

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Mémoire de Master

Présenté à l'Université 08 Mai 1945 de Guelma

Faculté des Sciences et de la Technologie

Département de : Génie Civil & Hydraulique

Spécialité : Génie Civil

Option : STRUCTURES

Présenté par : CHORFI Djaafar

DJAAFRI Djamel Eddine

Thème : Influence de la présence du voile périphérique sur le comportement d'un bâtiment

Sous la direction de : MADI Rafik

Juillet 2019

Remerciements

Merci à dieu tout puissant de nous donner la force et la volonté pour achever ce modeste travail.

On tient particulièrement à adresser nos remerciements à notre encadreur :

Dr. MADI. Rafik pour ces précieux conseils qui nous à éclairer et diriger pour élaborer ce travail.

Nous tenons à remercier tous nos Enseignants pour leurs conseils et encouragements.

Notre gratitude aux membres de jury qui nous fond l'honneur de juger notre travail de fin d'étude.

Nous remercions toute personne du corps enseignant ou administratif du Département Génie civil, ayant contribué de près ou de loin à notre formation.

Dédicace

*On dédie ce modeste travail à ceux qui méritent ma
reconnaissance et ma gratitude.*

*Pour nos très chers parents, pour leurs soutient durant tout mon
parcours d'étude.*

A nos chères frères et sœurs

A toutes nos familles, A tous nos amies.

ملخص

إن الهدف من هذا العمل هو عمل دراسة مقارنة من خلال دراسة مبنى من الخرسانة المسلحة، في الحالة الأولى يحتوي على جدار خرساني محيط بالأساسات، وفي الحالة الثانية من دون جدار خرساني.. المقارنة تمت بين القوى الداخلية للعناصر الأساسية، الدراسة الزلزالية، دراسة الأساسات.

Résumé

L'objectif de ce travail est faire une étude comparative à travers l'étude d'une structure en béton armé, dans un premier lieu comporte un voile périphérique, et dans le second ne le comporte pas.

La comparaison a été faite entre les efforts internes dans les éléments structuraux, l'étude sismique, et l'étude des fondations.

Abstract

The objective of this work is to do a comparative study through a study of a reinforced concrete building, in the first case contains a surrounding concrete wall, in the second case does not contains.

The comparison has been done between the internal efforts in structural elements, the seismic study, and the foundation.

Table des matières

Chapitre I: Introduction

1.1 Introduction.....	2
1.2 Description générale de l'ouvrage	2
1.3 Caractéristiques géométriques	2
1.4 Présentation technique du bâtiment	3
1.5 Conception structurelle	3
1.5.1 Choix du système de contreventement.....	3
1.6 L'objectif de notre travail	4

Chapitre II : Le rôle du voile périphérique

2.1 Définition du voile périphérique.....	6
2.2 Disposition techniques	6

Chapitre III: Etude d'un bâtiment sans voile périphérique

1. Caractéristique des matériaux

3.1.1 Béton.....	8
3.1.1.1 définitions.....	8
3.1.1.2 Principale et caractéristique	8
3.1.1.2.1 Résistance à la compression.....	8
3.1.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction.....	8
3.1.1.2.3 Le module d'élasticité longitudinal	11
3.1.1.2.4 Les déformations instantanées du béton.....	11
3.1.1.2.5 Les déformations différées du béton.....	11
3.1.1.2.6 Le coefficient de Poisson.....	11
3.1.2 Acier.....	11
3.1.2.1 Définition.....	11
3.1.2.2 L'avantage d'acier	11
3.1.2.3 L'inconvénient d'acier.....	11
3.1.2.4 Contraintes limites à l'ELU.....	12
3.1.3 Actions.....	12
3.1.3.1 Actions permanentes : «G».....	13
3.1.3.2 Actions variables	13
3.1.3.3 Les actions d'exploitation «Q _i ».....	13
3.1.3.4 Les actions climatiques	13
3.1.3.5 La surcharge de la neige	13
3.1.3.6 Les actions du vent.....	13
3.1.3.7 Les actions dues à la température.....	13
3.1.3.8 Actions accidentelles.....	13
3.1.4 Sollicitations.....	13
3.1.4.1 Définition.....	13

3.1.5	Combinaisons de calcul.....	14
3.1.5.1	Pour les justifications aux états limites ultimes.....	14
3.1.5.1.1	Combinaison fondamentale	14
3.1.5.1.2	Combinaison accidentelle.....	14
3.1.5.2	Pour les justifications aux états limites de service	15
3.1.6	Etats limites	15
3.1.6.1	Définition.....	15
3.1.6.2	Etats limites ultime « E.L.U ».....	15
3.1.6.3	Etats limites de service « E.L.S ».....	15
3.1.7	Hypothèse de calcul.....	15
3.1.7.1	Etat limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure	15
3.1.7.2	Etat limite de compression de béton.....	15
3.1.7.3	Etat limite d'ouverture des fissures.....	16
3.1.7.3.1	Fissuration peu préjudiciable	16
3.1.7.3.2	Fissuration préjudiciable.....	16
3.1.7.3.3	Fissuration très préjudiciable.....	16
3.1.7.4	Etat limite ultime de résistance.....	16
	2. Evaluation des charges.....	17
3.2.1	Plancher	17
3.2.1.1	Plancher terrasse inaccessible	17
3.2.1.2	Plancher étage courant	17
3.2.2	Balcon.....	18
3.2.2.1	Balcon étages courant	18
3.2.2.2	Balcon terrasse.....	18
3.2.3	Murs extérieur.....	18
	3. prédimensionnement.....	19
3.3.1	Les poutres	19
3.3.1.1	Définition.....	19
3.3.1.2	Poutres principales	19
3.3.1.3	Poutres secondaires	19
3.3.2	Les poteaux.....	19
3.3.2.1	Définition	19
3.3.2.2	Choix du poteau le plus sollicité.....	21
3.3.3	Les voiles	22
3.3.3.1	Définition.....	22
3.3.4	Les planchers	23
3.3.4.1	Définition	23
3.3.4.2	Predimensionnement du plancher corps creux.....	24
3.3.4.2.1	Prédimensionnement de la dalle	24
3.3.4.2.2	Prédimensionnement de la poutrelle	24
3.3.5	Pré dimensionnement des balcons	25
3.3.5.1	Condition de résistance a la flexion	25
3.3.5.2	Condition de résistance au feu.....	25
3.3.5.3	Condition de non vérification de la flèche.....	25

3.3.6 L'acrotère.....	25
3.3.6.1 Définition.....	25
4. Etude des éléments secondaires	27
3.4.1 L'acrotère	27
3.4.1.1 Calcul des sollicitations.....	27
3.4.1.1.1 Evaluation des charges.....	27
3.4.1.1.2 Calcul des moments fléchissant.....	27
3.4.1.1.3 Calcul de l'effort normal	27
3.4.1.1.4 Calcul de l'excentricité.....	27
3.4.1.1.5 L'excentricité additionnelle (BAEL91).....	27
3.4.1.1.6 Calcul de ferrailage.....	27
3.4.1.1.7 Vérification	28
3.4.2 Les planchers	31
3.4.2.1 Pré dimensionnement des planchers.....	31
3.4.2.2 Méthode de calcul.....	31
3.4.2.2.1 Présentation de la méthode forfaitaire.....	31
3.4.2.3 Etude des planchers	32
3.4.2.3.1 Plancher terrasse inaccessible (Entrevous 16+4)	32
3.4.2.3.2. Etage courant	50
3.4.3. Les escaliers.....	67
3.4.3.1 Définition	67
3.4.3.2 Prédimensionnement	67
3.4.3.3 Evaluation des charges	69
3.4.3.4 Combinaison des charges	69
3.4.3.5 Calcul des sollicitations	70
3.4.3.6 Ferrailage	70
3.4.3.7 Condition de non fragilité	72
3.4.3.8 vérifications de E.L.S	73
3.4.3.9 Contrainte tangente limite	73
3.4.3.10 Etude de la poutre palière	74
3.4.4 Les balcons (les consols).....	74
3.4.4.1 Définition	78
3.4.4.2 Schéma statique	78
3.4.4.3 Evaluation des charges	78
3.4.4.4 Sollicitation de calcul	78
3.4.4.5 calcul des moments	78
3.4.4.6 calcul le ferrailage	79
3.4.4.7 Condition de non fragilité	79
3.4.4.8 Vérification a l'E.L.S	79
3.4.4.9 Vérification de flèche	80
3.4.4.10.vérification de la contrainte tangentielle	81
5.Etudes des éléments strcuturaux	82
3.5.1.Les poteaux	82

3.5.1.1	Introduction	83
3.5.1.2	Organigramme de calcul	83
3.5.1.3	Calcul des armatures longitudinales	83
3.5.1.4	Armatures transversales	83
3.5.2	Les poutres	86
3.5.2.1	Introduction	86
3.5.2.2	Etude des poutres	86
3.5.3	Les voiles	93
3.5.3.1	Introduction	93
3.5.3.2	Combinaison d'action.....	93
3.5.3.3	Ferraillage des voiles plein	93
3.5.3.3.1	Exposé de la méthode.....	93
3.5.3.3.2	Armatures verticales	95
3.5.3.3.3	Armatures minimales.....	95
3.5.3.3.4	Exigences de RPA 2003.....	95
3.5.3.3.5	Vérification	97
3.5.3.3.6	Exemple de calcul	98
3.5.3.4	Les linteaux	101
3.5.3.4.1	Introduction	101
3.5.3.4.2	contrainte limite	101
3.5.3.4.3	Ferraillage des linteaux	101
3.5.3.4.4	Exemple de calcul.....	102
6.	Etude sismique	104
3.6.1.	Introduction	104
3.6.1.1	L'objectif de l'étude dynamique	104
3.6.1.2.	Présentation du logiciel de calcul robotat	104
3.6.2	Etude sismique	105
3.6.2.1	Choix de la méthode de calcul	105
3.6.2.1.1	La méthode statique équivalente	105
3.6.2.1.2	La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	105
3.6.2.1.3	La méthode d'analyse modale spectrale.....	105
7.	Les fondations	114
3.7.1	Généralités.....	114
3.7.2	Fonctions des fondations.....	114
3.7.3	Etude du sol	114
3.7.4	Choix de type de fondations	114
3.7.4.1	Etude de la fondation	114
3.7.5	La Longrine	114
3.7.6	Dalle flottante	120
3.7.6.1	Définition	120

Chapitre IV :Etude de la structure avec voile périphérique

1 Les poteaux	126
----------------------------	------------

4.1.1 Introduction	123
4.1.2 Organigramme de calcul.....	123
4.1.3 Ferrailage des poteaux	124
2. Les poutres	127
4.2.1 Introduction	127
4.2.2 Etudes des poutres	127
3. Les voiles	133
4.3.1 Introduction.....	133
4.3.2 Combinaison d'action.....	133
4.3.3 Ferrailage des voiles plein	133
4.3.3.1 Exposé de la méthode	133
4.3.3.2 Armatures verticales	135
4.3.3.3 Armatures minimales.....	135
4.3.3.4 Exigences de RPA 2003.....	137
4.3.4 Vérification.....	141
4. Etude sismique	141
4.4.1 Introduction	141
4.1.1.1 L'objectif de l'étude dynamique	141
4.1.1.2 Présentation du logiciel de calcul robobat	141
4.4.2. Etude sismique	142
4.4.2.1 Choix de la méthode de calcul	142
4.4.2.1.1 La méthode statique équivalente	143
4.4.2.1.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme	143
4.4.2.1.3 La méthode d'analyse modale spectrale	143
4.4.3 Calcul de la force sismique.....	
5. Les fondations	150
4.5.1 Généralités.....	150
4.5.2 Fonctions des fondations	150
4.5.3 Etude du sol	151
4.5.4 Semelles filantes.....	151
4.5.5 <i>Le voile périphérique</i>	155
4.5.6 La Longrine	156

Chapitre V : Comparaison des résultats

5.1 Les efforts dans les éléments structuraux.....	160
5.1.1 Les poteaux.....	160
5.1.2 Les poutres.....	160
5.2 Les déplacements.....	161
5.3 les périodes et la participations des masses modales.....	161
5.4 l'effort tranchants dans les poteaux courts avec et sans voiles périphérique.....	162

Chapitre VI : Conclusion

Conclusion.....164

Bibliographie165

Table des tableaux

- Tableau 3.1 : évaluations de la charge permanente pour une terrasse inaccessible
Tableau 3.2 : évaluation de charge permanente pour une terrasse accessible(étage courant)
Tableau 3.3 : évaluation de la charge permanente pour le balcon (étage courant)
Tableau 3.4 : évaluation de la charge permanente pour le balcon (terrasse)
Tableau 3.5 : évaluation de la charge permanente pour un mur extérieur
Tableau 3.6 : Calcul de \bar{N}_u des poteaux
Tableau 3.7 : valeurs des M_0 pour la nervure type-1.
Tableau 3.8 : valeurs des moment aux appuis pour la nervure type-1.
Tableau 3.9 : valeur de moment sur travée pour la nervure type-1.
Tableau 3.10 : valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-1.
Tableau 3.11 : valeur de M_0 pour la nervure type-1.
Tableau 3.12 : valeurs des moments aux appuis pour la nervure type-1.
Tableau 3.13: valeurs des moments sur pour la nervure type-1.
Tableau 3.14 : valeurs des l'effort tranchant pour la nervure type-1.
Tableau 3.15 : valeurs des de M_0 pour la nervure type-2
Tableau 3.16 : valeurs des de moment aux appuis pour la nervure type-2
Tableau 3.17 : valeurs des de moment sur pour la nervure type-2
Tableau 3.18: valeurs de l'effort tranchant sur pour la nervure type-2
Tableau 3.19 : valeurs de M_0 sur pour la nervure type-2
Tableau 3.20 : valeurs de moment aux appuis pour la nervure type-2
Tableau 3.21: valeurs de moment sur travée pour la nervure type-2
Tableau 3.22 : valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-2
Tableau 3.23 : valeurs de M_0 pour la nervure type-3
Tableau 3.24 : valeurs de moment aux appuis pour la nervure type-3
Tableau 3.25 : valeurs de moment surtravée pour la nervure type-3
Tableau 3.26: valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-3
Tableau 3.27: valeurs de M_0 pour la nervure type-3
Tableau 3.28: valeurs de moment aux appuis pour la nervure type-3
Tableau 3.29 : valeurs de moment sur travée pour la nervure type-3
Tableau 3.30 : valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-3
Tableau 3.31 : Les valeurs de M_{max} de plancher terrasse.
Tableau 3.32 : Section des armatures des nervures de terrasse
Tableau 3.33 : vérification de la contrainte de compression du béton
Tableau 3.34 : valeurs de M_0 pour le type de nervure N-1
Tableau 3.35 : valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-1
Tableau 3.36 : valeurs de moment sur travée pour le type de nervure
Tableau 3.37 : valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-1
Tableau 3.38 : valeurs de M_0 pour le type de nervure N-1
Tableau 3.39: valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure
Tableau 3.40: valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-1
Tableau 3.41: valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-1

