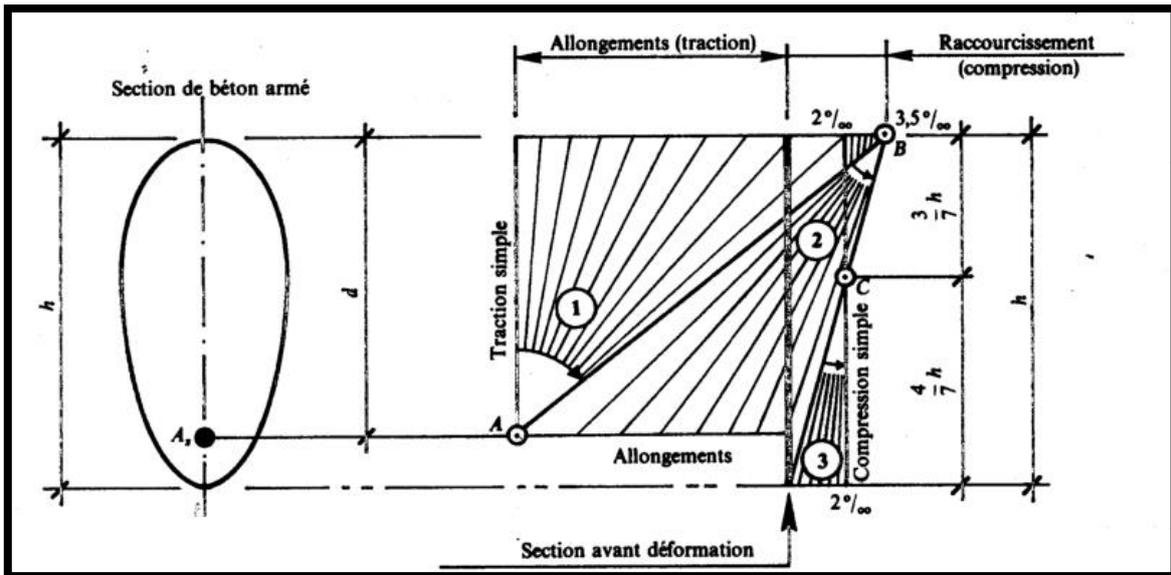


Figure 10: Diagrammes des déformations limites de la section en béton armé, des trois domaines et trois pivots.

Tableau 1: Déformations limites du béton armé des trois pivots.

Pivot	Domaine	Déformations limites du pivot considéré
A	1	Allongement unitaire de l'acier : 10 ‰
B	2	Raccourcissement unitaire du béton : 3,5 ‰
C	3	Raccourcissement unitaire du béton : 2 ‰

5.2.3 Notion d'état limite ^[15] :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction (ou l'un de ses éléments) est strictement satisfaite.

Au-delà de seuil d'état limite, une structure cesse de remplir les fonctions ou ne satisfait plus aux conditions pour lesquelles elle a été conçue.

ÉTATS LIMITES

Les états limites ultimes (ELU)

❖ Ils sont relatifs à la stabilité ou à la capacité portante :

- Équilibre statique de la construction ;

Exp : pas de renversement.

- Résistance de chacun des matériaux ;

Exp : pas de rupture.

- Stabilité de forme ;

Exp : pas de flambement.

❖ Combinaisons de base des actions à l'ELU :

Cas de bâtiments courants :

$$1,35G+1,5Q$$

Les états limites services(ELS)

❖ Ils sont relatifs surtout aux conditions d'exploitations :

- État limite de déformation (flèche).
- État limite de compression du béton ou de traction des aciers.
- État limite d'ouverture des fissures pour la sécurité des ouvrages.
- ❖ Combinaisons de base des actions à l'ELS :

Cas de bâtiments courants soumis aux actions permanentes et variables :

$$G + Q$$

a. État limite ultime de résistance (ELUR) :

- Hypothèses de calcul :
 - La résistance du béton tendu est négligée.
 - Les sections droites restent planes.
 - L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquences du non glissement.

Raccourcissement relatif de l'acier = Raccourcissement relatif du béton

$$\text{Soit : } \varepsilon_s = \varepsilon_b$$

- Le raccourcissement relatifs du béton est limité à :
 - $\varepsilon_b = 2\text{‰}$ en compression simple (poteaux).
 - $\varepsilon_b = 3,5\text{‰}$ en flexion simple (poutres).
- Diagramme Contrainte - Déformation :

Pour les vérifications à l'ELU, on utilise pour le béton un diagramme non linéaire dit : « parabole-rectangle ».

Voir la figure ci-dessous :

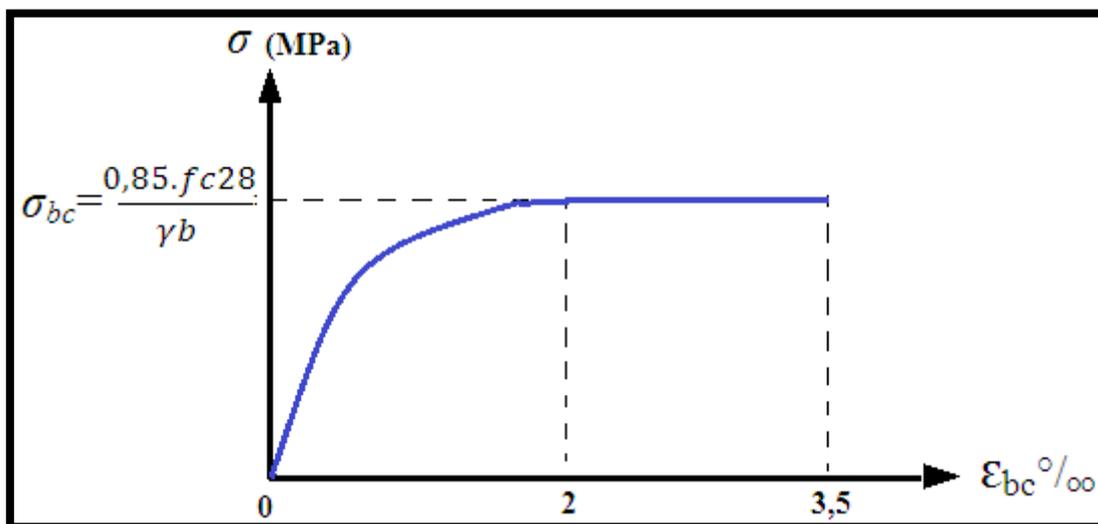


Figure 11: Diagramme contrainte-déformation (parabole rectangle).

Le diagramme de calcul comporte un arc de parabole du second degré depuis l'origine des coordonnées et jusqu'à son sommet de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et d'une contrainte de

compression de béton donnée par : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

Le coefficient θ prend en compte la durée probable d'application de la combinaison d'actions.

$$\theta = 1 \quad \text{Si } t > 24 \text{ heures.}$$

$$\theta = 0,9 \quad \text{Si } 1 \text{ h} \leq t \leq 24 \text{ h.}$$

$$\theta = 0,85 \quad \text{Si } t < 1 \text{ h.}$$

b. État limite de service (ELS) :

- Hypothèses de calcul :
 - L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
 - Le rapport : $n = \frac{\text{module d'élasticité de l'acier}}{\text{module d'élasticité du béton}}$

Appelé coefficient d'équivalence est pris égale à **n=15**.

- Le béton tendu est négligé.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- Diagramme Contrainte - Déformation :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour d'écrire le comportement du béton à l'ELS, pour des charges de longue durée ; la résistance mécanique du béton tendu est négligée.

De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

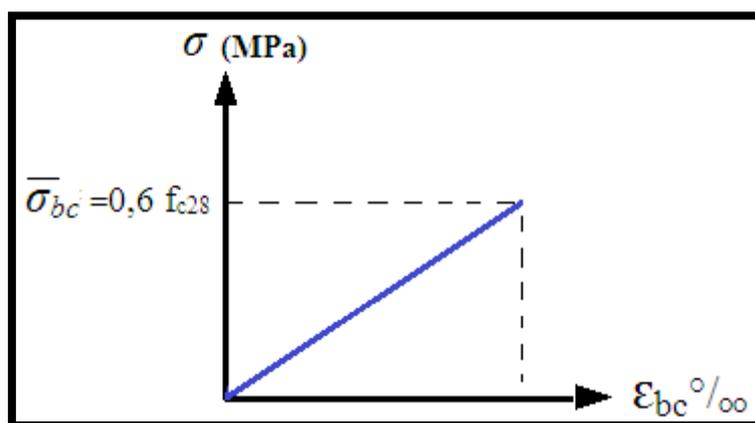


Figure 12: Diagramme contrainte-déformation de calcul à l'ELS.

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

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc adm}$$

Avec :

$$\sigma_{bc adm} = 0,6 f_{c28}$$

5.3 L'ACIER ^[16] :

L'acier présente une très bonne résistance à la traction (et aussi à la compression pour des élancements faibles), de l'ordre de 500MPa, mais si aucun traitement n'est réalisé, il subit les effets de la corrosion. De plus, son comportement est ductile, avec des déformations très importantes avant rupture (de l'ordre de la dizaine de %).

5.3.1 Caractéristiques mécaniques ^[17] :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristiques mécaniques des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie f_e .

Tableau 2: Caractéristiques mécaniques des aciers (BAEL 91/A.2.2.2).

Type	Nuance	f_e (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FeE215 FeE235	215 235	Emploi courant. Epingles de levage des pièces préfabriquées
Barres HA Type1 et 2	FeE400 FeE500	400 500	Emploi courant.
Fils tréfiles HA Type 3	FeE500	500	Emploi sous forme de barres droites ou de treillis.
Fils tréfiles lisses Type 4	TSL500	500	Treillis soudés uniquement emploi Courant

5.3.2 Contrainte limite des Aciers ^[18] :

Les caractéristiques mécaniques des aciers d'armature sont données de façon empirique à partir des essais de traction, en déterminant la relation entre la contrainte et la déformation relative.

a. Etat limite ultime :

Le comportement des aciers pour les calculs à l'ELU vérifie une loi de type élasto-plastique parfait, comme décrit sur le diagramme contrainte -déformation.

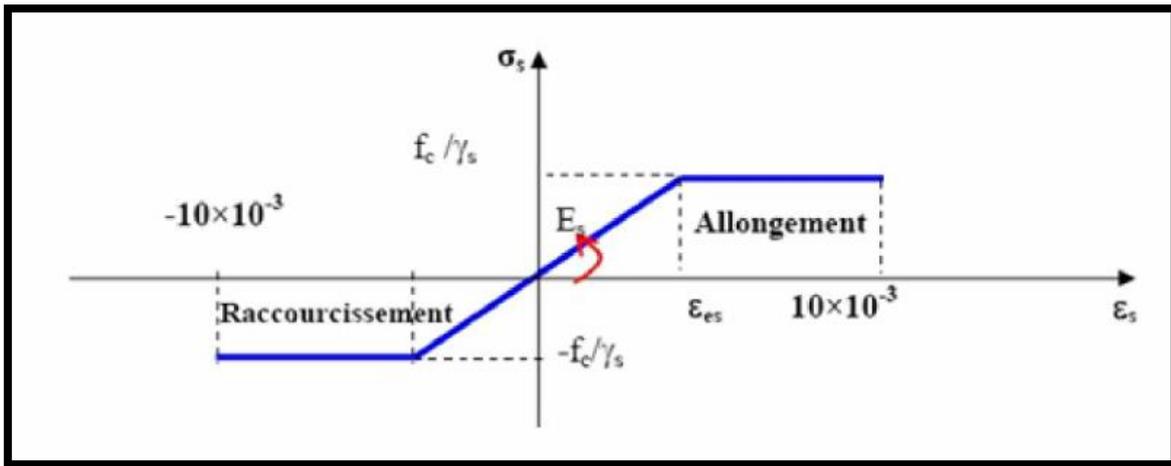


Figure 13: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU.

Avec: $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$\epsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \rightarrow E_s = 200000 \text{ MPa}$

γ_s : coefficient de sécurité:

$\gamma_s = 1$ cas situation accidentelles.

$\gamma_s = 1.15$ cas générale.

$\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

b. Etat limite de service :

On ne limite pas de la contrainte de l'acier sauf en état d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation de contraintes.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm} = \max \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{st adm} = \max \left(0,5 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right)$.

η : coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ pour les RL

$\eta = 1.6$ pour les HA

Chapitre II : Descente des charges

1. Introduction :

On appelle descente des charges, l'ensemble des charges distribuées sur les différents éléments qui composent la structure d'un bâtiment.

L'objectif étant de connaître la répartition et les cheminements des charges permanentes et des charges d'exploitations cumulées vers les points d'appui et les éléments porteurs d'un ouvrage depuis le haut (terrasse) jusqu'à le niveau le plus bas (fondations).

Les valeurs obtenues permettront de dimensionner les éléments structuraux voir dans certains cas, de modifier la structure.

Les différentes charges et surcharges existantes sont :

- Charges permanentes G :

Elles sont constituées essentiellement du poids propre des éléments constituant la structure et du poids des équipements nécessaires au fonctionnement de l'ouvrage (maçonnerie, étanchéité, isolation thermique, revêtements de sol et menuiseries...).

Il existe aussi dans cette catégorie le poids propre des terres sur les terrasses des bâtiments et la poussée de terres attenantes à l'ouvrage.

- Charges d'exploitations Q:

Les charges d'exploitation sont celles qui résultent de l'usage des locaux par opposition au poids des ouvrages qui constituent ces locaux, ou à celui des équipements. Elles correspondent au mobilier, au matériel, aux matières en dépôt et aux personnes.

2. Système porteur d'une structure :

La structure composée de tous les éléments porteurs est appelée système porteur, il correspond au squelette du bâtiment, le reste constitue l'enveloppe du bâtiment.

La descente des charges qu'on va la faire est valable pour les deux systèmes structuraux suivants :

- Système portiques contreventé par voiles, contenant les éléments de structure suivants :
 - ✓ Les porteurs horizontaux (Planchers, poutres).
 - ✓ Les porteurs verticaux (Poteaux).
 - ✓ Les fondations.

- Système trumeaux (dalles pleines + voiles), contenant les éléments de structure suivants :
 - ✓ Les porteurs horizontaux (dalles pleines, poutres chaînages).
 - ✓ Les porteurs verticaux (voiles porteurs).
 - ✓ Les fondations.

La structure globale d'un Bâtiment en béton armé peut se schématiser assez simplement :

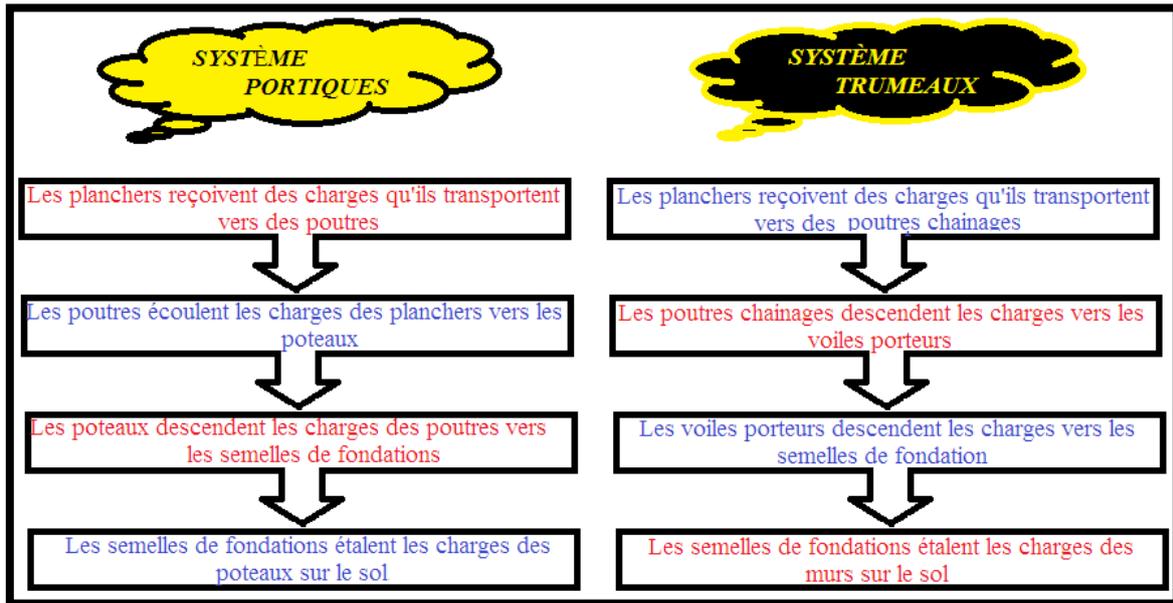


Figure 14: Descente des charges de la terrasse jusqu'aux fondations.

3. Evaluation des charges permanentes :

3.1 Système portiques/voiles :

3.1.1 Planchers à corps creux :

a. Plancher de la terrasse inaccessible :

Selon notre étude la terrasse est une zone inaccessible, réaliser en plancher à corps creux d'épaisseur (16+5) cm surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente pour faciliter l'évacuation des eaux pluviales.

Tableau 3: Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse en corps creux.

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
1) Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2) Etanchéité multicouche	0,05	6	0,3
3) Forme de pente	0,1	22	2,2
4) Isolation thermique en	0,04	4	0,16
5) Plancher à corps creux	0,21	/	3,00
6) Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G	6,71 KN/m ²		

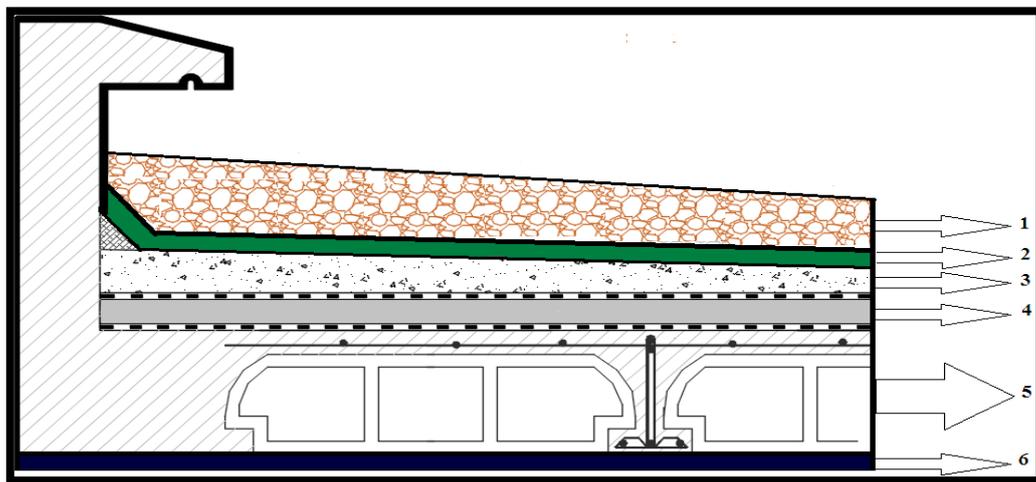


Figure 15: Coupe du plancher en corps creux de la terrasse.

b. Plancher étages courants :

Dans notre projet les planchers des étages courants sont en corps creux d'une épaisseur (16+5) cm à usage multiple ; voir le tableau ci-après :

Tableau 4: Evaluation des charges permanentes du plancher d'étages courants en corps creux.

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
1) Carrelage	0,02	18	0,36
2) Mortier de pose	0,02	22	0,44
3) Chape de correction	0,03	22	0,66
4) Plancher à corps creux	0,21	/	3,00
5) Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons (simple parois)	/	/	1,00
Charge permanente G	5,66 KN/m ²		

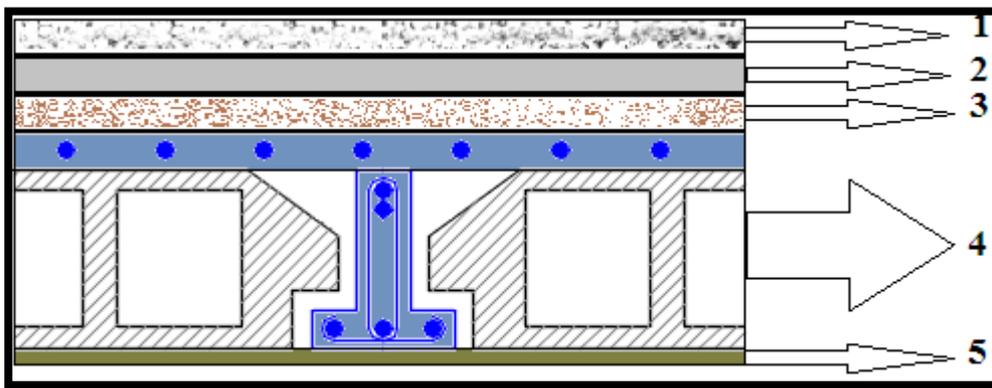


Figure 16: Coupe du plancher en corps creux des étages courants.

3.1.2 Planchers en dalle pleine :

a. Les balcons :

Les balcons dans notre bâtiment sont des portes à faux en dalle pleine d'épaisseur de 15 cm.

- Balcons inaccessibles :

Tableau 5: Evaluation des charges permanentes des balcons inaccessible en dalle pleine

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
1) Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2) Etanchéité multicouche	0,05	06	0,3
3) Forme de pente	0,10	22	2,2
4) Isolation thermique	0,04	04	0,16
5) dalle pleine	0,15	25	3,75
6) Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G	7,46 KN/m ²		

- Balcons accessibles :

Tableau 6: Evaluation des charges permanentes du plancher d'étages courants en dalle pleine.

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
Carrelage	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Chappe de correction	0,03	22	0,66
Dalle pleine	0,15	25	3,75
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G	5,41 KN/m ²		

3.2 Système trumeaux :

Le système trumeaux consiste à construire par des dalles pleines et des voiles porteurs.

3.2.1 Planchers des étages courants :

Tableau 7: Evaluation des charges permanentes du plancher d'étages (système trumeaux).

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
Carrelage	0,02	18	0,36
Mortier de pose	0,02	22	0,44
Chappe de correction	0,03	22	0,66
Dalle pleine	0,20	25	5
Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Cloisons (simple parois)	/	/	1,00
Charge permanente G	7,66 KN/m ²		

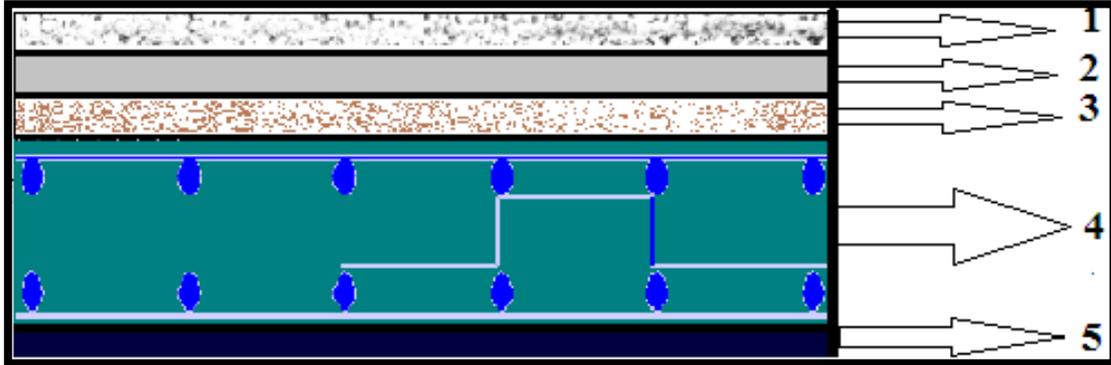


Figure 17: Coupe du plancher en dalle pleine des étages courants.

3.2.2 Plancher de la terrasse inaccessible :

Tableau 8: Evaluation des charges permanentes de la terrasse inaccessible (système trumeaux).

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
1) Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2) Etanchéité multicouche	0,05	06	0,3
3) Forme de pente	0,1	22	2,2
4) Isolation thermique	0,04	04	0,16
5) dalle pleine	0,25	25	6,25

6) Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G	9,96 KN/m ²		

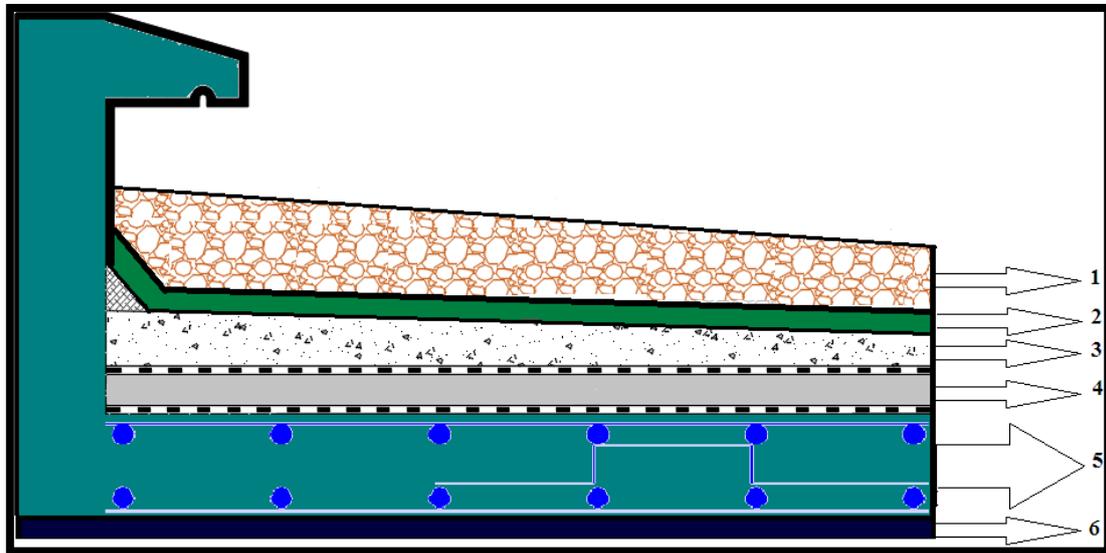


Figure 18: Coupe du plancher en dalle pleine de la terrasse inaccessible.

3.3 Dalle machine :

La dalle machine est une dalle en béton armé mince d'épaisseur 25 cm fixer par l'E.N.A, sert à supporter la charge de l'ascenseur.

Tableau 9: Evaluation des charges permanentes de la dalle machine.

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
1) Protection en gravillon	0,05	17	0,85
2) Etanchéité multicouche	0,05	06	0,3
3) Forme de pente	0,1	22	2,2
4) Isolation thermique	0,04	04	0,16
5) dalle pleine	0,25	25	6,25
6) Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G	9,96 KN/m ²		

3.4 Murs extérieurs (double cloisons)

Les murs extérieurs jouent un rôle important dans l'isolation thermique et phonique du bâtiment ; ils sont réalisés en double parois en briques creuses de (15cm +10cm) séparées par une lame d'air de 5cm.

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures, donc il est nécessaire de prendre en considération ce critère dans le calcul de la descente des charges, à savoir :

- Murs avec portes (90%G).
- Murs avec fenêtres (80%G).
- Murs avec portes et fenêtres (70%G).

Tableau 10: Evaluation des charges permanentes des murs extérieurs.

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
Enduit extérieur	0,02	12	0,24
Brique creuse	0,15	09	1,35
Brique creuse	0,10	09	0,90
Enduit intérieur	0,02	12	0,24
Charge permanente G	2,73 KN/m ²		

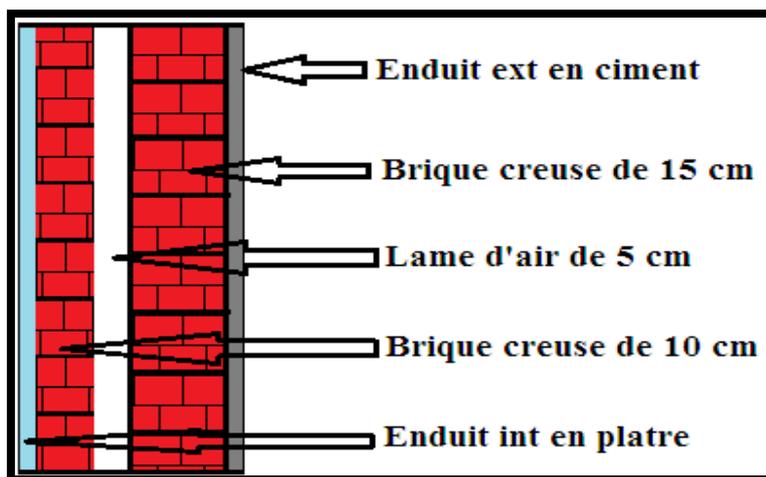


Figure 19: Composant d'un mur extérieur en briques creuses.

3.5 Escaliers :

a. Palier de repos :

Tableau 11: Evaluation des charges permanentes d'un palier de repos.

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
1) Carrelage	0,02	20	0,4
2) Mortier de pose	0,02	20	0,4
3) Dalle en béton armé	0,15	25	3,75
4) Enduit en plâtre	0,02	10	0,20
Charge permanente G	4,39KN/m ²		

b. Paillasse :

Tableau 12: Evaluation des charges permanentes d'une paillasse.

Désignation	Epaisseur [m]	La masse volumique [KN/m ³]	Le poids [KN/m ²]
Carrelage	0,02	20	0,40
Mortier horizontal	0,01	20	0,20
Carrelage contre marche	0,02.tg29,68	20	0,28
Mortier vertical	0,01.tg29,68	20	0,113
Paillasse en béton armé	0,15/cos29,68	25	4,32
Enduit en plâtre	0,01/cos29,68	10	0,113
Poids propre de la contre marche	0,17/2	25	2,125
Charge permanente G	9,68 KN/m ²		

Figure 20: Coupe représente les composants des escaliers.

4. Evaluation des charges d'exploitations (variables) :

D'après le DTR BC 2.2 « Charges Permanentes et Charges d'Exploitation », les charges

D'exploitation adoptée sont illustrées dans le tableau suivant :

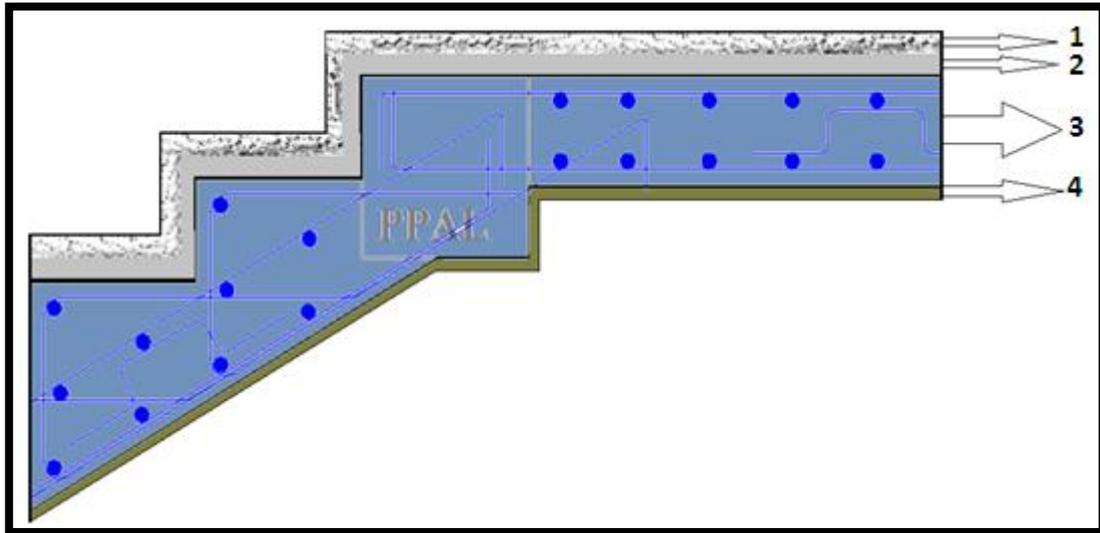


Tableau 13: Evaluation des charges d'exploitations.

Éléments	Charges d'exploitations Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	1
Planchers d'étages courants (Usage d'habitation)	Appartements : 1,5. Escaliers : 2,5. Balcons : 3,5. Porte à faux d'extension des chambres : 1,5. Galeries de circulations : 2,5.
Planchers de RDC (Usage multiple)	Appartement : 1,5. Locaux commerciaux : 5. Cafétéria : 2,5. Hall de réception : 2,5. Galeries de circulations : 2,5.
Planchers d'entre sol « 1 et 2 » (Usage commercial)	Locaux commerciaux : 5. Escaliers : 4. Galeries de circulations : 2,5.
Planchers du sous-sol (Parking)	2,5

**Chapitre III : Pré dimensionnement des
éléments de la structure**

1. Introduction

L'évaluation des différentes sections des éléments de notre structure poutres, poteaux, voiles et autres, passe impérativement par un dimensionnement préliminaire, appelé pré dimensionnement.

Le pré dimensionnement représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et le meilleur compromis entre le coût et la sécurité ; il sera fait selon les règles techniques Algériennes CBA93 et le RPA 99(v2003).

2. Pré dimensionnement des éléments constructifs du système portiques/voiles :

2.1 Planchers ^[19]

On appelle planchers l'ensemble des éléments horizontaux de la structure d'un bâtiment destiné à supporter les charges d'exploitation ou autre charges permanentes (cloisons, revêtements...) et à les transmettre sur des éléments porteurs verticaux (poteaux, voiles porteurs, ...). Les planchers ou les dalles se composent de trois parties distinctes :

- Une dalle.
- Des nervures ou poutrelles.
- Des poutres.

Les planchers doivent répondre aux critères suivants :

- Résistance et stabilité (porteuse)
- Supporter les charges d'utilisation
- Ne pas fléchir (limiter la flèche au moment du coffrage puis en cours d'utilisation)
- Durabilité
- Etanchéité et protection (à l'air, au feu, aux effractions)
- Isolation thermique et acoustique
- Fonction architecturale (aspect décoratif en sous face).
- Fonctions techniques (facilité de mise en œuvre, liaisons avec les porteurs verticaux)
- Passage de gaines (eau, chauffage, électricité, ...)

Suivant la destination de la construction, chacune des fonctions peut prendre plus ou moins d'importance.

On distingue deux types principaux des planchers :

2.1.1. Plancher à corps creux ^[20] :

Ce type de plancher est souvent employé dans les bâtiments courants à faible surcharge d'exploitation tels que les bâtiments à usage d'habitation, administratifsetc .

Les planchers à corps creux sont composés de 3 éléments principaux :

- ↳ Les poutrelles (solives) en béton armé ou précontraint qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leurs armatures
- ↳ Les corps creux en béton qui sont des éléments de remplissage servent comme coffrage perdu ; ces éléments n'ont aucune fonction de résistance.
- ↳ une dalle de compression armée coulée sur les corps creux qui reprend les efforts de compression.

La hauteur de l'entrevous et du plancher dépend de la portée des poutrelles. Par contre, l'entre axe entre ces poutrelles est de 60 cm.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de flèche :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \min (L_{x\max} ; L_{y\max})$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher en corps creux.

L : La portée maximale de la poutrelle.

$$L = 4.30\text{m}$$

$$\text{Alors : } \frac{4,30}{25} \leq h \leq \frac{4,30}{20}$$

$$0.172 \leq h \leq 0.215$$

On adopte : $h = 21\text{cm}$ -16cm l'épaisseur de corps creux.

-5cm l'épaisseur de la dalle de compression.

2.1.2 Planchers en dalle pleine ^[21]

Les dalles pleines sont des plaques en béton armé qui peuvent reposer avec ou sans continuité sur 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres, des poutrelles ou des murs.

Ce type des planchers apportera la résistance et la robustesse à notre structure, du fait de sa grande résistance qui expliquent leur utilisation incessante à l'heure.

L'épaisseur des dalles dépend plus souvent aux conditions de l'RPA99/v2003.:

- Résistance au feu :

$e = 7\text{cm}$ → pour 1h de coup de feu.

$e = 11\text{cm}$ → pour 2h de coup de feu.

$e = 17.5\text{cm}$ → pour 4h de coup de feu.

- Isolation acoustique : $\geq 12\text{ cm}$.
- Condition de non déplacement à la flèche:

$\frac{L}{30}$ à $\frac{L}{35}$ de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis.

$\frac{L}{40}$ à $\frac{L}{50}$ pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

a. Balcons

Les balcons de notre bâtiment sont reposés sur deux appuis ; pour le pré dimensionnement on va utiliser la formule suivante :

$$\frac{L}{35} \leq e_b \leq \frac{L}{30}$$

$$\frac{120}{35} \leq e_b \leq \frac{120}{30}$$

$$3,4\text{cm} \leq e_b \leq 4\text{cm}$$

Donc on prend : $e_b = 15\text{cm}$.

2.2 Poutres :

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé conçue pour résister à la flexion simple ; elles sont divisées en deux genres selon leurs utilités,

2.2.1 Poutres principales ^[22] :

Ces poutres sont des éléments en béton armé constituant l'ossature horizontale pour recevoir les charges transmises par les poutrelles (solives) et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

Pour notre projet on a défini deux poutres principales selon les longueurs les plus importantes :

PP1 : poutre principale 1.

PP2 : poutre principale 2.

- Dimensionnement :

Le dimensionnement de « h » et « b » sera déterminé par les formules empiriques suivantes du CBA93:

- $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- $0,3 h \leq b \leq 0,7 h$

Avec : L : la portée maximale des poutres entre nus.

h : la hauteur de la poutre.

b : la largeur de la poutre.

Les vérifications seront par les conditions imposées sur « h » et « b » selon l'RPA99/v2003.

- $h \geq 30\text{cm}$.
- $b \geq 20\text{cm}$.
- $\frac{h}{b} \leq 4$

On a :

- **L = 6,45m pour PP1.**

$$\frac{645}{15} \leq h \leq \frac{645}{10}$$

$$43\text{m} \leq h \leq 64,5\text{m}$$

On prend: **h=50cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,3(50) \leq b \leq 0,7(50)$$

$$15 \leq b \leq 35$$

On prend : **b=30cm**

Vérifications :

- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow h=50\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow b=30\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{50}{30} = 1,67 < 4 \rightarrow \text{CV.}$
- **L = 5,00m pour PP2.**

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33,3\text{m} \leq h \leq 50\text{m}$$

On prend: **h=35cm**

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

$$0,3(35) \leq b \leq 0,7(35)$$

$$10,5 \leq b \leq 24,5$$

On prend : **b=30cm**

Vérfications :

- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow h=35\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $b \geq 30\text{cm} \rightarrow b=30\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{35}{30} = 1,16 < 4 \rightarrow \text{CV.}$

2.2.2 Poutres secondaires (chainages) ^[23] :

Un chaînage est un élément horizontal en béton armé, permettant de liasonner les portiques entre eux et ceinture la structure pour travailler comme un seul bloque par conséquent satisfaire les conditions du diaphragme.

Le dimensionnement se fait par les mêmes formules et conditions utilisées pour les poutres principales.

On a :

L=4,30m

$$\frac{430}{15} \leq h \leq \frac{430}{10}$$

$$28,67\text{m} \leq h \leq 43\text{m}$$

On prend: **h=30cm**

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.3(30) \leq b \leq 0.7(30)$$

$$09 \leq b \leq 21$$

On prend : **b=30cm**

Vérfications :

- $h \geq 30\text{cm} \rightarrow h=30\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $b \geq 20\text{cm} \rightarrow b=30\text{cm} \rightarrow \text{CV.}$
- $\frac{h}{b} < 4 \rightarrow \frac{30}{30} = 1 < 4 \rightarrow \text{CV.}$

2.3 Voiles ^[24]

Les voiles sont des murs réalisés en béton armé, ils peuvent être généralement définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Le terme de voile regroupe des éléments de structures au comportement mécanique très divers. Cependant, on peut considérer que les principaux paramètres ayant une influence prépondérante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

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

Il y a deux dénominations qui sont souvent utilisées pour désigner le même élément structurel un mur porteur vertical et un voile de contreventement.