- Tableau 3.42: valeurs de M_0 pour le type de nervure N-2
Tableau 3.43: valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-2
Tableau 3.44: valeurs de moment sur travée pour le type de nervure
Tableau 3.45: valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-2
Tableau 3.46: valeurs de M_0 pour le type de nervure N-2
Tableau 3.47: valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-2
Tableau 3.48: valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-2
Tableau 3.49: valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-2
Tableau 3.50: valeurs de M_0 pour le type de nervure N-3
Tableau 3.51: valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-3
Tableau 3.52: valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-3
Tableau 3.53: valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-3
Tableau 3.54: valeurs de M_0 pour le type de nervure N-3
Tableau 3.55: valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-3
Tableau 3.56: valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-3
Tableau 3.57: valeurs de moment l'effort tranchant pour le type de nervure N-3
Tableau 3.58: valeurs de M et T max de plancher étage courant
Tableau 3.59: section des armatures pour les nervures d'étage courant
Tableau 3.60: vérification de compression du béton
Tableau 3.61: Evaluation des charge de la paillasse et le palier de repos à l'ELU et l'ELS
Tableau 3.62: Evaluation des charges de la poutre palière à l'ELU et l'ELS
Tableau 3.63: section des armatures pour la poutre palière
Tableau 3.64: ferrailage des poteaux.
Tableau 3.65: ferrailage des poutres principale.
Tableau 3.66: ferrailage des poutres secondaire.
Tableau 3.67: vérification de la contrainte tangentielle.
Tableau 3.68: tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.
Tableau 3.69: tableau récapitulatif de vérification de compression du béton des poutres.
Tableau 3.70: tableau récapitulatif de ferrailage des voiles
Tableau 3.71: Valeurs des pénalités
Tableau 3.72: Valeurs du poids totale de la structure
Tableau 3.73: Valeurs des périodes de la structure
Tableau 3.74: vérification des déplacements
Tableau 3.75: vérification des l'excentricité.
Tableau 3.76: vérification de l'effet P- Δ .
Tableau 3.77: valeurs de L'effort normale à l'ELU et l'ELS.
Tableau 3.78: ferrailage de la semelle SF01.
Tableau 3.79: tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes
Tableau. 4.1 : ferrailage du poteau
Tableau. 4.2 : ferrailage de poutres
Tableau. 4.3 : vérification de la contrainte tangentielle
Tableau. 4.4 : tableau récapitulatif du ferrailage des poutres
Tableau. 4.5 : vérification de la compression du béton
Tableau.4.6 : ferrailage dus voiles

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Tableau.4.7 : valeurs des pénalités

Tableau.4.8 : valeur des périodes de la structure

Tableau. 4.9 : vérification des déplacement

Tableau. 4.10 : vérification de l'excentricité

Tableau. 4.11 : vérification de l'effet P-□□□

Tableau. 4.12: valeurs de l'effort normale à l'ELU

Tableau. 4.13: ferrailage de la semelle filante SF01

Tableau. 4.14: tableau récapitulatif du ferrailage

Tableau. 4.15: ferrailage du voile périphérique

Tableau.5.1 : comparaison des résultat de M,N,T pour les poteaux

Tableau.5.2 : comparaison des résultat de M,T pour les poutres

Tableau.5.3 : comparaison des résultats des déplacements

Tableau.5.4: comparaison des périodes et masses modales

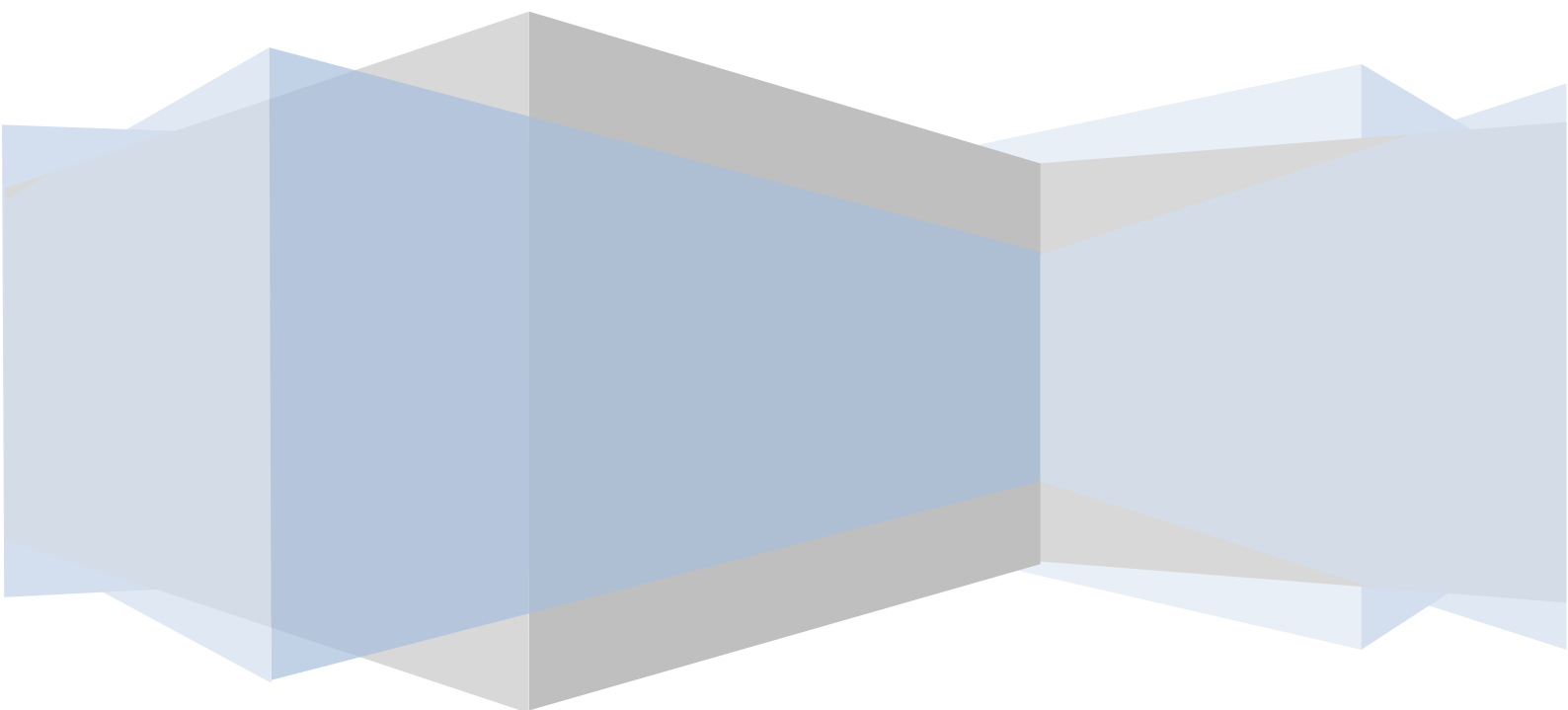
Table des figures

- Fig.3.1 : Diagramme contraint - déformation du béton
Fig.3.2 : Diagramme rectangulaire simplifié.
Fig.3.3:Diagramme contraint - déformation du béton
Fig.3.4 :Diagramme de déformation - contrainte
Fig.3.5 : Plancher terrasse inaccessible
Fig.3.6 Plancher étage courant
Fig.3.7 :surface reprise par le poteau
Fig.3.8:coupe de voile en plan et en élévation
Fig.3.9 :schéma de nervure de plancher corps creux
Fig.3.10 :schéma de l'acrotère
Fig.3.11 :section de l'acrotère pour $b=1m$
Fig.3.12 :schéma du ferrailage de l'acrotère
Fig.3.13:les différents types de nervures.
Fig.3.14 : le schéma statique de la nervure type 01
Fig.3.15 : Diagramme de moment fléchissant de type 01 terrasse
Fig.3.16 : Diagramme de l'effort tranchant de type 01
Fig.3.17 : Diagramme de moment fléchissant de type 01 terrasse
Fig.3.18 :Diagramme de l'effort tranchant de type 01
Fig.3.19 :le schéma statique de la nervure type02
Fig.3.20 :Diagramme de moment fléchissant de type 02
Fig.3.21 : Diagramme de l'effort tranchant de type 02 terrasse ELU.
Fig.3.22:Diagramme de moment fléchissant de type 02 terrasses ELS.
Fig.3.23 :Diagramme de l'effort tranchant de type 02
Fig.3.24 :le schéma statique de la nervure type 03
Fig.3.25: Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse –ELU
Fig.3.26 :Diagramme des efforts tranchants terrasse type N03 –ELU
Fig.3.27 : Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse –ELS
Fig.3.28: Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse –ELS
Fig.3.29 :schéma statique de la nervure type01-étage courant
Fig.3.30 :Diagramme de moment fléchissant de type 01 étage courant
Fig.3.31: Diagramme de l'effort tranchant de type 01 E. courant ELU.
Fig.3.32 :Diagramme de moment fléchissant de type 01 étage
Fig.3.33 : Diagramme de l'effort tranchant de type étage courant ELS.
Fig.3.34 :schéma statique de la nervure type N2-étage courant
Fig.3.35 : Diagramme de moment fléchissant de type 02 étage courant ELU.
Fig.3.36 :Diagramme de l'effort tranchant de type 02 étage courant ELU.
Fig.3.37:Diagramme de moment fléchissant de type 02 étage courant
Fig.3.38 :Diagramme de l'effort tranchant de type 02
Fig.3.39 :schéma statique de la nervure type 3-étage courant.
Fig.3.40: Diagramme de moment fléchissant type N03 étage courant –ELU

- Fig.3.41 :Diagramme des efforts tranchants étage courant type N03 –ELU
Fig.3.42 : Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse –ELS
Fig.3.43 :Diagramme des efforts tranchants étage courant type N03 –ELS
Fig.3.44 :schéma de ferrailage des nervures.
Fig.3.45 :schéma statique de la paillasse et palier de repos
Fig.3.46 : schéma statique des escaliers.
Fig.3.47 :diagramme de M et V à l'ELU
Fig.3.48 :diagramme de M et V à l'ELS
Fig.3.49 :schéma statique de la poutre palière
Fig.3.50 :schéma de ferrailage des escaliers
Fig.3.51 :schéma de ferrailage de la poutre palière
Fig.3.52 : schéma statique de balcon.
Fig.3.53 : schéma de ferrailage de balcon
Fig.3.54: Plan de calcul des poteaux
Fig.3.55 : schéma de ferrailage des poteaux.
Fig.3.56 : organigramme de ferrailage des poutres
Fig.3.57 : schéma de ferrailage des poutres
Fig.3.58 : diagramme d'une section entièrement comprimée
Fig.3.59 : diagramme d'une section partiellement comprimée
Fig.3.60: diagramme d'une section
Fig.3.61:schéma de ferrailage de voile selon RPA2003
Fig.3.62:schéma de ferrailage de voile
Fig.3.63:Organigramme présentant les différents modules du logiciel ETABS
Fig.3.64:joint de dilatation
Fig.3.65 :joint de ruptur
Fig.3.66 :schéma statique de semelle filante
Fig.3.67:schéma de ferrailage des poutres de rigidité des semelles filantes
Fig.3.68 :schéma de ferrailage des longrines
Fig.3.69:schéma de ferrailage de la dalle flottante
Fig.4.1 :organigramme de calcul des poteaux
Fig.4.2 :schéma de ferrailage des poteaux
Fig.4.3 : organigramme de calcul des poutres
Fig.4.4 : schéma de ferrailage des poutres
Fig.4.5 : diagramme d'une section entièrement comprimée
Fig.4.6 : diagramme d'une section partiellement comprimée
Fig.4.7: diagramme d'une section entièrement tendue
Fig.4.8 : schéma de ferrailage de voile selon le RPA2003
Fig.4.9 :schéma de ferrailage de voile
Fig.4.10:joint de dilatation
Fig.4.11 : joint de rupture.
Fig.4.12 : schéma statique de la semelle filante SFo1
Fig.4.13 : ferrailage des poutres de rigidité de semelles filantes
Fig.4.14:schéma des charges sollicitant le voile périphérique
Fig.4.15 : schéma de ferrailage des longrines.
Fig.5.1: schéma de l'effort tranchant dans un poteau lie au voile périphérique.

Chapitre I

Introduction



1.1. Introduction :

L'Algérie est parmi les pays qui est soumise au grande activités et risque sismique. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des matériaux importants

Pour mieux protéger contre d'éventuels événements sismiques, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements qui est à l'origine de mouvements forts de sol.