2.3.1 Voiles de contreventements ^[25] :

Les voiles de contreventement reprenant des efforts horizontaux comme l'effort sismique. En effet, ces derniers sont également régis par l'RPA99/v2003 qui amène un certain nombre de vérification complémentaires ainsi que des dispositions constructives spécifiques à la construction en zone sismique.

Ils sont utilisés généralement pour rigidifier **le système structurel portiques**.

b. Principe de dimensionnement

D'après le RPA99 version 2003 article 7.7.1 les voiles sont considérés comme des éléments satisfaisant la condition $L \geq 4e$.

Dans le cas contraire, les éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

Avec :

L : longueur de voile.

e : épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale est de 15 cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités indiquées.

- Pour les voiles avec deux abouts sur des poteaux :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{25}; 15 \text{ cm} \right]$$

- Pour les voiles avec un seul about sur un poteau :

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]$$

- Pour les voiles à about libre :

- $a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right]$

- **Dimensionnement :**

Les voiles employés dans le système portiques sont des voiles avec un seul about sur un poteau.

- $h_e = 3.06 \text{ m}$ pour les étages courants.

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{22}; 15 \text{ cm} \right]$$

$$a \geq \max \left[\frac{256}{22}; 15 \text{ cm} \right]$$

$$a \geq \max [11,64 ; 15 \text{ cm}]$$

On adopte : **a=25cm.**

On prend pour les voiles de contreventement une épaisseur de 25 cm.

NB : En prenant compte l'influence des efforts horizontaux supportés par les voiles, c'est pour cela, on a augmenté la section du béton et aussi pour minimiser la section d'acier.

2.4 Poteaux ^[26] :

Le poteau est un élément de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

Le poteau le plus sollicité dans notre ouvrage c'est le poteau central celui qui supporte les charges réparties sur la surface la plus importante.

Le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions de l'RPA99/v2003.

$$N_u = Q_u \cdot S \cdot n$$

Avec :

N_u : étant la charge verticale.

Q_u : Charge supporté par le poteau le plus sollicité, « $Q_u=1,35G+1,5Q$ »

n : nombre des niveaux (planchers).

S : la surface supportée par le poteau central.

- **La surface complète :**

$$S = (3,175 + 2,075) \times (3,08 + 2,75)$$

$$S = 30,60\text{m}^2.$$

La surface du plancher sans poutres :

$$S_p = [(0,3 \times 5,83) \times 2] + \left[\frac{0,3 \times 5,83}{2} \right] = 4,1985\text{m}^2$$

$$S = S_t - S_p$$

$$S = 30,6 - 4,1985$$

$$S = 26,4 \text{ m}^2$$

2.4.1 Poteau du 9ème étage (terrasse inaccessible):

- **Le poids propre des poutres**

$$P_{pp} = 0,3 \times 0,5 \times 25 \times (2,75 + 3,175) + \left[0,3 \times 0,5 \times 25 \times \frac{5,35}{2} \right]$$

$$P_{pp}=32,586 \text{ KN}$$

$$P_{pp1}=0,35 \times 0,3 \times 25 \times 3,08$$

$$P_{pp1}=8,085 \text{ KN}$$

$$P_{ch}=0,3 \times 0,25 \times 25 \times 2,075$$

$$P_{ch}=4,668 \text{ KN}$$

$$P_p=32,586 + 8,085 + 4,668$$

$$\mathbf{P_p=45, 339 \text{ KN}}$$

$$\rightarrow Q_u=1,35[(6,71 \times 26,4) + 45,339] + 1,5 \times [1 \times 30,6]$$

$$\rightarrow Q_u=346,25 \text{ KN}$$

Le calcul de la section du béton sera fait en compression centrée, les règles CBA93 préconisent de prendre la section réduite en laissant 1cm de chaque côté :

a- D'après l'article B.8.4.1 de CBA93 : l'effort normal ultime agissant N_u sur un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda < 50 \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

λ : L'élancement du poteau considéré

B : aire totale de la section du poteau

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici en prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici en prend $f_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02)(b - 0,02) \text{ m}^2$

Poteaux carré $B_r = (a - 0,02)^2 \text{ m}^2$

On se fixe un élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans le domaine de la Compression centrée d'où : $\beta = 1.2$

Le pourcentage minimal des armatures longitudinales d'après l'article 7.4.2.1 de l'RPA99/V2003 sera :

- 0.7% pour la zone I
- 0.8% pour la zone II
- 0.9% pour la zone III

Notre projet se situe dans la zone **IIa**.

Alors :

$$Br \leq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9\gamma_b} + \frac{As \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

$$Br \geq \frac{346,25 \times 10^{-3}}{0,7 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{0,8 \times 400}{100 \times 1,15} \right]}$$

$$Br \geq 0.023 \text{ m}^2$$

On suppose qu'on a un poteau carré.

$$Br = (a - 0.02)^2 \geq 0.023$$

$$a \geq \sqrt{0,023} + 0.02$$

$$a \geq 0.17 \text{ m}^2$$

On prend : **$a = b = 30 \text{ cm}$**

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

- $\min (a ; b) \geq 25$; $a = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{CV}$
- $\min (a ; b) \geq \frac{h_e}{20}$; $a > \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow \text{CV}$ (h_e : hauteur d'étage)
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$; $\frac{1}{4} < 1 < 4$ → CV

2.4.2 Pour le poteau du 8ème étage (étages courants):

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_{\text{pot}} = 0,3 \times 0,3 \times (3,06 - 0,5) \times 25 = 5,76\text{KN}$$

$$\rightarrow Q_u = \{1,35[(5,66 \times 26,4) + 45,339 + 5,76] + 1,5 \times [1,5 \times 30,6]\} + 346,25$$

$$\rightarrow Q_u = 339,556 + 346,25$$

$$\rightarrow Q_u = 685,8\text{KN}$$

$$Br \geq \frac{0.6858}{0.7 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.008 \times 400}{1.15} \right]}$$

$$Br \geq 0.0459 \text{ m}^2$$

On suppose qu'on a un poteau carré.

$$Br = (a - 0.02)^2 \geq 0.0459$$

$$a \geq \sqrt{0.0459} + 0.02$$

$$a \geq 0.23 \text{ m}$$

On prend : **$a = b = 30\text{cm}$**

Vérification des conditions de R.P.A 99 V2003 :

- $\min (a ; b) \geq 25$; $a = 30\text{cm} > 25\text{cm} \rightarrow \text{CV}$
- $\min (a ; b) \geq \frac{h_e}{20}$; $a > \frac{306}{20} = 15.3 \rightarrow \text{CV}$ (h_e : hauteur d'étage)
- $\frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4$; $\frac{1}{4} < 1 < 4$ → CV

Concernant la suite des niveaux, on résume les résultats dans le tableau ci-après :

Tableau 14:Prédimensionnement des poteaux

Niveaux	Nu(MN)	Br (m ²)	S (m ²)	Section (cm ²)
9 ^{ème} étage	0,346	0,170	26,40	35x35
8 ^{ème} étage	0,685	0,230	26,40	35x35
7 ^{ème} étage	1,025	0,280	26,40	35x35
6 ^{ème} étage	1,367	0,320	26,40	40x40
5 ^{ème} étage	1,710	0,357	26,40	40x40
4 ^{ème} étage	2,055	0,390	26,40	45x45
3 ^{ème} étage	2,401	0,420	26,40	45x45
2 ^{ème} étage	2,750	0,440	26,40	50x50
1 ^{ème} étage	3,099	0,470	26,40	50x50
RDC	3,453	0,490	26,40	55x55
Entre sol 2	3,967	0,253	26,40	55x55
Entre sol 1	4,431	0,560	26,40	60x60
Sous-sol	4,902	0,580	26,40	60x60

3. Pré dimensionnement des éléments constructifs du système trumeaux :

3.1 Les murs (voiles) porteurs :

Usuellement, on parle des murs porteurs en béton armé pour les éléments reprenant des charges verticales (charges gravitaires G et Q) et des charges horizontaux (l'effort sismique) ; ils sont utilisés généralement pour le **système structurel TRUMEAUX**.

- **Dimensionnement :**

Concernant le bâtiment étudié par le système trumeau, on a des voiles à about libre.

La hauteur d'étage $H_e=3,06m$ pour l'ensemble de l'ossature.

$$a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15\text{cm} \right]$$

$$a \geq \max \left[\frac{306}{20}; 15\text{cm} \right]$$

$$a \geq \max [15,3 ; 15\text{cm}]$$

On doit prendre en considération les efforts verticaux ainsi que les efforts horizontaux supporté par les voiles porteurs ; on fixe : $a=30\text{cm}$.

3.2 Plancher en dalle pleine :

Les planchers en dalle pleine de notre bâtiment sont reposés sur deux appuis ; pour le pré dimensionnement on va utiliser la formule suivante :

$$\frac{L}{35} \leq e_b \leq \frac{L}{30}$$

$$\frac{120}{35} \leq e_b \leq \frac{120}{30}$$

$$3,4\text{cm} \leq e_b \leq 4\text{cm}$$

On prend une épaisseur de 20cm pour les planchers en dalle pleine.

4. Escaliers ^[27] :

Un escalier a pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre. Il permet de monter ou descendre. La montée et la descente doivent être aisées et sans danger. Un grand nombre d'escaliers en béton se caractérisent par une structure continue et massive appelée paillasse. Les marches peuvent être revêtues de différentes manières (bois, béton poli, pierre, ...). La rampe des escaliers en béton peut être à structure métallique ou en béton. Le premier cas est le plus général, les percements et la fixations ont alors réalisés sur chantier. Dans le deuxième cas, elle est réalisée en même temps que la paillasse.

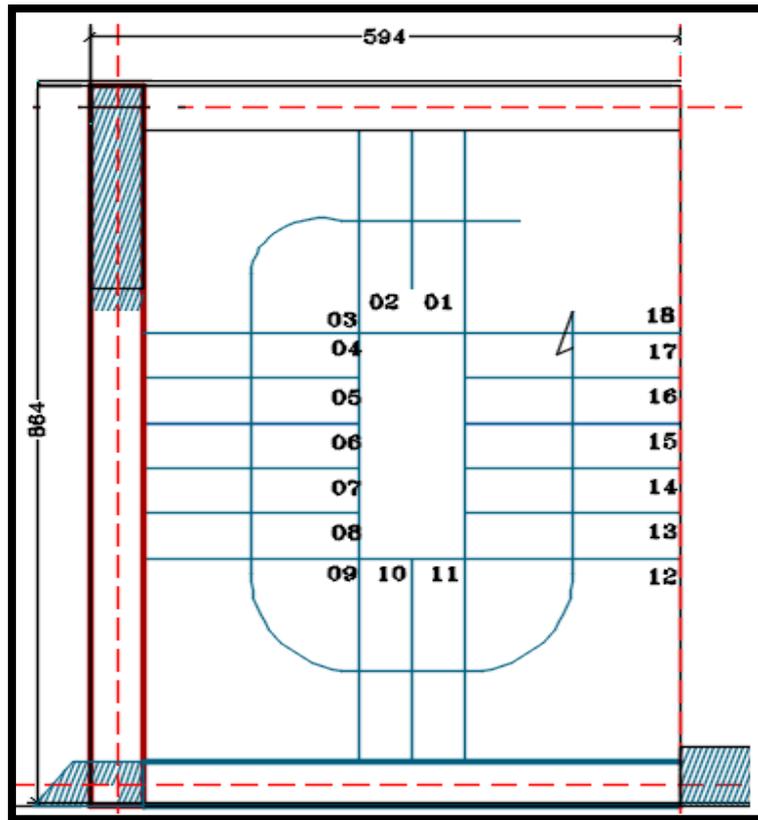


Figure 21: Vue en plan d'escalier

- **Dimensionnement**

Pour le dimensionnement des marches (g) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

$$59 < (g+2h) < 66$$

h : la hauteur de la contremarche varie entre 14cm à 20cm.

g : le giron varie entre 22cm à 33cm.

La hauteur des étages fixer 3,06m :

❖ Nombre de marches/Contremarches : on sait que : $n-1 = L/g$

On fixe : $g=30\text{cm}$ et $h=17\text{cm}$.

$n-1 = 150/30 = 05$ marches → 06 contremarches (volée N°1)

$n-1 = 60/30 = 02$ marches → 03 contremarches (volée N°2)

$n-1 = 150/30 = 05$ marches → 06 contremarches (volée N°3)

$n-1 = 60/30 = 02$ marches → 03 contremarches (volée N°3)

❖ Hauteur d'escalier :

Notre escalier a 4 volées de longueur différentes :

$$H_1 = h \times n = 17 \times 6 = 102 \text{ cm}$$

$$H_2 = h \times n = 17 \times 3 = 51 \text{ cm}$$

$$H_3 = h \times n = 17 \times 7 = 102 \text{ cm}$$

$$H_4 = h \times n = 17 \times 3 = 51 \text{ cm}$$

$$H_1 + H_2 + H_3 + H_4 = 102 + 102 + 51 + 51 = 306 \text{ cm}$$

❖ Angle de la paillasse :

$$\text{On a: } \tan \alpha = h/g \quad \rightarrow \alpha = \tan^{-1}(h/g)$$

$$\rightarrow \alpha = \tan^{-1} = (17/30)$$

$$\rightarrow \alpha = 29,68^\circ$$

❖ Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur est donnée par la formule :

$$L_p = \frac{H}{\sin \alpha} = 103 \text{ cm}$$

○ Paillasse 1 : $L_p = \frac{102}{\sin 29,68} = 206 \text{ cm}$

○ Paillasse 2 : $L_p = \frac{51}{\sin 29,68} = 103 \text{ cm}$

○ Paillasse 3 : $L_p = \frac{102}{\sin 29,68} = 206 \text{ cm}$

○ Paillasse 4 : $L_p = \frac{51}{\sin 29,68} = 103 \text{ cm}$

Donc

$$\frac{L}{30} \leq e_r \leq \frac{L}{20} \quad \frac{L}{30} \leq e_r \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{206}{30} \leq e_r \leq \frac{206}{20} \quad \frac{103}{30} \leq e_r \leq \frac{103}{20}$$

$$6,86 \text{ cm} \leq e_r \leq 10,3 \text{ cm}$$

$$3,43 \leq e_r \leq 5,15 \text{ cm}$$

Pour généraliser le calcul, on prendra : $e_r = 15 \text{ cm}$

CHAPITRE IV :

Etude des planchers et de l'acrotère

1. Introduction :

Les planchers sont des éléments horizontaux séparent les différents étages d'un bâtiment, généralement sont réalisé on :

- Dalle pleine
- Corps-creux

Dans notre cas on fait appel des planchers à corps creux qui sont formés par se trois pièces distinguées :

- ✓ Une dalle de compression d'épaisseur 5cm, ferrillée d'un quadrillage d'armature treille soudée.
- ✓ Un corps creux de (16+5) cm.
- ✓ Les nervures ce soudés poutre en béton armé ferrillées en travées et sur appuis.

Plancher = Poutrelles + Corps Creux + Dalle de compression

2. Étude de poutrelle ^[28] :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués en béton armé forment une section en « T » disposées parallèlement une par rapport aux autres, perpendiculaires à la poutre principale de la structure. L'étude des poutrelles est assimilée à des poutres continues sur plusieurs appuis, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, leur calcul s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

- ❖ Méthode forfaitaire.
- ❖ Méthode de Caquot.
- ❖ Méthode des trois moments.

2.1 Dimensionnement de la poutrelle :

Les poutrelles forment d'une section en T avec une table de compression dont les dimensions suivantes :

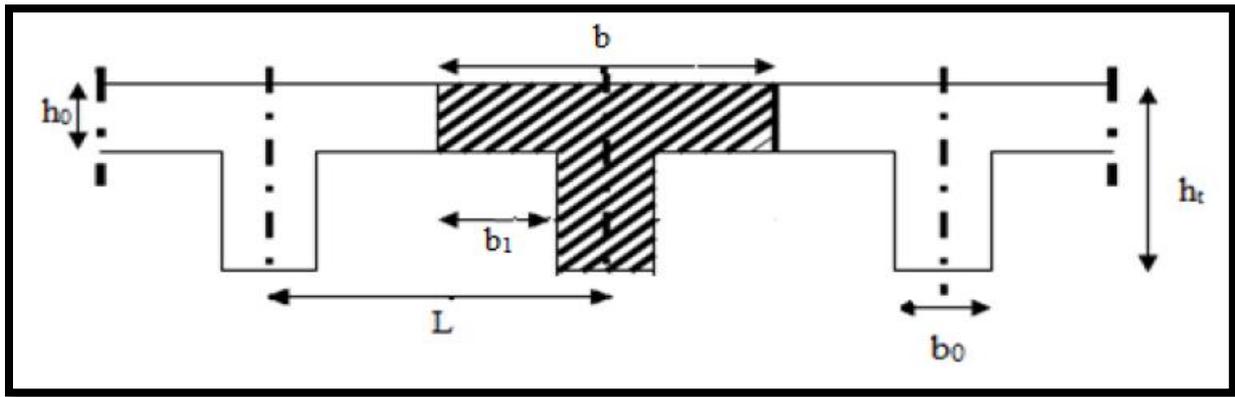


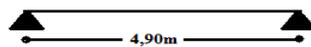
Figure 22: Dimensionnement de la poutrelle

h_t : Hauteur de la nervure	$h_t=16+5=21\text{cm}$
b_0 : Largeur de la nervure	$b_0=12\text{cm}$
h_0 : Hauteur de la dalle de compression	$h_0=5\text{cm}$
b : Largeur de la dalle de compression	$b=2b_1+b_0=60\text{cm}$
L : Largeur max de la poutre	

2.2 Types des poutrelles :

Dans notre projet on a plusieurs types des poutrelles, on prend la poutrelle de type "2" comme un exemple de calcul et les autres types seront calculés par logiciel ETABS.

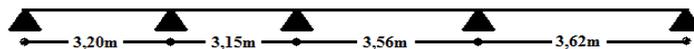
Type 01 :



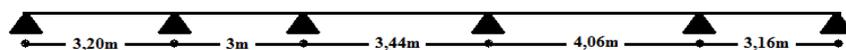
Type 02 :



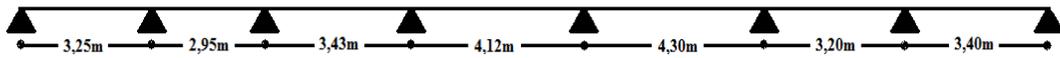
Type 03 :



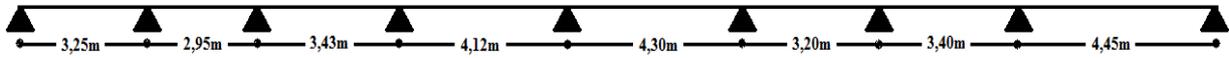
Type 04 :



Type 05 :



Type 06 :



2.3 Domaine d'application :

Vérification des conditions :

- Les charges d'exploitation Q sont modérées :

$$Q \leq \text{Min} (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$$

- $Q = 5 \text{ KN/m}^2 \leq 2G = 2 \times 5,66 = 11,32 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \leq 2G = 11,32 \text{ KN/m}^2$.
- $Q = 1 \text{ KN/m}^2 \leq 2G = 11,32 \text{ KN/m}^2$.

- La fissuration non préjudiciable à la tenue du béton armé.
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées en continuité.
- Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq \frac{3,25}{3,4} \leq 1,25$$

$$0,8 \leq 0,95 \leq 1,25$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc on peut utiliser la méthode forfaitaire dans le cas où elle est applicable.

2.4 Principe de la méthode :

La méthode forfaitaire s'applique aux poutres hyperstatiques, elle est consistée à évaluer les moments sur les appuis et en travées en fonction du moment maximum M_0 de la travée isostatique.

2.5 Rappel sur la méthode forfaitaire :

2.5.1 Détermination des moments sur appuis :

On prend forfaitairement :

- $0,5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0,4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.
- $0,4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées
- $0,15 \times M_0$: pour les appuis de rive.

M_0 : Etant le moment fléchissant le plus préjudiciable de part et d'autre de l'appui considéré.

2.5.2 Détermination du moment en travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha) \times M_0 ; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Cas d'une travée intermédiaire)}$$

$$M_t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_0 \text{ (Cas d'une travée de rive)}$$

M_t : Moment de la travée considérée.

M_w : Moment sur appui de gauche de la travée considérée.

M_e : Moment sur appui de droite de la travée considérée.

- **L'effort tranchant :**

$$V_w = -2 \times \frac{M_w + M_t}{a}$$

$$V_e = -2 \times \frac{M_w + M_t}{b}$$

Avec :

$$a = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_t}{M_w + M_t}}} ; b = L \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_t}{M_e + M_t}}}$$

2.6 Application de la méthode forfaitaire :

- Evaluation des charges :

Tableau 15: Evaluation des charges des planchers.

Type de plancher	G [KN/m ²]	Q [KN/m ²]	L [m]	Combinaison d'action	
				(1,35G+1,5Q)L	(G+Q)L
Étage commercial	5,66	5	0,6	9,08	6,39
Étage courant	5,66	1,5	0,6	5,93	4,29
Terrasse inaccessible	6,71	1	0,6	6,33	4,62

2.6.1 Étage commercial :

À L'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times b$$

$$q_u = [(1,35 \times 5,66) + (1,5 \times 5)] \times 0,6$$

$$q_u = 9,08 \text{ KN/m}$$

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

$$\alpha = \frac{5}{5 + 5,66} = 0,46$$

Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8}$$

$$M_0^1 = \frac{9,08 \times 3,25^2}{8} \quad ; \quad M_0^2 = \frac{9,08 \times 3,4^2}{8}$$

$$M_0^1 = 11,98 \text{ KN.m}; \quad M_0^2 = 13,12 \text{ KN.m}$$

Travée 01 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,15 M_0^1 \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_w = 0,15 \times 11,98 = 1,79 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5 M_0^2 \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_e = 0,5 \times 11,98 = 5,99 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq \max [(1 + 0,3\alpha) \times M_0 ; 1,05M_0]$$

$$M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$$

On aura :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,46) \times 11,98 ; 1,05 \times 11,98] - \frac{1,79 + 5,99}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 \times 0,3 \times 0,46}{2} \times 11,98$$

Donc :

$$M_t \geq 9,74 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 8,01 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t = 9,74 \text{ KN.m}$$

Travée 02 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,5 M_0^1 \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_w = 0,5 \times 13,12 = 6,56 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,15 M_0^2 (\text{appui de rive})$$

$$M_e = 0,15 \times 13,12 = 1,96 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

On aura :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,46) \times 13,12 ; 1,05 \times 13,12] - \frac{6,56 + 1,96}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,46}{2} \times 13,12$$

Donc :

$$M_t \geq 10,67 \text{KN.m}$$

$$M_t \geq 8,77 \text{KN.m}$$

On prend:

$$M_t = 10,67 \text{KN.m}$$

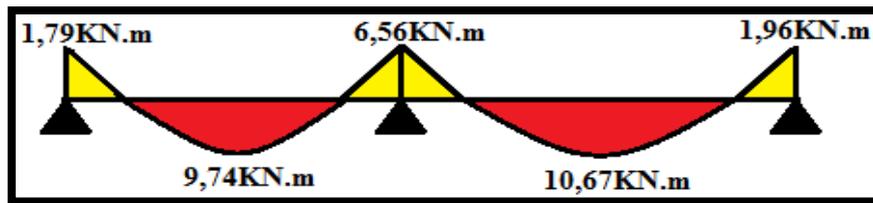


Figure 23: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU

L'effort tranchant :

Travée 01 :

$$a = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6,56+9,74}{1,79+9,74}}} = 1,49 \text{m}$$

$$b = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,79+9,74}{6,56+9,74}}} = 1,75 \text{m}$$

Donc :

$$V_w = -2 \times \frac{1,79 + 9,74}{1,49} = -15,47 \text{KN}$$

$$V_e = -2 \times \frac{6,56 + 9,74}{1,75} = -17,97 \text{KN.m}$$

Travée 02:

$$a = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,96+10,67}{6,56+10,67}}} = 1,83m$$

$$a = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{6,56+10,67}{1,96+10,67}}} = 1,57m$$

Donc :

$$V_w = -2 \times \frac{6,56 + 10,67}{1,83} = -18,83KN$$

$$V_e = -2 \times \frac{1,96 + 10,67}{1,57} = -16,09KN$$

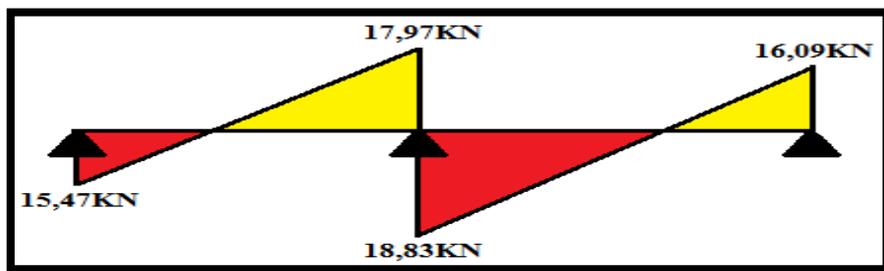


Figure 24: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

À L'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times b$$

$$q_s = (5,66 + 5) \times 0,6$$

$$q_s = 6,39KN/m$$

Calcul du moment isostatique :

$$M_0 = \frac{q_s \times l^2}{8}$$

$$M_0^1 = \frac{6,39 \times 3,25^2}{8}; \quad M_0^2 = \frac{6,39 \times 3,4^2}{8}$$

$$M_0^1 = 8,43 \text{ KN.m}$$

$$M_0^2 = 9,23 \text{ KN.m}$$

Travée 01 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,15 M_0^1 \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_w = 0,15 \times 8,43 = 1,26 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5 M_0^1 \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_e = 0,5 \times 8,43 = 4,21 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

On aura :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,46) \times 8,43 ; 1,05 \times 8,43] - \frac{1,26 + 4,21}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,46}{2} \times 8,43$$

Donc :

$$M_t \geq 6,85 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 5,63 \text{ KN.m}$$

On prend : $M_t = 6,85 \text{ KN.m}$

Travée 02 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,5 M_0^1 \quad (\text{appui intermédiaire})$$

$$M_w = 0,5 \times 9,23 = 4,62 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,15 M_0^2 \quad (\text{appui de rive})$$

$$M_e = 0,15 \times 9,23 = 1,38 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

On aura :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,46) \times 9,23 ; 1,05 \times 9,23] - \frac{4,62 + 1,38}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,46}{2} \times 9,23$$

Donc :

$$M_t \geq 7,50 \text{ KN.m}$$

$$M_t \geq 6,17 \text{ KN.m}$$

On prend :

$$M_t = 7,50 \text{ KN.m}$$

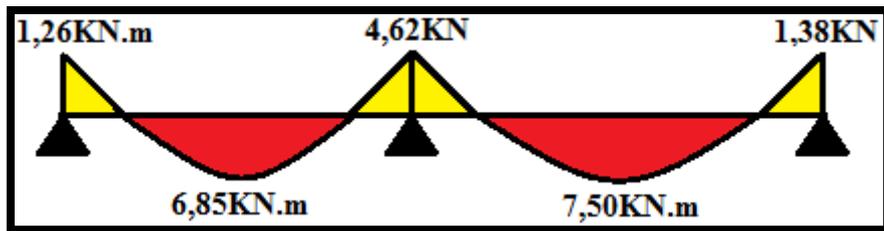


Figure 25: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

L'effort tranchant :

Travée 01 :

$$a = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,21+6,85}{1,26+6,85}}} = 1,49m$$

$$b = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,26+6,85}{4,21+6,85}}} = 1,75m$$

Donc :

$$V_w = -2 \times \frac{1,26 + 6,85}{1,49} = - 10,88 \text{ KN}$$

$$V_e = -2 \times \frac{4,21 + 6,85}{1,75} = - 12,64 \text{ KN}$$

Travée 02:

$$a = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,38+7,50}{4,62+7,50}}} = 1,83m$$

$$b = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,62+7,50}{1,38+7,50}}} = 1,57m$$

Donc :

$$V_w = -2 \times \frac{4,62 + 7,50}{1,83} = - 13,24 KN$$

$$V_e = -2 \times \frac{1,38 + 7,50}{1,57} = - 11,31 KN$$

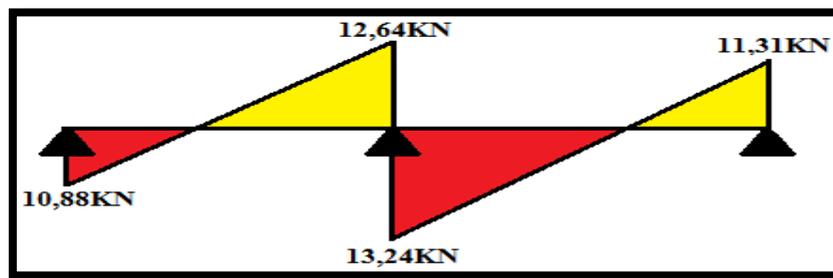


Figure 26: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.

2.6.2 Étages courants :

À L'ELU :

Travée 01 :(C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,15 \times 7,82 = 1,17 KN.m$$

$$M_e = 0,5 \times 7,82 = 3,91 KN.m$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,21) \times 7,82 ; 1,05 \times 7,82] - \frac{1,17 + 3,91}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \times 7,82$$

On prend:

$$M_t = 5,77KN.m$$

Travée 02 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,5 \times 8,56 = 4,28 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,15 \times 8,56 = 1,28 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,21) \times 8,56 ; 1,05 \times 8,56] - \frac{4,28 + 1,28}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \times 8,56$$

On prend : $M_t = 6,31 \text{ KN.m}$

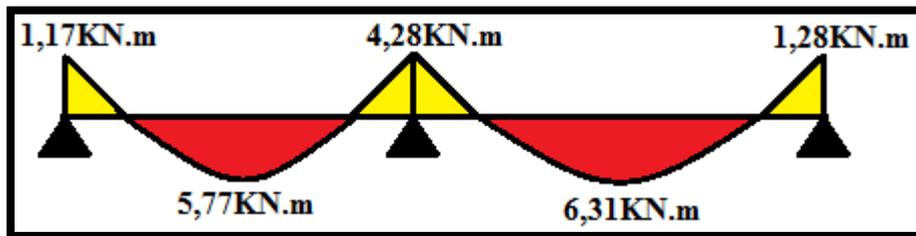


Figure 27: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

L'effort tranchant :

Travée 01 :

$$a = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,91+5,77}{1,17+5,77}}} = 1,49 \text{ m} ; \quad b = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,17+5,77}{3,91+5,77}}} = 1,75 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{1,17+5,77}{1,49} = -9,31 \text{ KN} ; \quad V_e = -2 \times \frac{3,91+5,77}{1,75} = -11,06 \text{ KN}$$

Travée 02 :

$$a = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,28+6,31}{4,28+6,31}}} = 1,84 \text{ m} ; \quad b = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,28+6,31}{1,28+6,31}}} = 1,56 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{4,28+6,31}{1,84} = -11,51 \text{ KN} ; \quad V_e = -2 \times \frac{1,28+6,31}{1,56} = -9,73 \text{ KN}$$

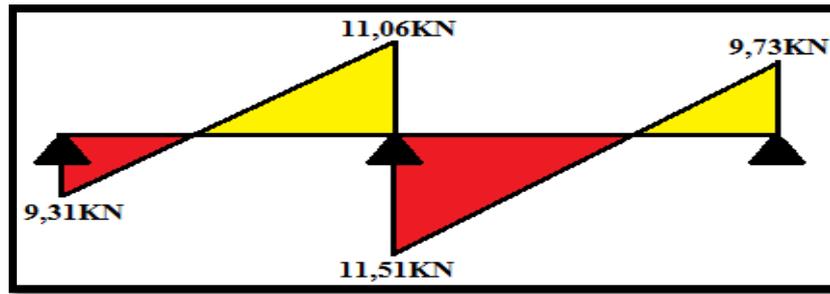


Figure 28: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

ÁL'ELS :

Travée 01 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,15 \times 5,66 = 0,84 \text{KN.m}$$

$$M_e = 0,5 \times 5,66 = 2,83 \text{KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,21) \times 5,66 ; 1,05 \times 5,66] - \frac{0,84 + 2,83}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \times 5,66$$

On prend : $M_t = 4,18 \text{KN.m}$

Travée 02 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,5 \times 6,19 = 3,09 \text{KN.m}$$

$$M_e = 0,15 \times 6,19 = 0,92 \text{KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,21) \times 6,19 ; 1,05 \times 6,19] - \frac{3,09 + 0,92}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,21}{2} \times 6,19$$

On prend : $M_t = 4,57 \text{KN.m}$

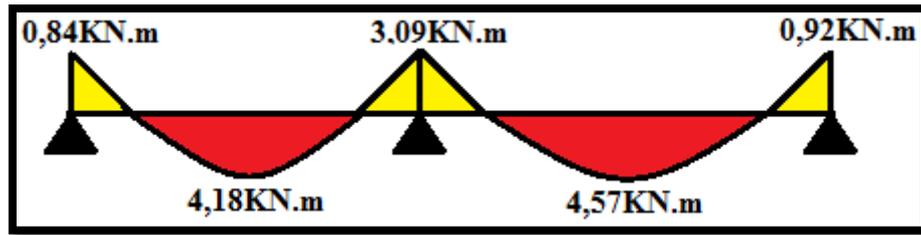


Figure 29: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

L'effort tranchant :

Travée 01 :

$$a = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{2,83+4,18}{0,84+4,18}}} = 1,48m \quad ; \quad b = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0,84+4,18}{2,83+4,18}}} = 1,76m$$

$$V_w = -2 \times \frac{0,84+4,18}{1,48} = -6,78 \text{ KN} \quad ; \quad V_e = -2 \times \frac{2,83+4,18}{1,76} = -7,96 \text{ KN}$$

Travée 02 :

$$a = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0,92+4,57}{3,09+4,57}}} = 1,84m \quad ; \quad b = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,09+4,57}{0,92+4,57}}} = 1,56m$$

$$V_w = -2 \times \frac{3,09+4,57}{1,84} = -8,32 \text{ KN} \quad ; \quad V_e = -2 \times \frac{0,92+4,57}{1,56} = -7,03 \text{ KN}$$

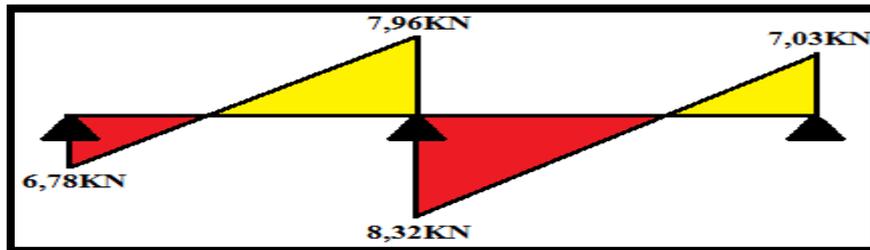


Figure 30: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.

2.6.3 Terrasse inaccessible :

À L'ELU :

Travée 01 :(C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,15 \times 8,35 = 1,25 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5 \times 8,35 = 4,17 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,13) \times 8,35 ; 1,05 \times 8,35] - \frac{1,25 + 4,17}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,13}{2} \times 8,35$$

On prend : $M_t = 6,05 \text{KN.m}$

Travée 02 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,5 \times 9,14 = 4,57 \text{KN.m}$$

$$M_e = 0,15 \times 9,14 = 1,37 \text{KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,13) \times 9,14 ; 1,05 \times 9,14] - \frac{4,57 + 1,37}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,13}{2} \times 9,14$$

On prend : $M_t = 6,63 \text{KN.m}$

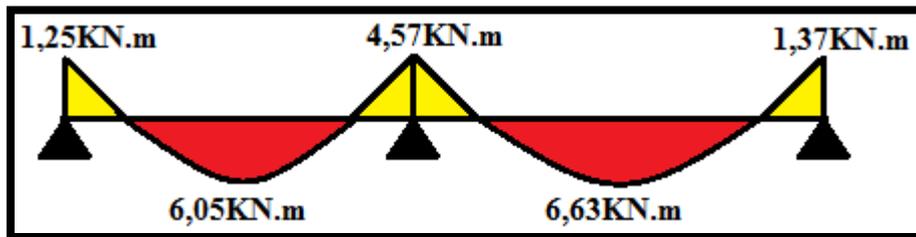


Figure 31: Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

L'effort tranchant :

Travée 01 :

$$a = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,17+6,05}{1,25+6,05}}} = 1,48 \text{m} ; b = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,25+6,05}{4,17+6,05}}} = 1,76 \text{m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{1,25+6,05}{1,48} = -9,86 \text{KN}; V_e = -2 \times \frac{4,17+6,05}{1,76} = -11,61 \text{KN}$$

Travée 02 :

$$a = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1,37+6,63}{4,57+6,63}}} = 1,84m ; b = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{4,57+6,63}{1,37+6,63}}} = 1,56m$$

$$V_w = -2 \times \frac{4,57+6,63}{1,84} = -12,17 \text{ KN} ; V_e = -2 \times \frac{1,37+6,63}{1,57} = -10,19 \text{ KN}$$

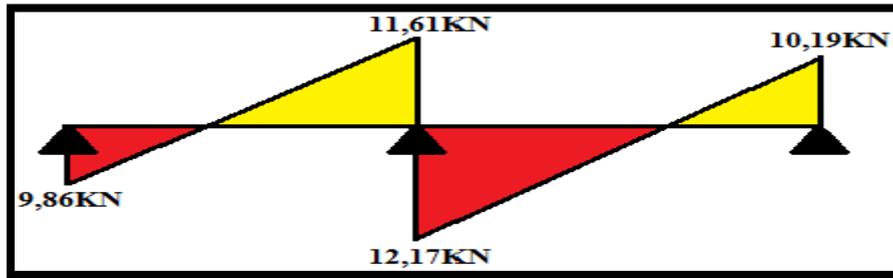


Figure 32: Diagramme d'effort tranchant à l'ELU.

À L'ELS :

Travée 01 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_w = 0,15 \times 6,09 = 0,91 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,5 \times 6,09 = 3,04 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,13) \times 6,09 ; 1,05 \times 6,09] - \frac{0,91 + 3,04}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,13}{2} \times 6,09$$

On prend : $M_t = 4,41 \text{ KN.m}$

Travée 02 : (C'est une travée de rive)

Les moments sur appuis :

$$M_t = 0,5 \times 6,67 = 3,34 \text{ KN.m}$$

$$M_e = 0,15 \times 6,67 = 1 \text{ KN.m}$$

Les moments aux travées :

$$M_t \geq \max [(1 + 0,3 \times 0,13) \times 6,67 ; 1,05 \times 6,67] - \frac{3,34 + 1}{2}$$

$$M_t \geq \frac{1,2 + 0,3 \times 0,13}{2} \times 6,67$$

On prend : $M_t = 4,83 \text{ KN.m}$

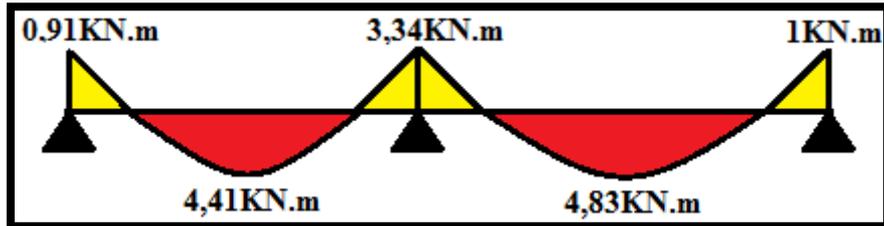


Figure 33: Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

L'effort tranchant :

Travée 01 :

$$a = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,04+4,41}{0,91+4,41}}} = 1,48\text{m} ; b = 3,25 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{0,91+4,41}{3,04+4,41}}} = 1,76\text{m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{0,91+4,41}{1,48} = -7,18\text{KN} ; V_e = -2 \times \frac{3,04+4,41}{1,76} = -8,46\text{KN}$$

Travée 02 :

$$a = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{1+4,83}{3,34+4,83}}} = 1,84\text{m} ; b = 3,4 \times \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3,34+4,83}{1+4,83}}} = 1,56\text{m}$$

$$V_w = -2 \times \frac{3,34+4,83}{1,84} = -8,88 \text{ KN} ; V_e = -2 \times \frac{1+4,83}{1,56} = -7,47 \text{ KN}$$

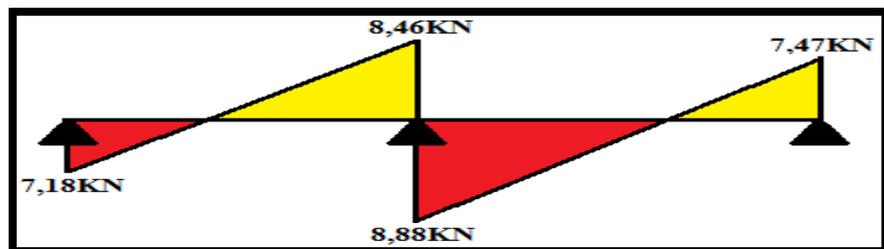


Figure 34: Diagramme d'effort tranchant à l'ELS.

Tableau 16: Récapitulatif des sollicitations à L'ELU/ ELS.

Niveau	Type	Moment fléchissant [KN.m]				Effort tranchant [KN]	
		Appui		Travée		ELU	ELS
		ELU	ELS	ELU	ELS		
Étage commercial	1	0	0	20,51	14,69	-16,76	-12
	2	-6,56	-4,62	10,67	7,50	-18,83	-13,24
	3	-12,84	-9,04	9,14	6,43	-19,99	-14,07
	4	-12,28	-8,65	7,40	5,21	18,66	13,14
	5	-14,91	-10,49	8,55	6,01	-20,68	-14,55
	6	-13,04	-9,34	10,91	7,82	-18,14	-12,99
RDC	3	-10,85	-7,71	7,32	5,15	17,52	12,34
	4	-11,83	-8,31	7,39	5,20	-18,67	-13,13
	6	-14,67	-10,32	10,86	7,78	-20,42	-14,36
Étage courant	1	0	0	17,81	12,89	-14,54	-10,53
	2	-4,28	-3,09	6,31	4,57	-11,51	-8,32
	3	-8,40	-6,08	5,97	4,32	-13,07	9,46
	4	-8,03	-5,81	4,84	3,50	12,19	8,83
	5	-9,62	-6,97	5,66	4,10	-13,38	-9,69
	6	-11,32	-8,20	9,48	6,86	-15,75	-11,40
Terrasse inaccessible	1	0	0	19,01	13,88	15,52	11,33
	2	-4,57	-3,34	6,63	4,83	-12,17	-8,88
	3	-8,95	-6,54	6,37	4,65	-13,94	-10,18
	4	-8,56	-6,25	5,16	3,77	13	9,50
	5	-10,26	-7,49	6,04	4,41	-14,27	-10,42
	6	-10,46	-7,62	8,76	6,38	-14,55	-10,60

2.7 Ferrailage des poutrelles :

Tableau 17: Récapitulatif des sollicitations à L'ELU/ ELS (poutrelle type 2).

Niveau	Moments fléchissant [KN.m]				Effort tranchant [KN]	
	Appui		Travée		ELU	ELS
	ELU	ELS	ELU	ELS		
Étage commercial	6,56	4,62	10,67	7,50	18,83	13,24
Étage courant	4,28	3,09	6,31	4,57	11,51	8,32
Terrasse inaccessible	4,57	3,34	6,63	4,83	12,17	8,88

2.7.1 Centre commercial :

À L'ELU :

En travée :

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $b= 60\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $h_t=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$

$M_u= 10,67 \text{ KN.m}$

Moments de référence :

$$M_r = b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \times \sigma_{bc}$$

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$d = 0,9h = 0,189\text{m}$$

Donc :

$$M_r = 0,6 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2}\right)$$

$$M_r = 0,0697 \text{ MN.m} = 69,7 \text{ KN.m}$$

On constate que: $M_u \leq M_r$

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{10,67 \times 10^{-3}}{0,6 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,035 < 0,186 \quad \rightarrow \text{Pivot A}$$

$A_u' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)

Position relative de la fibre neutre :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,045$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,982$$

Section d'armature :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} \text{ Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_u = \frac{10,67 \times 10^{-3}}{0,982 \times 0,189 \times 348}$$

$$A_u = 1,65 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T12=3,39cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

Donc :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,6 \times 0,189$$

$$A_{u \min} \geq 1,36 \times 10^{-4} m^2 = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{u \min} = 1,36 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Sur appui :

$$M_u = 6,56 \text{ KN.m}$$

On fait le calcul pour la même section

$$M_r = 69,7 \text{ KN.m} > M_u = 6,56 \text{ KN.m}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la dalle de compression, et la section en T sera calculée en flexion simple comme une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12 × 21) cm.

Moment ultime réduite :

$$\mu = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{6,56 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,108 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A_u' = 0 \quad (\text{Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,143$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,943$$

Section d'armature :

$$A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_u = \frac{6,56 \times 10^{-3}}{0,943 \times 0,189 \times 348}$$

$$A_u = 1,06 \text{ cm}^2$$

On adopte : **1T12+1T14=2,67 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{u \min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,12 \times 0,189$$

$$A_{u \min} \geq 0,27 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 0,27 \text{ cm}^2$$

$$A_u = 2,67 \text{ cm}^2 > A_{u \min} = 0,27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ CV}$$

Vérification à l'effort tranchant :

Selon le CBA93 d'article 5.1.1 :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \tau_{u \min} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \frac{18,83 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,189} \leq \tau_{u \min} = \min (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \tau_{u \min} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{ CV}$$

Calcul des armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \left(\frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_L \right)$$

$$\frac{h_t}{35} = \frac{210}{35} = 6 \text{ mm}$$

$$\frac{b_0}{10} = \frac{12}{10} = 1,2 \text{ mm}$$

$$\phi_L = 10 \text{ mm}$$

Donc : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

On adopte : $2T6=0,566\text{cm}^2$

Calcul d'espacement des cadres :

Selon le RPA99 version 2003 d'article 7.4.2.2 :

Zone nodale :

$$S_t \leq \min\{12\phi ; 30\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \min\{14,4\text{cm} ; 30\text{cm}\}$$

On prend : $S_t = 14\text{cm}$

Zone courante :

$$S_t' \leq \frac{h}{2} - \frac{21}{2} = 10,5\text{cm}$$

On prend : $S_t' = 10\text{cm}$

À L'ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc adm} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

En travée :

$$M_t = 7,50\text{KN.m}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A_u' \times d')$$

On a : $A_u' = 0 ; d' = 0$

Donc :

$$D = \frac{15}{60} \times 3,39 = 0,85\text{cm}$$

$$E = \frac{30}{60} \times 18,9 \times 3,39 = 32,04 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,85 + \sqrt{0,85^2 + 32,04} = 4,87 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y_1 - d')^2]$$

$$I = \frac{60 \times 4,87^3}{3} + [15 \times 3,39 \times (18,9 - 4,87)^2]$$

$$I = 12319,38 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{7,50 \times 10^2 \times 4,87}{12319,38} = 0,296 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Sur appui :

$$M_a = 4,62 \text{ KN.m}$$

On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$

Donc :

$$D = \frac{15}{12} \times 2,67 = 3,34 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{12} \times 18,9 \times 2,67 = 126,16 \text{ cm}^2$$

$$Y = -3,34 + \sqrt{3,34^2 + 126,16} = 8,38 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y_1 - d')^2]$$

$$I = \frac{12 \times 8,38^3}{3} + [15 \times 2,67 \times (18,9 - 8,38)^2]$$

$$I = 6786,27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4,62 \times 10^2 \times 8,38}{6786,27} = 0,57 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Tableau 18: Récapitulatif du ferrailage des poutrelles.

Niveau	Type	Section d'armature [cm ²]		Le choix			
		Appui	Travée	Appui	Travée		
Étage commercial	1	0	3,22	1T12+1T14=2,67cm ²	3T12=3,39cm ²		
	2	1,06	1,65				
	3	1,99	1,40				
	4	1,90	1,13				
	5	2,32	1,31				
	6	2,02	1,68				
RDC	3	1,67	1,12	1T12+1T14=2,67cm ²	3T12=3,39cm ²		
	4	1,83	1,13				
	6	2,28	1,67				
Étage courant	1	0	2,78			1T12+1T14=2,67cm ²	3T12=3,39cm ²
	2	0,68	0,97				
	3	1,29	0,91				
	4	1,23	0,74				
	5	1,48	0,86				
	6	1,75	1,46				
Terrasse inaccessible	1	0	2,97	2T12=2,26cm ²	3T12=3,39cm ²		
	2	0,72	1,02				
	3	1,38	0,97				
	4	1,31	0,79				
	5	1,58	0,92				
	6	1,61	1,35				

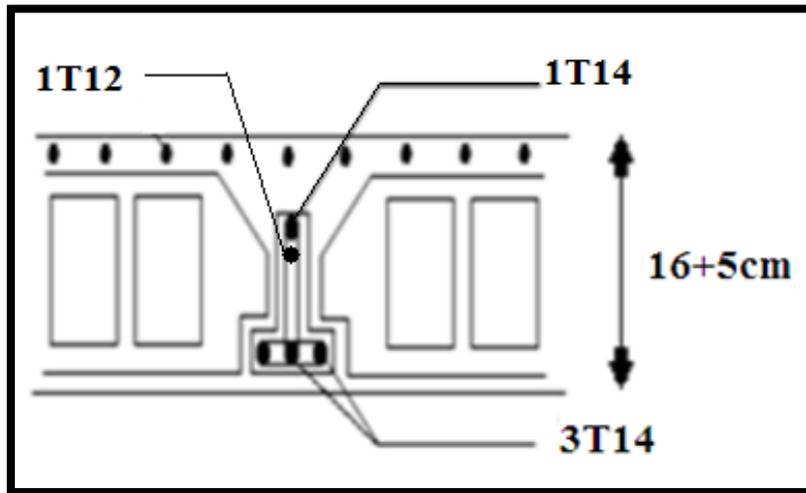


Figure 35: Schéma de ferrailage des poutrelles.

2.8 Ferrailage de la dalle de compression :

D'après le CBA93, le ferrailage de la dalle de compression d'épaisseur de 5cm doit être armée par un quadrillage dans lequel les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaire aux nervures.
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures.

$$50 \leq L_i \leq 80 \rightarrow A_1 = \frac{4L_i}{f_e}$$

$$L_i \leq 50 \rightarrow A_2 = \frac{200}{f_e}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

Avec :

A_1 : diamètre perpendiculaire aux poutrelles

A_2 : diamètre parallèle aux poutrelles

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1 = 60\text{cm}$)

$f_e = 520\text{MPa}$ (quadrillage de T.S.TIE 520)

Donc :

$$A_1 = \frac{4L_i}{f_e}$$

$$A_1 = \frac{4 \times 60}{520} = 0,46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_2 = \frac{A_1}{2}$$

$$A_2 = \frac{0,46}{2} = 0,23 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : 4T6=1,13cm²/ml

Donc ; pour la dalle de compression on adopte un treillis soudé de diamètre 5mm, dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

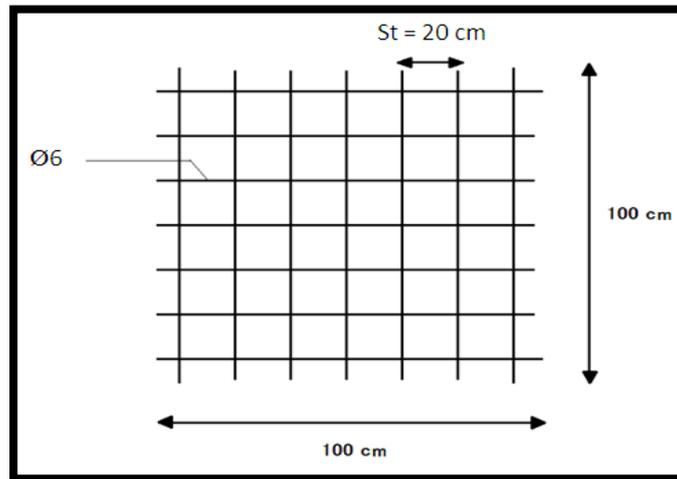


Figure 36: Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3. L'acrotère :

L'acrotère est une construction complémentaire sur la plancher terrasse ayant pour objectif d'étanchéité est destinée essentiellement à protéger les personnes contre la chute.

L'acrotère est système isostatique assimilable à une console encastrée au plancher terrasse, le calcul de l'acrotère se sollicite en flexion composé car il est soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à une main courante.

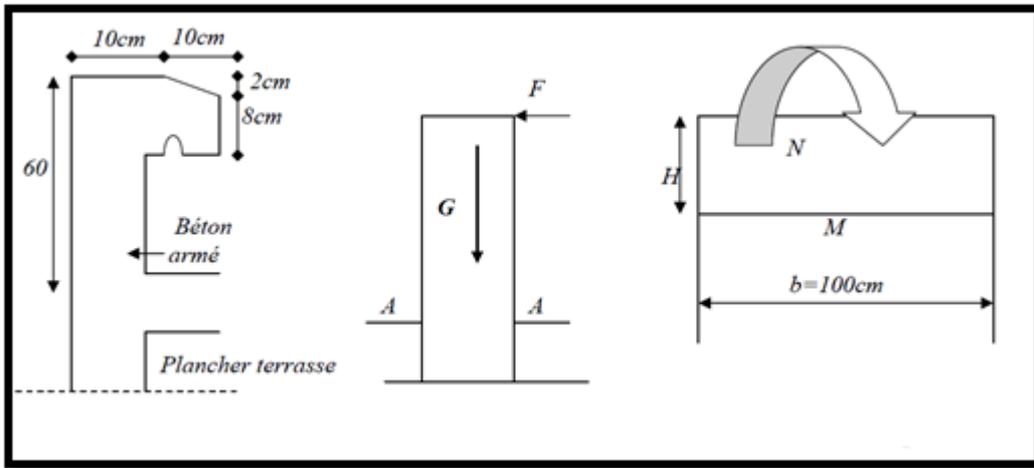


Figure 37: L'acrotère.

3.1 Étude de l'acrotère :

- La surface de l'acrotère :

$$S = (0,6 \times 0,1) + (0,08 \times 0,1) + \frac{0,02 \times 0,1}{2}$$

$$S = 0,069 \text{ m}^2$$

- Le poids propre de l'acrotère :

$$G = 0,069 \times 25$$

$$G = 1,725 \text{ KN/ml}$$

- La charge horizontale :

On détermine la force horizontale d'après le RPA99/v2003 d'article 6.2.3 agissant sur les éléments non structuraux.

$$F_p = 4 A C_p W_p$$

$A = 0,2$ coefficient d'accélération de la zone (zone IIa)

$W_p = 1,725 \text{ KN/ml}$ poids propre de l'acrotère

$C_p = 0,8 \text{ KN}$ facteur de la force horizontale

$$F_p = 4 \times 0,2 \times 0,8 \times 1,725$$

$$F_p = 0,828 \text{ KN/ml}$$

➤ **Combinaisons d'action :**

Le calcul se fait par rapport à l'encastrement :

À L'ELU :

Moment fléchissant :

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q \quad \text{avec} \quad M_G = 0$$

$$M_u = 1,5 \times F_p \times h$$

$$M_u = 1,5 \times 0,828 \times 0,6$$

$$M_u = 0,745 \text{ KN.m}$$

L'effort normal :

$$N_u = 1,35 w_p$$

$$N_u = 1,35 \times 1,725$$

$$N_u = 2,328 \text{ KN}$$

À L'ELS :

Moment fléchissant :

$$M_S = M_G + M_Q \quad \text{avec} : \quad M_G = 0$$

$$M_S = F_p \cdot h$$

$$M_S = 0,828 \times 0,6$$

$$M_S = 0,497 \text{ KN.ml}$$

L'effort normal :

$$N_S = w_p$$

$$N_S = 1,725 \text{ KN}$$

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Selon le CBA99 d'article A4.3.5 :

C'est la distance entre le centre de pression et le centre de gravité d'une section.

$$e = e_1 + e_2$$

e_1 : excentricité du 1^{er} ordre

e_2 : excentricité du 2^{er} ordre due au flambement

À L'ELU :

L'excentricité du 1^{er} ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec :

$$e_a = \max\left(2\text{cm} ; \frac{L}{250}\right)$$

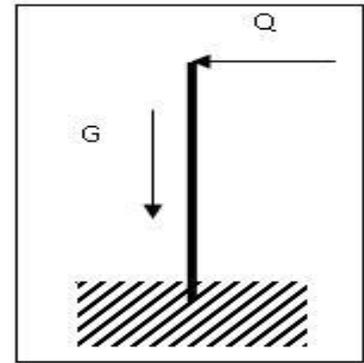


Figure 38: Actions sur l'acrotère.

$$e_a = \max(2\text{cm} ; \frac{60}{250})$$

Donc : $e_a = 0,02\text{m}$

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

Alors :

$$e_1 = \frac{0,745}{2,328} + 0,02$$

$$e_1 = 0,34\text{m}$$

➤ **Elancement géométrique :**

$$I_f = 2l_0$$

$$I_f = 2 \times 0,6 = 1,2\text{m}$$

I_f : La longueur de flambement

$$\frac{I_f}{h} < \text{Max} (15 ; 20 \frac{e_a}{h})$$

$$\frac{I_f}{h} = \frac{1,2}{0,1} < \text{max} (15 ; 20 \times \frac{0,34}{0,1})$$

$$\frac{I_f}{h} = 12 < 68$$

- $h = 10\text{cm}$; hauteur total de la section dans la direction du flambement.

L'excentricité du 2^{ème} ordre :

$$e_2 = \frac{3 \times I_f^2}{2 + (\alpha \times \theta)}$$

Avec :

- $\theta = 2$ (Le rapport de déformation finale du au fluage de la déformation instantanée).

$$\alpha = \frac{M_G}{M_Q + M_G} = \frac{W_p}{F_p + W_p}$$

$$\alpha = \frac{1,725}{0,828 + 1,725} = 0,67$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 1,2^2}{2 + (0,67 \times 2)}$$

$$e_2 = 0,014\text{m}$$

On adopte :

$$e = e_1 + e_2$$

$$e = 0,34 + 0,014 = 0,354\text{m}$$

Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :

$$N_u = 2,328 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e$$

$$M_u = 2,328 \times 0,354 = 0,824 \text{ KN.m}$$

On a :

$$d = 0,9h; \quad h = 10 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times 0,1 = 0,09 \text{ m}$$

d: La distance séparant la fibre la plus comprimée et les armatures inférieures.

$$e_a = e - \frac{d-h}{2}$$

$$e_a = 0,354 - \frac{0,09-0,1}{2}$$

$$e_a = 0,314 \text{ m}$$

e_a : distance entre les armatures inférieures et le centre de pression.

$$M_{ua} = N_u \times e_a$$

$$M_{ua} = 2,328 \times 0,314$$

$$M_{ua} = 0,731 \text{ KN.ml}$$

$$T_{u \max} = 1,5 \times F_p$$

$$T_{u \max} = 1,5 \times 0,828$$

$$T_{u \max} = 1,24 \text{ KN}$$

À L'ELS :

$$e_s = \frac{M_s}{N_s}$$

$$e_s = \frac{0,497}{1,725} = 0,29 \text{ m}$$

$$e_a = e_s - \frac{d-h}{2}$$

$$e_a = 0,29 - \frac{0,09-0,1}{2} = 0,25 \text{ m}$$

Donc :

$$M_{sa} = N_s \times e_a$$

$$M_{sa} = 1,725 \times 0,25$$

$$M_{sa} = 0,43 \text{ KN.m}$$

$$T_{u \max} = F_p = 0,828 \text{ KN}$$

3.2 Calcul du ferrailage :

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

Moment ultime agissant :

$$\mu = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{0,731 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,063 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A'_{u} = 0 \quad (\text{L'acier comprimé n'est pas nécessaire})$$

Section à simple armature :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,081$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,968$$

Donc :

$$A_{st} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times \sigma_s}$$

$$A_{st} = \frac{0,731 \times 10^{-3}}{0,968 \times 0,09 \times 348}$$

$$A_{st} = 0,24 \text{cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$\text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

Donc :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{21}{400} \times 1 \times 0,09$$

$$A_{st \min} \geq 1,09 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} > A_{st}$$

Donc le ferrailage choisit est : **4T8=2,01cm²**

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A_{st}}{4}$$

$$A_r = \frac{2,01}{4} = 0,502 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T6=1,13cm²

Calcul de l'espacement :

$$S_t = \min(3h ; 33\text{cm})$$

$$S_t = \min(30 ; 33\text{cm})$$

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

Contrainte de cisaillement :

Selon le CBA93 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} \leq \min\left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{1,24 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09} \leq \min(3,33\text{MPa} ; 5\text{MPa})$$

$$\tau_u = 0,013\text{MPa} \leq 3,33\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

À L'ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$$

On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$

Donc :

$$D = \frac{15}{100} \times 2,01 = 0,30 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \times 2,01 \times 9 = 5,42 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,30 + \sqrt{0,30^2 + 5,42} = 2,047 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15 \cdot A_u (d - Y)^2 + 15 \cdot A_u' (Y_1 - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 2,047^3}{3} + [15 \times 2,01 \times (9 - 2,047)^2]$$

$$I = 1743,49 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,497 \times 10^2 \times 2,047}{1743,49} = 0,058 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

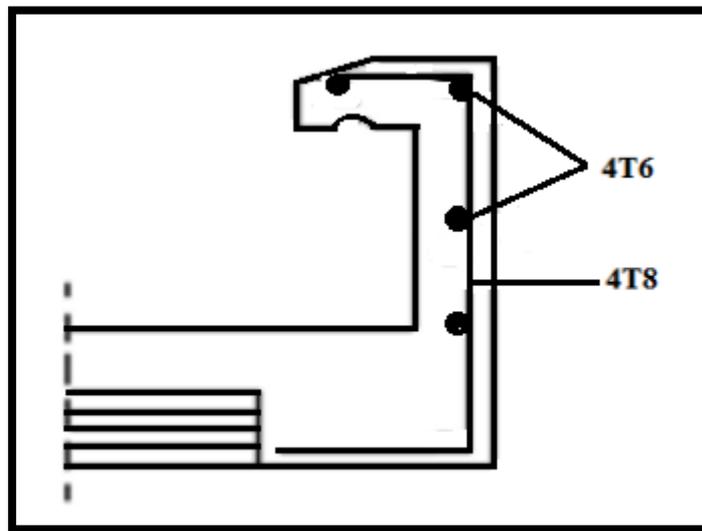


Figure 39: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

CHAPITRE V :
Etude dynamique

1. Introduction

On sait que le pire ennemie des constructions à prendre en compte est le mouvement du sol instantané : le Séisme, qui se définit comme étant une secousse du sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille, généralement préexistante.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

Pour cela et puisque notre bâtiment à étudier est implanté au Nord de l'Algérie qui est une partie susceptible d'être soumise à de forts tremblements de terre, et elle a été le théâtre de plusieurs séismes destructeurs et la seule prévention valable en zone à risque sismique est la construction parasismique, c'est-à-dire l'art de construire de manière telle que les bâtiments, même endommagés, ne s'effondrent pas.

Il est à noter que la présente étude sera menée sur l'analyse sismique de deux types de systèmes structurels du bâtiment :

- ✓ Système portique contreventé par voiles.
- ✓ Système trumeaux (voiles/dalles pleines).

2. Choix de la méthode de calcul :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

2.1 Méthode statique équivalente :

C'est évident qu'on peut utiliser la méthode dynamique directement mais le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/v2003) recommande une vérification c'est que l'effort tranchant à la base obtenu par la méthode modale spectrale doit être supérieur à 80% de

l'effort tranchant à la base obtenu par la méthode statique équivalente. (Revoir RPA99/2003 Article.4. 3.6).

La méthode statique équivalente consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante ;
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

2.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a. Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation (chapitre III, paragraphe 3.5) avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- b. Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires suivantes :

Zone I :

- Tous groupes.

Zone IIa :

- Groupe d'usage 3.
- Groupes d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

Zone IIb et III :

- Groupes d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08 m.

2.2 Les Méthodes Dynamique :

- a. Conditions d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

- b. *La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :*

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Notre structure ne répond pas aux conditions exigées par le RPA99/version2003 pour pouvoir utiliser la méthode statique équivalente, donc le calcul sismique se fera par **la méthode d'analyse modale spectrale.**

3. Classification de l'ouvrage selon les RPA99 / Version 2003

La classification des ouvrages se fait sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya d'Ain Témouchent donc en zone IIa.
- Notre bâtiment est à usage multiple (habitation collective et centre commercial) classé dans le Groupe 1B.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol rocheux de catégorie S1.

4. Méthode d'analyse modale spectrale :

4.1 Principe :

Elle consiste de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

4.2 Modélisation :

La conception des structures en génie civil est une tâche complexe qui prend un temps très considérable, pour cela le recours à l'informatique est très bénéfique. Pour notre projet on a choisi de travailler par le logiciel ETABS 9.7.4 à cause de la difficulté et la complexité des

calculs manuel des efforts internes (Moments, efforts normaux...etc.) dans les éléments structuraux ; en plus, nous avons estimé que l'étude des méthodes appliquées par ETABS nous permettra d'acquérir plus de connaissances qui vont compléter notre formation à l'université, afin de voir l'applicabilité de nos DTR en utilisant ce programme.

4.3 Description du logiciel ETABS :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.



Figure 40:logiciel Etabs version 9.6

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, ETABS offre un avantage certain par rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charges automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

4.4 Spectre de réponse de calcul :

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article : 4.3.3 du RPA 99 / version 2003 :

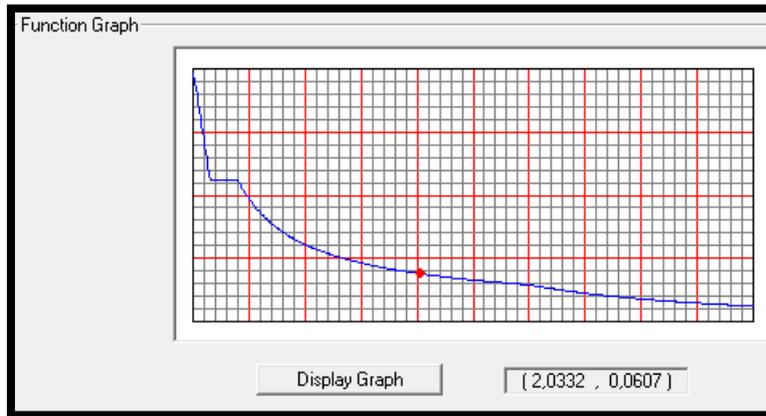


Figure 41: Diagramme du spectre de réponse (programme de l’RPA).

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ \frac{S_a}{g} = & \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta \left(1,25A \right) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{array} \right.$$

A : coefficient d’accélération de zone

η : Coefficient de correction d’amortissement

Q : facteur de qualité.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R : coefficient de comportement.

4.4.1 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

Le terme spectre de réponse désigne une accélération maximale d’un oscillateur simple en fonction de sa période propre et de son amortissement critique permettant ainsi de déterminer, selon les fréquences caractéristiques des bâtiments et des équipements, l’accélération (et donc la force) maximale à laquelle ils seraient soumis.

Comme expliqué dans le RPA99v2003, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un

spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Pour déterminer le spectre de réponse, on doit calculer plusieurs paramètres qui sont :

a. Coefficient d'accélération du sol « A » :

Coefficient qui dépend de la zone sismique du site et le groupe d'usage de l'ouvrage illustrée dans le tableau ci-dessous (RPA99v2003. Tableau4.1)

Implantation a Ain Temouchent : Zone IIa

Ouvrage de type d'habitation et commerce : Groupe d'usage 1B.

Tableau 19: Coefficient d'accélération de zone « A ».

Groupe d'usage	Zone de sismicité			
	I	IIa	IIb	III
1A	0,15	0,25	0,30	0,40
1B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Donc : A=0,20.

b. Facteur d'amplification dynamique moyen « D » :

Dépend de la catégorie de site ; du facteur de correction d'amortissement η et de la période fondamentale de la structure **T**.

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & \text{si } T \geq 3,0s \end{cases}$$

• Calcul de la période T1 et T2 :

Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, la catégorie du site est « Sol rocheux » Notée « S1 », Et en se référant au tableau 4.7 du RPA99v2003, la période caractéristique associée à la catégorie de site est :

→ **T₁ = 0,15 s.**

→ $T_2 = 0,40$ s.

- *Estimation de la période fondamentale de la structure :*

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

On utilise la formule 4.6 de l'RPA99/V2003 :

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

→ $h_N = 40,80$ m pour le système portiques.

→ $h_N = 39,78$ m pour le système trumeau.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

- ✓ Pour le système structurel portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie : $C_T = 0,05$.

Alors : $T = 0,05 \times (40,80)^{3/4}$

$$T = 0,807 \text{ s}$$

Pour le système structurel trumeau : contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie : $C_T = 0,05$.

Alors : $T = 0,05 \times (39,78)^{3/4}$

$$T = 0,791 \text{ s}$$

Pour ce type de contreventement, on peut également utiliser la formule (4.7):

$$T = 0,09 \times \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée. Pour notre structure on considère qu'on a la même dimension selon les deux directions longitudinale et transversale.

→ Système portiques :

$$T_x = T_y = 0.09 \times \frac{40,80}{\sqrt{27,96}}$$

$$T_x = T_y = 0,7s$$

→ Système trumeaux :

$$T_x = T_y = 0.09 \times \frac{39,78}{\sqrt{27,96}}$$

$$T_x = T_y = 0,68s$$

Le même article (4.2.4) stipule de prendre la valeur la plus petite entre les deux pour chaque direction de calcul considérée :

Tableau 20: Récapitulation des périodes empiriques et analytiques des deux systèmes.

Période	T _x (s)	T _y (s)
Système portiques	0,7	0,7
Système trumeaux	0,68	0,68

- Calcul du facteur de correction d'amortissement η :

D'après la formule 4.3 du RPA : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7$

Avec ξ : Pourcentage d'amortissement critique qui dépend de plusieurs paramètres, tirée du tableau 4.2 du RPA99v2003 :

Le cas échéant est : voile ou murs \Rightarrow béton arme /maçonnerie :

Alors : $\xi = 10 \%$

Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7$

Puisque : $T_2 \leq T \leq 3,0s \rightarrow D = 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3}$

→ Système portiques : $D = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,4}{0,7}\right)^{2/3}$

$$D = 1,308$$

→ Système portiques : $D = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,4}{0,68}\right)^{2/3}$

$D = 1,333$

• **Coefficient de comportement globale de la structure « R » :**

Coefficient indiquant le type de contreventement adopté dans les deux directions d'une structure, sa valeur est donnée dans le tableau (4.3) du RPA99v2003 :

Cas des portiques contreventés par des voiles en béton armé : **R=4.**

Cas des voiles porteurs : **R=3,5.**

• **Facteur de qualité Q :**

Ce sont des critères de qualité que les structures doivent satisfaire pour éviter la pénalité, elle est, comme l'explique l'RPA99v2003 en fonction de quelque paramètres à vérifier sa validation : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

Vérification des critères de qualité p_q :

Tableau 21: Valeurs des pénalités P_q

Critère de qualité Q	P _q			
	Suivant XX		Suivant YY	
	Observé	N/Observé	Observé	N/Observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	/	0	/
2. Redondance en plan	0	/	0	/
3. Régularité en plan	/	0,05	/	0,05
4. Régularité en élévation	0	/	0	/
5. Contrôle de la qualité des matériaux	/	0,05	/	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	/	0,10	/	0,10

Donc : $Q_x = Q_y = 1 + 0,2 = 1,2.$

❖ **Résumé des résultats obtenus :**

Les différents paramètres du spectre de réponse sont assemblés dans le tableau suivant :

Tableau 22:Résumé des paramètres du spectre de réponse pour les deux systèmes.

Systèmes	A	R	D _{x,y}	Q _{x,y}	Site	η	ε(%)	T ₁ (s)	T ₂ (s)	T(s)
Portiques	0,20	4	1,308	1,2	Sol rocheux S1	0,76	10	0,15	0,40	0,70
Trumeaux	0,20	3,5	1,333	1,2		0,76	10	0,15	0,40	0,68

5. Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA99/version2003 (article 4.3.4 -a) :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- ❖ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- ❖ Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure. Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.
- ❖ Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que : $k \geq 3\sqrt{N} T_k \leq 0,2 \text{ sec.}$

6. Analyse du comportement structurel du « système portiques/voiles » :

6.1 Analyse modale de la structure :

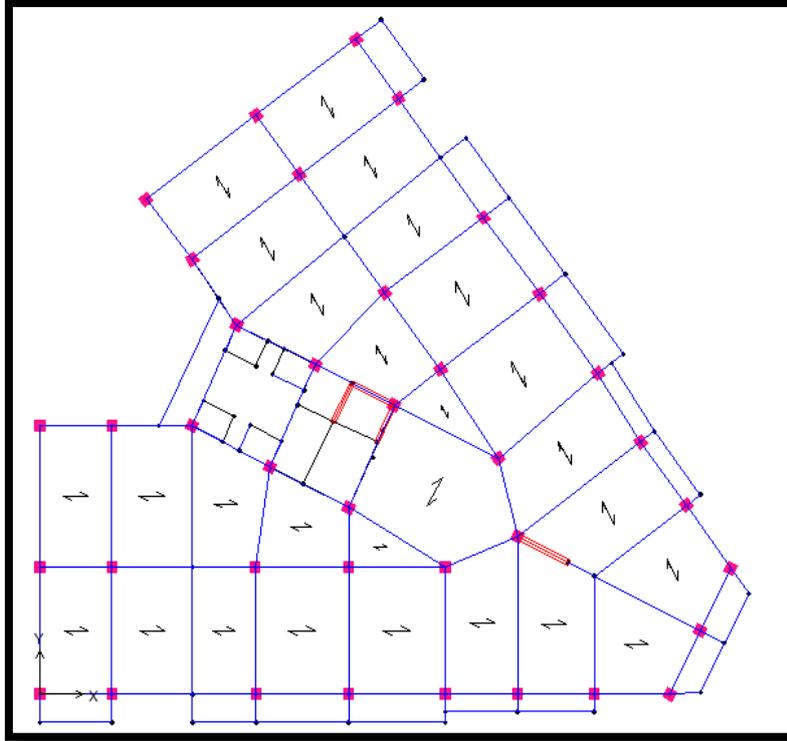


Figure 42: Disposition des poteaux du sous-sol.

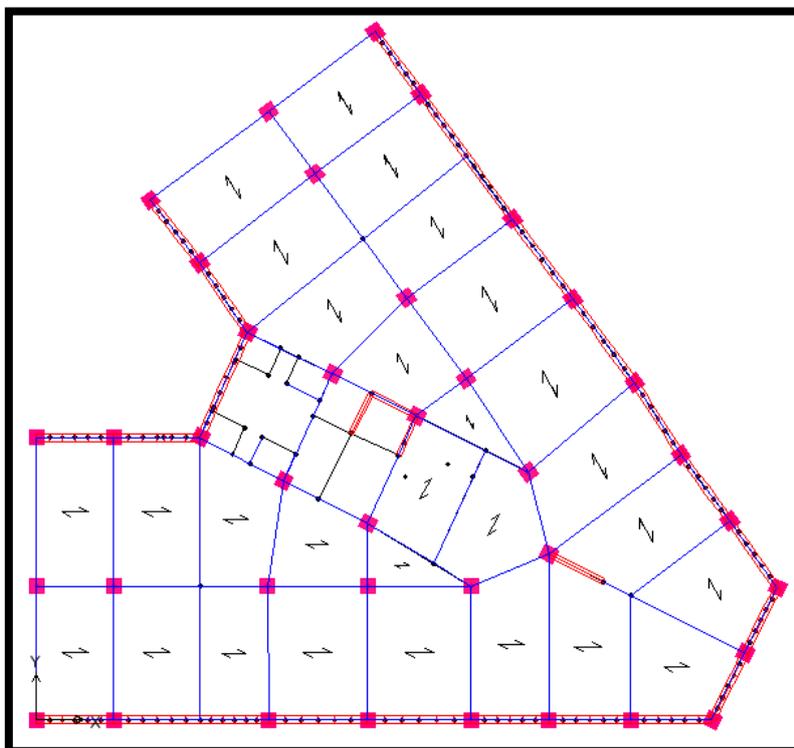


Figure 43 : Disposition des poteaux et des voiles périphériques du sous-sol

L’RPA99/Versions 2003 préconise (Art 4.2.4.4), qu’il faut que la valeur de T_D calculée par la méthode numérique (ETABS), ne dépasse pas la valeur T_S estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30 %.

$$1,3 T_S \geq T_D$$

- ✓ T_D : la période analytique de la structure
- ✓ T_S : La période empirique de la structure

Donc on lance une analyse sur le modèle qui représente juste la disposition des poteaux et les voiles périphériques sans voiles de contreventement et on compare les résultats de la période :

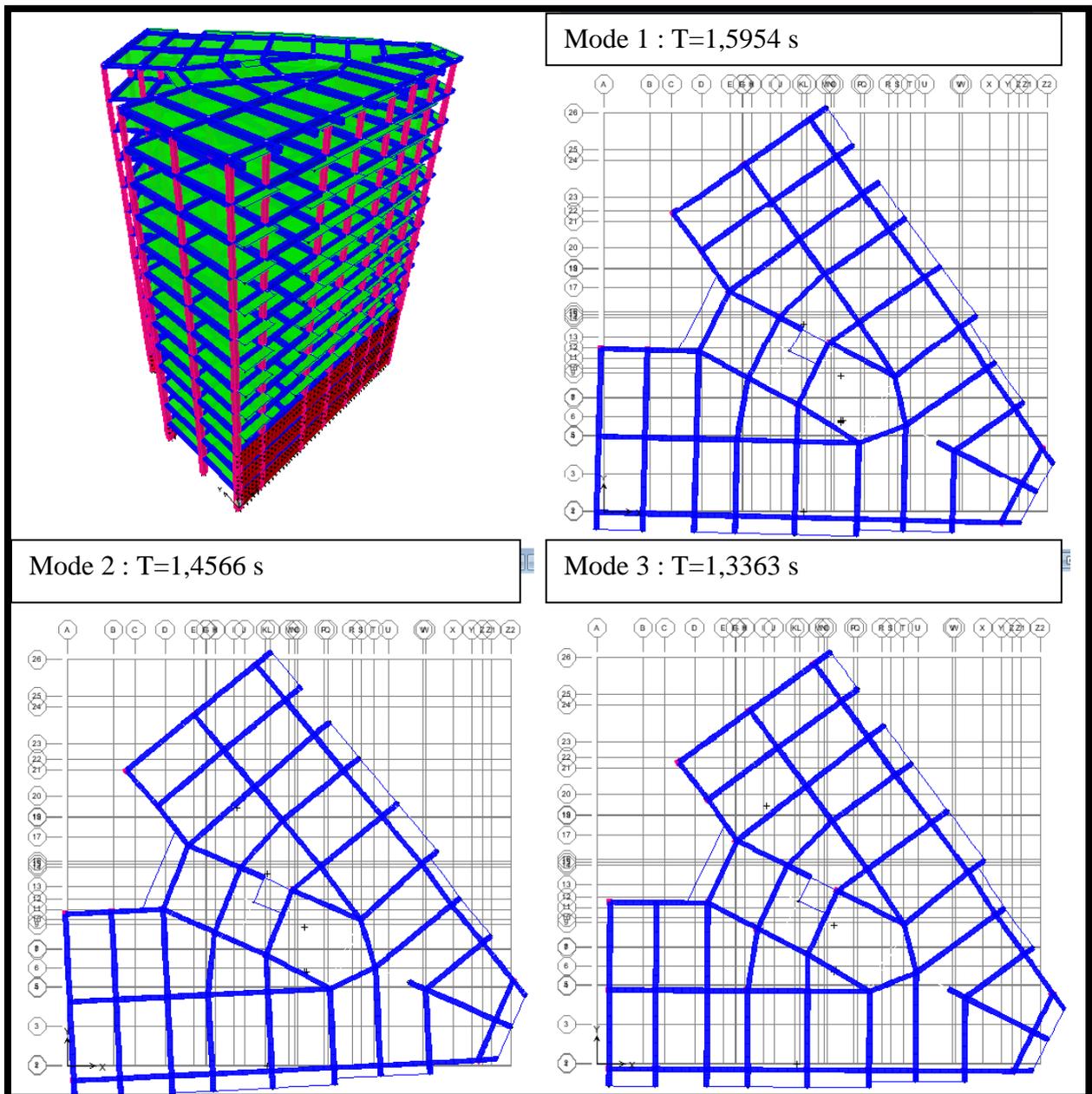


Figure V-4 : Comportement des modes 1, 2 et 3

✓ **Résultats relatives à l'analyse modale sans voiles de contreventements :**

- 1) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe « XX' » avec une torsion autour de l'axe « ZZ' ».
- 2) Le deuxième mode est un mode de torsion pure autour de l'axe « ZZ' ».
- 3) Le troisième mode est un mode de translation.