Les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structure dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effort sismique. Tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Tout fois le choix du système de contreventement dépend de certaines considérations à savoir La hauteur de bâtiment, la capacité portante de sol et les contraintes architecturales.

Dans notre travail on va faire une étude comparative d'une structure en (R+5) avec et sans voile périphérique pour voir son influence sur le comportement sismique de la structure.

On se base sur le plan de travail suivant :

Chapitre I : Introduction.

Chapitre II : Etude de la structure sans voile périphérique.

Chapitre III: Etude de la structure avec voile périphérique.

Chapitre IV: Comparaison des résultats.

Chapitre V : Conclusion.

1.2. Description générale de l'ouvrage :

Le projet proposé est un bâtiment à usage d'habitation en (R+5) à contreventement mixte. Il est implanté dans la daïra de CHLEF de la wilaya de CHLEF classé par la réglementation parasismique algérienne en zone3« forte sismicité ».

Notre bâtiment se compose de six niveaux, dont le RDC est usage commercial et les autres sont à usage d'habitation.

1.3-Caractéristiques géométriques :

La présente structure a pour dimensions :

Hauteur totale (sans acrotère) : 18.87 m

Hauteur du RDC : 3.57 m

Hauteur des étages courants : 3,06 m

Acrotère : 0,5 m

Largeur en plan : 13.60 m

Longueur en plan : 25.30 m

1.4-Présentation technique du bâtiment :

- La terrasse est inaccessible.
- Les planchers sont en corps creux et les balcons sont des dalles pleines.
- Les éléments de remplissage sont en brique creuse, double paroi pour les murs extérieurs de 30cm d'épaisseur (une paroi de 15cm et autre de 10cm) séparé par une âme d'air de 5cm d'épaisseur, et simple paroi pour les murs de séparation de 10cm d'épaisseur.
- l'ossature est mixte portique/voiles avec interaction.
- Revêtement est constituée de :
 - Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs extérieurs.
 - Enduit de plâtre pour les faces des murs intérieures, les plafonds et les faces intérieures des murs extérieurs.
 - Carrelage pour les planchers des étages courants, escaliers et balcons.Les poteaux, poutres et voiles sont en béton armé.
- Escalier à 02 volées.

Le contreventement de l'immeuble est constitué par des éléments verticaux assurant la stabilité sous l'action des sollicitations horizontales (vent ou forces d'origine sismiques). Ces éléments (refends pleins, portiques) transmettent également les charges verticales aux fondations. L'effet des charges verticales est généralement estimé d'une manière simple. Les résultats ainsi obtenus sont suffisamment proches de la réalité.

Pour les sollicitations horizontales, le problème peut se résumer à :

- La connaissance des efforts horizontaux engendrés par le séisme.
- La détermination de leur répartition entre les différents éléments de contreventement.

1.5 Conception structurelle :

1.5.1 Choix du système de contreventement :

Notre bâtiment dépasse est situé en zone III. Le contreventement par portique est donc écarté (Art. 1-b du RPA99/version 2003) et le choix va se porter un contreventement mixte (voiles et portiques).

Pour un système de contreventement mixte, il y a lieu de vérifier se qui suit :

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

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

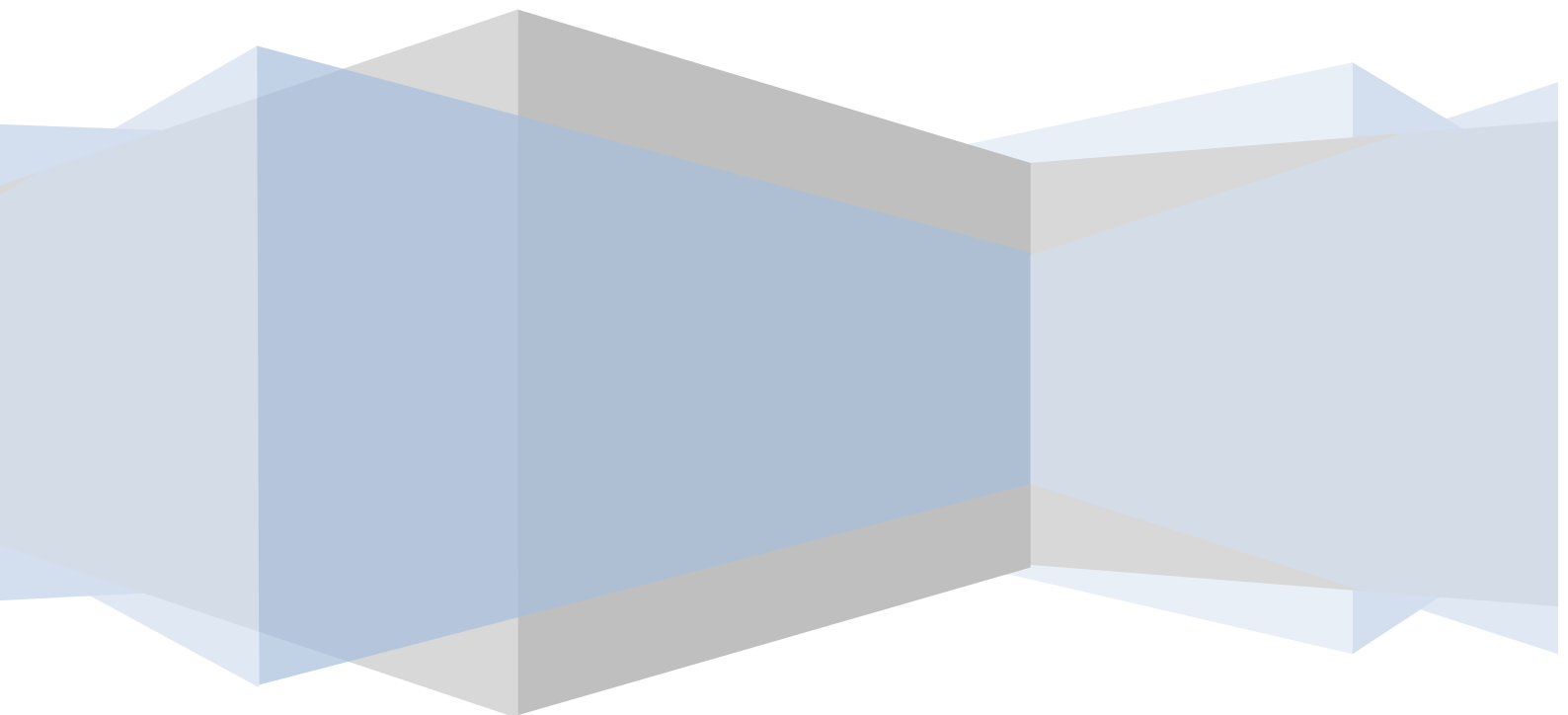
1.6 L'objectif de notre travail :

L'objectif de notre travail est multiple :

- Faire une étude comparative de la structure : avec le voile périphérique et sans voile périphérique.
- calculer les éléments structuraux de la construction.
- le ferrailage de ces éléments.
- Atteindre la stabilité sous l'effet des charges verticales et horizontales.

Chapitre II

Le rôle du voile périphérique



2.1 Définition du voile périphérique :

Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé, qui sert à ceinturer l'infrastructure.

Il est pour objet de :

- Eviter les poteaux courts formés par les ossatures au-dessous de niveau de base (par exemple vide sanitaire).
- Retenir les remblais lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la au niveau du terrain naturel.

2.2 Disposition techniques :

En zone I, cette prescription est facultative pour les maisons individuelles et bâtiments assimilés ou pour toute autre construction de hauteur inférieure ou égale à 10m au-dessus du niveau moyen du sol.

Dans le cas de blocs séparés par des joints de rupture, le voile périphérique doit ceinturer chaque bloc.

Ce voile doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

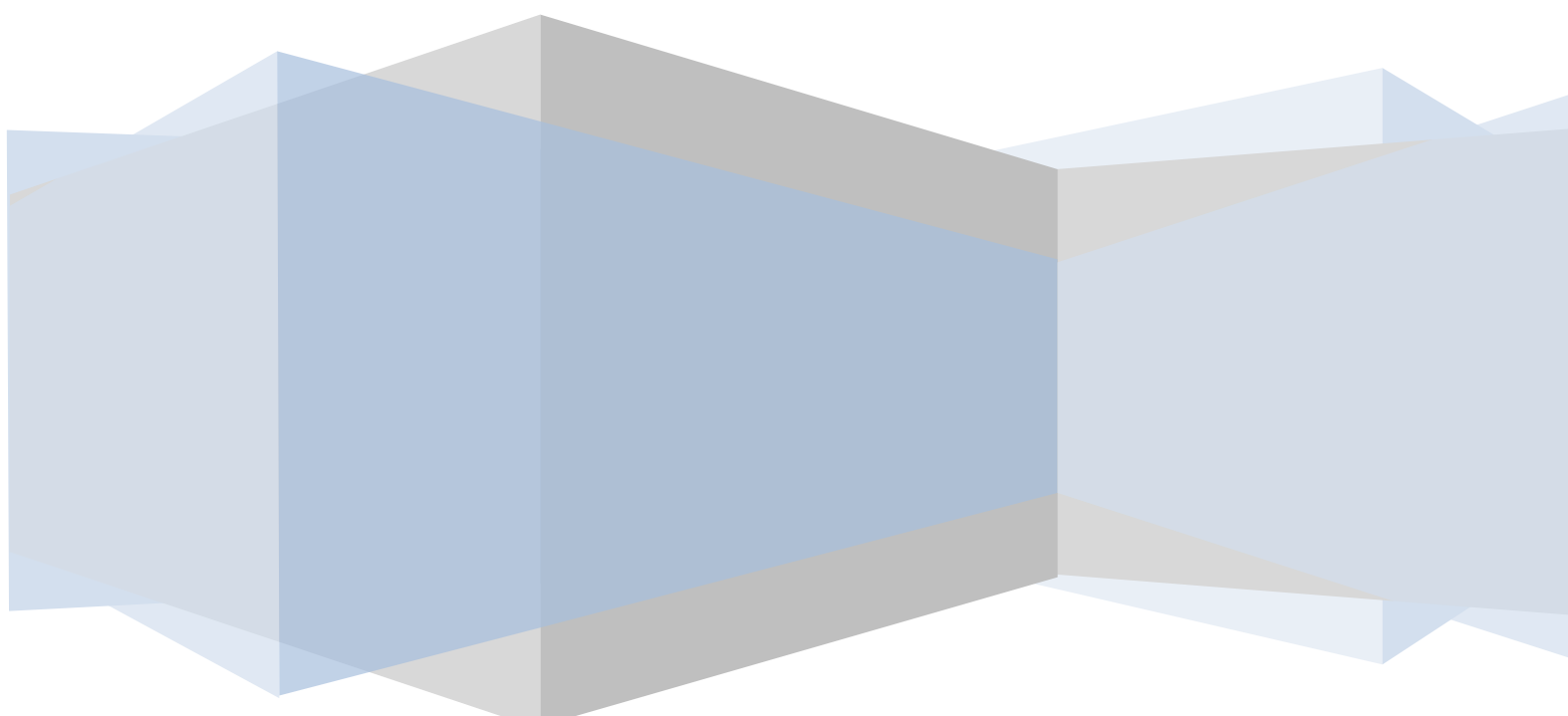
- Epaisseur 15cm ;
- Les armatures sont constituées de deux nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante. Dans le cas des dallages sur terre-plein, on pourra se dispenser du voile périphérique à condition de dimensionner les poteaux suivant les prescriptions prévues pour les poteaux d'élançement géométrique inférieur à 5 dans le paragraphe 7.4.2.2.

Chapitre III

Etude d'un bâtiment sans voile périphérique



3.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux

3.1.1 Béton :

3.1.1.1 définitions :

Le béton est un matériau hétérogène fragile qui résiste bien à la compression mais mal à la traction. Pour assurer un bon enrobage et une bonne protection des armatures, le béton doit être d'autant plus dosé en ciment que les armatures sont plus nombreuses.

- 350kg du ciment .
- 400kg de gravier.
- 800kg de sable.
- 180 L d'eau.

3.1.1.2 Principale et caractéristique :

3.1.1.2.1 Résistance à la compression :

Le béton est défini de point de vue mécanique par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite résistance caractéristique spécifiée notée f_{c28} . Elle est obtenue par l'écrasement de nombreuses éprouvettes cylindriques normalisées de 200cm^2 de section, de 16 cm de diamètre et de 32 cm de hauteur.

On peut admettre que pour $j \leq 28$ jours la résistance du béton non traité thermiquement suit approximativement les lois suivantes :

$$f_{cj} = \frac{J \cdot f_{c28}}{4.76 + 0.83J} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (1)$$

$$f_{cj} = \frac{J \cdot f_{c28}}{1.94 + 0.95J} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} > 40 \text{ MPa} \dots\dots\dots (2)$$

Pour notre ouvrage nous avons utilisé une résistance caractéristique $f_{c28} = 25\text{Mpa}$

3.1.1.2.2 Résistance caractéristique à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours est notée f_{tj} cette dernière est déduite à celle de la compression, elle conventionnellement défini par la formule

$$f_{tj} = 0,6 f_{cj} + 0.06 \quad \text{pour} \quad f_{cj} \leq 60\text{MPa} \dots\dots\dots (3)$$

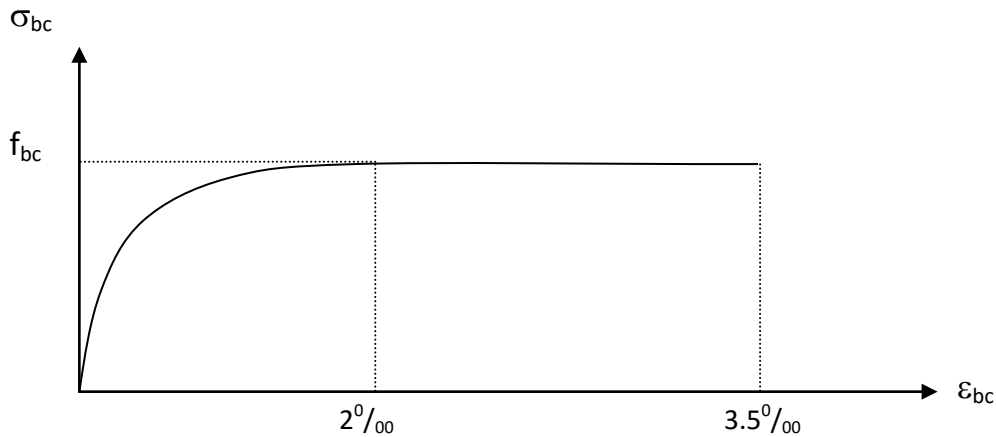


Fig.3.1 Diagramme contrainte - déformation du béton

f_{bc} : contrainte ultime du béton en compression.