✓ **La période**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période analytique :

$$T_D = 1,5954 \text{ s}$$

Nous avons :

$$1,3 \times T_S = 1,3 \times 0,7 = 0,91 > T_D = 1,5954 \text{ s} \rightarrow \text{CNV.}$$

Résultats : Le bâtiment ne vérifie pas les conditions de RPA99V2003.

Donc on doit proposer une disposition préliminaire des voiles de contreventement pour satisfaire les conditions de sécurité exigée par l'RPA99/V2003

6.2 Dispositions des voiles

L'étude sismique de notre structure envisage par plusieurs variantes pour avoir le modèle le plus fiable.

- A. Chacune de ces variantes est définie par le choix d'une certaine disposition des voiles qui sont répartis au centre et aux extrémités du bâtiment, en respectant la symétrie en plan.
- B. Les éléments de structure : poteaux, voiles périphériques, poutres et planchers restent inchangés pour les différentes variantes.

La disposition des voiles sont réparties au centre et aux extrémités du bâtiment en tenant compte de la symétrie.

La disposition des voiles doit être étudiée de la meilleure façon possible. Pour cela, en respectant les recommandations de l'RPA99/v2003 concernant :

- La disposition des voiles doit être symétrique de façon à minimiser les excentricités qui peuvent engendrer des torsions comme modes fondamentaux.
- La disposition des voiles doit être continue sur toute la hauteur du bâtiment.

- Le coté économique et architecturale des bâtiments doit être considéré.

Les différentes variantes sont les suivantes :

6.2.1 Variante 01 :

On propose une disposition préliminaire des voiles d'épaisseur 20 cm pour avoir un meilleur comportement.

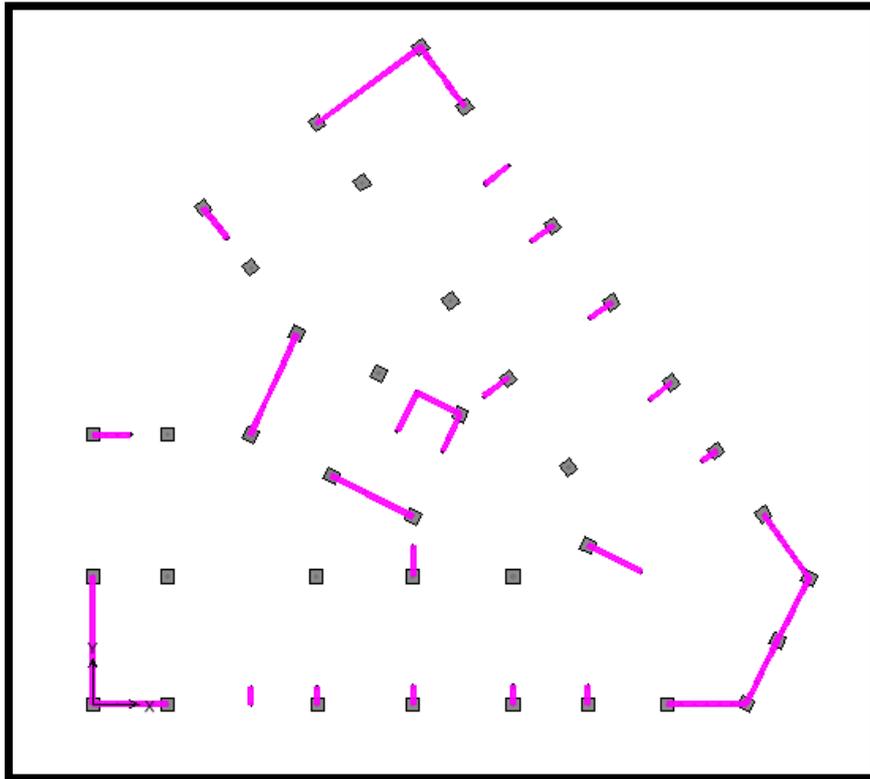


Figure 44: Disposition des voiles de contreventements (variante 1 pour les portiques/voiles).

Une analyse dynamique modale est effectuée et le nouveau comportement de la structure suivant la variante 01 est le suivant :

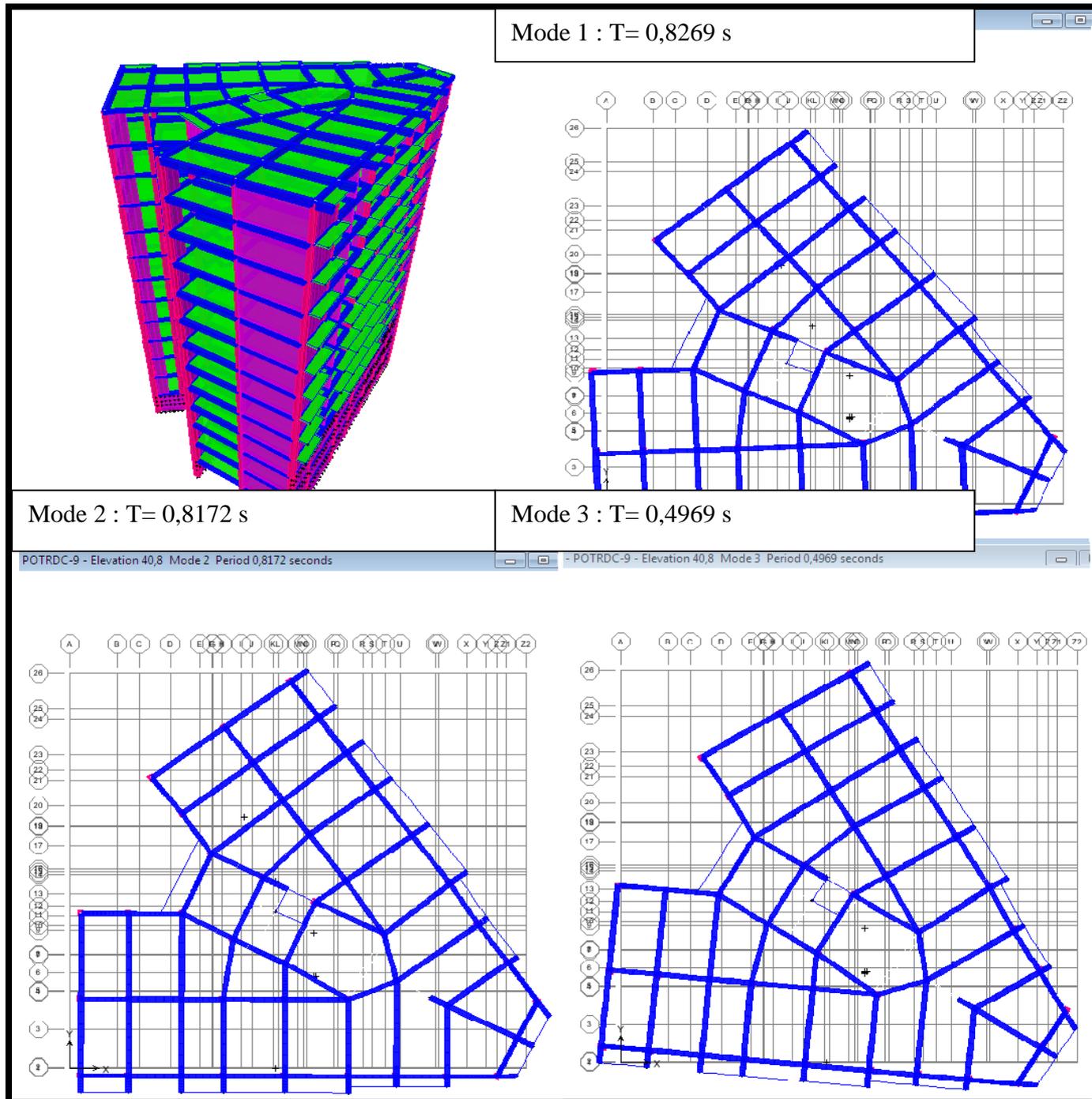


Figure 45: Comportement des modes 1, 2 et 3 de la variante1 du portiques/voiles.

✓ **Résultats relatives à la variante 01 :**

- 1) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe « YY' » par un angle.
- 2) Le deuxième mode est un mode de translation l'axe « XX' » par un angle.
- 3) Le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe « ZZ' ».

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période analytique :

$$T_D = 0,8269 \text{ s}$$

Nous avons:

$$1,3 \times T_S = 1,3 \times 0,7 = 0,9 > T_D = 0,8269\text{s} \rightarrow \text{CV.}$$

Tableau 23: Période et facteur de participation massique (variante 01) portiques/voiles.

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Période (S)	Masses effectives					
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,826861	21,1381	36,5385	6,9733	21,1381	36,5385	6,9733
2	0,81716	34,5814	23,604	0,1081	55,7195	60,1426	7,0813
3	0,496871	1,9549	2,8216	53,4035	57,6744	62,9642	60,4848
4	0,206398	0,2896	16,9063	0,7525	57,964	79,8705	61,2373
5	0,203286	16,4475	0,4867	0,4144	74,4115	80,3573	61,6517
6	0,117776	0,0707	0,6812	18,3191	74,4823	81,0384	79,9708
7	0,093979	2,4296	4,6358	0,401	76,9119	85,6742	80,3718
8	0,091272	6,1025	2,1537	0,168	83,0144	87,828	80,5398
9	0,059168	3,1559	0,0494	1,5787	86,1703	87,8774	82,1185
10	0,057895	0,8802	2,7024	1,2678	87,0505	90,5798	83,3863
11	0,053389	2,2793	1,1737	4,9499	89,3298	91,7536	88,3362
12	0,042279	3,7784	0,6664	0,0113	93,1082	92,4199	88,3475

Résultats : d'après le tableau ci-dessus On remarque qu'on a un couplage entre les modes, c'est pour cela qu'on propose une autre variante pour diminuer le plus possible la distance entre le centre de torsion et le centre de masse.

Afin d'améliorer le comportement dynamique, on passe par une autre variante.

6.2.2 Variante 02 :

Pour cette variante en ajoutant d'autres voiles et aussi on augmente l'épaisseur de ses derniers jusqu'à 25 cm.

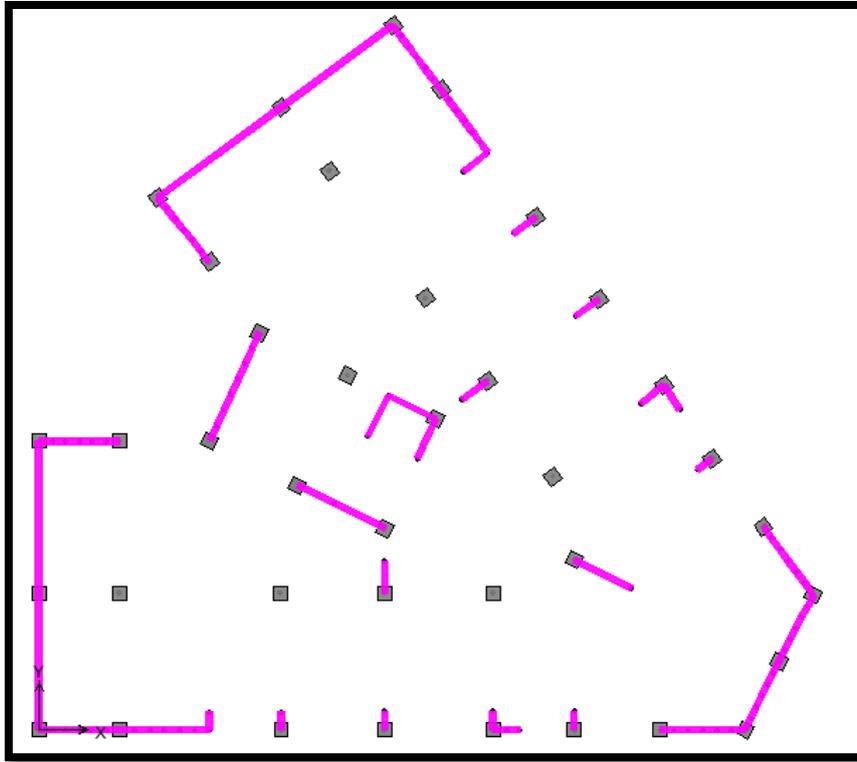


Figure 46: Disposition des voiles de contreventements (variante 02) portiques/voiles.

Après cette dernière modification, on relance l'analyse modale spectrale et on obtient les résultats suivants :

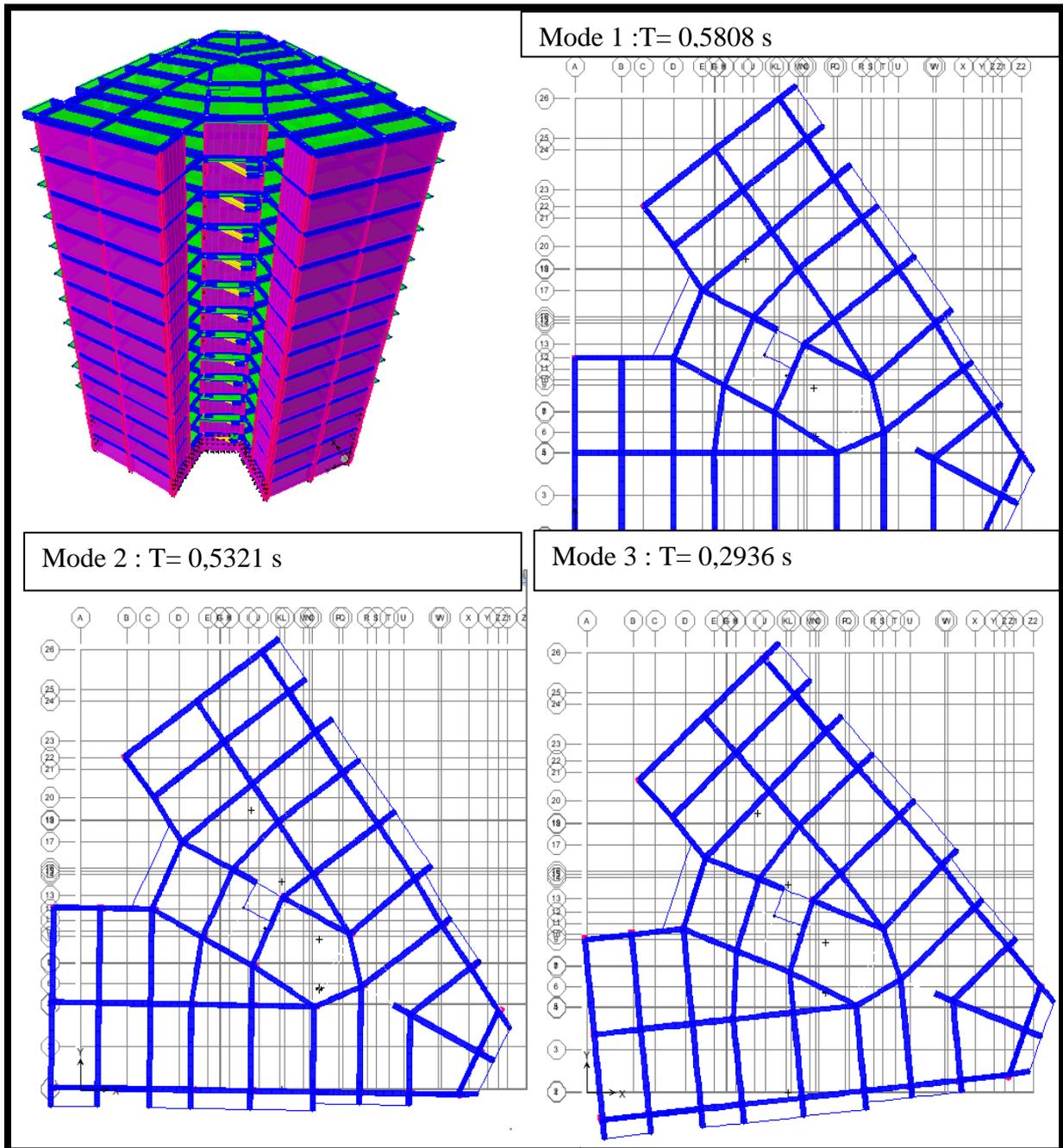


Figure 47: Comportement des modes 1, 2 et 3 de la variante 02 du portiques/voiles.

Résultats relative à la variante 02 :

- 1) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe « YY' ».
- 2) Le deuxième mode est un mode de translation selon l'axe « XX' »
- 3) Le troisième mode est un mode de torsion.

✓ **La période**

La période analytique donnée par l'ETABS après les modifications est la suivante :

$$T_D = 0,5808 \text{ s}$$

Nous avons :

$$1,3 \times T_S = 1,3 \times 0,7 = 0,91 > T_D = 0,5808 \text{ s} \rightarrow \text{CV.}$$

✓ Nombre des modes considérées.

$$k \geq 3 \cdot \sqrt{13} \text{ Donc : } k \geq 10$$

On prend 12 modes

Les résultats obtenus par la variante 02, sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 24: Période et facteur de participation massique (variante 02) du portiques/voiles.

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Période (S)	Masses effectives					
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,58075	0,3792	58,0223	4,2366	0,3792	58,0223	4,2366
2	0,532105	59,6455	0,1898	0,3305	60,0247	58,212	4,5672
3	0,293603	0,9397	6,8911	59,1507	60,9645	65,1032	63,7179
4	0,140979	4,6499	13,2794	0,742	65,6144	78,3826	64,4598
5	0,131347	14,6091	4,4281	2,0107	80,2235	82,8107	66,4705
6	0,080508	0,5614	2,4828	16,0685	80,7849	85,2934	82,539
7	0,067596	5,0697	2,4887	0,0014	85,8547	87,7821	82,5404
8	0,062232	2,9201	2,5814	4,2779	88,7748	90,3635	86,8183
9	0,044341	4,1072	0,867	0,0021	92,882	91,2305	86,8204
10	0,04255	0,5654	2,8278	0,2304	93,4474	94,0583	87,0508
11	0,038304	0,2098	0,1084	5,9576	93,6572	94,1667	93,0083
12	0,032668	2,0566	0,8725	0,0469	95,7139	95,0392	93,0552

Résultats : d'après le tableau ci-dessus, on constate que le comportement dynamique est amélioré suivant la variante 02

Donc on garde cette dernière variante pour le reste de cette étude.

6.3 Analyse sismique de la structure portiques/voiles :

6.3.1 Résultante des forces sismiques à la base V_t :

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_D < 0,8 V_S$.

Si $V_D < 0,80 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) par le rapport $0,8 \frac{V_S}{V_D}$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau 25: Comparaison entre l'effort tranchant statique et dynamique de portiques/voiles.

V (KN)	V statique (KN)	V dynamique (KN)	0,8 V_{Statique}	$V_D < 0,8 V_S$
V_X	7854,76	10213,26	6283,808	CV
V_Y	7854,76	9401,14	6283,808	CV

6.3.2 Justification vis-à-vis la sollicitation normale :

Pour limiter le risque de rupture des éléments verticaux (poteau) sous l'action du séisme, la condition suivante indiquée dans l'article (7.4.3.1) doit être vérifiée :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul

B_c : section brute du poteau

f_{c28} : Résistance de béton à la compression à 28 jours.

Si la condition n'est pas vérifiée sur un des éléments d'un étage, cela veut dire que l'élément en question en termes de section est menacé par une rupture fragile doit être changer

La vérification sur poteau se fait par les combinaisons suivantes :

$$G + Q + E$$

$$0,8 G \pm E$$

Avec :E : Composante sismique

Remarque :

On applique cette vérification sur le poteau central du sous-sol de 60x60cm² comme un exemple de calcul :

$$v = \frac{3388,77}{3600 \times 25} = 0,03 < 0,3 \rightarrow \text{CV}$$

Le tableau ci-après résume les calculs de tous les poteaux des différents étages :

Tableau 26: Justification des poteaux vis-à-vis l'effort normal réduit.

Niveaux des poteaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}}$	V<0,3	Section des poteaux (cm ²)
Sous-sol	3388,77	3600	0,0376	CV	60x60
Entre sol 1	3036,74	3600	0,0337	CV	60x60
Entre sol 2	3266,13	3025	0,0431	CV	55x55
RDC	2795,92	3025	0,0369	CV	55x55
1 ^{er} Etage	2091,86	2500	0,0334	CV	50x50
2 ^{eme} Etage	1817,27	2500	0,0290	CV	50x50
3 ^{eme} Etage	1554,37	2025	0,0307	CV	45x45
4 ^{eme} Etage	1308,82	2025	0,0258	CV	45x45
5 ^{eme} Etage	1073,50	1600	0,0268	CV	40x40
6 ^{eme} Etage	852,75	1600	0,0213	CV	40x40
7 ^{eme} Etage	640,16	1225	0,0209	CV	35x35
8 ^{eme} Etage	436,70	1225	0,0142	CV	35x35
9 ^{eme} Etage	239,2	1225	0,0078	CV	35x35

6.3.3 Vérification des déplacements

Selon le RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à: $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Ces déplacements sont limités à la valeur : 0,1% H_{étage}

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4). Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 27: Vérification des déplacements du système portiques/voiles (sens XX).

Niveau	DriftX(10 ⁻³)	He(m)	$\delta_{kx}(10^{-3})$	R	$\Delta_{kx}(10^{-3})$	1%He	Vérification
E9	0,575	3,06	1,759	4	7,036	0,0306	CV
E8	0,596	3,06	1,824	4	7,296	0,0306	CV
E7	0,611	3,06	1,869	4	7,476	0,0306	CV
E6	0,618	3,06	1,891	4	7,564	0,0306	CV
E5	0,612	3,06	1,873	4	7,492	0,0306	CV
E4	0,592	3,06	1,812	4	7,248	0,0306	CV
E3	0,556	3,06	1,701	4	6,804	0,0306	CV
E2	0,500	3,06	1,530	4	6,120	0,0306	CV
E1	0,426	3,06	1,304	4	5,216	0,0306	CV
RDC	0,307	3,06	0,939	4	3,756	0,0306	CV
ES2	0,197	3,40	0,669	4	2,676	0,034	CV
ES1	0,091	3,40	0,309	4	1,236	0,034	CV
SS	0,053	3,40	0,180	4	0,720	0,034	CV

Tableau 28 : Vérification des déplacements du système portiques/voiles (sens YY).

Niveau	DriftY(10 ⁻³)	He(m)	δ _{ky} (10 ⁻³)	R	Δ _{ky} (10 ⁻³)	1%He	Vérification
E9	0,798	3,06	2,442	4	9,768	0,0306	CV
E8	0,820	3,06	2,509	4	10,038	0,0306	CV
E7	0,830	3,06	2,539	4	10,156	0,0306	CV
E6	0,829	3,06	2,537	4	10,148	0,0306	CV
E5	0,814	3,06	2,491	4	9,964	0,0306	CV
E4	0,782	3,06	2,393	4	9,572	0,0306	CV
E3	0,733	3,06	2,243	4	8,972	0,0306	CV
E2	0,664	3,06	2,032	4	8,128	0,0306	CV
E1	0,576	3,06	1,763	4	7,052	0,0306	CV
RDC	0,458	3,06	1,401	4	5,604	0,0306	CV
ES2	0,285	3,40	0,969	4	3,876	0,0340	CV
ES1	0,121	3,40	0,411	4	1,644	0,0340	CV
SS	0,06	3,40	0,204	4	0,816	0,0340	CV

6.3.4 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du second ordre dus aux forces de gravité peuvent être négligés si, à chaque niveau

(n), la condition suivante est satisfaite :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times H_k} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

H_k: hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 29: Justification vis à vis de l'effet P-Δ du système portiques/voiles (sens XX).

Niveau	P _k	Δ _{kx} (10 ⁻³)	V _k	He(m)	ε _k <0,1	Vérification
E9	11394,81	7,038	1930,81	3,06	0,0135	CV
E8	22498,74	7,295	3471,1	3,06	0,0154	CV
E7	33554,42	7,478	4672,45	3,06	0,0175	CV
E6	44757,27	7,564	5686,07	3,06	0,0194	CV
E5	55960,12	7,491	6558,13	3,06	0,0208	CV
E4	67329,75	7,246	7314,31	3,06	0,0217	CV
E3	78699,38	6,805	7970,09	3,06	0,0219	CV
E2	90255,43	6,120	8544,72	3,06	0,0211	CV
E1	101811,48	5,214	9028,88	3,06	0,0192	CV
RDC	113573,56	3,757	9413,39	3,06	0,0148	CV
ES2	126159,45	2,679	9747,01	3,4	0,0101	CV
ES1	139689,84	1,238	10072,21	3,4	0,0050	CV
SS	153637,04	0,721	10267,37	3,4	0,0031	CV

Tableau 30: Justification vis à vis de l'effet P-Δ du système portiques/voiles (sens YY).

Niveau	P _k	Δ _k (10 ⁻³)	V _k	He(m)	ε _k <0,1	Vérification
E9	11394,81	9,768	1720,85	3,06	0,0211	CV
E8	22498,74	10,037	3149,67	3,06	0,0234	CV
E7	33554,42	10,159	4267,02	3,06	0,0261	CV
E6	44757,27	10,147	5195,4	3,06	0,0285	CV
E5	55960,12	9,963	5989,4	3,06	0,0304	CV
E4	67329,75	9,572	6671,41	3,06	0,0315	CV
E3	78699,38	8,972	7281,62	3,06	0,0316	CV
E2	90255,43	8,127	7837,19	3,06	0,0305	CV
E1	101811,48	7,050	8313,74	3,06	0,0282	CV
RDC	113573,56	5,606	8713,87	3,06	0,0238	CV
ES2	126159,45	3,876	9069,91	3,4	0,0158	CV
ES1	139689,84	1,646	9352,21	3,4	0,0072	CV
SS	153637,04	0,816	9504,62	3,4	0,0038	CV

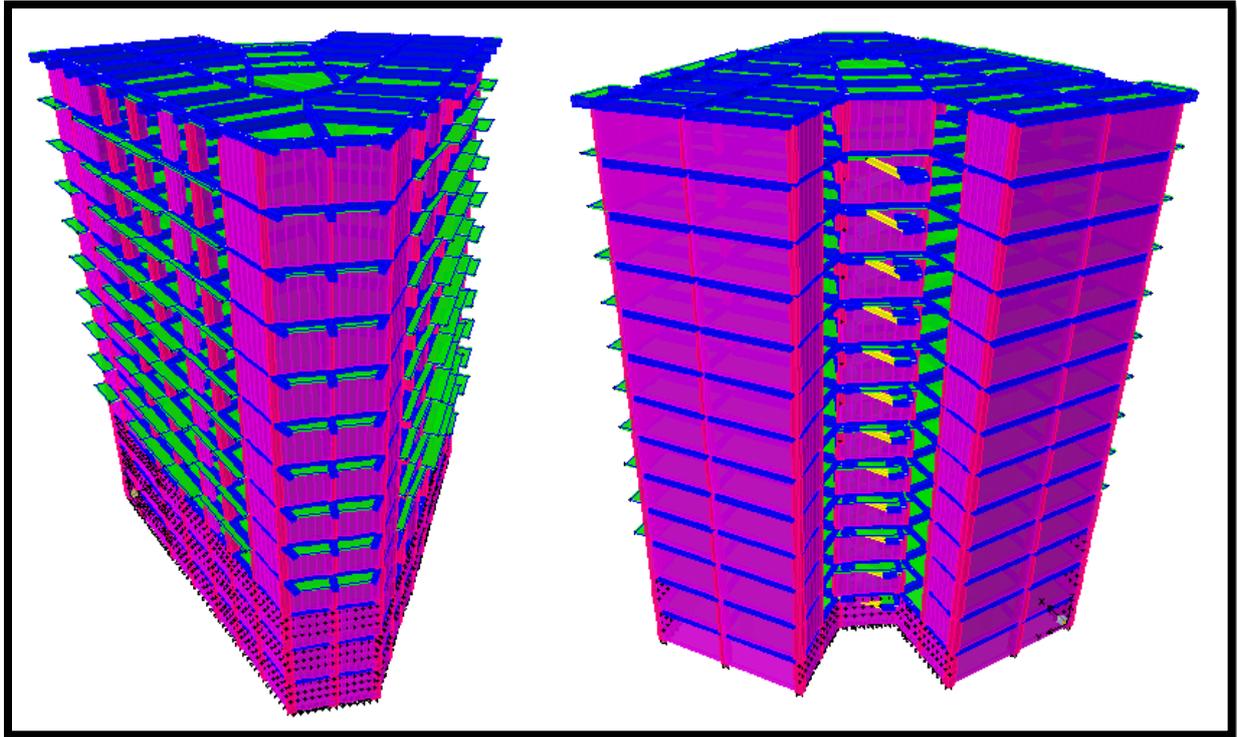


Figure 48: Modélisation de la structure portiques/voiles en 3D.

7. Analyse du comportement structurel du système trumeaux :

Le système trumeaux consiste d'étudier la structure précédente mais juste en utilisant des voiles porteurs avec dalles pleines dotées par des bandes noyées.

7.1 Analyse modale de la structure :

Puisqu'on a déjà une idée sur la bonne distribution des voiles (variante 02) et de son comportement à l'issue de l'analyse modale donc on passe directement au modèle système trumeaux en gardant presque la même configuration des voiles de la variante 02 effectuée précédemment, (voir la figure ci-dessous).

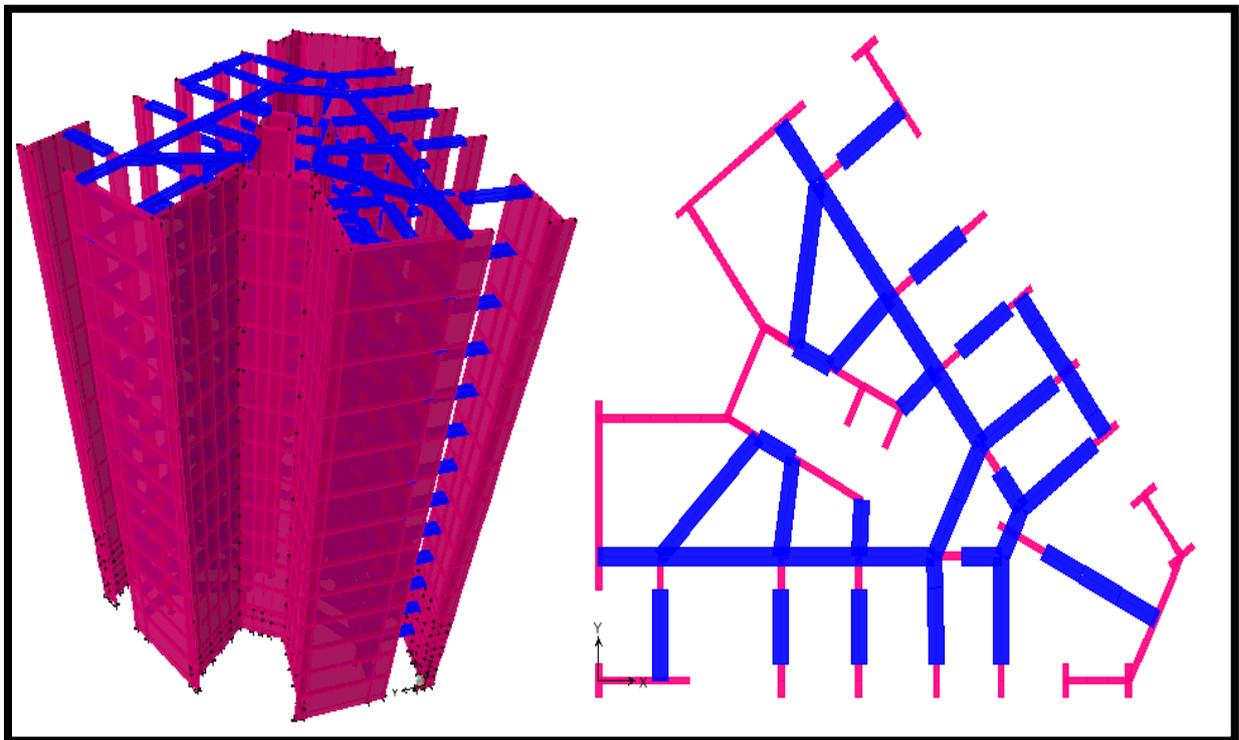


Figure 49: Distribution des voiles et des bandes noyées.

On lance une analyse dynamique modale, après on interprète les résultats de la réponse du bâtiment.

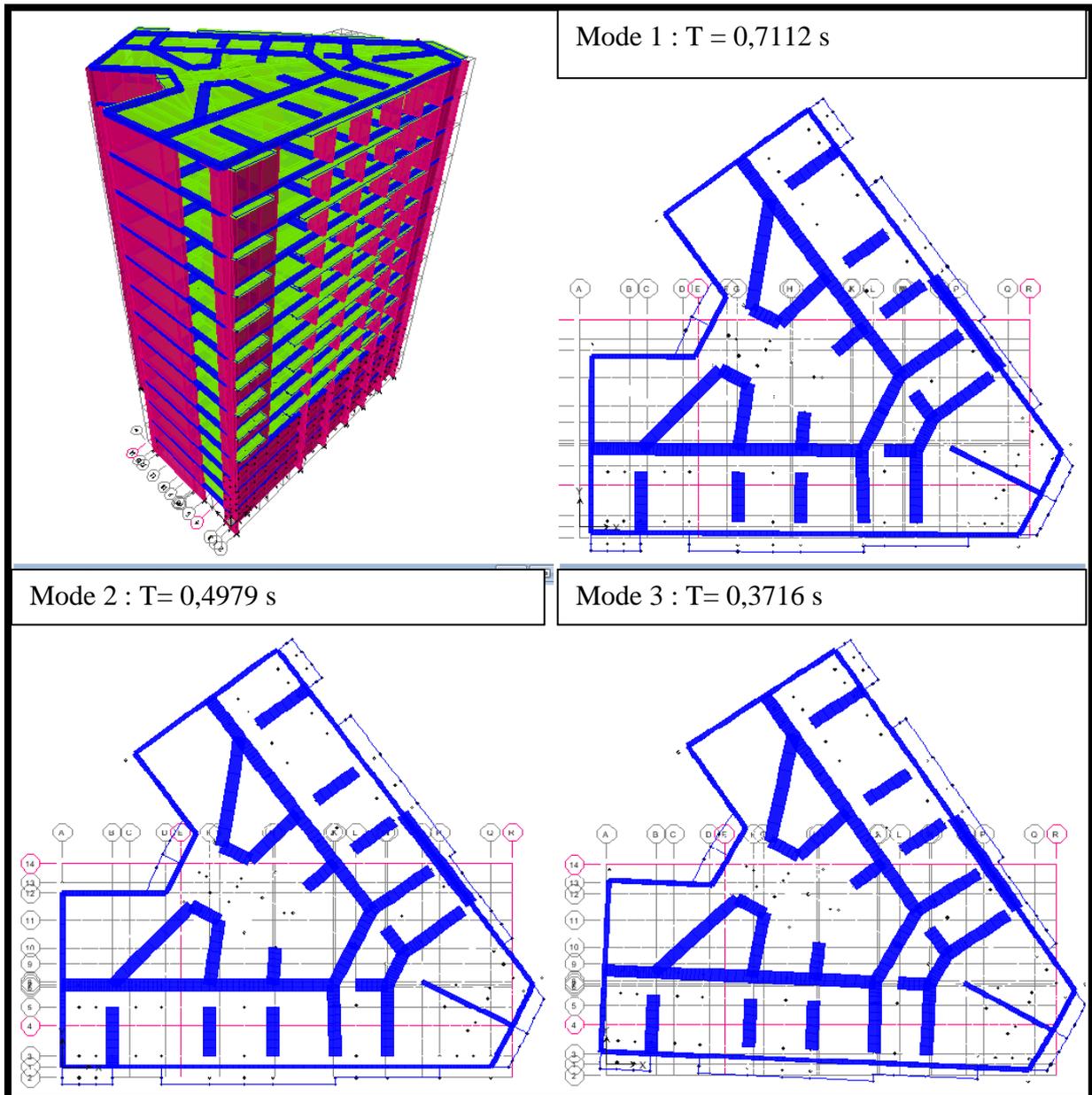


Figure 50: Comportement des modes 1, 2 et 3 de la variante 02 du trumeaux.

✓ **Résultats relatives à l'analyse modale**

- 1) Le premier mode est un mode de translation selon l'axe « XX' ».
- 2) Le deuxième mode est un mode de translation selon l'axe « YY' ».
- 3) Le troisième mode est un mode de torsion autour de l'axe « ZZ' ».

✓ **La période**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir la valeur de la période analytique :

$$T_D = 0,7112 \text{ s}$$

Nous avons:

$$1,3 \times T_S = 1,3 \times 0,68 = 0,884 < T_D = 1,5954\text{s} \rightarrow \text{CV.}$$

✓ Nombre des modes considérées.

$$k \geq 3\sqrt{13} \text{ Donc : } k \geq 10$$

On prend 12 modes.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 31: Période et facteur de participation massique.

Modes propres, Périodes propres et Masses effectives							
Modes	Période (S)	Masses effectives					
		UX	UY	RZ	SumUX	SumUY	SumRZ
1	0,711225	44,0071	16,4092	0,5763	44,0071	16,4092	0,5763
2	0,497949	1,8506	33,5901	15,004	57,8577	49,9993	4,5803
3	0,3716	3,6321	17,6493	48,394	61,4898	67,6486	63,9743
4	0,153685	13,8306	4,8283	0,0258	75,3204	72,4769	64,0001
5	0,120082	2,7787	7,1144	0,7729	78,0992	79,5913	64,773
6	0,119523	2,429	5,762	0,692	80,5281	85,3533	65,465
7	0,096156	0,0484	0,687	18,0371	80,5766	86,0404	83,5021
8	0,068039	6,7401	1,7026	0,0606	87,3167	87,743	83,5628
9	0,058952	1,7266	3,9113	0,7582	89,0433	91,6543	84,321
10	0,04659	0,0022	0,1884	6,0547	89,0455	91,8427	90,3756
11	0,042563	4,5015	0,9076	0,056	93,547	92,7503	90,4317
12	0,039368	0,5605	2,1655	1,0136	94,1075	94,9158	91,4453

Résultats : d'après les résultats illustrés dans le tableau ci-dessus on constate qu'on a une bonne disposition des voiles ainsi un meilleur comportement.

Donc on garde ce modèle pour l'ensemble des vérifications.