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

En compression pure, le diagramme est constitué par la partie parabolique du graphe, les déformations relatives étant limitées à 2 ‰.

En compression avec flexion, le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole- rectangle ».

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ en situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1.15$ en situations accidentelles.

Le coefficient θ est fixe lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée

$\theta = 1$ lorsque la durée est supérieure à 24h,

$\theta = 0.9$ lorsque cette durée est comprise entre 1h et 24h,

$\theta = 0.85$ lorsqu'elle est inférieure à 1h

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Lorsque la section droite n'est pas entièrement comprimée, on peut utiliser un diagramme rectangulaire simplifié, défini ci-après, dans lequel y_u représente la distance de l'axe neutre à la fibre la plus comprimée.

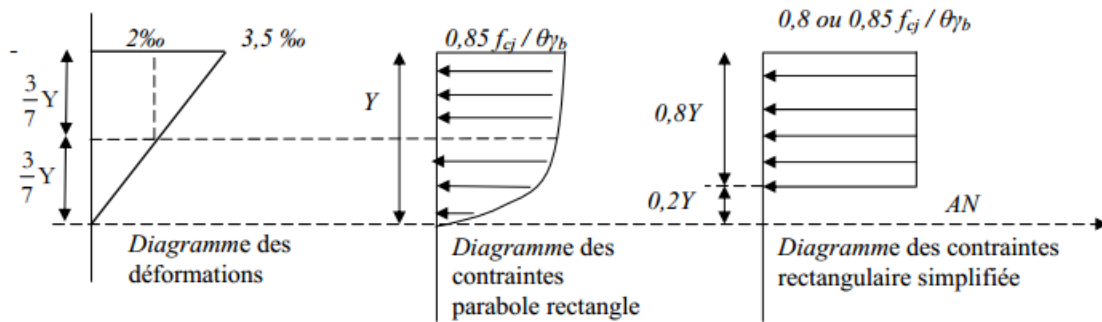


Fig.3.2 Diagramme rectangulaire simplifié.

Les relations entre contraintes et déformations sont :

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \Rightarrow \sigma_s = E_s \varepsilon_s$$

$$\varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \leq 10^0 / 00 \Rightarrow \sigma_s = F_c / \gamma_s$$

L'abscisse limite de la droite d'élasticité vaut :
$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{E_s}$$

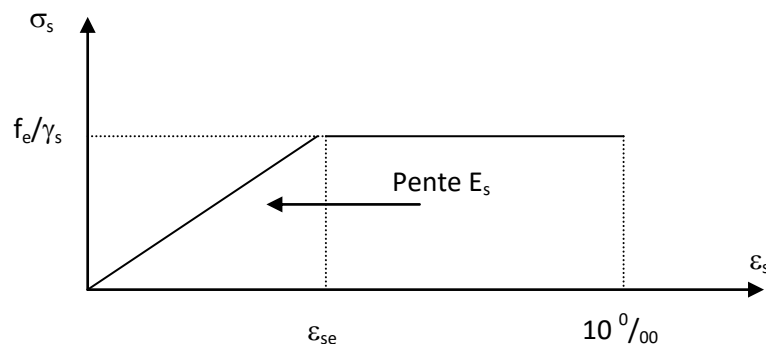


Fig.3.3 Diagramme contrainte - déformation du béton

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

3.1.1.2.3 Le module d'élasticité longitudinal :

Le module d'élasticité E est défini par le rapport :

$E = (\text{contrainte unitaire} / \text{déformation relative}).$

3.1.1.2.4 Les déformations instantanées du béton:

Dans sa déformation longitudinal le béton ne suit pas la loi de HOOK pour des charges d'une durée d'application < 24 h :

$$E_{ij} = 11000 \times f_{cj}^{1/3} \dots\dots\dots \text{en Mpa} \dots\dots\dots (4)$$

Cette formule n'est valable que pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier. Elle n'est pas valable pour les vérifications l'état limite ultime de stabilité de forme

3.1.1.2.5 Les déformations différées du béton :

Comprend le retrait et le fluage, pour les charges de longue durée d'application. Le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} qui permet de calculer la déformation finale du béton, est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times f_{cj}^{1/3} \quad \text{en Mpa} \dots\dots\dots (5)$$

3.1.1.2.6 Le coefficient de Poisson :

La déformation longitudinale est accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson est le rapport :

$\nu = (\text{déformation transversale} / \text{déformation longitudinale})$

$\nu = 0,2$: Pour le calcul des déformations (ELS).

$\nu = 0$: Pour le calcul des déplacements (ELU).

3.1.2 Acier

3.1.2.1 Définition :

L'acier est un matériau constitue essentiellement de fer et d'un peu de carbone ; qui sont extraits de matières premières naturellement tirées du sous-sol (mines de fer et de charbon). Le carbone n'intervient dans la composition ; que pour une très faible part (≤ 1).

3.1.2.2. L'avantage d'acier:

- La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
- La possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité.
- La tenue aux séismes est bonne.

3.1.2.3. L'inconvénient d'acier:

- La résistance en compression moindre que le béton.
- Mauvaise tenue au fe

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

3.1.2.4 .Contraintes limites à l'ELU:

$\sigma_s = f_e / \gamma_s \longrightarrow$ aciers naturels .

$\sigma_s = 1.1 f_e / \gamma_s \longrightarrow$ aciers écrouis.

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

- $\gamma_s = 1.15$ en situation courante $\sigma_s = 348$ MPa
- $\gamma_s = 1$ en situation accidentelle $\sigma_s = 400$ MPa

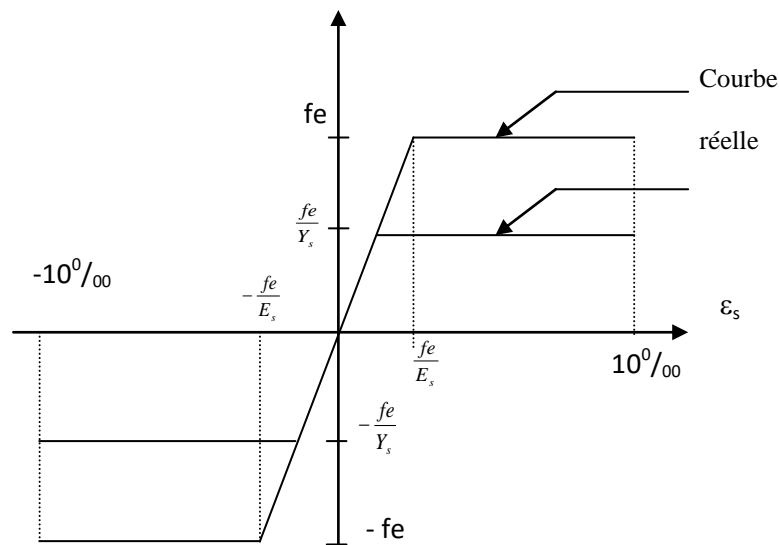


Fig.3.4 Diagramme de déformation - contrainte

- ✓ La droite OA est la droite de Hook de pente $E_s=200000$ MPa indépendant du nuance de l'acier et d'équation $\sigma_s = E_s \times \gamma_s$
- ✓ A partir de A l'horizontale est donnée par f_e
- ✓ L'allongement est donné par $\sigma_s = f_e / (\gamma_s \times E_s)$

3.1.3 Actions :

Les actions sont l'ensemble des charges (force, couple, charges permanentes, climatiques et d'exploitation) appliquées à la structure ainsi que les conséquences de modification statique ou d'état (retrait, variations de températures, tassements d'appuis... etc.) entraînant les déformations de la structure.

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

3.1.3.1. Actions permanentes «G» :

Elles sont appliquées pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage et comportent :

Le poids propre des éléments, de la structure

Le poids des équipements fixe de toute nature (revêtement de sol et de plafond, cloison.....)

Les charges dues aux déformations (retrait, fluage) imposé en permanence à la construction.

3.1.3.2. Actions variables :

Ce sont des actions dont l'intensité varie de façon importante dans le temps. Elles sont définies par les textes réglementaires et normatifs en vigueur. On distingue :

3.1.3.3 Les actions d'exploitation «Q_f»:

Tel que les surcharges statique (équipements fixes) et surcharge dynamique (machine, organes mobile) elles dépendent directement de l'utilisation qui sera faite des locaux.

3.1.3.4 Les actions climatiques : définies par les règles neiges (S_n) et vent(W_n)

3.1.3.5 La surcharge de la neige : est considérée comme assimilée à une charge verticale (elle est rapporté à la projection horizontale de la surface de la toiture) dans les calculs et dépendant de la région où se trouve la construction de l'altitude et de la forme du toit.

3.1.3.6 Les actions du vent : sont très complexes peuvent être déplacer, arracher ou renverser un ouvrage. La direction du vent est supposée horizontale et orienté de manière quelconque perpendiculaire à l'élément de paroi.

3.1.3.7 Les actions dues à la température : ces actions correspondent à des dilatations linéaires relatives, à partir d'une température initiale prise entre 8 et 14°C ;

3.1.3.8 Actions accidentelles : «F_A» : il s'agit du phénomènes rares et exceptionnels (séisme, action du feu, chocs, inondation ... etc.)

3.1.4 Sollicitations :

3.1.4.1 Définition :

Les sollicitations sont les effets provoqués, en chaque point et sur chaque section de la structure, par les actions qui s'exercent sur elle. Elles sont exprimées sous la forme des grandeurs classiques de la résistance des matériaux qui vont permettre d'effectuer les justifications prévues par le règlement (calcul de dimensionnement et vérification de résistance ou de déformation... etc.), ce sont le moment de flexion, l'effort tranchant, l'effort normal,... etc., en tel ou tel point de la structure.

3.1.5 Combinaisons de calcul :

3.1.5.1 Pour les justifications aux états limites ultimes :

3.1.5.1.1 Combinaison fondamentale :

Lors des situations durables ou transitoires il y a lieu de considérer cette combinaison :

$$1.35G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} \cdot Q_1 + \sum 1,3\Psi_{oi} \cdot Q_i \dots\dots\dots(6)$$

Avec :

- ✓ G_{\max} :ensembles des actions permanentes défavorables qui ont tendance à augmenter les sollicitations
- ✓ G_{\min} : ensembles des actions permanentes favorables qui ont tendance a démunie les sollicitations ;
- ✓ Q_1 : une action variable dite de base (action d'exploitation, action due à la température, action climatique neige et vent) ;
- ✓ Ψ_{oi} : coefficient de pondération des valeurs d'accompagnement est défini à l'annexe 'D' du règlement B.A.E.L.
- ✓ $\gamma_{Q1(i>1)}$: les autres actions variables dites d'accompagnement ;
- ✓ $\gamma_{Q1} = 1,5$ dans le cas général ;
- ✓ $\gamma_{Q1} = 1.35$ pour la température et les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine. Les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.

3.1.5.1.2 Combinaison accidentelle : si elle n'est pas définie par les textes spécifiques la combinaison d'action à considérer est :

$$G_{\max} + G_{\min} + FA + \Psi_{11}Q_1 + \sum \Psi_{2i} \cdot Q_i \dots\dots\dots(7)$$

- ✓ Avec :
- ✓ F_A : valeur minimale de l'action accidentelle;
- ✓ $\Psi_{11}Q_1$: valeur fréquente d'une action variable;
- ✓ $\Psi_{2i}Q_i$: valeur quasi-permanente d'une action variable.

3.1.5.2 Pour les justifications aux états limites de service :

La combinaison d'action à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{oi} \cdot Q_i \dots\dots\dots(8)$$

D'après le RPA 99version 2003 (A.3.1.1) les combinaisons d'action sismiques et des actions dues aux charges verticales spécifiées sont données ci-après :

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour des combinaisons de charge sur la base des règlements en vigueur :

$$G + Q + E$$
$$0.8G+E$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

Des combinaisons exceptionnelles pour les poteaux d'ossatures stables :

$$G+Q+1.2^E$$

3.1.6 Etats limites :

3.1.6.1 Définition :

un état limite est un état dans lequel se trouve une structure ou un élément de structure et tel que s'il est dépassé dans le sens défavorable, cette structure ou cet élément ne répond plus aux fonctions ; on distingue deux catégories d'états limites : les états limites ultimes dont le dépassement équivaut à la ruine de la structure et les états limites de services.

3.1.6.2 Etats limites ultime « E.L.U » :

Qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction et dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage. Ces états correspondent à la limite de:

- ✓ -L'équilibre statique ;
- ✓ -La résistance de l'un des matériaux béton ou acier ;
- ✓ -La stabilité de forme « flambement » ;

3.1.6.3 Etats limites de service «E.L.S » :

- -L'état limite de service vis-à-vis de la compression du béton ;
- -L'état limite de service d'ouverture des fissures ;
- -L'état limite de service de déformation.