7.2 Analyse sismique de structure en système trumeaux :

7.2.1 Résultante des forces sismiques à la base V_D :

La résultante des forces sismiques à la base V_D obtenue par la combinaison des valeurs modale ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_S , soit : $V_D < 0,8 V_S$

Si $V_D > 0,80 V_S$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments, ...) dans le rapport $0,8 \frac{V_S}{V_D}$.

Après analyse, on obtient les résultats suivants :

Tableau 32: Comparaison entre l'effort tranchant statique et dynamique.

V (KN)	V statique (KN)	V dynamique (KN)	$0,8 V_{\text{Statique}}$	$V_D < 0,8 V_S$
V_X	9971,68	7977,49	7977,344	CV
V_Y	813,32	5668,08	650,656	CV

7.2.2 Vérification des déplacements

Le déplacement sera calculé par la formule de l'article 5.10 de l'RPA99 (Art 5.10),

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Ces déplacements sont limités à la valeur : $0,1\% H_{\text{étage}}$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=3,5).

Tableau 33 : Vérification de déplacement du système trumeaux (sens XX).

Niveau	DriftX(10^{-3})	He(m)	$\delta_{kx}(10^{-3})$	R	$\Delta_{kx}(10^{-3})$	1%He	Vérification
E9	0,730	3,06	2,234	3,5	7,818	0,0306	CV
E8	0,658	3,06	2,013	3,5	7,047	0,0306	CV
E7	0,667	3,06	2,041	3,5	7,144	0,0306	CV
E6	0,669	3,06	2,047	3,5	7,165	0,0306	CV
E5	0,662	3,06	2,026	3,5	7,090	0,0306	CV
E4	0,644	3,06	1,971	3,5	6,897	0,0306	CV
E3	0,611	3,06	1,869	3,5	6,544	0,0306	CV
E2	0,563	3,06	1,723	3,5	6,029	0,0306	CV
E1	0,496	3,06	1,518	3,5	5,312	0,0306	CV
RDC	0,407	3,06	1,245	3,5	4,359	0,0306	CV
ES2	0,291	3,06	0,890	3,5	3,117	0,0306	CV
ES1	0,117	3,06	0,358	3,5	1,253	0,0306	CV
SS	0,063	3,06	0,193	3,5	0,676	0,0306	CV

Tableau 34: Vérification de déplacement du système trumeaux (sens YY).

Niveau	DriftY(10^{-3})	He(m)	$\delta_{ky}(10^{-3})$	R	$\Delta_{ky}(10^{-3})$	1%He	Vérification
E9	0,406	3,06	1,242	3,5	4,347	0,0306	CV
E8	0,415	3,06	1,269	3,5	4,442	0,0306	CV
E7	0,420	3,06	1,285	3,5	4,498	0,0306	CV
E6	0,421	3,06	1,288	3,5	4,508	0,0306	CV
E5	0,415	3,06	1,269	3,5	4,442	0,0306	CV
E4	0,401	3,06	1,227	3,5	4,295	0,0306	CV
E3	0,379	3,06	1,159	3,5	4,057	0,0306	CV
E2	0,348	3,06	1,065	3,5	3,728	0,0306	CV
E1	0,306	3,06	0,936	3,5	3,276	0,0306	CV
RDC	0,251	3,06	0,768	3,5	2,688	0,0306	CV
ES2	0,169	3,06	0,517	3,5	2,068	0,0306	CV
ES1	0,103	3,06	0,315	3,5	1,103	0,0306	CV
SS	0,06	3,06	0,183	3,5	0,641	0,0306	CV

7.2.3 Vérification de l'effet P_{Δ}

Les effets du second ordre (l'effet P_{Δ}) sont vérifiés par la condition suivante

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times H_K} \leq 0,10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k ,

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :

Δ_k : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $k-1$

H_k : hauteur de l'étage k

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Tableau 35: Vérification de l'effet P_{Δ} du système trumeaux (sens XX).

Niveau	P_k	$\Delta_{kx}(10^{-3})$	V_{kx}	He(m)	$\theta_k < 0,1$	Vérification
E9	12901,95	7,818	1586,23	3,06	0,0207	CV
E8	25542,93	7,047	2756,98	3,06	0,0213	CV
E7	38155,63	7,144	3858,74	3,06	0,0231	CV
E6	50796,62	7,165	4971	3,06	0,0239	CV
E5	63437,6	7,090	5972,04	3,06	0,0246	CV
E4	76078,58	6,897	6861,85	3,06	0,0249	CV
E3	88719,56	6,544	7640,43	3,06	0,0248	CV
E2	101360,54	6,029	8307,78	3,06	0,0240	CV
E1	114001,52	5,312	8863,9	3,06	0,0223	CV
RDC	126645,37	4,359	9308,91	3,06	0,0193	CV
ES2	139717,47	3,117	10583,08	3,06	0,0134	CV
ES1	153652,18	1,253	21752,4	3,06	0,0028	CV
SS	167498,01	0,676	45423,67	3,06	0.0008	CV

Tableau 36 : Vérification de l'effet P_{Δ} du système trumeaux (sens YY).

Niveau	P_k	$\Delta_{ky}(10^{-3})$	V_{ky}	He(m)	$\theta_k < 0,1$	Vérification
E9	12901,95	4,347	987,01	3,06	0,0185	CV
E8	25542,93	4,442	1819,76	3,06	0,0204	CV
E7	38155,63	4,498	2460,89	3,06	0,0228	CV
E6	50796,62	4,508	2997,23	3,06	0,0249	CV
E5	63437,6	4,442	3462,09	3,06	0,0266	CV
E4	76078,58	4,295	3863,78	3,06	0,0276	CV
E3	88719,56	4,057	4227,53	3,06	0,0278	CV
E2	101360,54	3,728	4565,9	3,06	0,0270	CV
E1	114001,52	3,276	4865,54	3,06	0,0251	CV
RDC	126645,37	2,688	5131,13	3,06	0,0217	CV
ES2	139717,47	2,068	7755,17	3,06	0,0122	CV
ES1	153652,18	1,103	11349,52	3,06	0,0049	CV
SS	167498,01	0,641	11404,67	3,06	0,0031	CV

8. Conclusion :

On conclue pour ce chapitre que le problème majeur qui menace les structures en béton armé est le séisme et spécialement les structures d'une hauteur importante, c'est pour cela on a passé par plusieurs vérifications exigées par le règlement parasismique algérien afin d'avoir le modèle le plus adéquat dans tous les côtés (rigidité, résistance, économie, ...ect).

Chapitre VI :
Etude des éléments structuraux

1. Introduction :

Le présent chapitre est consacré à l'étude des éléments principaux des deux types de structure à savoir :

1. Structure constituée par des portiques et contreventé par des voiles.
2. Structure aux trumeaux.

Les éléments principaux sont soumis aux actions dues aux charges permanentes et aux charges d'exploitation ainsi qu'aux actions sismiques, leurs ferraillements doivent être réalisés de manière à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

2. Ferrailage des éléments principaux du système portiques/voiles :

2.1 Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée. Chaque poteau est soumis un effort N et à un moment fléchissant M .

Les armatures sont obtenues à L'ELU et à l'ELA sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens pour les cas suivants :

	γ_b	γ_s	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation durable	1,5	1,15	28	14,17	400	347,8
Situation accidentelle	1,15	1	28	18,478	400	400

2.1.1 Combinaisons des charges :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon CBA93 :

E.L.U. : Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

- Selon le R.P.A 99 :

E.L.A : Situation accidentelle : $G + Q + E$

$0,8G \pm E$

2.1.2 Recommandation du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochet.

Leur pourcentage en zone sismique IIa est limité par :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III
- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_L$.
- La distance maximale entre les barres dans une surface de poteau est de 20 cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critiques).

2.1.3 Exemple de calcul du ferrailage :

On va prendre un seul type de poteau isolé, et on le calcul en flexion composée et les autres sont calculés par: ETABS 2009.

• **ELU :**

$$N_{\max} = 3277,2 \text{ KN} \rightarrow M_{\text{coresp}} = 78,263 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times (25)}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

a. Calcul de l'excentricité :

$$e = \frac{M}{N} = \frac{78,263}{3277,2} = 2,38 \cdot 10^{-2} \text{ m} = 2,38 \text{ cm}$$

$$e_a = e - \frac{h}{2} + d = 2,38 - \frac{60}{2} + 54 = 26,38$$

b. Moment fictive M_a :

$$M_a = N_u \cdot e_a = 3277,2 \times 10^{-3} \times 0,2638 \\ = 0,8645 \text{ MN.m}$$

c. Verifications de conditions:

$$N_u(d-d') - M_a \leq (0,337 \cdot h - 0,81 \cdot d') b \cdot h \cdot \sigma_{bc} \downarrow$$

↓

A

↓

B

$$A = 3277,2 \times 10^{-3} (0,54 - 0,06) - 0,8645$$

$$A = 0,7085 \text{ MN.m}$$

$$B = [(0,337 \times 0,6) - (0,81 \times 0,06)] 0,6 \times 0,6 \times 14,17$$

$$B = 0,7835 \text{ MN.m}$$

Donc : $A < B$

Alors, le calcul se fait à la flexion simple due que la section est partiellement comprimée.

a. Moment réduit :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2\sigma_{bc}} = \frac{0,8645}{0,6 \times 0,54^2 \times 14,17} = 0,348 > 0,186$$

(Pivot B)

$$\xi_1 = \frac{f_{e1}}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 1,739 \cdot 10^{-3}$$

$$\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \xi_1} = 0,668$$

$$\beta_1 = 1 - 0,4 \alpha_1 = 0,733$$

$$\mu_1 = 0,8 \alpha_1 \beta_1$$

$$\mu_1 = 0,8 \times 0,668 \times 0,733 = 0,392$$

$$\rightarrow \mu = 0,348 < \mu_1 = 0,392 \text{ (Pivot A)}$$

$A_u' = 0$: les armatures de la fibre comprimé non nécessaire.

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,348)}) = 0,56$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,810$$

donc la section des armatures :

$$A_{st(ELU)} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,8645}{0,810 \times 0,54 \times 348}$$

$$A_{st(ELU)} = 5,649 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 56,5 \text{ cm}^2$$

$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,197)}) = 0,2769$ $\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,889$ donc la section des armatures : $A_{st(ELA1)} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,637}{0,889 \times 0,54 \times 400}$ $A_{st(ELA1)} = 3,317 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 33,17 \text{ cm}^2$	$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - (2 \times 0,2)}) = 0,28$ $\beta = 1 - 0,4 \alpha = 0,888$ donc la section des armatures : $A_{st(ELA2)} = \frac{Mu}{\beta d \sigma_s} = \frac{0,6478}{0,888 \times 0,54 \times 400}$ $A_{st(ELA2)} = 3,377 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2 = 37,77 \text{ cm}^2$
--	---

✓ *Section minimale :*

D'après §7.4.2 de l'RPA99/v2003, la section des armatures longitudinales à adopter est :

0,8% de la section du poteau (zone IIa)

Le cas de l'exemple : $A_{umin} = \frac{0,8}{100} \times 0,6 \times 0,6$

$A_{umin} = 28,8 \text{ cm}^2$

$A_{st} = \max \{ A_{st(ELU)} ; A_{st(ELA1)} ; A_{st(ELA2)} ; A_{umin} \}$

$A_{st} = \max \{ 56,5 \text{ cm}^2 ; 33,17 \text{ cm}^2 ; 37,77 \text{ cm}^2 \}$

$A_{st} = 56,5 \text{ cm}^2$

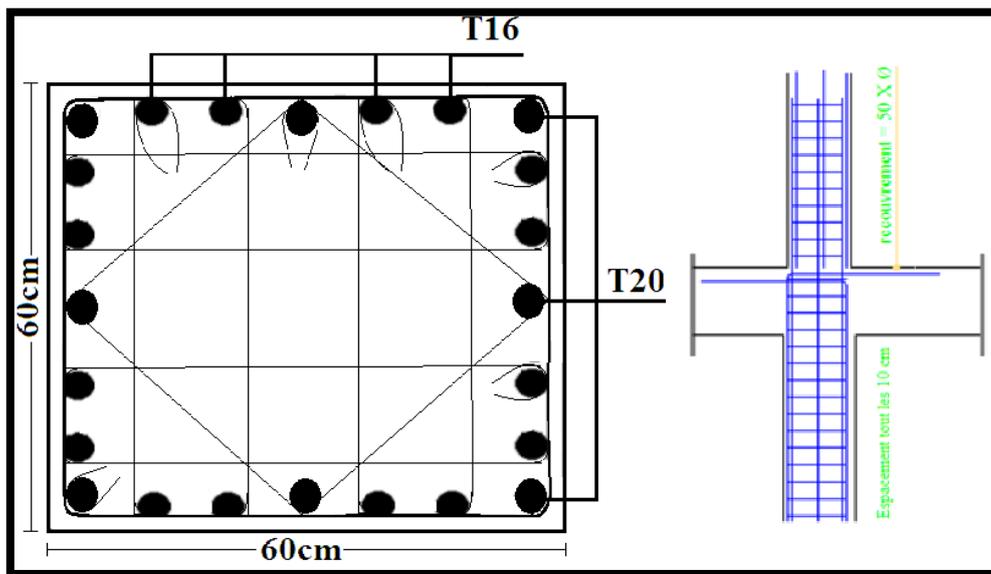


Figure 51: schéma de ferrailage de poteaux (sous sol).

Après divers calculs et extractions des sections du ferrailage longitudinal, nous avons obtenu les résultats affichés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 37: Ferrailage des poteaux dans les différents niveaux.

Niveau	Section (a × b) cm ²	A _{min} RPA (cm ²)	Section d'ETABS (cm ²)	Ferrailages longitudinales	
				Choix	Section (cm ²)
SOUS-SOL	60×60	28,8	59,3	16T16+8T20	57,26
ENTRESOL1	60×60	28,8	12,635	16T16+8T20	57,26
ENTRESOL2	55×55	24,2	11,270	16T16	32,16
RDC	55×55	24,2	10,800	16T16	32,16
1 ^{er} ETAGE	50×50	20	10,800	12T16	14,12
2 ^{eme} ETAGE	50×50	20	10,800	12T16	14,12
3 ^{eme} ETAGE	45×45	16,2	10,800	12T16	14,12
4 ^{eme} ETAGE	45×45	16,2	10,800	12T16	14,12
5 ^{eme} ETAGE	40×40	12,8	10,800	4T16+4T14	14,2
6 ^{eme} ETAGE	40×40	12,8	10,800	4T16+4T14	14,2
7 ^{eme} ETAGE	35×35	9,8	10,800	4T16+4T14	14,2
8 ^{eme} ETAGE	35×35	9,8	10,800	4T16+4T14	14,2
9 ^{eme} ETAGE	35×35	9,8	14,062	4T16+4T14	14,2

✓ **Vérification à l'ELS :**

$$M_{ser} = 57,977 \text{ KN.m}; N_{Corresp} = 2390,58 \text{ KN} \quad ; \quad h = 60 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{corresp}} = \frac{57,977}{2390,58} = 0,024 \text{ m} = 2,4 \text{ cm.}$$

$$\frac{h}{12} = \frac{60}{12} = 5 \text{ cm}$$

Puisque 2,4 cm < 5 cm (compression centrée) donc, le calcul à l'ELS n'est pas nécessaire.

✓ **Vérification a l'effort tranchant :**

Nous avons :

$$V_{max} = 65,14 \text{ KN}$$

$$\tau_{adm} = \min (0,1f_c28, 4\text{Mpa})$$

$$\tau_{adm} = \min (2,5 \text{ MPa}, 4\text{Mpa})$$

$$\tau_{adm} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau = \frac{V_{max}}{b d} = \frac{65,14 \times 10^3}{60 \times 60 \times 10^2} = 0,18 \text{ Mpa}$$

Donc : $\tau_{adm} > \tau \rightarrow \text{CV.}$

- **Armature Transversale :**

Du au risque du flambement des poteaux sous l'effet des charges importantes causant son éclatement, les armatures longitudinales sont maintenues et assisté par des armatures transversales :

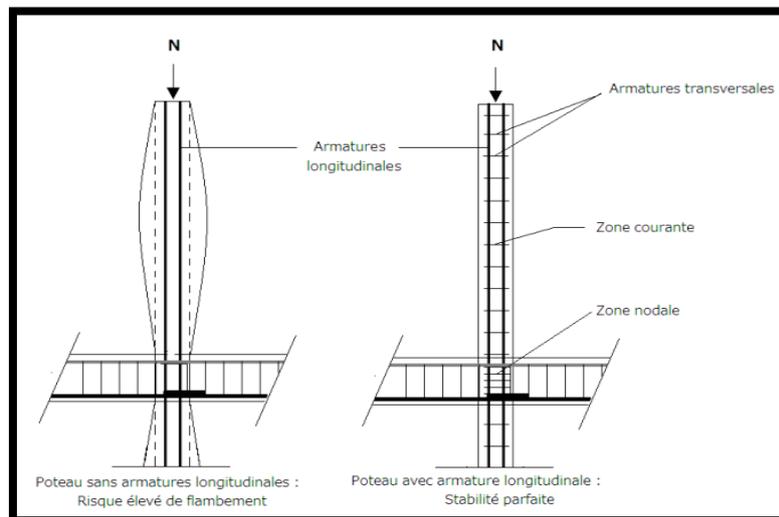


Figure 52:schéma explicatif du rôle de l'acier transversal.

Selon l'RPA99v2003 (Article 7.4.4.2), les armatures transversales sont calculées par la

$$\text{formule : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

Avec :

V_u : Effort tranchant du poteau ($V = 65,14\text{KN}$)

ρ : Coefficient correcteur :

$$\rho = 2,50 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho = 3,75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5$$

λ_g : Elancement géométrique du poteau : $\lambda_g = \frac{L_f}{a}$

L_f = Longueur de flambement du poteau :

$$L_f = \frac{L}{2} = \frac{2,8}{2} = 1,4m$$

h : Hauteur de la section brute ($h = 0,60$ m)

t : Espacement des armatures transversales :

Zone nodale : $t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm})$

Zone courante : $t' \leq 15\phi_1$

ϕ_1 : Ferrailage longitudinale minimale (T10 = 10 mm).

Donc : Zone nodale < 10 cm

Zone courante ≤ 15 cm

$$\lambda_g = \frac{1,40}{0,60} = 2,33 < 5 \rightarrow \rho = 3,75$$

La section des armatures transversales est :

$$A_t = \frac{3,75 \times 65,14 \times 15 \times 10^3}{60 \times 400 \times 100} = 1,51 \text{ cm}$$

Donc nous avons affaire avec un 3T8.

2.2 Ferrailage des poutres :

Le calcul des poutres est effectué pour chaque axe en fonction des moments maximums en travée et sur appui, les calculs seront réalisés en flexion simple à partir du règlement CBA93 puis, on se rapportera au règlement du RPA 99/v2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

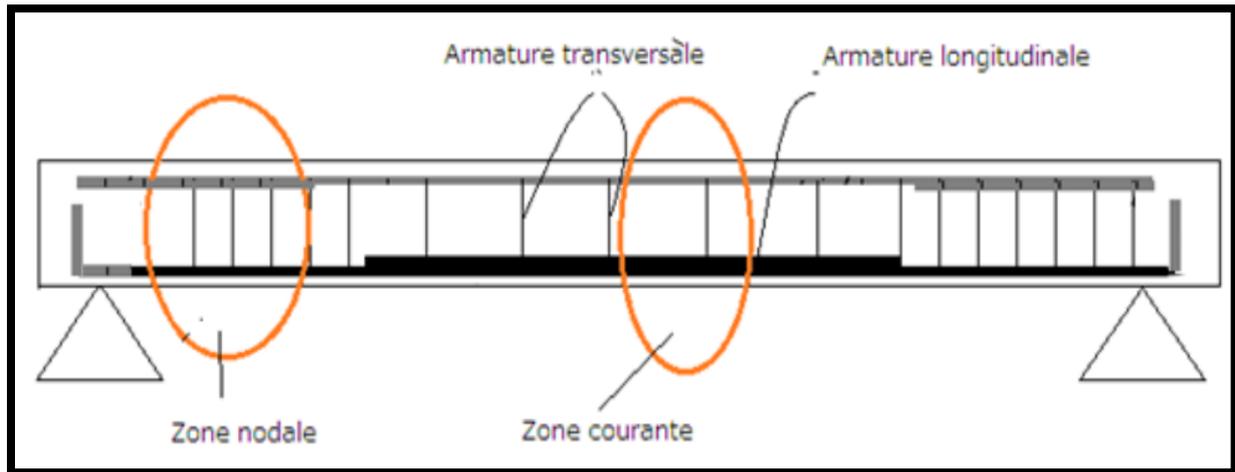


Figure 53 : Schéma représente le ferrailage des poutres.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable et transitoire : $1,35G+1,5Q$
- Situation accidentelle : $G + Q + E$
 $0,8G \pm E$

2.2.1 Recommandation du RPA99/version 2003 :

- **Armatures longitudinales :**

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- $40 \varnothing$ en zone I et II
- $50 \varnothing$ en zone III

- **Armatures transversales :**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \cdot s \cdot b$$

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de $(h/4, 12)$

- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$

La valeur du diamètre des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre Utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Le tableau ci-dessous résume les efforts internes des trois types des poutres :

Tableau 38: Résultats des efforts tranchants et moments fléchissant.

	MOMENT FLECHISSANT [KN.M]						EFFORT TRANCHANT [KN]
	ELU		ELA		ELS		
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	
POUTRE PRINCIPALE (30x50)	88,975	161,725	67,605	125,59	64,654	117,65	140,5
POUTRE PRINCIPALE (30x35)	49,684	101,342	38,866	92,453	36,158	73,767	93,45
POUTRE CHAINAGE (30x50)	15,462	32,564	20,73	34,231	11,217	23,81	22,76

2.2.2 Poutre principale :

A l'ELU :

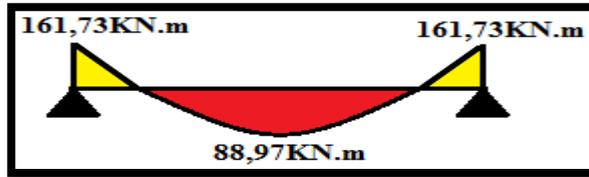
$$h=0,5m \ ; \ b=0,3m \ ; \ L=6,11m \ ; \ d=0,9h=0,45m$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{MPa}$$

ELU



En travée :

$$M_u = 88,957 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{88,957 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,103 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 \quad (\text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,136$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,946$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{88,957 \times 10^{-3}}{0,946 \times 0,45 \times 348}$$

$$A_{st} = 6,005 \text{ cm}^2$$

Sur appui:

$$M_u = 161,725 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{161,725 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,188 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta_l = 1 - 0,4\alpha_l = 0,732$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times \beta_l = 0,391$$

$$\mu = 0,188 < \mu_l = 0,391 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 \quad (\text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,263$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,895$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{161,725 \times 10^{-3}}{0,895 \times 0,45 \times 348}$$

$$A_{st} = 11,54 \text{ cm}^2$$

• **À L'ELA :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,47 \text{ MPa}$$

ELA	
<p>En travée :</p> <p style="text-align: center;">$M_u = 67,605 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{67,605 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,060 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,077$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,969$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{67,605 \times 10^{-3}}{0,969 \times 0,45 \times 400}$ <p>$A_{st} = 3,87 \text{ cm}^2$</p>	<p>Sur appui:</p> <p style="text-align: center;">$M_u = 125,598 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{125,598 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,111 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,147$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,941$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{125,598 \times 10^{-3}}{0,941 \times 0,45 \times 400}$ <p>$A_{st} = 7,41 \text{ cm}^2$</p>

On adopte :

$$A_{st} = \max(A_{st(ELU)}; A_{st(ELA)}; A_{stmin})$$

- En travée :**

$$A_{st} = \max(6,005 \text{ cm}^2; 3,87 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) = 6,005 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T14+3T12 = 8,01 cm²**

- En appui :**

$$A_{st} = \max(11,54 \text{ cm}^2; 7,41 \text{ cm}^2; 1,63 \text{ cm}^2) = 11,54 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T14+5T14 = 12,3 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,45 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} = 1,63 \text{ cm}^2 < A_{st} = 8,01 \text{ cm}^2 \quad CV$$

Pourcentage exigé par le RPA d'article 7.5.2.1 :

$$A_{\min} > 0,5\% b.h$$

$$A_{\min} > 0,005 \times 0,3 \times 0,5 = 7,5 \text{ cm}^2$$

- Les armatures transversales :

Selon le RPA99/v2003 d'article 7.5.2.2 :

- ❖ Dans la zone nodale :

$$\text{Min} (h/4 ; 12\phi)$$

$$\text{Min} \left(\frac{50}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 12,5 \text{ cm}$$

- ❖ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S \leq \frac{50}{2} = 25 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\phi \quad (\text{Zone II})$$

$$L_r = 40 \times 1,4 = 19,6 \text{ cm}$$

Selon le RPA99v2003 d'article 7.5.2.2 :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S.b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,12 \times 0,3 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003 \times 0,25 \times 0,3 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

Selon CBA99 d'article 5.1.1 :

$$\text{On a : } T_{u \max} = 140,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{140,5 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,45}$$

$$\tau_u = 1,041 \text{ MPa}$$

Selon le CBA99 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 1,041 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ adm}} = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc adm} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15MPa$$

En travée :	En appui :
$M_s = 64,654KN.m$	$M_s = 117,652KN.m$
$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
$D = \frac{15}{b}(A_u + A_u')$	$D = \frac{15}{b}(A_u + A_u')$
$E = \frac{30}{b}(A_u \times d + A_u' \times d')$	$E = \frac{30}{b}(A_u \times d + A_u' \times d')$
On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$	On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$
Donc :	Donc :
$D = \frac{15}{30} \times 8,01 = 4,005cm$	$D = \frac{15}{30} \times 12,3 = 6,15cm$
$E = \frac{30}{30} \times 45 \times 8,01 = 360,45cm^2$	$E = \frac{30}{30} \times 45 \times 12,3 = 553,5cm^2$
$Y = -4,005 + \sqrt{4,005^2 + 360,45} = 15,40cm$	$Y = -6,15 + \sqrt{6,15^2 + 553,5} = 18,17cm$
$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y_1 - d')^2]$	$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y_1 - d')^2]$
$I = \frac{30 \times 15,4^3}{3} + [15 \times 8,01 \times (45 - 15,4)^2]$	$I = \frac{30 \times 18,17^3}{3} + [15 \times 12,3 \times (45 - 18,17)^2]$
$I = 141793,26cm^4$	$I = 192800,18cm^4$
$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$
$\sigma_{bc} = \frac{64,654 \times 10^2 \times 16,75}{141793,26} = 0,764MPa < 15MPa$	$\sigma_{bc} = \frac{117,652 \times 10^2 \times 18,17}{192800,18} = 1,109MPa < 15MPa$
CV	CV

On résume les résultats de la poutre principale pour les différents usages dans le tableau ci-après :

Tableau 39: Ferrailage des poutres principales.

		M_{max} [KN.m]	A_{st} [cm ²]	CHOIX
Etage courant	TRAVÈES	88,957	6,005	3T14+3T12=8,01cm ²
	APPUIS	161,725	11,54	3T14+5T14=12,3cm ²
Centre commercial	TRAVÈES	65,954	5,003	3T12+3T12=6,78cm ²
	APPUIS	118,014	8,081	3T14+3T14=9,24cm ²
Terrasse inaccessible	TRAVÈES	103,361	7,001	3T14+3T14=9,24cm ²
	APPUIS	125,519	8,637	3T14+3T14=9,24cm ²

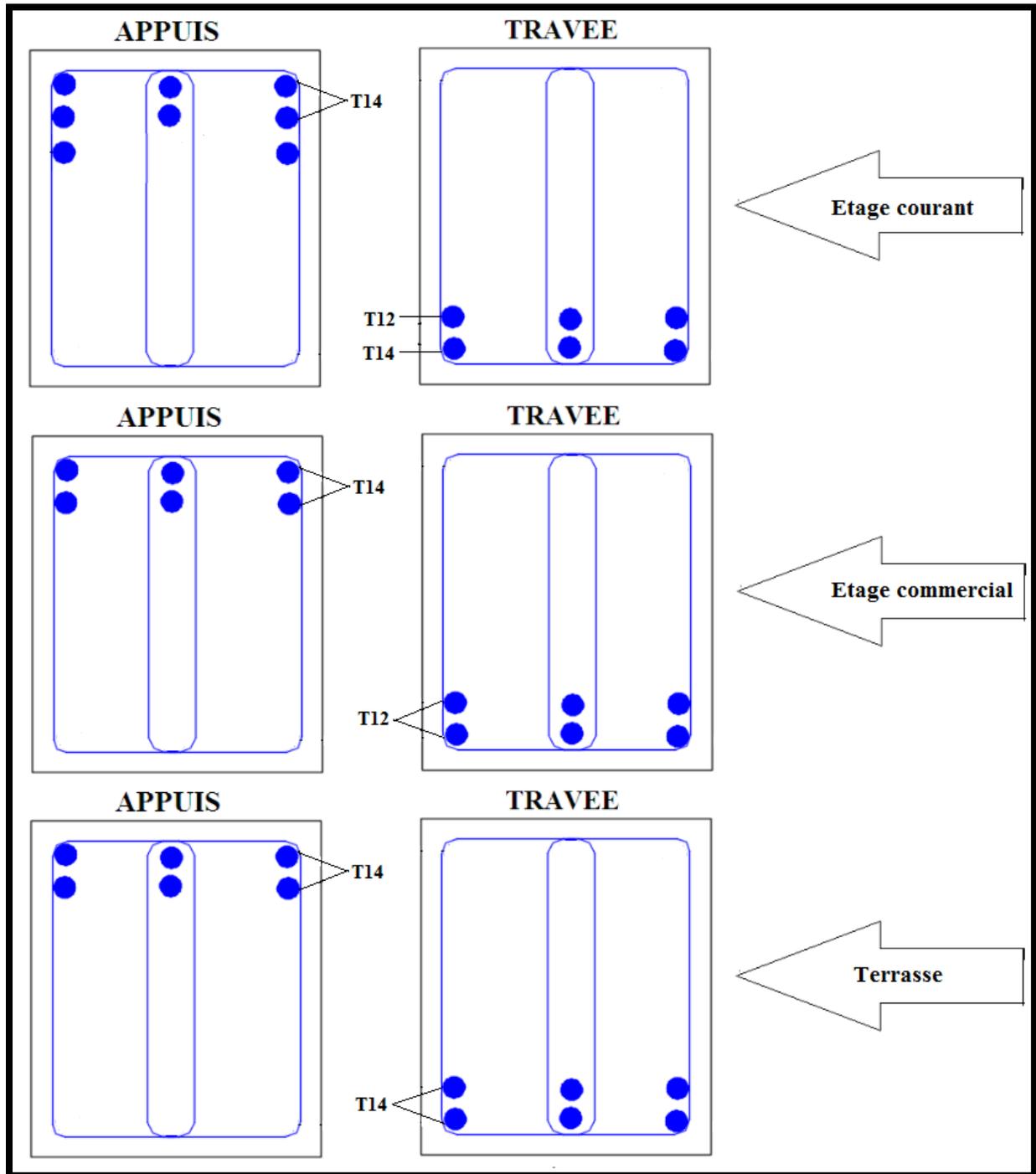
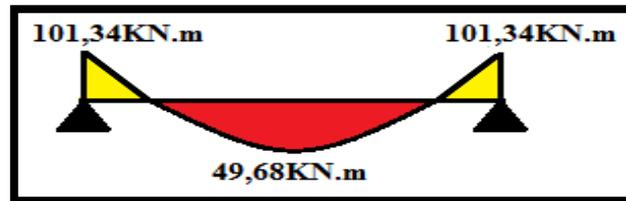


Figure 54; Schéma de ferrailage des poutres principales.

2.2.3 Poutre principale 01 :

$h=0,35m$; $b=0,3m$; $L=5,20m$; $d=0,9h=0,315m$

ELU

**En travée :**

$$M_u = 49,684 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{49,684 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,118 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,157$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,937$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{49,684 \times 10^{-3}}{0,937 \times 0,315 \times 348}$$

$$A_{st} = 4,84 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_u = 101,342 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{101,342 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,240 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot B}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$$

$$\epsilon_{sl} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + 1000\epsilon_{sl}} = 0,669$$

$$\beta_l = 1 - 0,4\alpha_l = 0,732$$

$$\mu_l = 0,8 \times \alpha_l \times \beta_l = 0,391$$

$$\mu = 0,240 < \mu_l = 0,391 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,349$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,860$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{101,342 \times 10^{-3}}{0,860 \times 0,315 \times 348}$$

$$A_{st} = 10,75 \text{ cm}^2$$

ELA	
<p>En travée :</p> <p>$M_u = 38,866 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{38,866 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,071 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,092$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,963$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{38,866 \times 10^{-3}}{0,963 \times 0,315 \times 400}$ <p>$A_{st} = 3,20 \text{ cm}^2$</p>	<p>Sur appui :</p> <p>$M_u = 92,453 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{92,453 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,168 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,231$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,908$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{92,453 \times 10^{-3}}{0,908 \times 0,315 \times 400}$ <p>$A_{st} = 8,08 \text{ cm}^2$</p>

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,315 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} = 1,14 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{st} = \max(A_{st(ELU)} ; A_{st(ELA)} ; A_{stmin})$$

- En travée :**

$$A_{st} = \max(4,84 \text{ cm}^2 ; 3,20 \text{ cm}^2 ; 1,14 \text{ cm}^2) = 4,84 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12+3T12=6,78 cm²**

- En appui :**

$$A_{st} = \max(10,75 \text{ cm}^2 ; 8,08 \text{ cm}^2 ; 1,14 \text{ cm}^2) = 10,75 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T14+5T14=12,3 cm²**

Pourcentage exigé par le RPA d'article 7.5.2.1 :

$$A_{\min} > 0,5\% b.h$$

$$A_{\min} > 0,005 \times 0,3 \times 0,35 = 7,5 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :

Selon le RPA99v2003 d'article 7.5.2.2 :

❖ Dans la zone nodale :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4}; 12\phi \right)$$

$$\text{Min} \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1,6 \right) = 8,75 \text{ cm}$$

❖ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\phi \quad (\text{Zone II})$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Selon le RPA99v2003 d'article 7.5.2.2 :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \cdot S \cdot b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,12 \times 0,3 = 1,08 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003 \times 0,25 \times 0,3 = 2,25 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

Selon CBA99 d'article 5.1.1 :

$$\text{On a : } T_{u \max} = 93,45 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{93,45 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,315}$$

$$\tau_u = 0,98 \text{ MPa}$$

Selon le CBA99 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_{uadm} = \min (0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,98 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bcadm} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :	En appui :
$M_s = 36,158 \text{ KN.m}$	$M_s = 73,767 \text{ KN.m}$
$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
$D = \frac{15}{b} (A_u + A_{u'})$	$D = \frac{15}{b} (A_u + A_{u'})$
$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A_{u'} \times d')$	$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A_{u'} \times d')$
On a : $A_u' = 0 ; d' = 0$	On a : $A_u' = 0 ; d' = 0$
Donc :	Donc :
$D = \frac{15}{30} \times 6,78 = 3,39 \text{ cm}$	$D = \frac{15}{30} \times 12,3 = 6,15 \text{ cm}$
$E = \frac{30}{30} \times 45 \times 6,78 = 305,1 \text{ cm}^2$	$E = \frac{30}{30} \times 45 \times 12,3 = 553,5 \text{ cm}^2$
$Y = -3,39 + \sqrt{3,39^2 + 305,1} = 14,40 \text{ cm}$	$Y = -6,15 + \sqrt{6,15^2 + 553,5} = 18,17 \text{ cm}$
$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_{u'}(Y_1 - d')^2]$	$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_{u'}(Y_1 - d')^2]$
$I = \frac{30 \times 14,4^3}{3} + [15 \times 6,78 \times (45 - 14,4)^2]$	$I = \frac{30 \times 18,17^3}{3} + [15 \times 12,3 \times (45 - 18,17)^2]$
$I = 125087,65 \text{ cm}^4$	$I = 192800,18 \text{ cm}^4$
$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$	$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$
$\sigma_{bc} = \frac{36,158 \times 10^2 \times 14,4}{125087,65} = 0,416 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$	$\sigma_{bc} = \frac{73,767 \times 10^2 \times 18,17}{192800,18} = 0,693 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$
CV	CV

Tableau 40: Ferrailage des poutres principales 01.

		$M_{\max} [\text{KN.m}]$	$A_{st} [\text{cm}^2]$	CHOIX
Etages courant	TRAVÈES	49,684	4,84	3T12+3T12=6,78cm ²
	APPUIS	101,342	10,75	3T14+5T14=12,3cm ²
Centre Commercial	TRAVÈES	39,409	4,418	3T14=4,62cm ²
	APPUIS	62,463	6,238	3T14+3T12=8,01cm ²
Terrasse inaccessible	TRAVÈES	48,289	5,066	3T12+3T12=5,34cm ²
	APPUIS	96,683	10,284	3T14+3T14=12,1cm ²

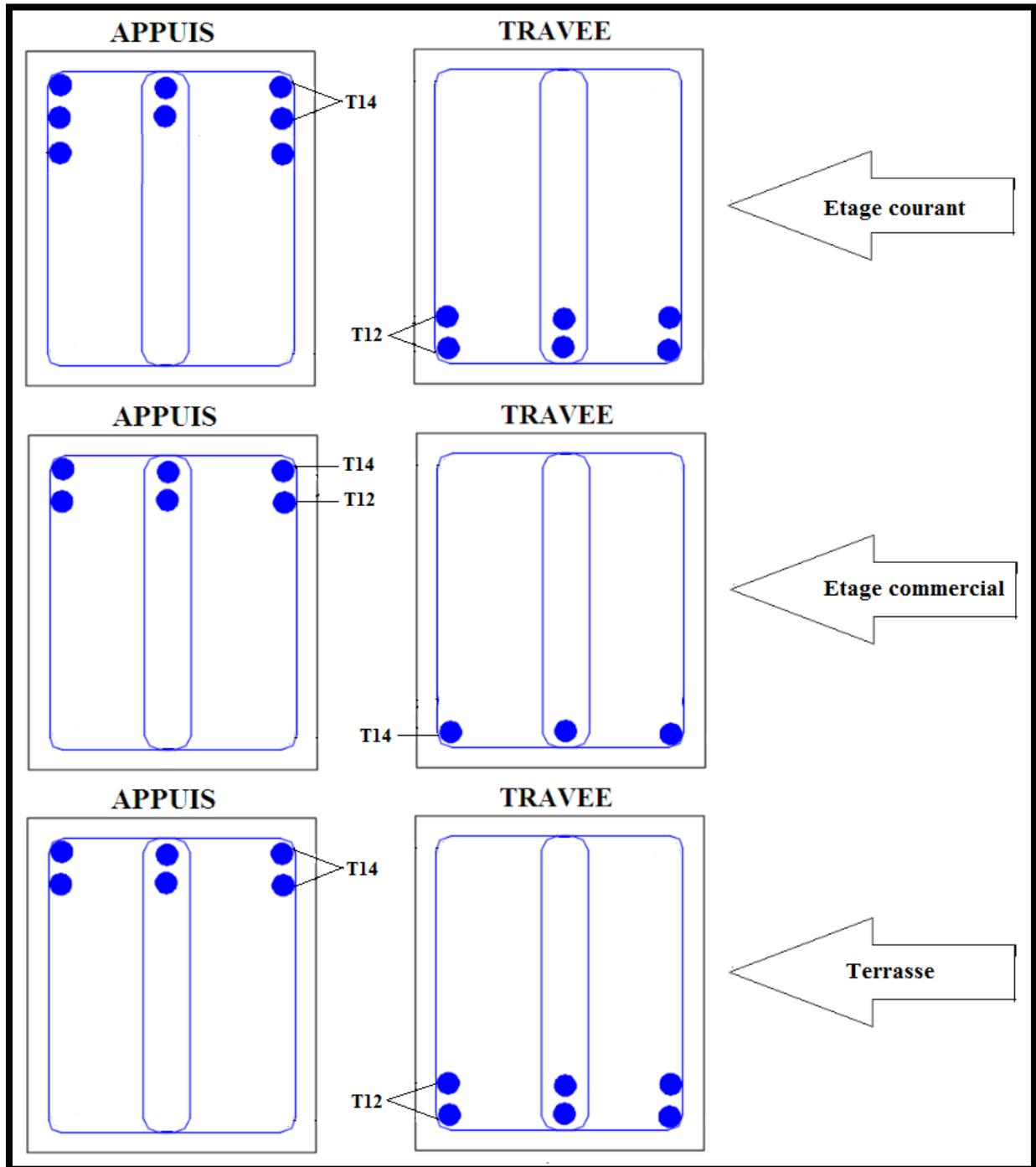


Figure 55 : Schéma de ferrailage des poutres principales 01.