3.1.7 Hypothèse de calcul :

3.1.7.1 Etat limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- Les sections droites planes avant déformations restent planes après déformation;
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton;
- L'acier et le béton sont considérés comme des matériaux élastiques linéaires et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton;
- Le béton tendu est négligé;
- Par convention, le rapport entre les coefficients d'élasticité longitudinale de l'acier et du béton ou coefficient d'équivalence, est égal à $n = E_s / E_b = 15$.
- On ne déduit pas les aires d'acier de l'aire de béton comprimée ; on suppose en outre que la section d'acier est concentrée en son centre de gravité, pourvu que l'erreur ainsi commise sur les déformations unitaire ne dépasse pas 15%.

3.1.7.2 Etat limite de compression de béton :

La contrainte admissible de compression du béton en service doit être égale à : $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{cj}$

3.1.7.3 Etat limite d'ouverture des fissures :

On est amené effectuer une vérification des contraintes de traction de l'acier dans le but de limiter l'ouverture des fissures, les risques de corrosion et la déformation de la pièce.

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

3.1.7.3.1 Fissuration peu préjudiciable :

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque les éléments en cause sont situés dans des locaux couverts et clos non soumis à des condensations.

Dans ce cas aucune limitation de la contrainte de l'acier n'est envisagée.

3.1.7.3.2 Fissuration préjudiciable :

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux Intempéries ou à des condensations ou peuvent être alternativement émergés ou noyés en eau douce. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2f_e}{3}; 110\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \dots\dots\dots(9)$$

Avec :

- f_e : contrainte caractéristique de l'acier ;
- f_{tj} : contrainte caractéristique à la traction du béton ;
- η : Coefficient de fissuration est pris égal à 1 pour les ronds lisses et treillis soudés et égal à 1.6 pour les armatures à haute adhérence.

3.1.7.3.3 Fissuration très préjudiciable :

La fissuration est considérée comme très préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés à un milieu agressif ou doivent assurer une étanchéité. Il importe dans ce cas, à limiter la contrainte de traction des armatures à :

$$\bar{\sigma} = \min \left[\frac{2f_e}{3}; 90\sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \dots\dots\dots(10)$$

- f_{tj} et η prennent les mêmes valeurs que ci-dessus.

3.1.7.4 Etat limite ultime de résistance :

Les sections droites restent planes après déformation.

- -il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- -la résistance à la traction du béton est négligée à cause de la fissuration.
- -le diagramme contrainte –déformation du béton.
- -le diagramme contrainte –déformation du l'acier

3.2 Evaluation des charges

3.2.1. Plancher :

3.2.1.1 Plancher terrasse inaccessible :

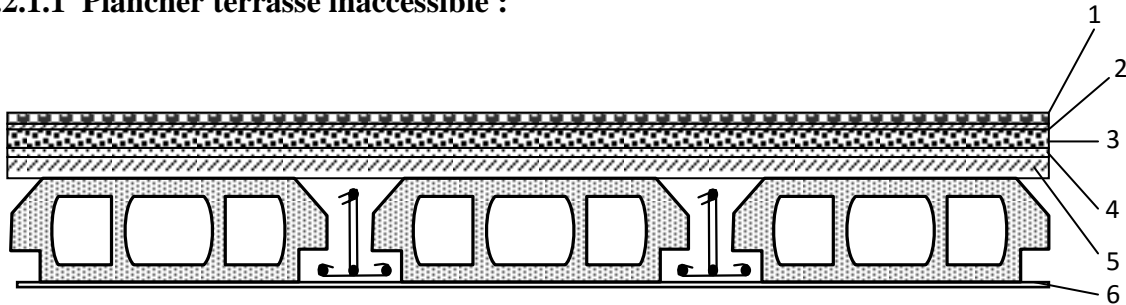


Fig.3.5 Plancher terrasse inaccessible

Tableau3.1 : évaluations de la charge permanente pour une terrasse inaccessible

N° couche	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids (KN/m2)
1	gravillon de protection	5	16	0.8
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.2
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Plancher en corps creux	(20+5)	/	2.80
6	Faux plafond avec accessoire	/	/	0.15
			Gtot	6.23

- Charge permanente : $G_{total}=6.23 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q= 1\text{KN/m}^2$

3.2.1.2 Plancher étage courant :

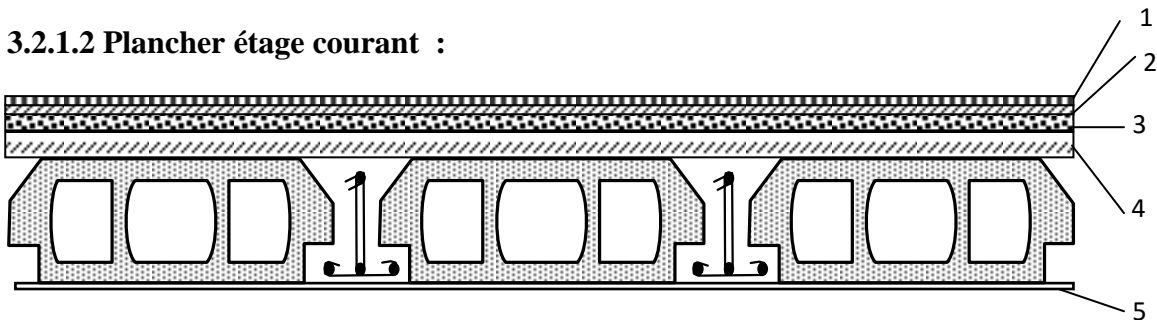


Fig.3.6 Plancher étage courant

Tableau 3.2 : évaluation de charge permanente pour une terrasse accessible (étage courant)

N° couche	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids (KN/m2)
1	carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.44
4	corps creux	(16+4)	/	2.80
5	Faux plafond	/	/	0.15
6	Cloisons répartie	/	/	1.00
			G	4.83

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

- Charge permanente : $G_{total}=4.83\text{KN/m}^2$
- Surcharge d'exploitation : $Q=1.5\text{KN/m}^2$

3.2.2 Balcon :

3.2.2.1 balcons étages courant :

Tableau3.3 : évaluation de la charge permanente pour le balcon (étage courant)

N° couche	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids (KN/m2)
1	Carrelage	2	22	0.44
2	Mortier de pose	2	22	0.44
3	Lit de sable	2	17	0.34
4	Dalle pleine	13	25	3.25
5	Enduit de plâtre	2	14	0.28
			Gtot	4.75

- **Charge permanente** : $G_{total}=4.75\text{KN/m}^2$
- **Charge d'exploitation** : $Q=3.5\text{KN/m}^2$

3.2.2.2 Balcon terrasse:

Tableau3.4 : évaluation de la charge permanente pour le balcon (terrasse)

N° couche	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids (KN/m2)
1	gravillon de protection	5	16	0.75
2	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
3	Isolation thermique	4	3	0.12
4	Forme de pente	5	22	1.1
5	Dalle pleine	13	25	3.25
6	Enduit de plâtre	2	14	0.28
			Gtot	5.62

- **Charge permanente** : $G_{total}=5.62\text{KN/m}^2$
- **Surcharge d'exploitation** : $Q=1.0\text{KN/m}^2$

3.2.3 Murs extérieurs :

Tableau 3.5 : évaluation de la charge permanente pour un mur extérieur

N° couche	Eléments	Epaisseur (cm)	Poids volumiques (KN/m3)	Poids (KN/m2)
1	Enduit de ciment	2	20	0.40
2	Brique creuse	15	9	1.35
3	Brique creuse	10	9	0.9
4	Enduit de plâtre	2	14	0.28
5	Lame d'air	5		0
Gtotale			2.93KN/m2	

L'influence du voile périphérique sur le comportement dynamique de structure

3.3. Prédimensionnement

3.3.1 Les poutres :

3.3.1.1 Définition:

Les poutres constituent les éléments horizontaux de la structure. Elles supportent les charges reçues de la dalle, et les transmettent à l'ossature verticale formée de poteaux.

Les poutres relient aussi les éléments de l'ossature verticale pour créer des cadres rigides qui résistent à l'action latérale du vent et du séisme.

3.3.1.2 Poutres principales P_p :

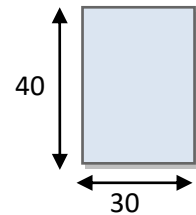
➤ **Poutre de portée $L_{max} = 3.08m$**

$$h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10}\right)L \Rightarrow h \geq (24.66 \div 37) \text{ cm}$$

➤ On prend: $h = 40\text{cm}$

$$b \geq \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{2}\right)h \Rightarrow b \geq (13.33 \div 20) \text{ cm}$$

➤ On prend: $b = 30\text{cm}$



Vérification d'après RPA :

✓ $b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (cv)$

✓ $h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 40 > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (cv)$

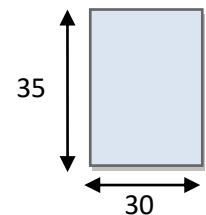
✓ $\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots (cv)$

✓ $b_{max} \leq 1.5h + b \quad (b, h) = (30, 40) \text{ cm}^2$

3.3.1.3. Poutres secondaires :

Ps: de la même méthode :

➤ **Poutre de portée $L_{max} = 3.95m$: $(b, h) = (30, 35) \text{ cm}^2$**



3.3.2. Les poteaux :

3.3.2.1. Définition :

Les poteaux sont des poutres droites verticales soumise uniquement à la compression simple centrée, leurs fonctions sont de reprendre les efforts due aux charges et surcharges ramenées par les suites de la transmettras aux fonctions.

Les poteaux doivent supporter les planchers, les poutres, et les cloisons pour transmettre les charges aux fondations.

Les poteaux sont considérés comme des éléments structuraux courts.

D'après RPA 99 version 2003 en zone 3:

En RDC :

$$\text{Min } (b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}; h=3.57m$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4, \quad h_e = 357 - 40 = 317 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(65, 65) \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\text{Min}(65, 65) \geq \Rightarrow \frac{317}{20} = 15.85 \dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{65}{65} < 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

En étage courant :

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b_1; h_1) \geq \frac{h_e}{20}; h=3.06m$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4, \quad h_e = 306 - 40 = 266 \text{ cm} \longrightarrow \text{Min}(30, 40) \geq 30\text{cm} \dots\dots \dots \text{cv}$$

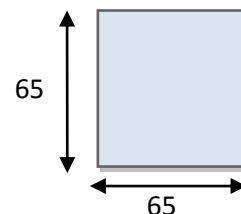
$$\text{Min}(30, 40) \geq \Rightarrow \frac{266}{20} = 13.3 = 13.55\text{cm} \dots\dots\dots \text{cv}$$

$$\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < \frac{30}{40} < 4 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Pour éviter le flambement, on prendra l'élanement $\lambda \leq 50$

$$\text{D'après le BAEL 91} \Rightarrow \lambda = \frac{l_f}{i}; \quad i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

- λ : l'élanement géométrique de l'élément
- l_f : longueur de flambement du poteau qui est en fonction de sa longueur libre l_0 et sa liaison effective. Dans notre cas $l_f = 0.7 l_0$
- i : rayon de giration
- I : moment d'inertie de la section du poteau
- B : aire de la section du béton seul ($h \cdot b$)



$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3}{12bh}} = \frac{b}{2\sqrt{3}}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 3.57 \times 2\sqrt{3}}{0.65} = 17.31 \lambda < 50 \dots\dots\dots \text{cv} \longrightarrow (b, h) = (65, 65) \text{ cm}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

3.3.2.2 Choix du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure, le poteau le plus sollicité est les poteaux « C-3 ».

La surface reprise par le poteau : $S_p = (3.30 + 4.20) / 2 \times (4.0 + 4.10) / 2 = 15.18 \text{ m}^2$

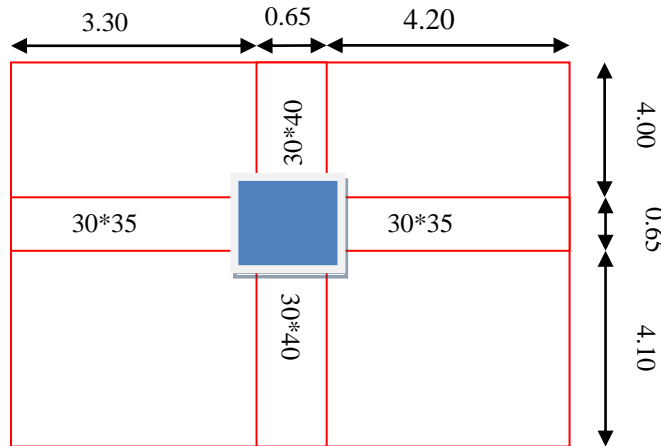


Fig.3.7 surface reprise par le poteau

➤ Calcul de la longueur de flambement L_f :

Le règlement **CBA93** définit la longueur de flambement L_f comme suit :

$0,7 \times L_0$: si le poteau est à ses extrémités :

Soit encastré dans un massif de fondation.

Soit assemblé à des poutres de plancher ayant au moins la même raideur que lui dans le sens considéré et le traversant de part en part.

➤ L_0 : dans les autres cas.

Pour notre cas, on prend : $L_f = 0,7 L_0$ (poteau avec des extrémités encastrés jusqu'à fondation).

RDC : $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.57 = 2.49 \text{ m}$

Etage courant : $\Rightarrow L_f = 0.7 * 3.06 = 2.142$

❖ Calcul de l'effort $\overline{N_u}$:

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

- ✓ $\overline{N_u}$: Effort normal admissible à l'ELU.
- ✓ B_r : Section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie.
- ✓ γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que.
- ✓ $\gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire.