2.2.4 Poutre secondaire (chainage) :

$h=0,3m$; $b=0,3m$; $L=4,15m$; $d=0,9h=0,27m$

ELU	
	
<p>En travée :</p> <p>$M_u=15,462\text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{15,462 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,049 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,063$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,975$</p> $A_u = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ <p>$A_u = 15,462 \times 10^{-3} / 0,975 \times 0,27 \times 348$</p> <p>$A_u = 1,69\text{cm}^2$</p>	<p>Sur appui:</p> <p>$M_u=32,564\text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{32,564 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,105 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,139$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,944$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ <p>$A_{st} = \frac{32,564 \times 10^{-3}}{0,944 \times 0,27 \times 348}$</p> <p>$A_{st} = 3,67\text{cm}^2$</p>

ELA	
<p>En travée :</p> <p>$M_u=20,73\text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{20,73 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,051 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,065$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p>	<p>Sur appui :</p> <p>$M_u=34,231\text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{34,231 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,085 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,111$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p>

$\beta=0,974$ $A_{st}=\frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st}=\frac{20,73 \times 10^{-3}}{0,974 \times 0,27 \times 400}$ $A_{st}=1,97 \text{ cm}^2$	$\beta=0,956$ $A_{st}=\frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st}=\frac{34,231 \times 10^{-3}}{0,956 \times 0,27 \times 400}$ $A_{st}=3,32 \text{ cm}^2$
---	--

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,3 \times 0,27 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} = 0,98 \text{ cm}^2$$

On adopte :

$$A_{st} = \max (A_{st(ELU)} ; A_{st(ELA)} ; A_{st \min})$$

- **En travée :**

$$A_{st} = \max (1,69 \text{ cm}^2 ; 1,97 \text{ cm}^2 ; 0,98 \text{ cm}^2) = 1,97 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 3\text{T}12+1\text{T}12=4,52 \text{ cm}^2$$

- **Sur appui :**

$$A_{st} = \max (3,67 \text{ cm}^2 ; 3,32 \text{ cm}^2 ; 0,98 \text{ cm}^2) = 3,67 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 3\text{T}12+3\text{T}12=6,78 \text{ cm}^2$$

Pourcentage exigé par le RPA d'article 7.5.2.1 :

$$A_{\min} > 0,5\% b \cdot h$$

$$A_{\min} > 0,005 \times 0,3 \times 0,3 = 4,5 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :**Selon le RPA99v2003 d'article 7.5.2.2 :**

❖ Dans la zone nodale :

$$\text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\phi\right)$$

$$\text{Min}\left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2\right) = 7,5 \text{ cm}$$

❖ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\phi \quad (\text{Zone IIa})$$

$$L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Selon le RPA99v2003 d'article 7.5.2.2 :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S.b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,08 \times 0,3 = 0,72 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003 \times 0,15 \times 0,3 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

Selon CBA99 d'article 5.1.1 :

$$\text{On a : } T_{u \max} = 22,76 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{22,76 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27}$$

$$\tau_u = 0,281 \text{ MPa}$$

Selon le CBA99 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_{uadm} = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{uadm} = \min \left(0,2 \times \frac{25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = 0,281 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bc \text{ adm}} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :	Sur appui :
$M_s = 11,217 \text{ KN.m}$	$M_s = 23,81 \text{ KN.m}$
$Y = D + \sqrt{D^2 + E}$	$Y = D + \sqrt{D^2 + E}$
$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$	$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$
$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$	$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$
On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$	On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$

<p>Donc :</p> $D = \frac{15}{30} \times 2,26 = 1,13 \text{ cm}$ $E = \frac{30}{30} \times 27 \times 2,26 = 61,02 \text{ cm}^2$ $Y = -1,13 + \sqrt{1,13^2 + 61,02} = 7,69 \text{ cm}$ $I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d-Y)^2 + 15A_u'(Y_1-d')^2]$ $I = \frac{30 \times 7,69^3}{3} + [15 \times 2,26 \times (27 - 7,69)^2]$ $I = 17188,07 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$ $\sigma_{bc} = \frac{11,217 \times 10^2 \times 7,69}{17188,07} = 0,502 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;">CV</p>	<p>Donc :</p> $D = \frac{15}{30} \times 5,34 = 2,67 \text{ cm}$ $E = \frac{30}{30} \times 27 \times 5,34 = 144,18 \text{ cm}^2$ $Y = -2,67 + \sqrt{2,67^2 + 144,18} = 9,63 \text{ cm}$ $I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d-Y)^2 + 15A_u'(Y_1-d')^2]$ $I = \frac{30 \times 9,63^3}{3} + [15 \times 5,34 \times (27 - 9,63)^2]$ $I = 33098,087 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$ $\sigma_{bc} = \frac{23,81 \times 10^2 \times 9,63}{33098,087} = 0,693 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;">CV</p>
--	---

Tableau 41: Ferrailage des poutres secondaire.

		$M_{max} [\text{KN.m}]$	$A_{st} [\text{cm}^2]$	CHOIX
Etages courant	TRAVÈES	20,73	1,97	3T12+1T12=4,52cm ²
	APPUIS	34,231	3,67	3T12+1T12=4,52cm ²
Centre Commercial	TRAVÈES	5,185	1,215	3T12+1T12=4,52cm ²
	APPUIS	13,171	1,241	3T12+1T12=4,52cm ²
Terrasse inaccessible	TRAVÈES	13,435	1,215	3T12+1T12=4,52cm ²
	APPUIS	30,624	2,96	3T12+1T12=4,52cm ²

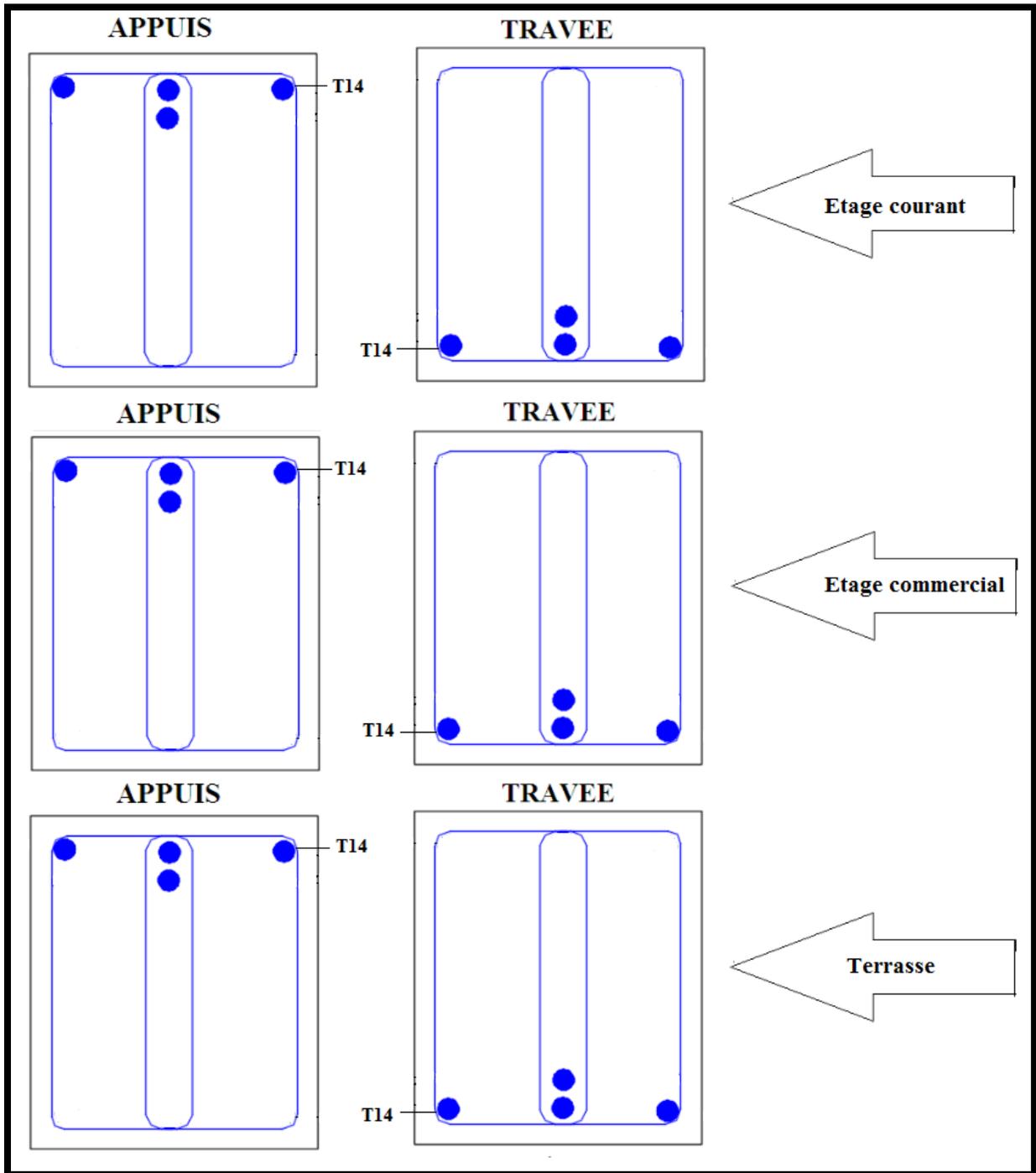


Figure 56 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

2.3 Ferrailage des voiles ^[29] :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes ou aux vents.

Le RPA99/v2003 (**Art3.4.A.1.a**) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- **ELU** : $1,35G + 1,5Q$
- **ELS** : $G+Q$
- **ELA** : $G + Q + E$

$0,8G \pm E$

- **Recommandation du RPA99/v2003 :**

Aciers verticaux :

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003 :

- ✓ L'effort de traction engendre dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,20% de la section horizontale du béton tendu.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- ✓ Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- ✓ Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- ✓ A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

- **Aciers horizontaux :**

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

- **Règles communes :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des Deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1,5a$$

$$S \leq 30\text{cm}$$

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- ✓ $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ✓ $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- **Exemple de calcul :**

2.3.1 Voiles de contreventement :

Conformément à l'Art 7.7.4 de l'RPA99/v2003, le calcul sera effectué pour des bandes verticales dont la largeur "d" est déterminée par :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2L'}{3}\right)$$

Avec :

L' : La longueur de la zone comprimée.

De même, la méthode utilisée est celle des contraintes dont les étapes à suivre sont les suivantes :

- Détermination des sollicitations telle que :

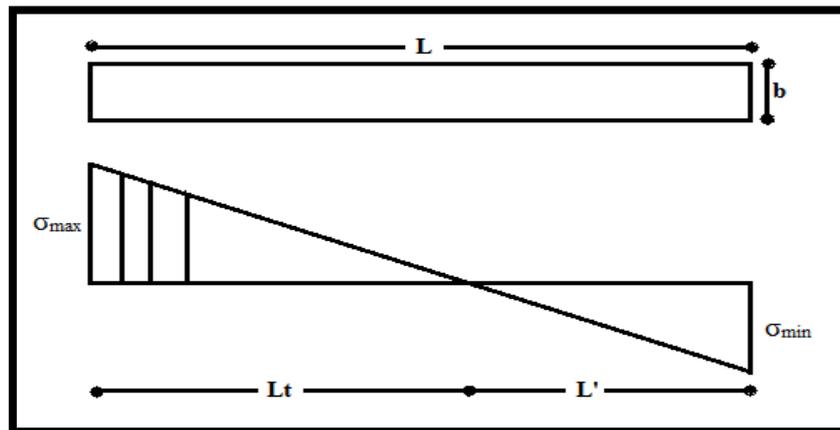
$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{corps}} \text{ et } V_{\max}$$

- Détermination de la contrainte :

On calcule la section du ferrailage à l'aide de la méthode des contraintes, qui est une formule classique de la RDM :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$



Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section brute du voile étudié.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée ($V=b/2$).

I : moment d'inertie ($I = \frac{b \times h^3}{12}$).

Calcul de L' :

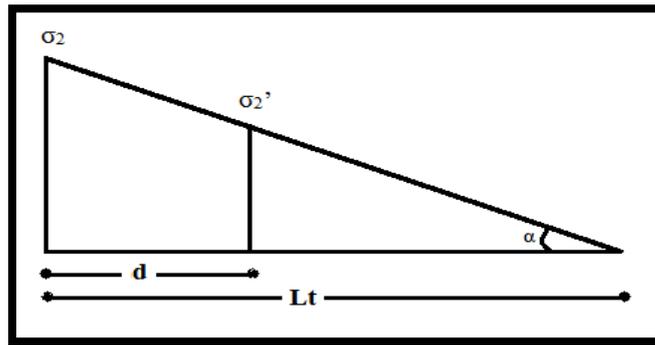
$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right)$$

$$L' = L - L_t$$

Calcul de σ_2' :

$$\text{tg } \alpha = \frac{\sigma_2}{L_t} \quad ; \quad \text{tg } \alpha = \frac{\sigma_2'}{L_t}$$

Donc : $\sigma_2' = \text{tg } \alpha (L_t - d)$



Alors :

$$\sigma_2' = \frac{N_1}{A'} + \frac{M_1 \cdot V'}{I'}$$

Calcul de A', V' et I' :

$$A' = b \cdot d$$

$$I' = \frac{b \cdot d^3}{12}$$

$$V' = \frac{d}{2}$$

Calcul des nouvelles sollicitations modérées :

$$N_1 = \frac{A'}{2} \times (\sigma_2 + \sigma_2')$$

$$M_1 = \frac{I'}{2V'} \times (\sigma_2' - \sigma_2)$$

Donc :

$$e_0 = \frac{M_1}{N_1}$$

Soit : $c = c'$

$$e_1 = \frac{d}{2} - e_0 - c$$

$$e_2 = \frac{d}{2} + e_0 - c'$$

$$A_{s1} = \frac{N_1 \times e_2}{e_1 + e_2} \times f_e$$

$$A_{s2} = \frac{N_1 \times e_1}{e_1 + e_2} \times f_e$$

$$A_s = A_{s1} + A_{s2}$$

Le pourcentage minimal :

Le RPA99/v2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

$$A_{min} = 0,15\% b \cdot L$$

- Le tableau suivant indique le ferrailage vertical pour des voiles considéré comme les plus sollicités.
- ✓ Les calculs sera fait à l'aide du logiciel « EXCEL » :

Tableau 42: Ferrailage du voile de contreventement (système portique/voile).

VOILE	V1	V2	V3
L(m)	6,11	4,77	3,4
b(m)	0,25	0,25	0,25
I(m ⁴)	4,75206523	2,26106944	0,81883333
S(m ²)	1,5275	1,1925	0,85
Y(m)	3,055	2,385	1,7
M(KN.m)	11726,991	4532,481	2426,357
N(KN)	1786,99	3364,88	2763,16
σ_b (KN/m ²)	-6369,15	-1959,21	-1786,64
σ_a (KN/m ²)	8708,91	7602,61	8288,20
Lt(m)	2,58	0,98	0,60
T(KN)	2054,80	239,36	134,66
AS _{cal} (cm ²)	59,08	6,88	3,87
AS _{rpa} (cm ²)	12,90	4,89	3,01
A _{min} (cm ²)	22,9125	17,8875	12,75
A _{vmax} (cm ²)	59,0753946	17,8875	12,75
A _{vmax} (ML/lit)	11,44	9,15	10,57
A _v /lit	69,93	43,65	35,95
barre courant	9T14	9T14	9T14
barre about	2T14	2T14	2T14
St _{courant} (cm)	12cm	12cm	12cm
St _{about} (cm)	06cm	06cm	06cm
A _v adopté/lit (cm ²)	13,9	13,9	13,9

On prend :

$$9T14 = 13,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Calcul de l'espacement :

- En zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5b ; 30cm)$$

$$S_t \leq \min(37,5cm ; 30cm) = 30cm$$

On prend : $S_t = 12cm$

- En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2}$$

$$S_{ta} = \frac{12}{2} = 6cm$$

Détermination des armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec : A_v : La section des armatures vertical

Donc :

$$A_h = \frac{2}{3} \times 14$$

$$A_h = 9,33mm$$

On prend : $A_h = 10mm$

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99/v2003).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{T_{adm}}{b \cdot d}$$

Avec : $T_{adm} = 1,4T$

T : Effort tranchant à la base du voile.

b: Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0,9h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

- La contrainte admissible est :

$$\tau_{adm} = 0,2f_{c28} = 5MPa \text{ (L'article 7.7.2 RPA 99/v2003)}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{1,4T}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 358,929 \times 10^{-3}}{0,25 \times 5,49} = 0,366 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,366 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

2.3.2 . Voile périphérique :

Le voile périphérique jouant le rôle de mur de soutènement, il tend à reperdre les charges dues à la poussée des terres.

Dans le cas des voiles situés au niveau de la périphérie du sous-sol, la poussée des terres doit être prise en compte dans les calculs, en effet cette poussée sollicite l'élément sous forme de forces horizontales triangulaire qui varient selon la hauteur h du sous-sol.

- Le tableau suivant indique le ferrailage vertical pour des voiles considéré comme les plus sollicités.
- ✓ Les calculs sera fait à l'aide du logiciel « EXCEL » :

Tableau 43: Ferrailage du voile périphérique (système portique/voile).

VOILE	V1	V2	V3
L(m)	4,77	4,3	4,13
b(m)	0,3	0,3	0,3
I(m ⁴)	2,71328333	1,987675	1,76112493
S(m ²)	1,431	1,29	1,239
Y(m)	2,385	2,15	2,065
M(KN.m)	3807,883	1315,263	1788,567
N(KN)	2070,98	493,01	1699,6
σ _b (KN/m ²)	-1899,94	-1040,50	-725,43
σ _a (KN/m ²)	4794,39	1804,85	3468,93
L _t (m)	1,35	1,57	0,71
T(KN)	385,82	245,42	77,73
AS _{cal} (cm ²)	11,09	7,06	2,23
AS _{rpa} (cm ²)	8,12	9,43	4,29
A _{min} (cm ²)	21,465	19,35	18,585
Av _{max} (cm ²)	21,465	19,35	18,59
A _{v max} (ML/lit)	7,93	6,15	13,01
A _v /lit	37,82	26,46	53,73
barre courant	9T14	9T14	9T14
barre about	2T14	2T14	2T14
S _{t courant} (cm)	12cm	12cm	12cm
S _{t about} (cm)	06cm	06cm	06cm
Av _{adopté} /lit(cm ²)	13,9	13,9	13,9

On prend : $9T14 = 13,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Calcul de l'espacement :

- En zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5b ; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(45\text{cm} ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend : $S_t = 12\text{cm}$

- En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2}$$

$$S_{ta} = \frac{12}{2} = 6\text{cm}$$

Détermination des armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec : A_v : La section des armatures vertical

Donc :

$$A_h = \frac{2}{3} \times 14$$

$$A_h = 9,33\text{mm}$$

On prend : $A_h = 10\text{mm}$

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99/v2003).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{T_{adm}}{b \cdot d}$$

Avec : $T_{adm} = 1,4T$

T : Effort tranchant à la base du voile.

b : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

- La contrainte admissible est :

$$\tau_{adm} = 0,2f_{c28} = 5\text{MPa} \text{ (L'article 7.7.2 RPA 99/v2003)}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{1,4T}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 85,278 \times 10^{-3}}{0,3 \times 4,29} = 0,092 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,092 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

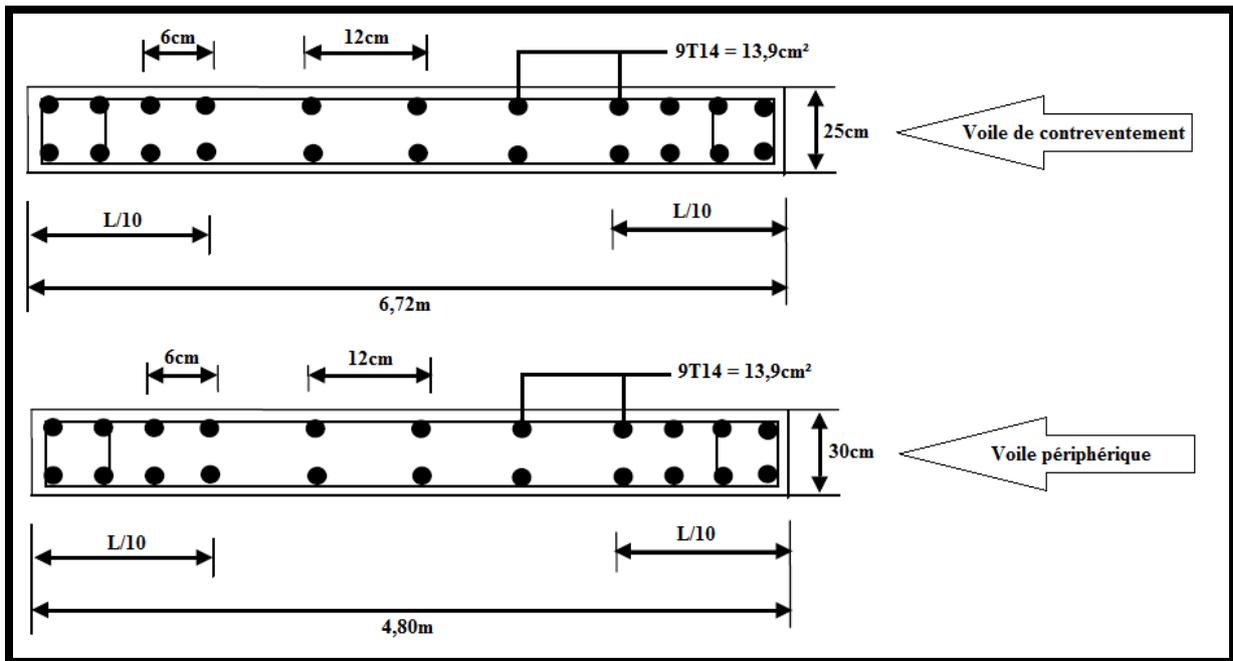


Figure 57: Ferrailage du voile de contreventement et périphérique (système portique/voile).

2.4 Ferrailage des balcons :

Le balcon est une dalle pleine assimilée à une console encastrée à la poutre porteuse soumise à :

- Son poids propre.
- La surcharge d'exploitation.
- Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du mur extérieur.

Le calcul se fera à la flexion simple.

Tableau 44 : Moment fléchissant et l'effort tranchant du balcon.

	Moment fléchissant [KN.m]						Effort tranchant [KN]	
	ELU		ELA		ELS		Appui	Travée
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée		
Étage courant	22,26	20,41	23,87	28,06	16,48	15,09	14,39	10,67
Terrasse inaccessible	11,78	11,86	22,67	25,84	8,61	8,67	9,46	14,2

2.4.1 Étage courant :

À L'ELU :

b=1,20m ; h=0,15m ; d=0,9h=0,135m

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{MPa} \quad ;$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{MPa}$$

ELU	
<p>• En travée</p> <p>$M_{u \max} = 20,41 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{20,41 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,066 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,085$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,966$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{20,41 \times 10^{-3}}{0,966 \times 0,135 \times 348}$ <p>$A_{st} = 4,49 \text{cm}^2$</p>	<p>• Sur appuis</p> <p>$M_{u \max} = 22,26 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{22,26 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,072 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,093$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,963$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{22,26 \times 10^{-3}}{0,963 \times 0,135 \times 348}$ <p>$A_{st} = 4,92 \text{cm}^2$</p>

À L'ELA :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,47 \text{MPa}$$

ELA	
<p>• En travée :</p> <p>$M_{u \max} = 28,06 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{28,06 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,069 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,089$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,964$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{28,06 \times 10^{-3}}{0,964 \times 0,135 \times 400}$ <p>$A_{st} = 5,39 \text{cm}^2$</p>	<p>• Sur appui :</p> <p>$M_{u \max} = 23,87 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{23,87 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,059 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,076$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,969$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{23,87 \times 10^{-3}}{0,969 \times 0,135 \times 400}$ <p>$A_{st} = 4,56 \text{cm}^2$</p>

On adopte :

- **En travée :**

$$A_{st} = \max(4,49 \text{cm}^2 ; 5,39 \text{cm}^2) = 5,39 \text{cm}^2$$

Le choix : **7T12=7,91cm²**

- **En appui :**

$$A_{st} = \max(4,92 \text{cm}^2 ; 4,56 \text{cm}^2) = 4,92 \text{cm}^2$$

Le choix : **7T12=7,91cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1,2 \times 0,135 = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 1,96 \text{ cm}^2 < A_{st} = 7,91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min (1,5d ; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Esp} = \min (20,25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$\text{On prend : T10 d'espacement égale à 15 cm}$$

Contrainte de cisaillement :

$$T_{u \max} = 10,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{10,67 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,065 \text{ MPa}$$

Selon le CBA93 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_{uadm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{uadm} = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,065 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bcadm} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 15,09 \text{ KN.m}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b}(A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b}(A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$$

On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$

Donc :

$$D = \frac{15}{120} \times 7,91 = 0,98 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{120} \times 13,5 \times 7,91 = 26,69 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,98 + \sqrt{0,98^2 + 26,69} = 4,28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{120 \times 4,28^3}{3} + [15 \times 7,91 \times (13,5 - 4,28)^2]$$

$$I = 13222,36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{15,09 \times 10^2 \times 4,28}{13222,36} = 0,488 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

2.4.2 Terrasse inaccessible :

ELU	
<p>• En travée :</p> <p>$M_{u \max} = 11,86 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{11,86 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,038 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,048$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,981$</p>	<p>• Sur appui :</p> <p>$M_{u \max} = 11,78 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{11,78 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,038 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,048$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,981$</p>

$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{11,86 \times 10^{-3}}{0,981 \times 0,135 \times 348}$ $A_{st} = 2,57 \text{ cm}^2$	$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{11,78 \times 10^{-3}}{0,981 \times 0,135 \times 348}$ $A_{st} = 2,56 \text{ cm}^2$
---	---

À L'ELA :

ELA	
<ul style="list-style-type: none"> En travée : $M_{u \max} = 25,84 \text{ KN.m}$ $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{25,84 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 18,47}$ $\mu = 0,064 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$ $A' = 0 \quad (\text{Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires})$ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\alpha = 0,083$ $\beta = 1 - 0,4\alpha$ $\beta = 0,967$ $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{25,84 \times 10^{-3}}{0,967 \times 0,135 \times 400}$ $A_{st} = 4,95 \text{ cm}^2$	<ul style="list-style-type: none"> Sur appui : $M_{u \max} = 22,67 \text{ KN.m}$ $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{22,67 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135^2 \times 18,47}$ $\mu = 0,056 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$ $A' = 0 \quad (\text{Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires})$ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\alpha = 0,072$ $\beta = 1 - 0,4\alpha$ $\beta = 0,971$ $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{22,67 \times 10^{-3}}{0,971 \times 0,135 \times 400}$ $A_{st} = 4,32 \text{ cm}^2$

On adopte :

- En travée :**

$$A_{st} = \max(2,57 \text{ cm}^2 ; 4,95 \text{ cm}^2) = 4,95 \text{ cm}^2$$

Le choix : **7T12=7,91cm²**

- En appui :**

$$A_{st} = \max(2,56 \text{ cm}^2 ; 4,32 \text{ cm}^2) = 4,32 \text{ cm}^2$$

Le choix : **7T12=7,91cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 1,2 \times 0,135 \times \frac{2,1}{400} = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 1,96 \text{ cm}^2 < 7,91 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min (1,5d ; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Esp} = \min (20,25 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 20,25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \text{Esp} = 15 \text{ cm}$$

Armature de répartition :

$$\text{On prend : T10 d'espacement égale à 15 cm}$$

Contrainte de cisaillement :

$$T_{u \max} = 14,2 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{14,2 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,135}$$

$$\tau_u = 0,087 \text{ MPa}$$

Selon le CBA93 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,087 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bcadm} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 8,67 \text{ KN}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b}(A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$$

On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$

Donc :

$$D = \frac{15}{120} \times 7,91 = 0,98 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{120} \times 13,5 \times 7,91 = 26,69 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,98 + \sqrt{0,98^2 + 26,69} = 4,28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{120 \times 4,28^3}{3} + [15 \times 7,91 \times (13,5 - 4,28)^2]$$

$$I = 13222,36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,67 \times 10^2 \times 4,28}{13222,36} = 0,281 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Tableau 45: Récapitulatif de ferrailage du balcon (système portique/voile).

		M_{\max} [KN.m]	A_{st} [cm ²]	CHOIX
Étage courant	Travées	28,06	5,39	7T12=7,91cm ²
	Appuis	23,87	4,92	7T12=7,91cm ²
Terrasse inaccessible	Travées	25,84	4,95	7T12=7,91cm ²
	Appuis	22,67	4,32	7T12=7,91cm ²

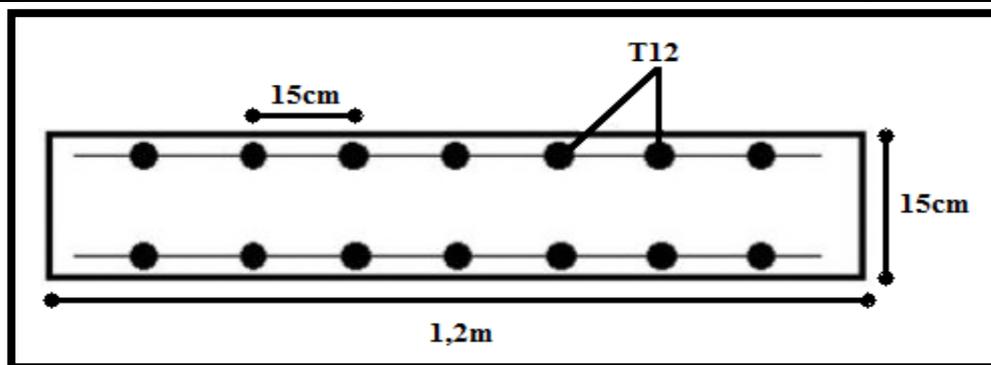


Figure 58: Schéma de ferrailage des balcons.

3. Ferrailage des éléments principaux du système trumeaux :

3.1 Les voiles :

3.1.1 Voile de contreventement :

- Le tableau suivant indique le ferrailage vertical pour des voiles considéré comme les plus sollicités.
- ✓ Les calculs sera fait à l'aide du logiciel « EXCEL » :

Tableau 46: Ferrailage du voile de contreventement (système trumeaux).

VOILE	V1	V2	V3
L(m)	6,72	6,09	4,8
b(m)	0,3	0,3	0,3
I(m ⁴)	7,5866112	5,64666323	2,7648
S(m ²)	2,016	1,827	1,44
Y(m)	3,36	3,045	2,4
M(KN.m)	13392	9717,374	8958,553
N(KN)	-991,18	-866,1	4780,95
σ_b (KN/m ²)	-6422,78	-5714,21	-4456,42
σ_a (KN/m ²)	5439,47	4766,10	11096,63
Lt(m)	3,64	3,32	1,38
T(KN)	3505,42	2846,08	919,37
AS _{cal} (cm ²)	100,78	81,82	26,43
AS _{rpa} (cm ²)	21,83	19,92	8,25
A _{min} (cm ²)	30,24	27,405	21,6
A _{vmax} (cm ²)	100,780725	81,8248004	26,43
A _{v max} (ML/lit)	13,85	12,32	9,61
A _v /lit	93,07	75,04	46,12
barre courant	9T14	9T14	9T14
barre about	2T14	2T14	2T14
S _{courant} (cm)	12cm	12cm	12cm
S _{tabout} (cm)	07cm	07cm	07cm
A _{v adopté} /lit(cm ²)	13,9	13,9	13,9

On prend : 9T14 = 13,9 cm²/ml

Calcul de l'espacement :

- En zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5b ; 30cm)$$

$$S_t \leq \min(45cm ; 30cm) = 30cm$$

On prend : $S_t = 12cm$

- En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2}$$

$$S_{ta} = \frac{12}{2} = 6cm$$

Détermination des armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec : A_v : La section des armatures vertical

Donc :

$$A_h = \frac{2}{3} \times 14$$

$$A_h = 9,33mm$$

On prend : $A_h = 10mm$

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99/v2003).

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = \frac{T_{adm}}{b \cdot d}$$

Avec : $T_{adm} = 1,4T$

T : Effort tranchant à la base du voile.

b: Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d=0,9h$)

h : Hauteur totale de la section brute.

- La contrainte admissible est :

$$\tau_{adm} = 0,2f_{c28} = 5MPa \text{ (L'article 7.7.2 RPA 99/v2003)}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{1,4T}{b \cdot d}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 638,938 \times 10^{-3}}{0,3 \times 6,05} = 0,49 \text{ MPa}$$

3.1.2 Voile périphérique :

- Le tableau suivant indique le ferrailage vertical pour des voiles considéré comme les plus sollicités.

Les calculs sera fait à l'aide du logiciel « EXCEL » :

Tableau 47: Ferrailage du voile périphérique (système trumeaux).

VOILE	V1	V2	V3
L(m)	4,8	4,1	3,4
b(m)	0,3	0,3	0,3
I(m ⁴)	2,7648	1,723025	0,9826
S(m ²)	1,44	1,23	1,02
Y(m)	2,4	2,05	1,7
M(KN.m)	1563,154	3289,542	927,931
N(KN)	-2127,53	-392,18	1023,77
σ_b (KN/m ²)	-2834,36	-4232,64	-601,72
σ_a (KN/m ²)	-120,55	3594,95	2609,11
Lt(m)	5,01	2,22	0,64
T(KN)	2131,39	1407,57	57,51
AS _{cal} (cm ²)	61,28	40,47	1,65
AS _{rpa} (cm ²)	30,08	13,30	3,82
A _{min} (cm ²)	21,6	18,45	15,3
Av _{max} (cm ²)	61,2773291	40,4675922	15,30
A _{v max} (ML/lit)	6,11	9,13	12,01
A _v /lit	29,34	37,42	40,82
barre courant	9T14	9T14	9T14
barre about	2T14	2T14	2T14
St _{courant} (cm)	12cm	12cm	12cm
S _{tabout} (cm)	06cm	06cm	06cm
Av _{adopté} /lit(cm ²)	13,9	13,9	13,9

On prend : 9T14 = 13,9 cm²/ml

Calcul de l'espacement :

- En zone courante :

$$S_t \leq \min(1,5b ; 30\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(45\text{cm} ; 30\text{cm}) = 30\text{cm}$$

On prend : $S_t = 12cm$

- En zone d'about :

$$S_{ta} = \frac{S_t}{2}$$

$$S_{ta} = \frac{12}{2} = 6cm$$

Détermination des armatures horizontales :

$$A_h = \frac{2}{3} A_v$$

Avec : A_v : La section des armatures vertical

Donc :

$$A_h = \frac{2}{3} \times 14$$

$$A_h = 9,33mm$$

On prend : $A_h = 10mm$

Vérification des voiles à l'effort tranchant :

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouve à la base du voile, majore de 40% (Art 7.7.2 RPA99/v2003).

La contrainte de cisaillement est : $\tau_u = \frac{T_{adm}}{b.d}$

Avec : $T_{adm} = 1,4T$

T : Effort tranchant à la base du voile.

b: Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d=0,9h)

h : Hauteur totale de la section brute.

- La contrainte admissible est :

$$\tau_{adm} = 0,2f_{c28} = 5MPa \text{ (L'article 7.7.2 RPA 99/v2003)}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \tau_{adm}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{1,4T}{b.d}$$

$$\tau_u = \frac{1,4 \times 746,05 \times 10^{-3}}{0,3 \times 4,32} = 0,81 MPa$$

$$\tau_u = 0,81MPa < \tau_{adm} = 5MPa \rightarrow CV$$

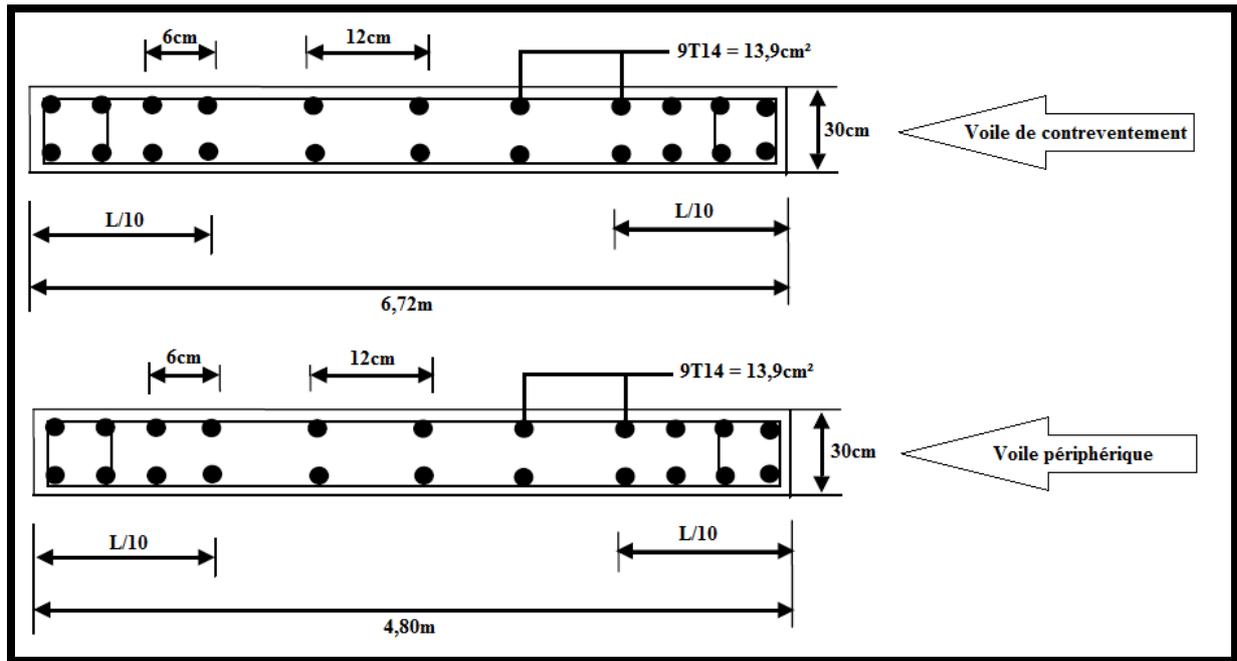


Figure 59: Ferrailage du voile de contreventement et périphérique (système trumeaux).

3.2 Balcon

Tableau 48: Moment fléchissant et l'effort tranchant du balcon.