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

- ✓ $\gamma_b = 1,15$ situation accidentelle.
- ✓ $\gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire.
- ✓ $\gamma_s = 1$ situation accidentelle.
- ✓ $f_{c28} = 25\text{MPa}$ et $f_e = 400\text{MPa}$: Résistances caractéristiques du béton et de l'acier.
- ✓ A_s : Section d'armatures dans le poteau prise égale à 0,2% de la section réelle du poteau.
- ✓ α : Coefficient fonction de l'élanement du poteau : **Selon le BAEL 91 révisée 99 (Art B.8.4.1).**

➤ $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2(\lambda/35)^2}$; pour $\lambda < 50$ et

➤ $\alpha = (0.6 * (50/\lambda)^2)$ pour $50 \leq \lambda \leq 70$

⇒ i : Rayon de giration.

⇒ λ : L'élanement géométrique.

⇒ L_f : Longueur de flambement.

Tableau 3.6 : Calcul de \bar{N}_u des poteaux

Etage	Dimension (cm)	Br (cm ²)	L _f (m)	λ	α	As (cm ²)	\bar{N}_u (kN)
5 ^{ème} étage	30x40	1200	2,142	9.26	0.85	12.39	1940.38
4 ^{ème} étage	30x40	1200	2,142	9.26	0.85	12.32	1940.38
3 ^{ème} étage	30x40	1200	2,142	9.26	0.85	12.32	1940.38
2 ^{ème} étage	30x40	1200	2,142	9.26	0.85	12.32	1940.38
1 ^{ère} étage	30x40	1200	2,142	9.26	0.85	12.32	1940.38
RDC	65x65	4225	2.49	13.30	0.83	39.32	6704.55

⇒ $N_u = 784.51 \text{ kN} < \bar{N}_u = 6704.55 \text{ kN}$

3.3.3 Les voiles :

3.3.3.1 Définition :

Les voiles et les murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à son épaisseur, généralement verticaux le rôle de ces éléments est :

- De reprendre les charges permanentes et d'exploitations apportées par les planchers.
- De participer au contreventement de la construction (vent, séisme)
- D'assurer une protection incendie (coupe –Feu)
- De servir de cloison de séparation entre locaux.

D'après le RPA99 version 2003 (Art 7. 7.1) :

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

- Se sont considérés comme voiles que les éléments satisfaisant à la condition $L \geq 4a$.
- Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), et des conditions de rigidité aux extrémités, comme c'est indiqué ci –après :

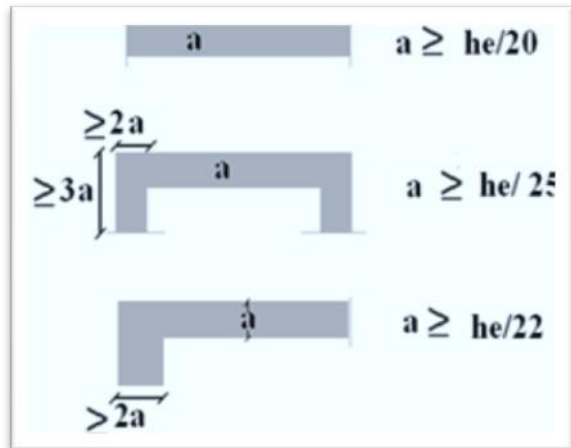
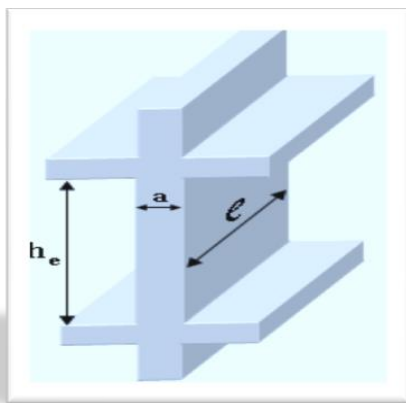


Fig.3.8 coupe de voile en plan et en élévation

$$h_e = h_c - c = 3.57 - 0.20 = 3.37 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{3.37}{20} = 0.1685 \text{ m} ; \text{On prend } a = 20 \text{ cm}$$

3.3.4 Les planchers :

3.3.4.1 Définition :

Les planchers sont des aires généralement horizontales limitant les étages et supportant les revêtements des sols. Ils doivent être conçu de façon à :

- supporter leur poids propre et les surcharges d'exploitation qui peuvent être à caractère dynamique.
- isoler thermiquement et acoustiquement les différents étages cette fonction peut être assurée de manière complémentaire par un faux plafond ou un revêtement du sol particulier
- participer à la résistance des murs et des ossatures aux efforts horizontaux.
- assurer l'étanchéité dans les salles d'eau.

3.3.4.2. Prédimensionnement du plancher en corps creux :

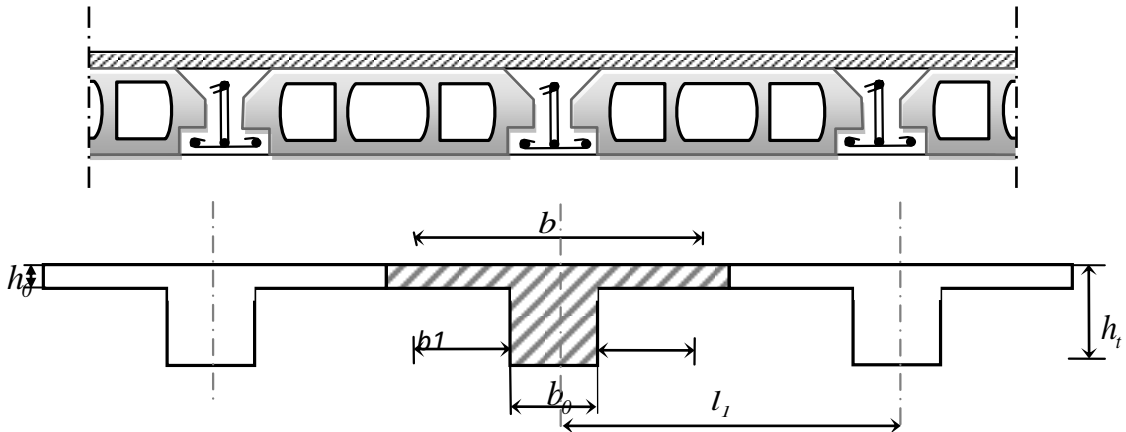


Fig.3.9 schéma de nervure de plancher corps creux

3.3.4.2.1. Prédimensionnement de la dalle :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \Rightarrow h \geq \frac{l}{22,5}$$

$$l = 380 \Rightarrow h \geq \frac{380}{22,5} = 16,88$$

On adopte $h_t = 20\text{cm}$

Planchers corps creux (16 + 4) cm

3.3.4.2.2 Pré dimensionnement de la poutrelle :

a . Définition:

Les poutrelles sont des poutres de petites dimensions, d'espacement resserre. Elles supportent l'élément " corps-creux" dans notre cas, qui sert surtout d'isolation phonique.

b . Caractéristiques géométriques des poutrelles :

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

4 cm : dalle de compression

16 cm : corps creux

$$b_0 = (0,3 \div 0,4) h_t = (6 \div 8); \quad \text{On adopte } b_0 = 10\text{cm}$$

$$b \leq \min\left(\frac{l}{10} \div \frac{l}{2}\right)$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dynamique de structure

$\frac{1}{10}$: De la portée de la travée

$\frac{1}{2}$: De la distance entre les deux forces voisines dans deux nervures $b \leq \min\left(\frac{3.90}{10}; \frac{55}{2}\right)$

$$b \leq \min(39, 27.5)$$

$$b_1 = 27.5 \text{ cm}$$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(27.5) + 10 = 65 \text{ cm}$$

La largeur de la table de compression de la poutrelle ne doit pas dépasser 65cm. Nous

⇒ Obtiendrons donc 65 cm : $\longrightarrow b = 65 \text{ cm}$

3.3.5 Pré dimensionnement des balcons :

3.3.5.1 Condition de résistance a la flexion :

Pour une dalle reposant sur 3 appuis, la condition vérifiée est :

$$\frac{L}{45} \leq e \leq \frac{L}{40} \Rightarrow \frac{1.50}{45} \leq e \leq \frac{1.50}{40} \Rightarrow 3.22 \leq e \leq 3.75$$

3.3.5.2 Condition de résistance au feu :

Les normes imposent des épaisseurs de l'ordre :

⇒ $e > 7 \text{ cm}$ ----- 1 heure de coup feu.

⇒ $e > 11 \text{ cm}$ ----- 2 heure de coup feu.

⇒ On adopte : $e_2 = 11 \text{ cm}$.

3.5.3.3. Condition de non vérification de la flèche :

Il faut que : $\frac{e_3}{L_x} \geq \frac{M_t}{20M_0}$; $M_t = 0.75M_0$

$$\frac{3.80 \times 0.75}{20} = 14.2 \text{ cm}$$

On adopte : $e_3 = 14.2 \text{ cm}$

L_{max} : est la plus grande dimension de la dalle.

$$e = \max(e_1, e_2, e_3) = \max(3.75, 11, 14.20)$$

Donc finalement on prend l'épaisseur de la dalle : $e = 15 \text{ cm}$.

3.3.6 L'acrotère :

3.3.6.1 Définition :

L'acrotère est un élément sécuritaire, secondaire et décoratif de la structure en béton armé coulé sur place au niveau du plancher pour les bâtiment .Elle est assimilée à une consol forme un garde-corps périphérique.

L'acrotère est soumis à son poids (G), et à une surcharge due à la main courante (Q).

Le calcul se fera à la flexion composée pour une bande de (1metre linéaire).

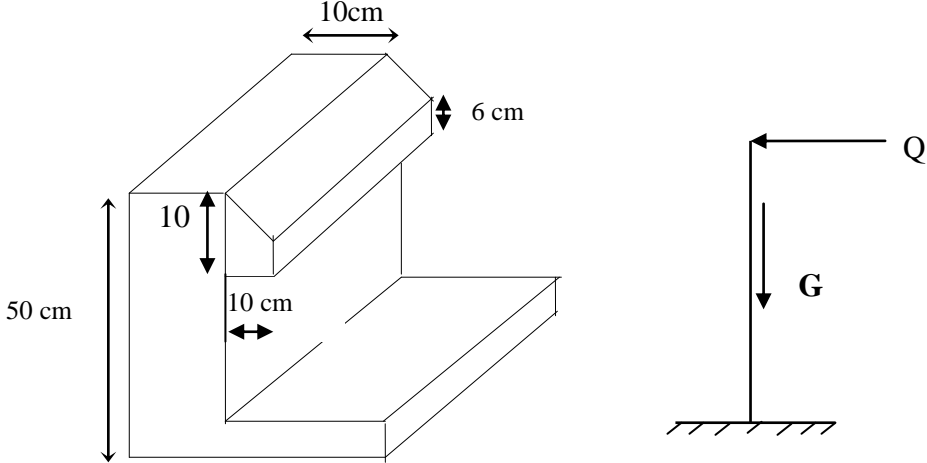


Fig.3.10 schéma de l'acrotère

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

3.4 Etude des éléments secondaires

3.4.1. L'acrotère :

3.4.1.1. Calcul des sollicitations :

3.4.1.1.1. Evaluation des charges :

- ▫ Le poids propre (G) donne un effort normal de compression.
- ▫ La surcharge (Q) due à la force exercée par les équipements d'entretiens, donne naissance à un moment de flexion.

✓ $G = \rho \cdot S$

✓ ρ : Masse volumique de béton (25KN/m^3)

✓ S : Surface de l'acrotère

✓ $G = 1,45\text{KN/ml}$

✓ $Q = 1 \text{ KN / ml}$

3.4.1.1.2 Calcul des moments fléchissant :

ELU : $M_u = 1.5 \times Q \times h = 1,5 \times 1 \times 0,5 = 0,75 \text{ KN.m}$

ELS : $M_s = Q \times h = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$

3.4.1.1.3 Calcul de l'effort normal :

$N_u = 1.35 \times G = 1,95\text{KN/ml}$

$N_s = G = 1.45\text{KN/ml}$

3.4.1.1.4 Calcul de l'excentricité :

$$M_u = N_u \times e_G \Rightarrow e_G = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_G = 0,38\text{m} > \frac{h}{6} = 0,016 \text{ m}$$

Danc le centre de pression est a l'extérieur et l'effort appliqué est un effort de compression la section donc est partiellement comprimé est son ferrailage se fera par assimilation a la flexion simple sous l'effort d'un moment fictif M_{as} égal au moment par rapport aux armatures tendues.