	Moment fléchissant [KN.m]						Effort tranchant [KN]	
	ELU		ELA		ELS		Appui	Travée
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée		
Étage courant	20,47	25,35	15,08	18,64	15,08	18,64	16,97	19,8
Terrasse inaccessible	11,99	14,47	8,82	10,65	8,82	10,65	18,42	23,34

3.2.1 Terrasse inaccessible :

À L'ELU :

ELU	
<p>• En travée :</p> <p>$M_{u \max} = 14,47 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{14,47 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,18^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,026 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,033$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,987$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{14,47 \times 10^{-3}}{0,987 \times 0,18 \times 348}$ <p>$A_{st} = 2,34 \text{cm}^2$</p>	<p>• Sur appui :</p> <p>$M_{u \max} = 11,99 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{11,99 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,18^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,022 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,028$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,989$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{11,99 \times 10^{-3}}{0,989 \times 0,18 \times 348}$ <p>$A_{st} = 1,94 \text{cm}^2$</p>

À L'ELA :

ELA	
<p>• En travée :</p> <p>$M_{u \max} = 10,65 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{10,65 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,18^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,015 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,019$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p>	<p>• Sur appui :</p> <p>$M_{u \max} = 8,82 \text{KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{8,82 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,18^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,012 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,015$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p>

$\beta = 0,992$ $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{10,65 \times 10^{-3}}{0,992 \times 0,18 \times 400}$ $A_{st} = 1,49 \text{ cm}^2$	$\beta = 0,994$ $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{8,82 \times 10^{-3}}{0,994 \times 0,18 \times 400}$ $A_{st} = 1,23 \text{ cm}^2$
---	--

On adopte :

En travée :

$$A_{st} = \max(2,34 \text{ cm}^2 ; 1,49 \text{ cm}^2) = 2,34 \text{ cm}^2$$

Le choix : **7T12=7,91cm²**

En appui :

$$A_{st} = \max(1,94 \text{ cm}^2 ; 1,23 \text{ cm}^2) = 1,94 \text{ cm}^2$$

Le choix : **7T12=7,91cm²****Condition de non fragilité :**

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1,2 \times 0,18 = 1,96 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 2,61 \text{ cm}^2 < A_{st} = 7,91 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min(1,5d ; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Esp} = \min(27 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 27 \text{ cm}$$

On prend : Esp = 15cm

Armature de répartition :

On prend : T10 d'espacement égale à 15cm

Contrainte de cisaillement :

$$T_{u \max} = 23,34 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{23,34 \times 10^{-3}}{1,2 \times 0,18}$$

$$\tau_u = 0,108 \text{ MPa}$$

Selon le CBA93 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_{uadm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{uadm} = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,108 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bcadm} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 10,65 \text{ KN}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$$

$$\text{On a : } A_u' = 0 ; d' = 0$$

Donc :

$$D = \frac{15}{120} \times 7,91 = 0,98 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{120} \times 13,5 \times 7,91 = 26,69 \text{ cm}^2$$

$$Y = -0,98 + \sqrt{0,98^2 + 26,69} = 4,28 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15 A_u (d - Y)^2 + 15 A_u' (Y - d')^2]$$

$$I = \frac{120 \times 4,28^3}{3} + [15 \times 7,91 \times (13,5 - 4,28)^2]$$

$$I = 13222,36 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{8,67 \times 10^2 \times 4,28}{13222,36} = 0,281 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Tableau 49: Récapitulatif de ferrailage du balcon.

		M_{max} [KN.m]	A_{st} [cm ²]	CHOIX
Étage courant	Travées	25,35	4,15	7T12=7,91cm²
	Appuis	20,47	3,33	7T12=7,91cm²
Terrasse inaccessible	Travées	14,47	2,34	7T12=7,91cm²
	Appuis	11,99	1,94	7T12=7,91cm²

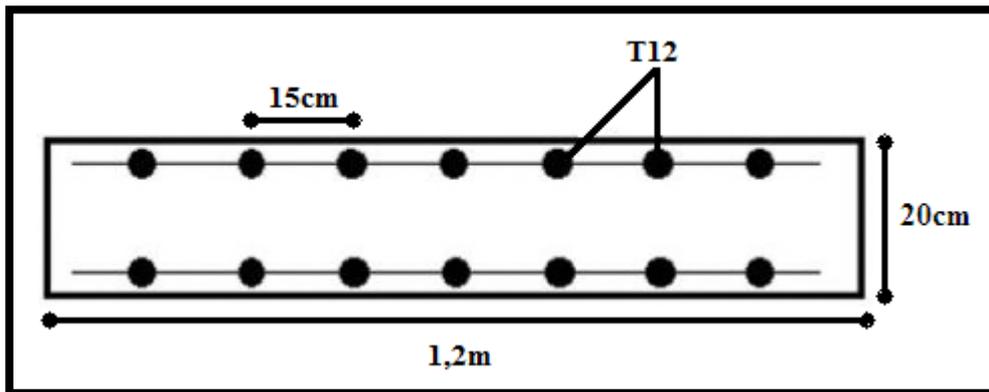


Figure 60: Schéma de ferrailage du balcon.

Tableau 50: Moment fléchissant et l'effort tranchant des dalles pleines.

	Moment fléchissant [KN.m]						Effort tranchant [KN]	
	ELU		ELA		ELS		Appui	Travée
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée		
Etage courant	109,9066	66,3397	56,2741	32,6149	80,72	48,3259	14,39	10,67

À L'ELU :

b=1,00m ; h=0,20m ; d=0,9h=0,18m

ELU	
<p>• En travée</p> <p>$M_{u\max} = 66,3397 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{66,3397 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,144 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,195$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,922$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{66,3397 \times 10^{-3}}{0,922 \times 0,18 \times 348}$ <p>$A_{st} = 11,49 \text{ cm}^2$</p>	<p>• Sur appuis</p> <p>$M_{u\max} = 109,9 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{109,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,239 < 0,186 \rightarrow$ Pivot B</p> $\epsilon_{sl} = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$ $\epsilon_{sl} = \frac{400}{1,15 \times 200000} = 0,00173$ $\alpha_1 = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \epsilon_{sl}} = 0,669$ <p>$\beta_1 = 1 - 0,4\alpha_1 = 0,732$</p> <p>$\mu_1 = 0,8 \times \alpha_1 \times \beta_1 = 0,391$</p> <p>$\mu = 0,239 < \mu_1 = 0,391 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,346$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,861$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{109,9 \times 10^{-3}}{0,861 \times 0,18 \times 348} = 20,37 \text{ cm}$

• **À L'ELA :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,47 \text{ MPa}$$

ELA	
<p>• En travée</p> <p>$M_{u \max} = 32,6149 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{32,6149 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,05 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,06$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,976$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{32,6149 \times 10^{-3}}{0,976 \times 0,18 \times 400}$ <p>$A_{st} = 4,64 \text{ cm}^2$</p>	<p>• Sur appuis</p> <p>$M_{u \max} = 56,1641 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{56,1641 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,09 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,118$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,953$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{56,1641 \times 10^{-3}}{0,953 \times 0,18 \times 400}$ <p>$A_{st} = 8,185 \text{ cm}^2$</p>

On adopte :

• **En travée :**

$$A_{st} = \max(11,49 \text{ cm}^2 ; 4,64 \text{ cm}^2) = 11,49 \text{ cm}^2$$

Le choix : **10T14=15,39 cm²**

• **En appui :**

$$A_{st} = \max(20,37 \text{ cm}^2 ; 8,185 \text{ cm}^2) = 20,37 \text{ cm}^2$$

Le choix : **10T14+5T12=21,04 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1,2 \times 0,18 = 2,61 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 2,61 \text{ cm}^2 < A_{st} = 21,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min (2h ; 25\text{cm}) \quad \text{si } h < 40\text{cm} \text{ (fissuration préjudiciable)}$$

$$\text{Esp} = \min (40 \text{ cm} ; 25\text{cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \text{Esp} = 10\text{cm}$$

Contrainte de cisaillement :

$$T_{u \max} = 98,122 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{98,122 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18}$$

$$\tau_u = 0,545 \text{ MPa}$$

Selon le CBA93 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_{uadm} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_{uadm} = \min (3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa} > \tau_u = 0,065 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bcadm} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 48,33 \text{ KN.m}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$$

On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$

Donc :

$$D = \frac{15}{100} \times 15,39 = 2,31 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \times 18 \times 15,39 = 83,11 \text{ cm}^2$$

$$Y = -2,31 + \sqrt{2,31^2 + 83,11} = 7,09 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u (d - Y)^2 + 15A_u' (Y_1 - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 7,09^3}{3} + [15 \times 15,39 \times (18 - 7,09)^2]$$

$$I = 39357,66 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{48,33 \times 10^2 \times 7,09}{39357,66} = 0,87 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

3.3.2 Terrasse inaccessible :

Tableau 51: Moment fléchissant et l'effort tranchant des dalles pleines.

	Moment fléchissant [KN.m]						Effort tranchant [KN]
	ELU		ELA		ELS		
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	
Terrasse inaccessible	116,94	74,25	60,51	39,53	85,72	54,43	103,89

Tableau 52: Récapitulatif de ferrailage des dalles pleines.

		M_{\max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Le choix
Etage courant	Appui	109,91	20,37	10T14+5T12=21,04cm ²
	Travée	66,34	11,49	10T14=15,39cm ²
Terrasse inaccessible	Appui	116,94	21,96	10T14+5T12=21,04cm ²
	Travée	74,25	12,99	10T14=15,39cm ²

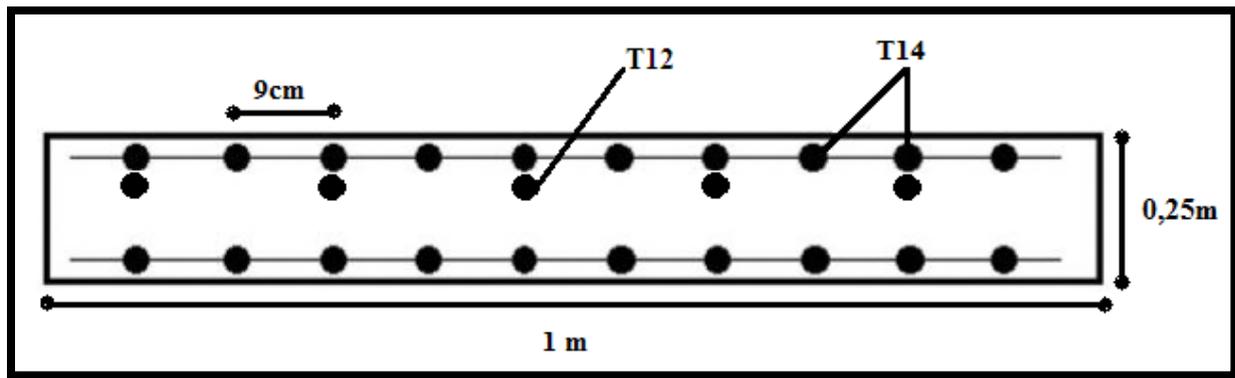


Figure 61:: Récapitulatif de ferrailage des dalles pleines.

3.4 Ferrailage de bandes noyées :

Les calculs des bandes noyers seront réalisés en flexion simple à partir du règlement CBA93 puis, on se rapportera au règlement du RPA 99/v2003 pour vérifier le ferrailage minimum qui est en fonction de la section du béton.

On fait le calcul pour les deux situations suivantes :

- Situation durable et transitoire : **1,35G+1,5Q**
- Situation accidentelle : **G +Q +E**
0,8G ±E

3.4.1 Etages courants

Tableau 53: Les efforts internes des bandes noyées.

	MOMENT FLECHISSANT [KN.M]						EFFORT TRANCHANT [KN]
	ELU		ELA		ELS		
	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	
	20,0635	36,4123	10,0246	17,7188	14,6232	26,5494	222,428

On a:

$$h=0,2\text{m} ; b=0,8\text{m} ; L=6,35\text{m} ; d=0,9h=0,18\text{m}$$

$$f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}= 2,1\text{MPa}$$

• Á L'ELU :

$$\sigma_{st}=\frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st}=\frac{400}{1,15}=348\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc}=\frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc}=\frac{0,85 \times 25}{1,5}=14,17\text{MPa}$$

$$f_{t28}=0,6+0,06f_{c28}= 2,1\text{MPa}$$

ELU	
<p>En travée :</p> <p>$M_u = 20,0635 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{20,0635 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,18^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,054 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,06$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,976$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{20,0635 \times 10^{-3}}{0,976 \times 0,18 \times 348}$ <p>$A_{st} = 3,28 \text{ cm}^2$</p>	<p>Sur appui:</p> <p>$M_u = 36,4123 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{36,4123 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,18^2 \times 14,17}$ <p>$\mu = 0,088 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,115$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,954$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{36,4123 \times 10^{-3}}{0,954 \times 0,18 \times 348}$ <p>$A_{st} = 6,09 \text{ cm}^2$</p>

• **À L'ELA :**

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,47 \text{ MPa}$$

ELA	
<p>En travée :</p> <p>$M_u = 10,0246 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{10,0246 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,18^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,02 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$	<p>Sur appui:</p> <p>$M_u = 17,7188 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{17,7188 \times 10^{-3}}{0,8 \times 0,18^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,037 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$\alpha=0,025$ $\beta=1-0,4\alpha$ $\beta=0,99$ $A_{st}=\frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st}=\frac{10,0246 \times 10^{-3}}{0,99 \times 0,18 \times 400}$ $A_{st}=1,4 \text{ cm}^2$	$\alpha=0,047$ $\beta=1-0,4\alpha$ $\beta=0,981$ $A_{st}=\frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st}=\frac{17,7188 \times 10^{-3}}{0,981 \times 0,18 \times 400}$ $A_{st}=3,076 \text{ cm}^2$
---	---

On adopte :

$$A_{st}=\max (A_{st(ELU)} ; A_{st(ELA)})$$

- **En travée :**

$$A_{st}=\max (3,28 \text{ cm}^2 ; 1,4 \text{ cm}^2) = 3,28 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T14=4,62 cm²**

- **En appui :**

$$A_{st}=\max (6,09 \text{ cm}^2 ; 3,076 \text{ cm}^2) = 6,09 \text{ cm}^2$$

Le choix : **3T12+3T12=6,78 cm²**

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times 0,8 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \min} = 1,74 \text{ cm}^2 < A_{st} = 6,78 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Pourcentage exigé par le RPA d'article 7.5.2.1 :

$$A_{\min} > 0,5\% b \cdot h$$

$$A_{\min} > 0,005 \times 0,8 \times 0,2 = 8 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales :**Selon le RPA99/v2003 d'article 7.5.2.2 :**

- ❖ Dans la zone nodale :

$$\text{Min} (h/4 ; 12\phi)$$

$$\text{Min} \left(\frac{20}{4} ; 12 \times 1,4 \right) = 5 \text{ cm}$$

- ❖ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S \leq \frac{20}{2} = 10 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\phi \quad (\text{Zone II})$$

$$L_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$$

Selon le RPA99v2003 d'article 7.5.2.2 :

La quantité des armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003.S.b$$

$$A_t = 0,003 \times 0,10 \times 0,8 = 2,4 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0,003 \times 0,05 \times 0,8 = 1,2 \text{ cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant :

Selon CBA99 d'article 5.1.1 :

$$\text{On a : } T_{u \max} = 222,428 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \max}}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{222,428 \times 10^{-3}}{0,2 \times 0,18}$$

$$\tau_{uadm} = 6,178 \text{ MPa}$$

Selon le CBA99 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\rightarrow \tau_u = 1,041 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 6,178 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bcadm} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

En travée :	En appui :
$M_s = 14,6232 \text{ KN.m}$	$M_s = 26,5494 \text{ KN.m}$
$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$	$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$
$D = \frac{15}{b}(A_u + A_u')$	$D = \frac{15}{b}(A_u + A_u')$
$E = \frac{30}{b}(A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$	$E = \frac{30}{b}(A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$
On a : $A_u' = 0 ; d' = 0$	On a : $A_u' = 0 ; d' = 0$
Donc :	Donc :
$D = \frac{15}{20} \times 4,52 = 3,39 \text{ cm}$	$D = \frac{15}{20} \times 6,16 = 4,62 \text{ cm}$
$E = \frac{30}{20} \times 18 \times 4,52 = 122,04 \text{ cm}^2$	$E = \frac{30}{20} \times 18 \times 6,16 = 166,32 \text{ cm}^2$

$Y = -3,39 + \sqrt{3,39^2 + 122,04} = 8,16$ $I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y_I - d')^2]$ $I = \frac{20 \times 8,16^3}{3} + [15 \times 4,52 \times (18 - 8,16)^2]$ $I = 10187,03 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$ $\sigma_{bc} = \frac{14,6232 \times 10^2 \times 8,16}{10187,03} = 1,17 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;">CV</p>	$Y = -4,62 + \sqrt{4,62^2 + 166,32} = 9,079$ $I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y_T - d')^2]$ $I = \frac{20 \times 9,079^3}{3} + [15 \times 6,16 \times (18 - 9,079)^2]$ $I = 5813,41 \text{ cm}^4$ $\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$ $\sigma_{bc} = \frac{26,5494 \times 10^2 \times 9,079}{5813,41} = 4,146 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa}$ <p style="text-align: center;">CV</p>
---	--

3.4.2 Terrasse inaccessible :

Tableau 54: les efforts internes de la terrasse.

Terrasse inaccessible	Moment fléchissant [KN.m]						Effort tranchant [KN]
	ELU		ELA		ELS		
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	
	35,1331	21,5785	18,5079	11,50	25,7651	15,8214	

Tableau 55: Récapitulatif de ferrailage des bandes noyées.

		M_{max} (KN.m)	A_{st} (cm ²)	Le choix
Étage courant	Appui	109,91	20,37	10T14+5T12=21,04cm ²
	Travée	66,34	11,49	10T14=15,39cm ²
Terrasse inaccessible	Appui	116,94	21,96	10T14+5T12=21,04cm ²
	Travée	74,25	12,99	10T14=15,39cm ²

4. La cage d'ascenseur ^[30] :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes (et des objets) en hauteur sur des niveaux définis d'une construction.

Les dimensions, la construction et le contrôle en temps réel pendant l'usage des ascenseurs permettent l'accès sécurisé des personnes.

Cet appareil élévateur est installé la plupart du temps dans une cage d'ascenseur (une trémie verticale fermée en générale à l'intérieur de l'édifice).

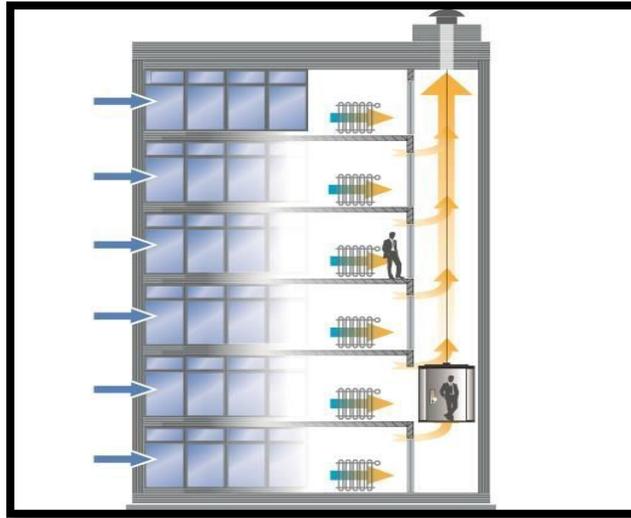


Figure 62: ascenseur.

4.1 Étude de l'ascenseur :

L'ascenseur est composé de trois constituants principaux :

- Cabine : organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- Treuil de levage de la poulie.
- Le contre poids.

La cabine et contre poids sont aux extrémités du câble d'acier qui porte dans les gorges de la poulie

Le treuil soit :

- **P_m** « poids mort » : le poids de la cabine, étrier, accessoire, câbles.
- **Q** : la charge en cabine.
- **P_p** : le poids de contre poids tel que : $P_p = P_m + \frac{Q}{2}$

Dans notre projet, l'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes

La charge nominale est de 630 kg pour 8 personnes.

Les dimensions selon la fiche technique de l'ascenseur :

Largeur : 1,5m

Profondeur : 1,6m

Hauteur : 2,2m

La largeur de passage libre : 0,8m

La hauteur de passage libre : 2m

La hauteur de la course : 34,34m

L'épaisseur de la dalle machine : 25cm

La surface de la cabine : 3,24 m²

Le poids de la cabine : 4,66KN

Le contre poids : 6,8KN

Le poids des câbles : 100,51KN

4.2 Détermination des charges et surcharges :

4.2.1 Les charges permanentes :

$$G=4,66+6,8+100,51$$

$$G=111,97\text{KN}$$

$$G_1=\frac{G}{S}$$

$$G_1=\frac{111,97}{3,24}$$

$$G_1= 34,54 \text{ KN/m}^2$$

On a:

Dalle pleine : $e=25\text{cm}$; $\gamma_b=25\text{KN/m}^3$

$$G_2=0,25\times 25=6,25\text{KN/m}^2$$

Donc :

$$G_T=\sum G_i$$

$$G_T=28,82+6,25=35,07\text{KN/m}^2$$

4.2.2 Les charges d'exploitations :

$$Q_1=\frac{7}{S}$$

$$Q_1=\frac{7}{3,24}=2,16\text{KN/m}^2$$

$$Q_{\text{ter}}=1\text{KN/m}^2$$

Donc :

$$Q_T = \sum Q_i$$

$$Q_T = 2,06 + 1 = 3,06 \text{ KN/m}^2$$

4.2.3 Combinaison de charge :

À L'ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$q_u = (1,35 \times 35,07) + (1,5 \times 3,06)$$

$$q_u = 51,93 \text{ KN/m}^2$$

À L'ELS :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 35,07 + 3,06$$

$$q_s = 38,13 \text{ KN/m}^2$$

❖ Calcul des efforts :

D'après RPA 99/version 2003 ; le calcul des efforts de la dalle reposante sur 4 côtés :

• Calcul de α :

$$0,4 \leq \alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1 \rightarrow 0,4 \leq \alpha = \frac{1,85}{2,1} \leq 1$$

$$\text{Donc : } 0,4 \leq \alpha = 0,88 \leq 1$$

Cela revient à étudier une dalle porte dans les deux sens.

$$M_x = \mu_x \times q_u \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec les coefficients μ_x et μ_y , selon le BAEL annexe E3 :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,0474$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha) = 0,755$$

$$\text{Donc : } M_x = 0,0474 \times 51,93 \times 1,85^2 = 8,42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,755 \times 8,42 = 6,36 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{utx} = 0,85M_x = 7,16 \text{ KN.m}$$

$$M_{uty} = 0,85M_y = 5,41 \text{ KN.m}$$

$$M_{ut} = \max (M_{utx}; M_{uty}) = 7,16 \text{ KN.m}$$

Moment sur appui :

$$M_{uax} = 0,3M_x = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$M_{uay} = 0,3M_y = 1,91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ua} = \max (M_{uax} ; M_{uay}) = 2,53 \text{ KN.m}$$

4.3 Ferrailage de la dalle machine :

Le ferrailage de la dalle machine se fait pour une bande de 1m, le calcul se fait pour une dalle en flexion simple.

À L'ELU:

$$b=100\text{cm} ; h=25\text{cm} ; d=0,9h=22,5\text{cm}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

En travée :

$$M_u = 7,16 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{7,16 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,001 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0012$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,999$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{7,16 \times 10^{-3}}{0,999 \times 0,225 \times 348}$$

$$A_{st} = 0,92 \text{ cm}^2$$

Sur appui :

$$M_u = 2,53 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$$

$$\mu = \frac{2,53 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225^2 \times 14,17}$$

$$\mu = 0,0035 < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 \quad (\text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire})$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 0,0043$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha$$

$$\beta = 0,998$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{2,53 \times 10^{-3}}{0,998 \times 0,225 \times 348}$$

$$A_{st} = 0,32 \text{ cm}^2$$

On prend **10T14** comme ferrailage longitudinal en travée et sur appui de section **15,39 cm²**.

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1 \times 0,225 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 2,72 \text{ cm}^2 < A_{st} = 15,39 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min(1,5d ; 40 \text{ cm})$$

$$\text{Esp} = \min(33,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 33,75 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : Esp} = 15 \text{ cm}$$

Condition de cisaillement :

$$T_x = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} ; \quad T_y = \frac{q_u \times L_x}{3}$$

Donc:

$$T_x = \frac{51,93 \times 1,85 \times 2,1}{(2 \times 1,85) + 2,1} = 34,78 \text{ KN}$$

$$T_y = \frac{51,93 \times 1,85}{3} = 32,02 \text{ KN}$$

$$T_u = \max(T_x ; T_y) = 34,78 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \max}{b \times d}$$

$$\tau_u = \frac{34,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225}$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa}$$

Selon le CBA99 d'article 5.1.2.1 :

$$\tau_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\tau_u = \min (0,2 \times 25 / 1,5 ; 5 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,15 \text{ MPa} < \tau_{uadm} = 3,33 \text{ MPa} \quad \text{CV}$$

Vérification à l'ELS :

Evaluation des sollicitations à l'ELS :

$$M_x = \mu_x \times q_s \times (L_x)^2$$

$$M_y = \mu_y \times M_x$$

Avec les coefficients μ_x et μ_y :

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} = 0,0474$$

$$\mu_y = \alpha^2 [1 - 0,95(1 - \alpha)^2] = 0,763$$

Donc:

$$M_x = 0,0474 \times 38,13 \times 1,85^2 = 6,19 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0,763 \times 6,19 = 4,72 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{stx} = 0,85 M_x = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$M_{sty} = 0,85 M_y = 4,01 \text{ KN.m}$$

$$M_{st} = \max (M_{stx}; M_{sty}) = 5,26 \text{ KN.m}$$

Vérification des contraintes :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on vérifie que les contraintes dans le béton.

$$\sigma_{bcadm} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 5,26 \text{ KN.m}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b}(A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b}(A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$$

$$\text{On a : } A_u' = 0 ; d' = 0$$

Donc :

$$D = \frac{15}{100} \times 15,39 = 2,31 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \times 15,39 \times 22,5 = 103,88 \text{ cm}^2$$

$$Y = 2,31 + \sqrt{2,31^2 + 103,88} = 8,14 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 8,14^3}{3} + [15 \times 15,39 \times (22,5 - 8,14)^2]$$

$$I = 65581,92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5,26 \times 10^2 \times 8,14}{65581,92} = 0,065 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

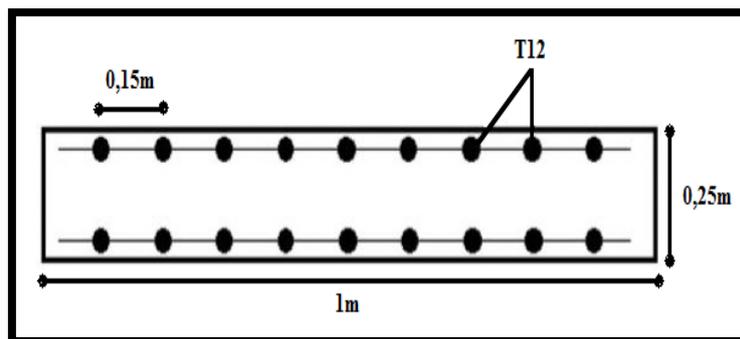


Figure 63: Ferrailage de la dalle machine.

5. Conclusion :

Ce chapitre consiste à déterminer le ferrailage nécessaire pour tous les éléments principaux qui composent notre bâtiment afin d'assurer la rigidité souhaitable.

Chapitre VII :
Etude de l'infrastructure

1. Introduction :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles servent à transmettre au sol support les charges qui proviennent de la superstructure à savoir : le poids propre ou charges permanentes, les surcharges d'exploitations, les surcharges climatiques et sismiques.

Cette transmission peut être directement (cas des semelles reposant sur le sol comme le cas des radiers) ou être assuré par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Compte tenu de la sollicitation agissante sur les fondations, la conception de ces dernier doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol et de l'ouvrage (interaction sol-structure)

Le choix du type de fondation dépend du :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante de terrain de fondation.
- La charge totale transmise au sol.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

2. Modélisation :

Etant dans la même filière que l'ETABS et SAFE est un programme de modélisation et de calcul de l'infrastructure des ouvrages, permettant d'effectuer des analyses structurelles sur les types de fondations, on donne la pression du sol pour effectuer les vérifications des contraintes, de même que les déplacements à chaque élément de fondation, ainsi que plusieurs fonctionnalités de modélisations et autres.



Figure 64: logiciel SAFE version 12.

Il est aussi possible d'exporter un fichier ETABS dans le programme SAFE pour avoir directement les paramètres affectant le fichier envoyée (Charges, spectre de réponse) sans avoir à refaire toute la modélisation de la structure à zéro.

Grace à cette intéressante fonctionnalité que nous avons choisie d'avoir recours à ce programme pour le calcul des déplacements et des contraintes des éléments de fondation.

3. Type de fondations superficielles ^[31]

On parle de fondations superficielles, lorsque celles-ci sont faiblement ancrées dans le sol, ou reposant carrément à sa surface. Les contraintes qu'elles transmettent ne sollicitent que les couches superficielles et peu profondes. Les fondations superficielles travaillent essentiellement grâce à la résistance du sol sous la base.

Il existe trois types qui sont :

❖ Semelle isolée ^[32] :

C'est une semelle dite « ponctuelle » qui désigne une fondation qui va être placée sous un poteau, reprenant des charges ponctuelles de la structure et qui transmet et répartit ces charges sur le sol d'assise.

❖ Semelle filante ^[33] :

C'est une semelle qui est continue à l'inverse de la semelle isolée, et peut supporter plusieurs colonnes ou voiles (ou elle peut être sous plusieurs colonnes ou sous mur).

Un des principaux avantages de ce type de semelle est qu'elle est mieux adaptée à des sols moins homogènes offrant ainsi une bonne stabilité à la structure.

❖ Radier général :

C'est une fondation qui est répartie tout au long de surface du bâtiment, reprenant ainsi les charges mieux réparties, elle a l'allure d'un plancher renversé.

4. Étude de fondation de la structure en portique/voile :

4.1 Choix du type de fondation :

Avec un taux de travail admissible du sol d'assise qui est égale à 2,4 bars et un important effort normal, il y a lieu de projeter à priori des fondations superficielles de type :

- Semelles isolées sous poteaux.
- Semelles filantes sous voiles ou murs porteurs.
- Radier général.

Tout d'abord on propose des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes sous voiles ou murs porteurs, mais il faudra qu'on vérifie la condition suivante :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$\frac{N_s}{S_s} \leq \sigma_{sol}$$

$$N_s = 110888,47 \text{ KN}$$

$$\sigma_{sol} = 2,4 \text{ bar}$$

Avec :

N_s : Effort normal à ELS exercé par le bâtiment sur la fondation déterminée grâce au programme « **ETABS** ».

S_s : Section des semelles possible.

σ_{sol} : Contrainte du sol

On la détermine de la formule citée précédemment :

$$S_s \geq \frac{N_s}{\sigma_{sol}}$$

$$S_s \geq \frac{110888,47}{240}$$

$$S_s \geq 462,04 \text{ m}^2$$

Donc :

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$$

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{462,04}{529,98} = 87\% > 50\%$$

Avec :

S_b : Section total du bâtiment.

Le résultat indique que l'utilisation de semelle isolée n'est pas possible, sous peine de rencontrer des complications telles que le chevauchement des semelles, et l'instabilité des fondations, donc notre choix se limite à un radier général sur la totalité de la section du bâtiment.

4.2 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Condition forfaitaire : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des voiles.

$$L_{max} = 6,60m \rightarrow h_r \geq \frac{6,60}{20} = 33cm$$

On prend : $h_r = 60cm$ pour l'épaisseur de la dalle.

4.3 Vérification de la contrainte du sol :

✓ 1^{ère} condition :

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\sigma \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

σ : réaction total de la structure à l'ELS

Pour cela, on a eu recours à l'utilisation du logiciel « Safe2012 » : Qui a donné la valeur de la réaction: $\sigma_{min} = -391,56MPa$

$$\sigma_{max} = -135,96MPa$$

Donc :

$$\sigma = \frac{3\sigma_{min} + \sigma_{max}}{4}$$

$$\sigma = ((3 \times 391,56) + 135,96) / 4$$

$$\sigma = 327,66MPa > \sigma_{sol} = 240MPa \rightarrow CNV$$

Etant le résultat non-concluant, et pour corriger cela, on s'est mis d'accord pour débord du radier.

Calcul du débord « D » :

$$D \geq \max \left\{ \frac{h_r}{2}; 30\text{cm} \right\}$$

$$D \geq \max \left\{ \frac{60}{2}; 30\text{cm} \right\}$$

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

On adopte un débord de 0,6m.

Donc :

$$\sigma = 304,81\text{MPa} > \sigma_{sol} = 240\text{MPa} \rightarrow \text{CNV}$$

Alors, on prend un débord de 1,5m.

$$\sigma = 273,29\text{MPa} > \sigma_{sol} = 240\text{MPa} \rightarrow \text{CNV}$$

Par suite le résultat obtenu est :

$$\sigma = 228,71\text{MPa} > \sigma_{sol} = 240\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

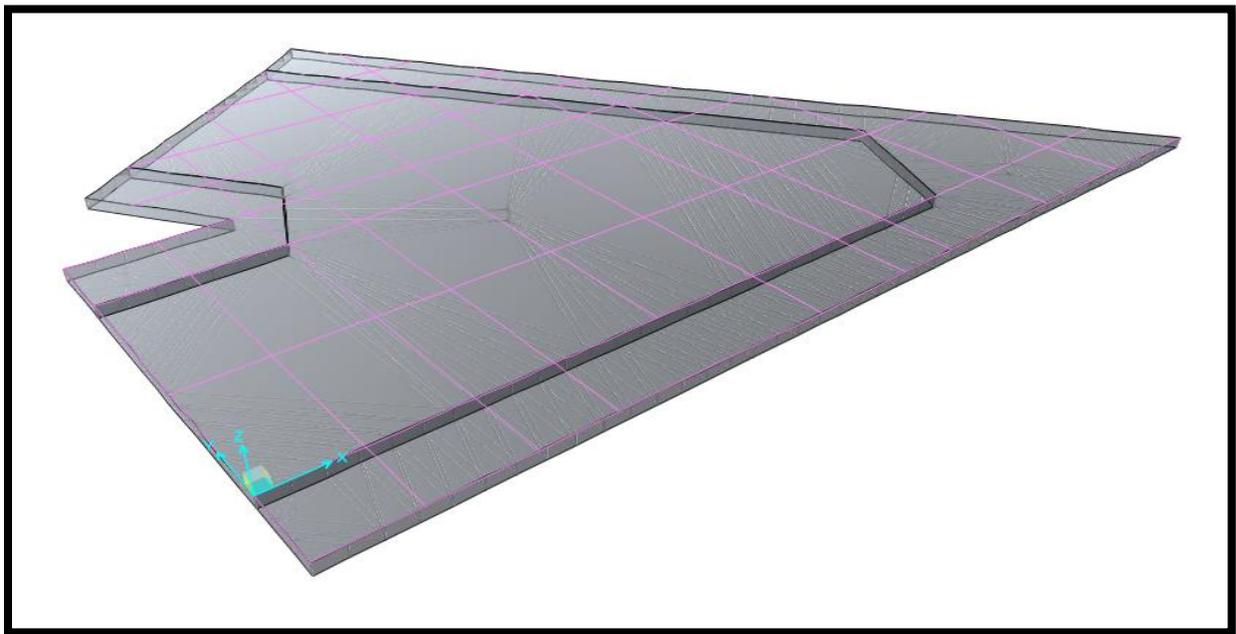


Figure 65: Radier général avec un débord.

✓ **2^{ème} condition :**

Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée on doit vérifier la pression du sol :

$$\frac{P_z}{S_t} \leq \sigma_{sol}$$

Avec :

P_z : Pression provoquée par le sol.

S_t : Section totale

En utilisant le programme « SAFE », on obtient : $P_z = 196887,463 \text{ KN}$

Donc :

$$\frac{P_z}{S_t} = \frac{196887,463}{834,567} = 235,91 \text{ MPa} < 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

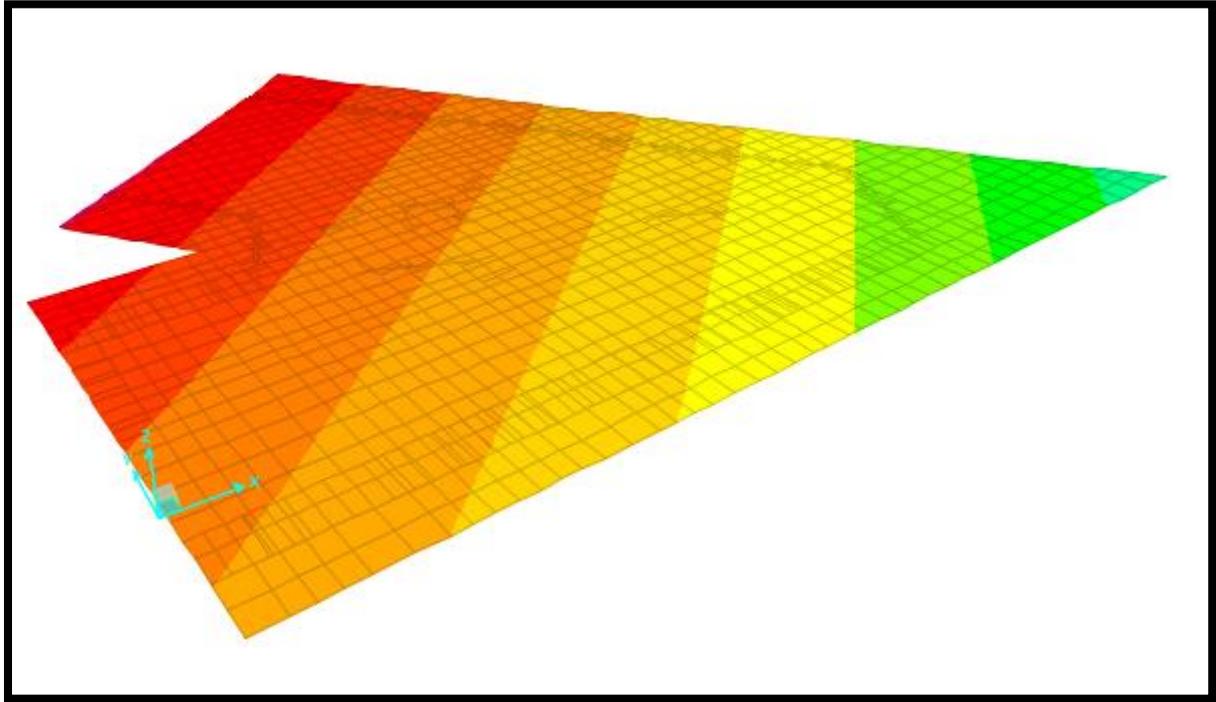


Figure 66: Pression du sol provoquée sur le radier.

✓ 3^{ème} condition :

4.4 Vérification au poinçonnement du radier :

Une force localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions du radier, sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des radiers au poinçonnement.

Le calcul au poinçonnement sera déterminé en fonction du résultat de la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u$$

$$\rightarrow Q_u = 0,045 \cdot \mu_x \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Effort normal du poteau le plus sollicité ($N_u = 3388,77 \text{ KN}$).

Q_u : Charge de calcul du poteau.

μ_x : périmètre d'impact de la charge, sachant que :

$$\mu_x = 2 \times [(a + b) + 2h]$$

a, b : dimension du poteau.

h : épaisseur du radier.

Donc :
$$\mu_x = 2 \times [(0,6 + 0,6) + (2 \times 0,6)]$$

$$\mu_x = 4,8m$$

Alors :

$$Q_u = 0,045 \cdot \mu_x \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$Q_u = 0,045 \times 4,8 \times 0,6 \times \frac{25}{1,5}$$

$Q_u = 2,16MN < N_u = 3,39MN \rightarrow$ CNV

Donc, prévoir des armatures transversales.

4.5 Calcul de Ferrailage de la dalle :

Après la modélisation du radier général, on a pu extraire les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier selon les deux directions X et Y, selon les combinaisons d'actions (ELU, ELS, ELA), ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

Tableau 56:récapitulation des efforts internes.