3.4.1.1.5 L'excentricité additionnelle (BAEL91)

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

3.4.1.1.6. Calcul de ferrailage:

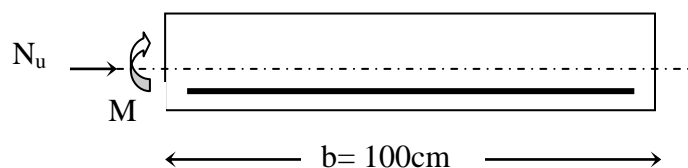


Fig 3.11 section de l'acrotère pour b=1m

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$M_a = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 0.75 + 1.95(0.08 - 0.1/2) = 0.80 \text{ KN.m}$$

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.392 ; A'_s = 0 ; \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.014 \quad \beta = 1 - 0.4\alpha = 0.99$$

$$A_f = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = 0.32 \text{ cm}^2$$

* Les armatures de la section réelle sont :

$$A_{reelle} = A_f - \frac{N}{100\sigma_s} = 0.32 - \frac{1.45 \cdot 10^3}{100 \cdot 348} = 0.278 \text{ cm}^2 ; \text{on adopte } 6T8 = 2.41 \text{ cm}^2$$

3.4.1.1.7. Vérification

a. Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq \frac{(0.23bd f_{t28})}{f_e} ; f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq \frac{(0.23 \cdot 1000 \cdot 70 \cdot 2.1)}{400} = 0.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 4T6 = 1.13 \text{ cm}^2$$

b. Espacement :

$$S_t \leq \min \{3h, 33\text{cm}\}$$

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

⇒ on prend $S_t = 15\text{cm}$

c. Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = 0.28 \text{ cm}^2$$

⇒ on prend $A_r = 3\phi6 = 0.85 \text{ cm}^2$

d. Vérification à l'ELS : d'après BAEL91 :

$$\sigma_b \leq 0.6 f_{c28} = \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_b = 0.6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

➤ Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \tau_{\text{lim}}$$

$$V_u = 1.5Q = 1.5 \text{ KN} ; \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{1.5 \cdot 10^3}{1000 \cdot 70} = 0.02 \text{ MPa}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

$$\text{Fissuration préjudiciable} \Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right\} = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0,02 < \tau_{\text{lim}} = 3,33 \text{MPa}$$

➤ Vérification des contraintes

⇒ Calcul de y :

$$y = 15 \frac{(A + A')}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA + d'A')}{7,5(A + A')^2}} - 1 \right], A' = 0$$

$$y = 15 \frac{(1,13 + 0)}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{100(7 + 1,13)}{7,5(1,13)^2}} - 1 \right]$$

$$\longrightarrow y = 1,38 \text{ cm}$$

⇒ Moment d'inertie : BAEL91 :

$$I = \frac{by^3}{3} + hA'(y - d') + \eta A(d - y)^2 \quad ; \quad \eta = \frac{E_a}{E_b} = 15$$

$$I = \frac{100 \cdot 1,13^3}{3} + 15 \cdot 1,13(7 - 1,38)^2 = 622,95 \text{cm}^2$$

$$K = \frac{M_s}{I} = 0,08 \text{N} / \text{mm}^3$$

⇒ sur le béton :

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 0,08 \cdot 1,38 = 0,11 \text{MPa}$$

$$\sigma'_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \sigma'_{bc}$$

⇒ sur l'acier

$$\sigma_s = \eta \cdot k \cdot (y - A') = 15 \cdot 0,08(1,38 - 0) = 1,65 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$$

$$\eta = 1,6; f_{tj} = 2,1 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{MPa}$$

➤ Vérification au flambement :

$$\lambda_c = \frac{L_f}{i} = L_f \sqrt{\frac{A}{I}} = 2,0 \cdot 5 \cdot \sqrt{\frac{0,1 \cdot 1,12}{1,0 \cdot 1^3}} = 34,64$$

$$\lambda_c = 34,64 \leq \max \left[50; \min \left(67 \frac{e_0}{h}; 100 \right) \right] = 50 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

❖ Vérification au séisme :

Selon RPA 99 version 2003

- ⇒ $F_p = 4.A.C_p.w_p$
- ⇒ A : coefficient d'accélération de zone
- ⇒ C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 vérification au séisme
- ⇒ W_p : poids de l'élément considéré.
- ⇒ Etant donné que notre élément peut considérer comme un consol verticale $C_p=0.8$
- ⇒ Le poids de l'élément pour 1 ml=1.45KN
- ⇒ $F_p=4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.45=1.16KN$

❖ Ferrailage de l'acrotère

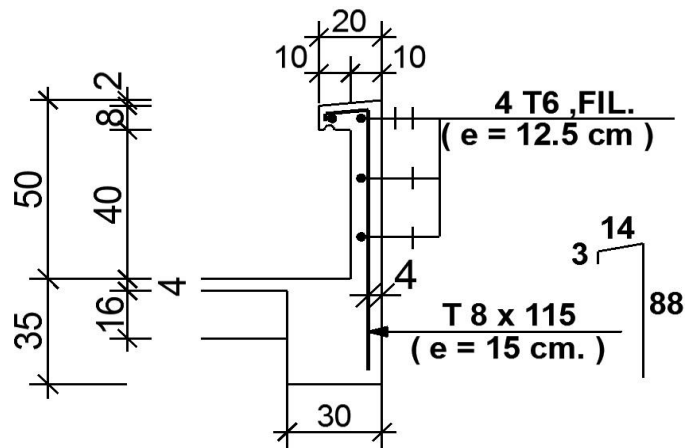


Fig.3.12 schéma du ferrailage de l'acrotère

3.4.2 Les planchers :

3.4.2.1 Pré dimensionnement des planchers :

Le pré dimensionnement étant présenté précédemment, le choix sera guidé comme tel :

- ✓ Plancher en corps creux (16+4) au niveau de la terrasse et étage courant.

3.4.2.2 Méthode de calcul :

3.4.2.2.1 Présentation de la méthode forfaitaire : (Art B.6.2, 221-BAEL 91; Annexe. E.1.2)

a. Domaine d'application :

Dans les << constructions courantes >>, les charges d'exploitation sont modérées:

Les valeurs de ces charges sont alors au plus égales à deux fois celles des charges permanentes ou à $5KN/m^2$. Cette méthode ne s'applique qu'à des éléments fléchis (poutres ou dalles calculées en flexion dans un seul sens) remplissant les conditions :

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

b. Principe de la méthode :

Elle consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges, soit :

M_0 : La valeur maximale du moment fléchissant dans la travée indépendante, de même portée que la travée considérée, et soumise aux mêmes charges.

$M_w; M_e$: Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche (M_w) et de droite (M_e) de la travée considérée.

M_t : Le moment maximal en travée.

Les valeurs de M_t, M_w et M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

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

Où : $\alpha = \frac{Q_B}{G + Q_B} G$ et Q_B : non pondérées.

$$2/ M_t \geq \left[\frac{1+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \text{ pour une travée intermédiaire.}$$

$$3/ M_t \geq \left[\frac{1,2+0,3\alpha}{2} \right] M_0 \text{ pour une travée de rive.}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire ne doit pas être inférieure à :

- $0,6 M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0,5 M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

- $0,4 M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

De part et d'autre de chaque appui, on retient, pour la vérification des sections, la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.

Si les calculs font intervenir un moment d'encastrement partiel sur appuis de rive, la résistance de cet appui sous l'effet du moment pris en compte doit être justifiée; on prendras dans ce cas un moment égale à $0,2M_0$.

c. Efforts tranchants d'appuis :

Les efforts tranchants d'appuis sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en faisant état des moments de continuité, selon la formule.

$$\triangleright |V(x)| = \pm V_o(x) + \frac{M_w - M_e}{l_i}$$

- $V(x)$: Effort tranchant d'appui de la travée considérée;
- $V_o(x)$: Effort tranchant d'appui de la travée de comparaison de la travée considérée.
- l_i : Portée libre de la travée considérée.

On a 03 types de nervures :

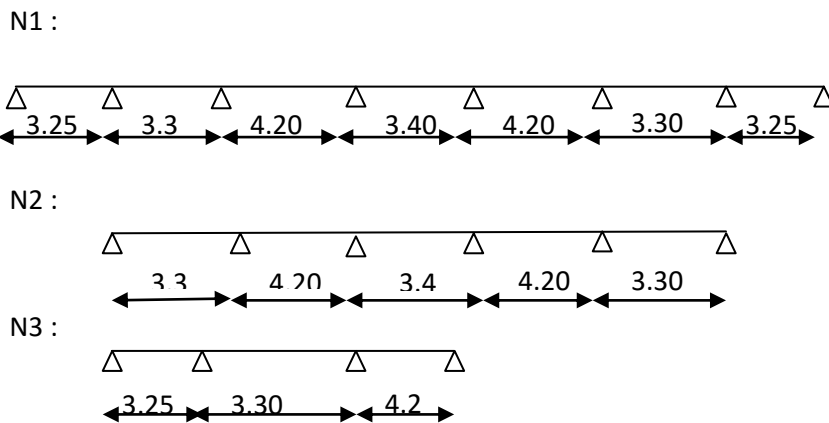


Fig.3.13 les différents types de nervures.

3.4.2.3. Etude des planchers :

3.4.2.3.1. Plancher terrasse inaccessible (Entrevous 16+4) :

- Charges : $G = 6,23 \text{ KN/m}^2$
 $Q_B = 1 \text{ KN/m}^2$
- Combinaison des charges :
E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 9,91 \text{ KN/m}^2$
E.L.S : $q_s = G + Q = 7,23 \text{ KN/m}^2$
- Les charges revenant aux poutrelles sont :
E.L.U : $q_u = 9,91 \times 0,65 = 6,44 \text{ KN/ml}$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

$$E.L.S : q_s = 7.23 \times 0,65 = 4,69 \text{ KN/ml}$$

a. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des armatures et les vérifications on fait le calcul des sollicitations puis on calcule le ferrailage dans le type ou la sollicitation maximum

Type N1 : Les résultats obtenus par la méthode forfaitaire sont récapitulés dans le tableau suivant, pour le cas de référence présenté par ce schéma.

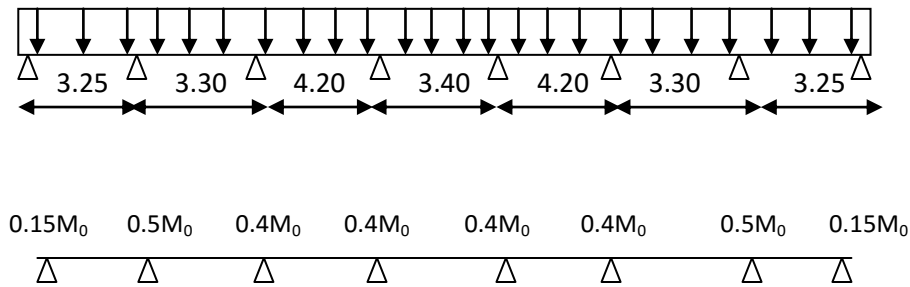


Fig.3.14 le schéma statique de la nervure type 01

❖ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.7 : valeurs des M_0 pour la nervure type-1.

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M_0	8.50	8.76	14.20	9.30	14.20	8.76	8.50

❖ Les moments sur appuis :

Tableau 3.8 : valeurs du moment aux appuis pour la nervure type-1.

Travée	A	B	C	D	E	F	G	H
M_a	1.27	4.38	5.68	5.68	5.68	5.68	5.68	1.27

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0.13$$

$$\text{Les moments sur travées : } M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2} .$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Tableau 3.9 : valeur de moment sur travée pour la nervure type-1.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Mt	6.1	1.97	9.23	4.08	9.23	3.51	2.61

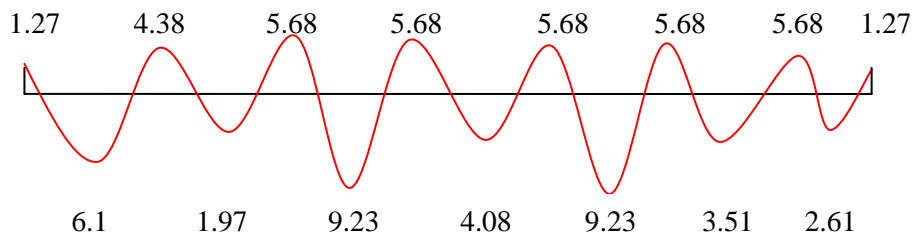


Fig.3.15 Diagramme de moment fléchissant de type 01 terrasse ELU.

➤ calcul les efforts tranchants :

$$\Rightarrow T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$\Rightarrow T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.10 : valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-1.

Travée	A-B		B-C		C-D	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	8.90	-12.01	12.16	-9.05	13.52	-13.52

Travée	D-E		E-F		F-G		G-H	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	10.94	-10.94	13.52	-13.52	10,62	-10.62	12.65	-8.25

L'influence du voile périphérique sur le comportement dynamique de structure

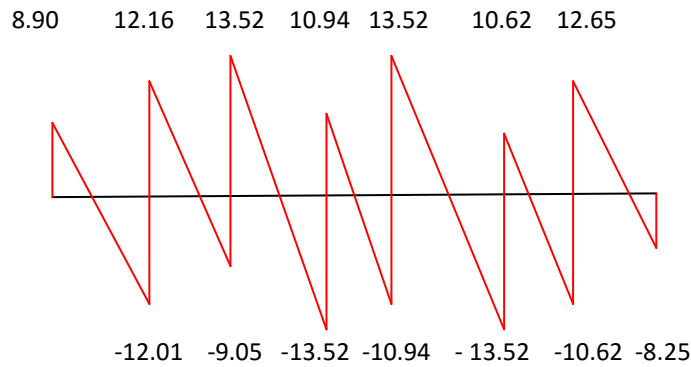
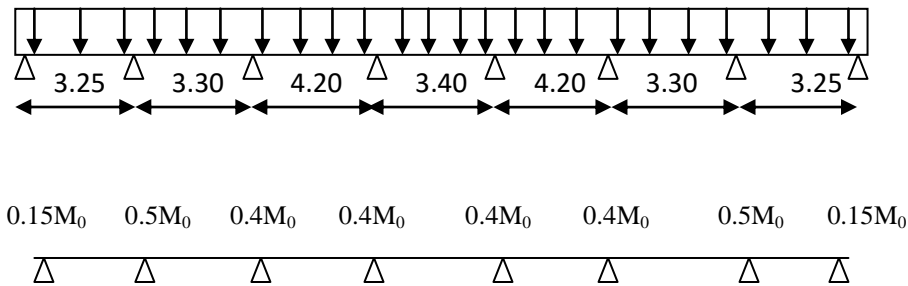


Fig.3.16 Diagramme de l'effort tranchant de type 01 terrasse

*ELS :



➤ Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.11 : valeur de M_0 pour la nervure type-1.

	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M_0	5.5	5.69	9.21	6.04	9.21	5.69	5.51

➤ Les moments sur appuis :

Tableau 3.12 : valeurs des moments aux appuis pour la nervure type-1.

Travée	A	B	C	D	E	F	G	H
M_a	0.82	2.84	3.68	3.68	3.68	3.68	2.84	0.82

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0.13$$

- Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.13: valeurs des moments sur pour la nervure type-1.