Sens	Moment fléchissant [KN.m]						Effort tranchant [KN]
	ELU		ELA		ELS		
	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	
X , Y	479,34	347,94	569,19	486,21	354,27	249,91	36348,59

$b = 1m ; h = 0,6m ; d = 0,9h = 0,54m$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348MPa$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 MPa$$

• A l'ELU

<p>En travée :</p> <p>$M_u = 347,94 KN.m$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{347,94 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$	<p>• Sur appui :</p> <p>$M_u = 479,34 KN.m$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{479,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$
--	--

<p>$\mu = 0,08 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> <p>$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$</p> <p>$\alpha = 0,104$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,958$</p> <p>$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$</p> <p>$A_{st} = \frac{374,94 \times 10^{-3}}{0,958 \times 0,54 \times 348}$</p> <p>$A_{st} = 20,83 \text{ cm}^2$</p>	<p>$\mu = 0,12 < 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> <p>$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$</p> <p>$\alpha = 0,16$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,936$</p> <p>$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$</p> <p>$A_{st} = \frac{479,34 \times 10^{-3}}{0,936 \times 0,54 \times 348}$</p> <p>$A_{st} = 27,25 \text{ cm}^2$</p>
---	--

• A P'ELA

<p>• En travée :</p> <p>$M_u = 486,21 \text{ KN.m}$</p> <p>$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$</p> <p>$\mu = \frac{486,21 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 18,47}$</p> <p>$\mu = 0,09 > 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> <p>$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$</p> <p>$\alpha = 0,12$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,952$</p> <p>$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$</p> <p>$A_{st} = \frac{486,21 \times 10^{-3}}{0,952 \times 0,54 \times 400}$</p> <p>$A_{st} = 23,64 \text{ cm}^2$</p>	<p>• Sur appui :</p> <p>$M_u = 569,19 \text{ KN.m}$</p> <p>$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$</p> <p>$\mu = \frac{569,19 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 18,47}$</p> <p>$\mu = 0,11 > 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (l'acier comprimé n'est pas nécessaire)</p> <p>$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$</p> <p>$\alpha = 0,15$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,94$</p> <p>$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$</p> <p>$A_{st} = \frac{569,19 \times 10^{-3}}{0,94 \times 0,54 \times 400}$</p> <p>$A_{st} = 28,03 \text{ cm}^2$</p>
---	---

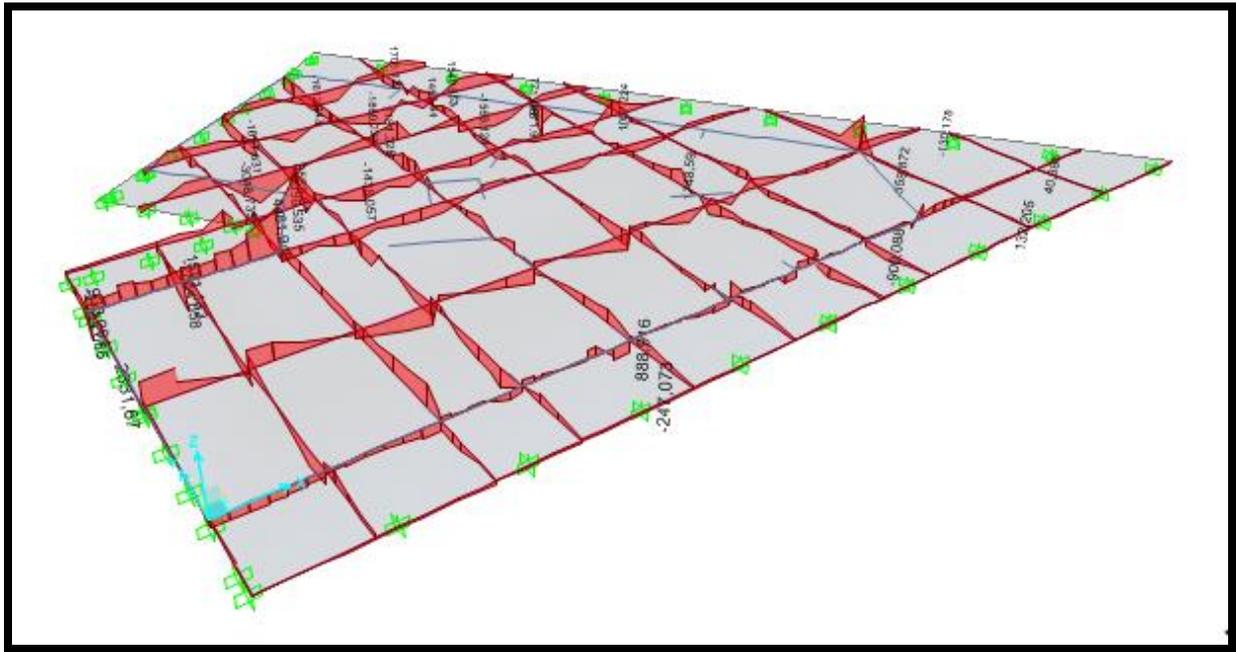


Figure 67: la vue en plan du radier.

Section minimale des armatures :

D'après le RPA99v2003, la section minimale est :

$$A = 0,5\% b.h$$

$$A = 0,005 \times 100 \times 60$$

$$A = 30 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à ferrailer est :

$$A_{st} = \max \{ A_{(ELU)} ; A_{(ELA)} ; A \}$$

- **En travée :**

$$A_{st} = \max \{ 20,83 \text{ cm}^2 ; 23,64 \text{ cm}^2 ; 30 \text{ cm}^2 \} = 23,64 \text{ cm}^2$$

Le choix : **9T20=28,26 cm²/ml**

- **En appui :**

$$A_{st} = \max \{ 27,25 \text{ cm}^2 ; 28,03 \text{ cm}^2 ; 30 \text{ cm}^2 \} = 28,03 \text{ cm}^2$$

Le choix : **9T20=28,26 cm²/ml**

Condition de non fragilité :

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st \text{ min}} \geq 0,23 \times 1 \times 0,54 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{st \text{ min}} = 6,52 \text{ cm}^2 < A_{st} = 28,26 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Espacement des barres :

On prend de façon arbitraire un espacement idéale égale à :

Esp= 15 cm en zone courante

Esp= 10 cm en zone nodale

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 449,93 \text{ KN.m}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A'_u)$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \times d + A'_u \times d')$$

On a : $A_u' = 0$; $d' = 0$

Donc :

$$D = \frac{15}{100} \times 28,26 = 4,24 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \times 54 \times 28,26 = 457,81 \text{ cm}^2$$

$$Y = -4,24 + \sqrt{4,24^2 + 457,81} = 17,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A'_u(Y - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 17,57^3}{3} + [15 \times 28,26 \times (54 - 17,57)^2]$$

$$I = 743374,89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{449,93 \times 10^2 \times 17,57}{743374,89} = 1,06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

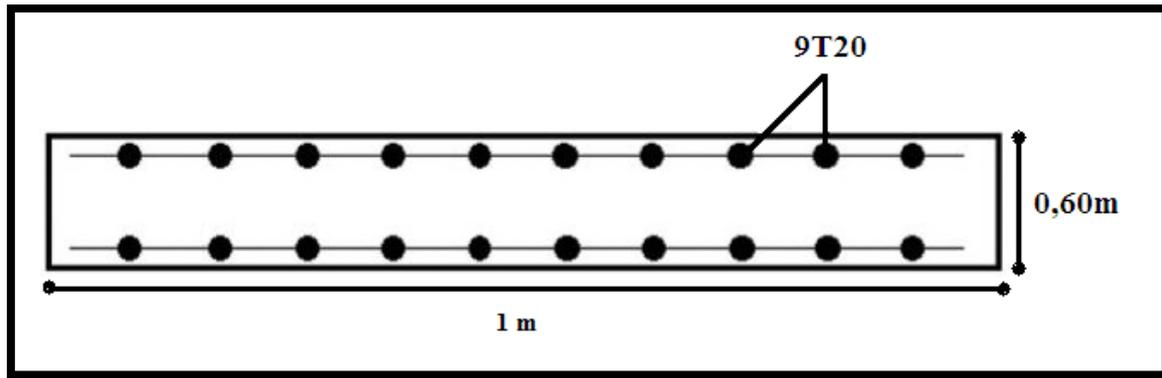


Figure 68: Schéma de ferrailage du radier générale.

4.6 Etude des longrines :

4.6.1 Calcul du ferrailage :

Les longrines tendent à supporter une force F due aux chargements de la structure, cette force est égale à :

$$F = \frac{N}{\alpha} > 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

La valeur de α n'étant pas mentionnée dans le RPA99v2003 (sol rocheux), on va prendre une valeur plus défavorable que celui de notre site, $\alpha=15$

Pour ce qui est de la valeur de l'effort normal N , à l'aide du programme « ETABS », on extrait les valeurs des efforts suivants les trois combinaisons d'action citées ci-dessous :

- L'ELU : $N = 3388,77 \text{ KN}$
- L'ELA : $N = 2559,93 \text{ KN}$
- L'ELS : $N = 2404,17 \text{ KN}$

À L'ELU :

$$F_u = \frac{N}{\alpha}$$

$$F_u = \frac{3388,77}{15} = 225,92 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{CV}$$

Donc :

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = \frac{225,92 \times 10}{348} = 6,49 \text{ cm}^2$$

Á L'ELA :

$$F_u = \frac{N}{\alpha}$$

$$F_u = \frac{2559,93}{15} = 170,66 > 20KN \rightarrow CV$$

Donc :

$$A_u = \frac{F_u}{\sigma_{st}}$$

$$A_u = \frac{170,66 \times 10}{400} = 4,27cm^2$$

Section minimale autorisé :

Le R.P.A 99 V2003 exige que :

$$A_{min} = 0.5 \% (b.h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times (0,3 \times 0,3)$$

$$A_{min} = 4,5cm^2$$

La section du ferrailage à adopter est:

$$A_{st} = \max \{A_{min}, A_u, A_a\}$$

$$A_{st} = \max \{4,5cm^2 ; 6,49cm^2 ; 4,27cm^2\}$$

$$A_{st} = 6,49 cm^2$$

Donc on opte pour un 6T12 = 6,78cm²

Condition de non fragilité :

$$A_{st min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{st min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,3 \times 0,27 = 0,978 cm^2$$

$$A_{st min} = 0,978 cm^2 < A_{st} = 6,49cm^2 \rightarrow CV$$

L'espace des cadres :

❖ Dans la zone nodale :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$$

$$\text{Min} \left(\frac{30}{4}; 12 \times 1,2 \right) = 7,5 \text{ cm}$$

❖ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\phi \quad (\text{Zone II})$$

$$L_r = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Condition des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \geq 4$$

Donc :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 12 = 4 \text{ mm} = 4$$

$$8 \text{ mm} > 4 = 4 \rightarrow \text{CV}$$

5. Étude de fondation de la structure en trumeaux :

5.1 Choix du type de fondation :

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_s} \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec :

$$N_{\text{ser}} = 122474,97$$

$$\sigma_{\text{sol}} = 2,4 \text{ bars} = 240 \text{ KN/m}^2$$

$$S_b = 529,98 \text{ m}^2$$

Donc:

$$S_s \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_s \geq \frac{122474,97}{240}$$

Par suite : $S_s = 510.31\text{m}^2$

Donc : $\frac{S_s}{S_b} \leq 50\%$.

Avec :

S_b : Section du bâtiment

Donc : $\frac{S_s}{S_b} = \frac{510,31}{529,98} = 96\% > 50\%$.

Le résultat indique que l'utilisation de semelle isolée n'est pas possible, donc notre choix se limite à un radier général sur la totalité de la section du bâtiment.

5.2 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

Condition forfaitaire :

Avec : L_{\max} = La longueur maximale entre les axes des voiles.

$$L_{\max} = 6,60 \text{ m} \rightarrow h_r = \frac{6,60}{20} = 0,33\text{m}$$

On prend : $h=60$ cm. pour l'épaisseur de la dalle.

5.3 Vérification de la contrainte du sol :

- **1^{er} condition :**

La condition à vérifier pour l'approbation de la contrainte du sol est la suivante :

$$\sigma \leq \sigma_{\text{sol}}$$

Avec : σ : réaction total de la structure à l'ELS:

Pour cela, on a eu recours à l'utilisation du logiciel « Safe2012 » : Qui a donné les valeurs de la réaction : $\sigma_{\min} = -389,35 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_{\max} = -227,22 \text{ KN/m}^2$$

On détermine la valeur de la réaction totale de la structure par la formule ci-après :

$$\sigma = \frac{3 \times \sigma_{\min} + \sigma_{\max}}{4}$$

$$\sigma = \frac{3 \times 389,35 + 227,22}{4}$$

$$\sigma = 348,82 \text{ KN/m}^2 > \sigma_{sol} = 240 \text{ KN/m}^2 \rightarrow \text{CNV}$$

Etant le résultat non-concluant, et pour corriger cela, on s'est mis d'accord pour un débord du radier :

✓ **Calcul du débord « D » :**

$$D \geq \max \left\{ \frac{h_r}{2} ; 30 \text{ cm} \right\} = 0,3\text{m}$$

On adopte un débord de 0,6m.

Donc :

$$\sigma = 326,04 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{CNV}$$

Alors, on prend un débord de 1,5m.

$$\sigma = 298,23 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{CNV}$$

Par suite le résultat obtenu est :

$$\sigma = 234,1 \text{ MPa} > \sigma_{sol} = 240 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

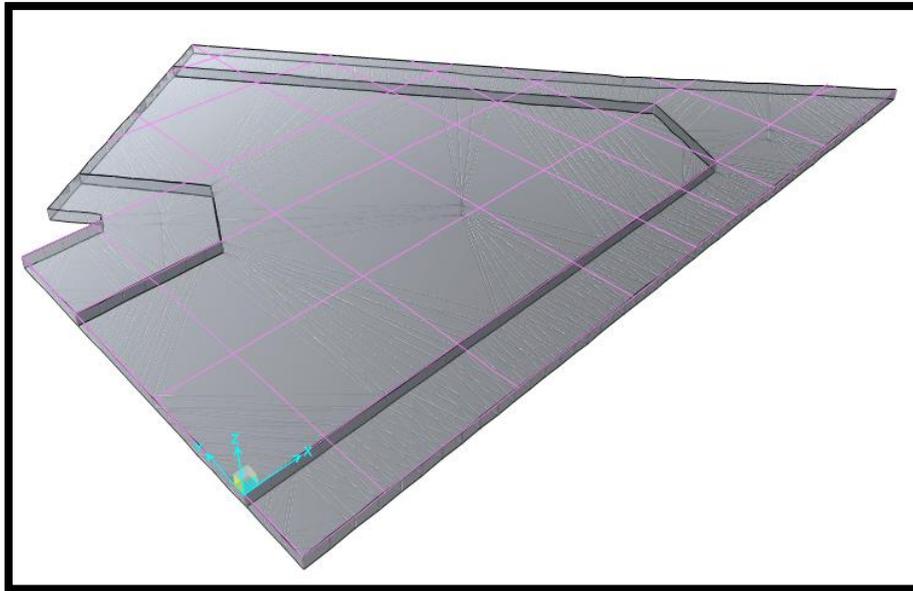


Figure 69: Radier général avec un débord (système trumeaux).

- **2^{ème} condition :**

5.4 Vérification de la contrainte du sol vis-à-vis de la pression exercée :

On doit vérifier la pression du sol :

$$\frac{P_z}{S_t} \leq \sigma_{sol}$$

Avec : P_z : pression provoquée par le sol à l'ELS.

S_t : Section totale du bâtiment. ($S_t=834,567\text{m}^2$).

En utilisant le programme « SAFE », on obtient : $P_z=159499,148\text{ KN}$

$$\frac{P_z}{S_t} = \frac{159499,148}{834,567} = 191,116\text{MPa} < 240\text{MPa} \rightarrow \text{CV}$$

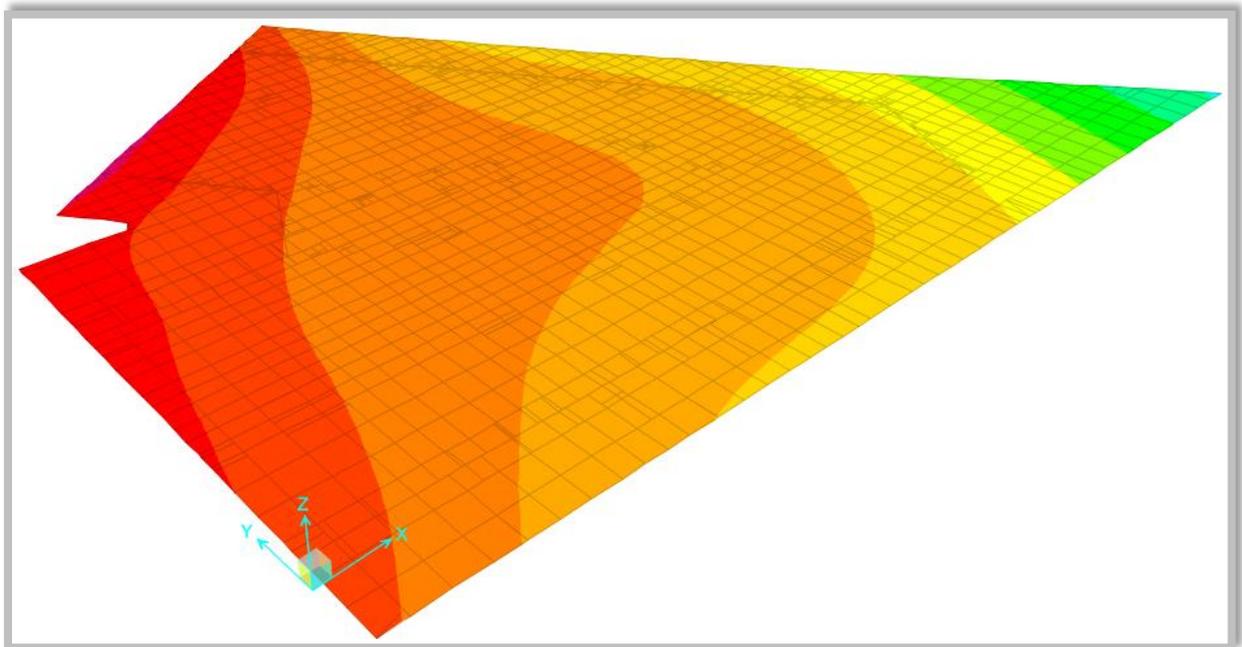


Figure 70: Pression du sol provoquée sur le radier (système trumeaux).

- **3^{ème} condition :**

5.5 Vérification au poinçonnement du radier :

La vérification de non poinçonnement selon la condition suivante :

$$N_u \leq Q_u$$

Avec : N_u : Effort normal à l'ELU du voile le plus sollicité (KN)

On a : $N_u = 7660,98\text{ KN}$

Q_u : Charge de calcul du poteau (KN) :

$$\text{Avec: } Q_u = 0,045 \cdot \mu_x \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_x : périmètre d'impact de la charge (m) :

$$\mu_x = 2 \times [(a + b) + 2 h]$$

a ; b : dimension du voile (m) , h : épaisseur du radier (m)

$$\text{Donc: } \mu_x = 2 \times [(2,7 + 0,3) + 2 \times 0,6] = 8,4 \text{ m}$$

$$\rightarrow Q_u = 0,045 \times 8,4 \times 0,6 \times \frac{25}{1,5}$$

$$N_u = 7,66098 \text{ MN} < Q_u = 3,78 \text{ MN} \rightarrow \text{CNV}$$

Alors : prévoir des armatures transversales.

5.6 Calcul de Ferrailage de la dalle :

Après la modélisation du radier général avec débord, on peut avoir les valeurs des sollicitations exercées sur la surface du radier données par le « SAFE » selon les combinaisons d'actions (ELU, ELS, ELA), ces valeurs sont affichées dans ce tableau :

	ELU		ELA		ELS	
sens	$M_a(\text{KN.m}^2)$	$M_t(\text{KN.m}^2)$	$M_a(\text{KN.m}^2)$	$M_t(\text{KN.m}^2)$	$M_a(\text{KN.m}^2)$	$M_t(\text{KN.m}^2)$
Max entre X.Y	355,38	255,803	426,51	535,38	267,99	1905,62

Le calcul se fait a la flexion simple avec une bande de 1 m et en deux direction, l'une suivant XX' et l'autre suivant YY', et puisque les valeurs sont approximatives dans les 2 sens, alors on prend le max entre XX' et YY', donc :

La dimension à ferrailer est :

$$b = 1\text{ m} , h = 0,60 \text{ m} , d = 0,9 (h) = 0,54 \text{ m}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,17 \text{ MPa}$$

- Á L'ELU :

<ul style="list-style-type: none"> • Sur appuis $M_{u \max} = 355,38 \text{ KN.m}$ $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{355,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$ $\mu = 0,086 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$ $A' = 0 \quad (\text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire})$ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\alpha = 0,112$ $\beta = 1 - 0,4\alpha$ $\beta = 0,955$ $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{355,38 \times 10^{-3}}{0,955 \times 0,54 \times 348}$ $A_{st} = 19,80 \text{ cm}^2$	<ul style="list-style-type: none"> • En travée $M_{u \max} = 255,803 \text{ KN.m}$ $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{255,803 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 14,17}$ $\mu = 0,062 > 0,186 \rightarrow \text{Pivot A}$ $A' = 0 \quad (\text{l'acier comprimé n'est pas nécessaire})$ $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ $\alpha = 0,08$ $\beta = 1 - 0,4\alpha$ $\beta = 0,968$ $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{255,803 \times 10^{-3}}{0,968 \times 0,54 \times 348}$ $A_{st} = 14,08 \text{ cm}^2$
---	--

A l'ELA :

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \sigma_{st} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} \rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa}$$

<p>• Sur appuis</p> <p>$M_{u \max} = 426,51 \text{ KN/m}^2$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{426,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,079 > 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,103$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,959$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{426,51 \times 10^{-3}}{0,959 \times 0,54 \times 400}$ <p>$A_{st} = 20,59 \text{ cm}^2$</p>	<p>• En travée</p> <p>$M_{u \max} = 535,38 \text{ KN.m}$</p> $\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}}$ $\mu = \frac{535,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,54^2 \times 18,47}$ <p>$\mu = 0,099 > 0,186 \rightarrow$ Pivot A</p> <p>$A' = 0$ (Les aciers comprimés ne sont pas nécessaires)</p> $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$ <p>$\alpha = 0,$</p> <p>$\beta = 1 - 0,4\alpha$</p> <p>$\beta = 0,948$</p> $A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$ $A_{st} = \frac{535,38 \times 10^{-3}}{0,948 \times 0,54 \times 400}$ <p>$A_{st} = 26,15 \text{ cm}^2$</p>
--	--

Section minimale des armatures :

D'après le RPA99v2003, la section minimale est :

$$A = 0,5\% b . h$$

$$A = 0,005 \times 100 \times 60$$

$$A = 30 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à ferrailer est :

- En travée :

$$A_{st} = \max (A_u ; A_a ; A)$$

$$A_{st} = \max (19,80 ; 20,59 ; 30) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 20,59 \text{ cm}^2$$

Le choix : 9T20 = 28,26 cm²

- Sur appui :

$$A_{st} = \max (A_u ; A_a ; A)$$

$$A_{st} = \max (14,08 ; 26,15 ; 30) \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 26,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Le choix : } 9T20 = 28,26 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{st \min} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 1 \times 0,54 = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \min} = 6,52 \text{ cm}^2 < A_{st} = 28,26 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{CV}$$

Calcul de l'espacement :

$$\text{Esp} = \min (2h ; 25 \text{ cm}) \quad \text{si } h < 40 \text{ cm (fissuration préjudiciable)}$$

$$\text{Esp} = \min (120 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

On prend de façon arbitraire un espacement idéal égale a :

$$\text{Esp} = 15 \text{ cm en zone courante}$$

$$\text{Esp} = 10 \text{ cm en zone nodale}$$

Vérification à ELS :

Les éléments de notre bâtiment sont soumis à des fissurations peu préjudiciables et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton.

○ En travée

$$\sigma_{bcadm} = 0,6f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$M_s = 190,56 \text{ KN.m}$$

$$Y = -D + \sqrt{D^2 + E}$$

$$D = \frac{15}{b} (A_u + A_u')$$

$$E = \frac{30}{b} (A_u \cdot d + A_u' \cdot d')$$

On a : $A_u = 0$; $d' = 0$ (le calcul des armatures en compression n'est pas nécessaire)

Donc :

$$D = \frac{15}{100} \times 28,26 = 4,24 \text{ cm}$$

$$E = \frac{30}{100} \times 54 \times 28,26 = 457,81 \text{ cm}^2$$

$$Y = -4,24 + \sqrt{4,24^2 + 457,81} = 17,57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times Y^3}{3} + [15A_u(d - Y)^2 + 15A_u'(Y_1 - d')^2]$$

$$I = \frac{100 \times 17,57^3}{3} + [15 \times 28,26 \times (54 - 17,57)^2]$$

$$I = 743374,89 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s \times Y}{I}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{449,93 \times 10^2 \times 17,57}{743374,89} = 1,06 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

5.7 Etude des longrines :

Les longrines sont des éléments qui sont capables de solidariser l'ensemble des fondations qui permettent en même temps de résister à une force F due aux chargements de la structure, cette force est égale α :

$$F = \frac{N}{\alpha} \geq 20 \text{ KN}$$

Avec :

N : effort normal à la base du poteau le plus sollicité.

α : coefficient de site en fonction de la zone sismique.

La valeur de α n'étant pas mentionnée dans le RPA99v2003 (sol rocheux), on va prendre une valeur plus défavorable que celui de notre site : $\alpha = 15$

Pour ce qui est de la valeur de l'effort normal N , à l'aide du programme ETABS, on extrait les valeurs des efforts suivants les trois combinaisons d'action citées ci-dessous :

→ L'ELU : $N = 7660,96 \text{ KN}$.

→ L'ELA : $N=5594,66$ KN.

→ L'ELS : $N=5847,37$ KN.

• A l'ELU:

$$F_u = \frac{N}{\alpha} = \frac{7660,96}{15} = 510,7 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

Donc :

$$A_U = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{510,7 \times 10^{-3}}{348}$$

$$\rightarrow A_u = 14,68 \text{ cm}^2$$

• A l'ELA:

$$F_u = \frac{N}{\alpha} = \frac{5594,66}{15} = 372,98 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \rightarrow \text{CV}$$

$$\text{Donc : } A_U = \frac{F_u}{\sigma_{st}} = \frac{372,98 \times 10^{-3}}{400}$$

$$\rightarrow A_u = 9,32 \text{ cm}^2$$

○ Section minimale autorisé :

Le R.P.A 99 V2003 exige que :

$$A_{min} = 0.5 \% (b \cdot h)$$

$$A_{min} = 0.005 \times (0,3 \times 0,3)$$

$$A_{min} = 4,5 \text{ cm}^2$$

La section du ferrailage à adopter est:

$$A_{st} = \max (A_{min}, A_u, A_a)$$

$$= \max (4,5 \text{ cm}^2 ; 14,68 \text{ cm}^2 ; 9,32 \text{ cm}^2)$$

$$A_{st} = 14,68 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour un 8T16 ; avec : $A_s = 16,1 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

$$A_{stmin} \geq 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 0,3 \times 0,27 = 0,978 \text{ cm}^2$$

$$A_{stmin} = 0,978 \text{ cm}^2 < A_{st} = 14,68 \text{ cm}^2 \rightarrow CV$$

L'espace des cadres :

❖ Dans la zone nodale :

$$\text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right)$$

$$\text{Min} \left(\frac{30}{4} ; 12 \times 1,6 \right) = 7,5 \text{ cm}$$

❖ En dehors de la zone nodale :

$$S \leq \frac{h}{2}$$

$$S \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\phi \quad (\text{Zone II})$$

$$L_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$$

Les armatures transversales :

On choisit forfaitairement : $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

Condition des armatures transversales :

$$\phi_t \geq \frac{1}{3} \phi_l \geq 4$$

Donc :

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 16 = 5,33 \text{ mm} > 4$$

$$\phi_t = \frac{1}{3} \times 16 = 5,33 \text{ mm} > 4$$

$$8 \text{ mm} > 5,33 \text{ mm} > 4$$

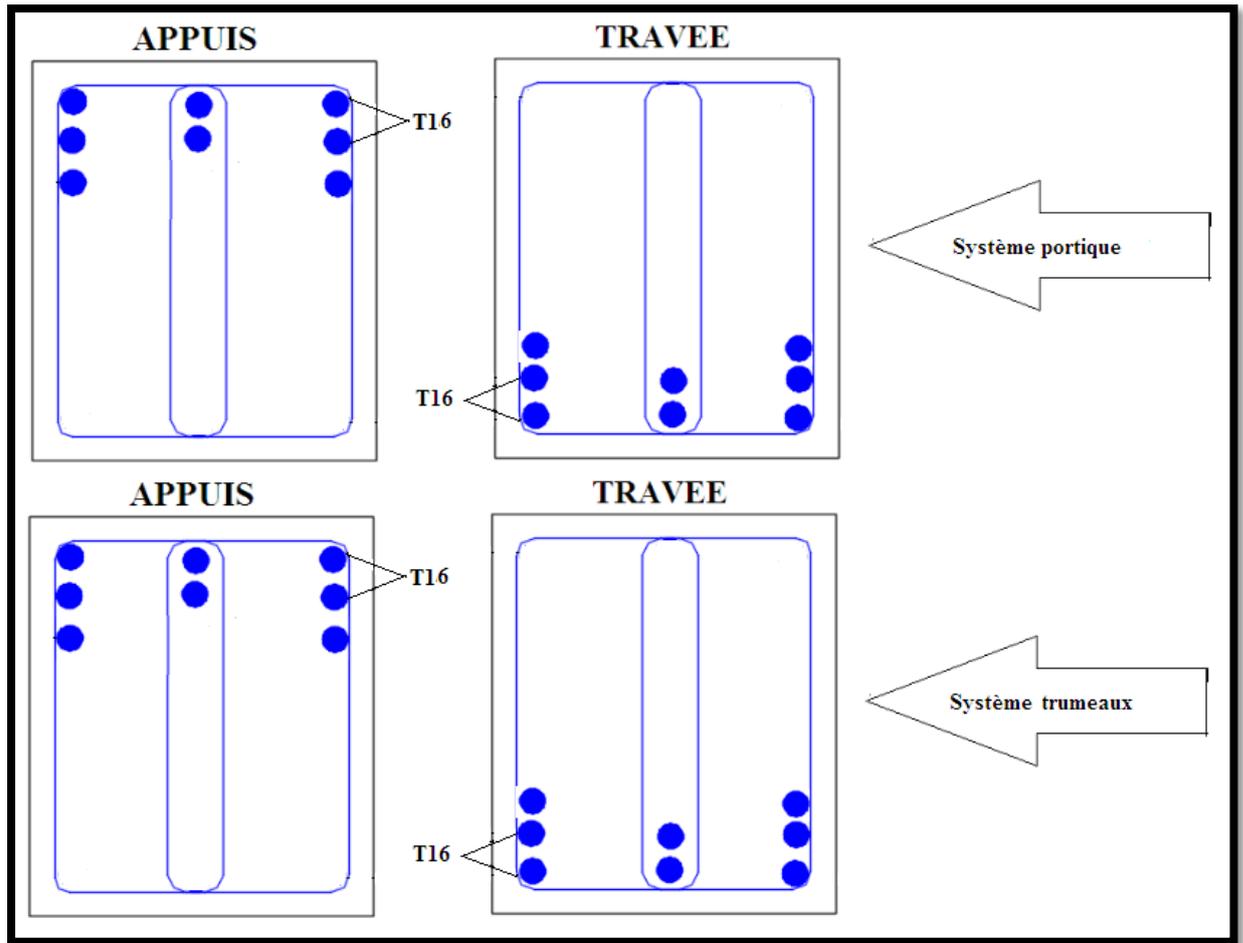


Figure 71:Schéma de ferrailage des longrines.

Conclusion générale

L'un des facteurs les plus déterminants pour réduire l'effet sismique sur les constructions est la conception parasismique. À ce stade, l'ingénieur de structure doit effectuer une étude comparative des différents systèmes structurels, afin de choisir le système qui présente la performance sismique la plus appropriée. Le système portiques contreventés par voiles et le système trumeau solidarisé avec des dalles pleines en béton armé, représentent l'ossature les plus employables au niveau des ouvrages.

Après la conception, l'évaluation de la descente des charges et le pré dimensionnement, une analyse sismique des deux systèmes cités plus haut a été réalisée en se basant sur la méthode d'analyse modale spectrale. Une comparaison des résultats issus de cette méthode a été établie.

En termes d'efforts tranchants dynamique à la base, la structure à système de trumeau solidarisé par des dalles reçoit un effort plus faible par rapport à la structure à portiques contreventés par voiles.

Il a été observé que les déplacements relatifs des deux systèmes sont presque comparables, dont le déplacement relatif maximum est enregistré au niveau du sixième étage.

Finalement, on peut conclure que le système trumeau solidarisé par des dalles pleines est mécaniquement le meilleur pour le bâtiment objet de cette étude.

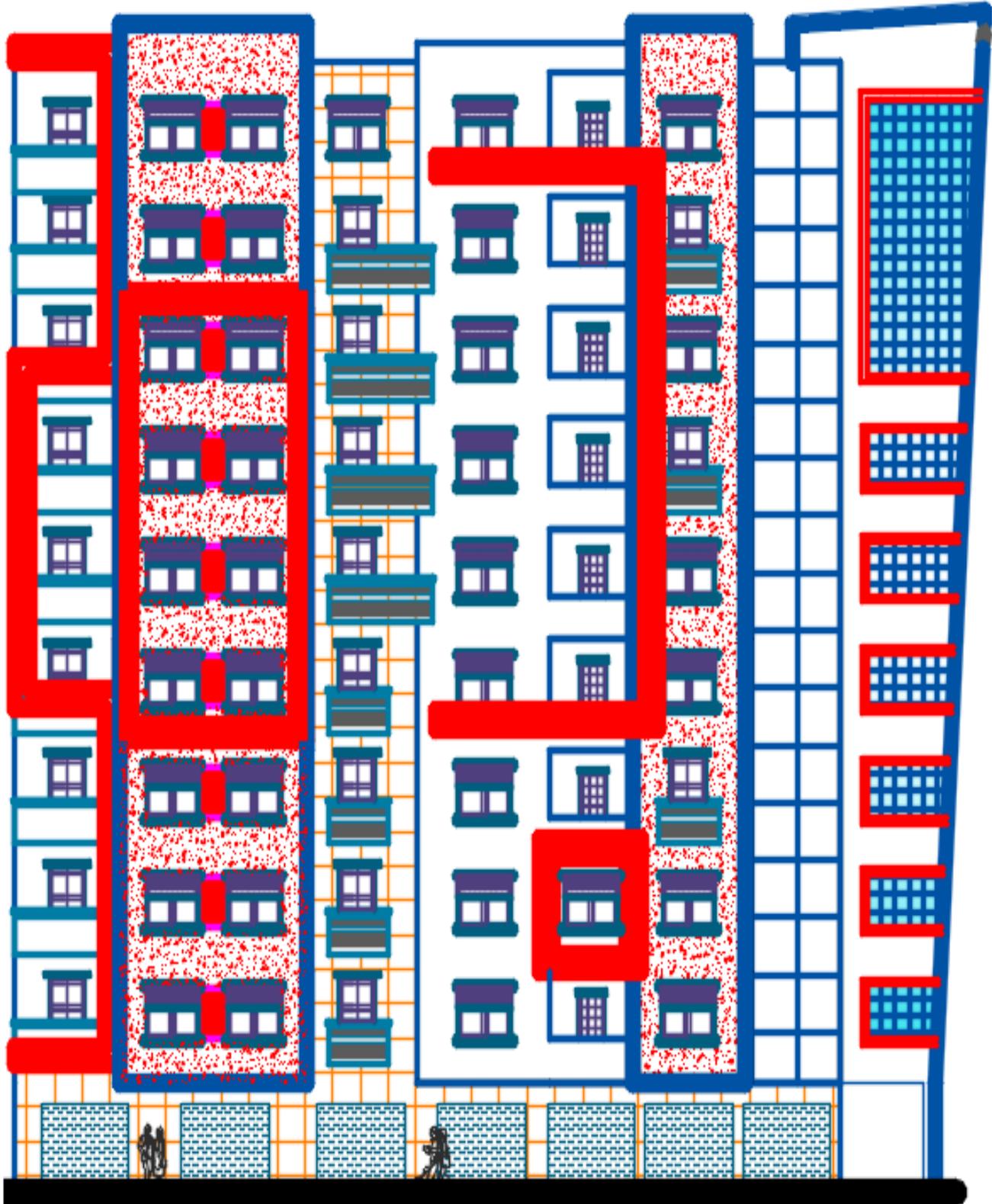
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

- [1] A. KASSOUL, "Ossature du bâtiment, support de cours, CHLEF."
- [2] "Précis de Calcul de Béton Armé."
- [3] "Précis de Calcul de Béton Armé."
- [4] A. KASSOUL, "Bâtiment 2, support de cours, CHLEF."
- [5] A. KASSOUL, "Ossature du bâtiment, support de cours, CHLEF."
- [6] A. DERBAL, "Mécanique des constructions, support de cours, CUBBAT."
- [7] H. RENAUB and S. LETERTRE, "Ouvrage en béton armé."
- [8] A. DERBAL, "Mécanique des constructions, support de cours, CUBBAT."
- [9] A. DERBAL, "Mécanique des constructions, support de cours, CUBBAT."
- [10] A. DERBAL, "Mécanique des constructions, support de cours, CUBBAT."
- [11] A. DERBAL, "Mécanique des constructions, support de cours, CUBBAT."
- [12] A. DERBAL, "Mécanique des constructions, support de cours, CUBBAT."
- [13] H. RENAUB and S. LETERTRE, "Ouvrage en béton armé."
- [14] H. RENAUB and J. LAMIRAULT, "Précis de calcul béton armé."
- [15] H. RENAUB and J. LAMIRAULT, "Précis de calcul béton armé."
- [16] H. RENAUB and J. LAMIRAULT, "Précis de calcul béton armé."
- [17] H. RENAUB and J. LAMIRAULT, "Précis de calcul béton armé."
- [18] H. RENAUB and J. LAMIRAULT, "Précis de calcul béton armé."
- [19] A. KASSOUL, "Bâtiment 2, support de cours, CHLEF."
- [20] A. KASSOUL, "Bâtiment 2, support de cours, CHLEF."
- [21] A. KASSOUL, "Bâtiment 2, support de cours, CHLEF."
- [22] "Planchers et poutres, support de cours."
- [23] "Planchers et poutres, support de cours."

- [24] "Guide pratique du bâtiment."
- [25] A. KASSOUL, "Bâtiment 2, support de cours, CHLEF."
- [26] "Pages de pratique du BAEL 91-2."
- [27] A. KASSOUL, "Bâtiment 1, support de cours, CHLEF."
- [28] Z. MOKHNACHE and Y. TEHAMI, "Etude de l'impact des sollicitations Sismique et Thermique sur le Comportement d'un Centre de Recherche Médicale, Mémoire, CUBBAT," 2017.
- [29] R. DERBAL and A. ARBAOUI, "Etude parasismique d'une tour irrégulière (S.SOL+RDC+09ETAGES) a usage mixte, Mémoire, CUBBAT," 2016
- [30] "Etude de l'ascenseur, support de cours."
- [31] A. KASSOUL, "Bâtiment, support de cours, CHLEF."
- [32] "Guide pratique du bâtiment."
- [33] "Guide pratique du bâtiment."

Annexe

PLAN DE FAÇADE



Coupe A-A