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Mt	3.54	1.71	6	2.66	6	1.71	3.54

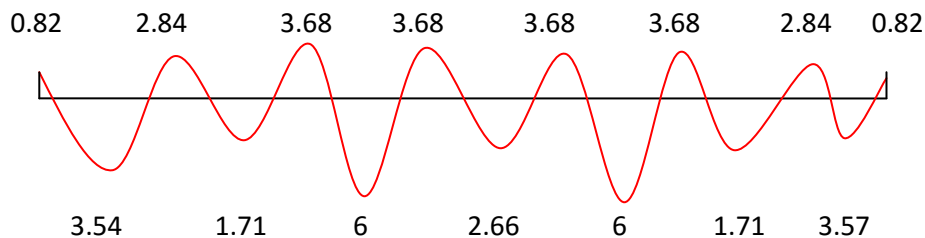


Fig.3.17 Diagramme de moment fléchissant de type 01 terrasse ELS

- calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.14 : valeurs des l'effort tranchant pour la nervure type-1.

Travée	A-B		B-C		C-D	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	7.59	-6.34	7.14	-6.64	8.77	-8.77

Travée	D-E		E-F		F-G		G-H	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te		
T(KN)	7.10	-7.10	8.77	-8.77	6.65	-6.68	6.34	-7.55

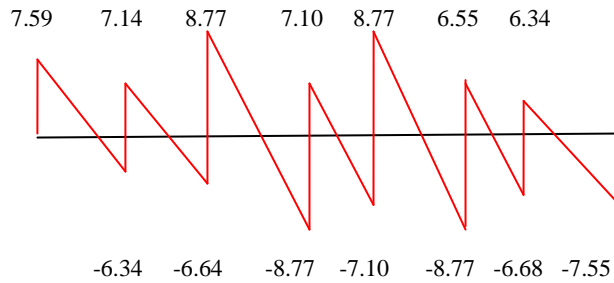


Fig.3.18 Diagramme de l'effort tranchant de type 01 terrasse ELS.

Type N2 :

-ELU :

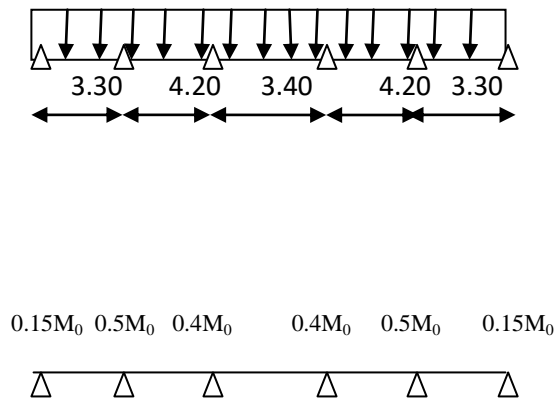


Fig.3.19 le schéma statique de la nervure type 02

➤ Les moments isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Tableau 3.15 : valeurs des de M_0 pour la nervure type-2

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_0	8.76	14.20	9.30	14.20	8.76

➤ Les moments sur appuis :

Tableau 3.16 : valeurs des de moment aux appuis pour la nervure type-2

Travée	A	B	C	D	E	F
M_a	1.31	7.10	5.68	5.68	7.10	1.31

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0.13$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.17 : valeurs des de moment sur pour la nervure type-2

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_t	5	8.52	4.09	8.52	5

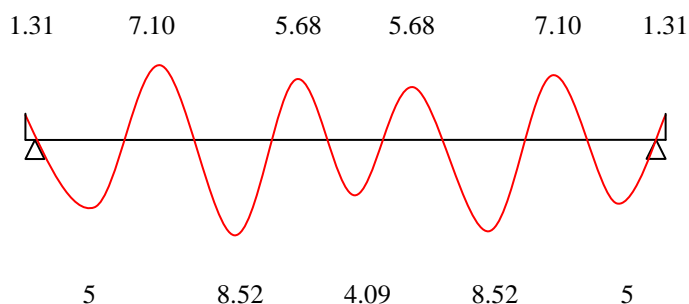


Fig.3.20 Diagramme de moment fléchissant de type 02 terrasse **ELU**.

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Tableau 3.18: valeurs de l'effort tranchant sur pour la nervure type-2

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	17.32	-3.91	13.19	-13.85	10.94	-10.94	13.85	-13.19	9.87	-11.46

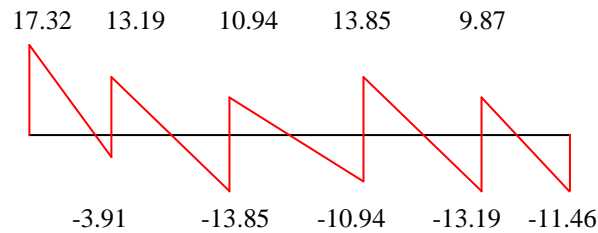
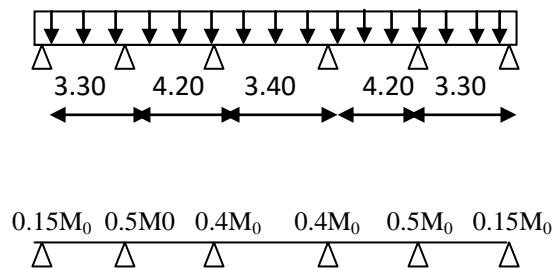


Fig.3.21 Diagramme de l'effort tranchant de type 02 terrasses ELU.

E.L.S :



➤ Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.19 : valeurs de M_0 sur pour la nervure type-2

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_0	6.39	10.36	6.79	10.36	6.39

➤ Les moments sur appuis :

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Tableau 3.20 : valeurs de moment aux appuis pour la nervure type-2

travée	A	B	C	D	E	F
Ma	0.95	5.18	4.14	4.14	5.18	0.95

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0.13$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.21: valeurs de moment sur travée pour la nervure type-2

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Mt	3.64	6.21	2.98	6.21	3.64

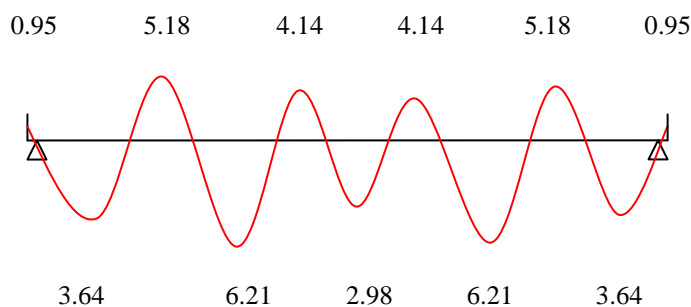


Fig.3.22 Diagramme de moment fléchissant de type O2 terrasses ELS.

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

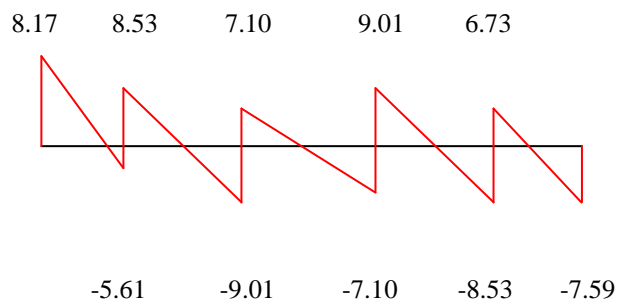
$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = \frac{-ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Tableau 3.22 : valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-2

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	8.17	-5.61	8.53	-9.01	7.10	-7.10	9.01	-8.53	6.73	-7.59



Type N3 :

ELU :

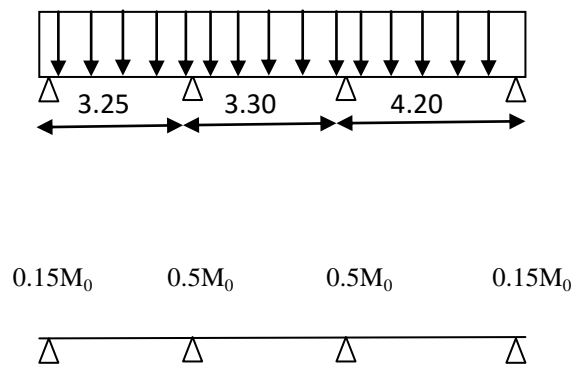


Fig.3.24 : le schéma statique de la nervure type 03

➤ Les moments statiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Tableau 3.23 : valeurs de M_0 pour la nervure type-3

Travée	A-B	B-C	C-D
Mo(KN.m)	8.55	8.76	14.20

➤ Les moments sur appuis :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0.13$$

Tableau 3.24 : valeurs de moment aux appuis pour la nervure type-3

travée	A	B	C	D
Mappui(KN.m)	1.25	4.38	7.10	2.13

Les moments sur travée : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.25 : valeurs de moment sur travée pour la nervure type-3

travée	A-B	B-C	C-D
Mtravée(KN.m)	6.23	3.60	10.52

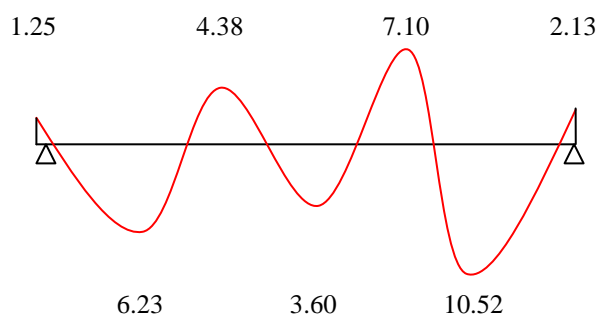


Fig.3.25 Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse –ELU

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Tableau 3.26: valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-3

Travée	A-B		B-C		C-D	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	14.45	-6.46	16.23	-4.85	12.35	-14.52

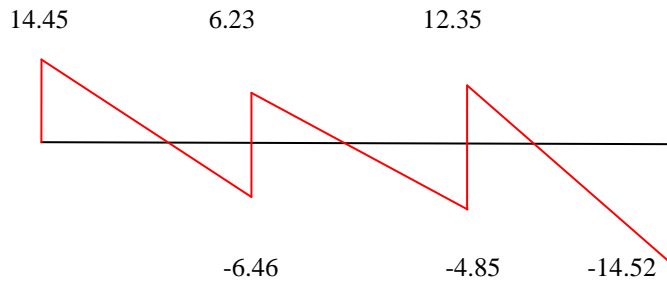
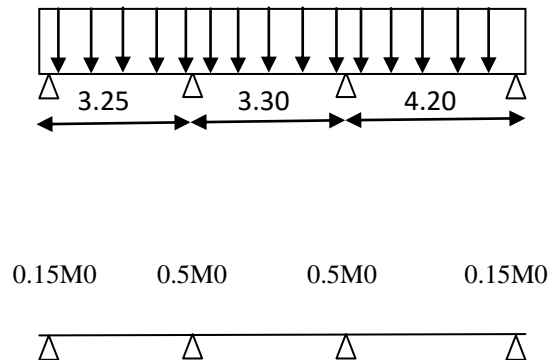


Fig.3.26 Diagramme des efforts tranchants terrasse type N03 –ELU

E.L.S :



➤ Les moments statiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.27: valeurs de M_0 pour la nervure type-3

Travée	A-B	B-C	C-D
M_0 (KN.m)	6.20	6.39	10.36

➤ Les moments sur appuis :

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+6.23} = 0.13$$

Tableau 3.28: valeurs de moment aux appuis pour la nervure type-3

travée	A	B	C	D
Mappui(KN.m)	0.93	3.19	5.18	1.55

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.29 : valeurs de moment sur travée pour la nervure type-3

travée	A-B	B-C	C-D
Mtravée(KN.m)	4.55	2.63	7.68

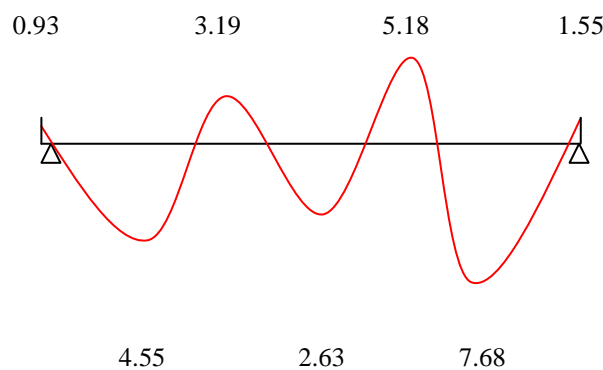


Fig.3.27 Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse –ELS

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Tableau 3.30 : valeurs de l'effort tranchant pour la nervure type-3

Travée	A-B		B-C		C-D	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	8.62	-7.24	8.35	-7.75	10.76	-9.72

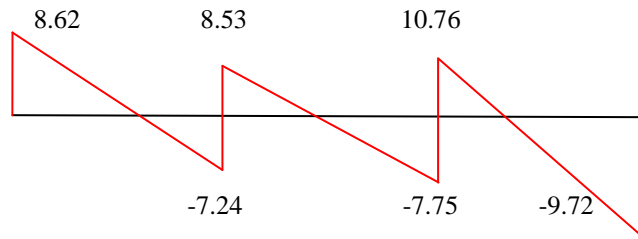


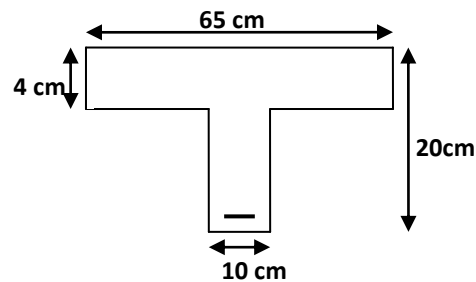
Fig.3.28 Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse -ELS

Tableau 3.31 :Les valeurs de Mmax de plancher terrasse.

E.L.U	Mtravee(KN.m)	10.52
	Mappui(KN.m)	7.10
	T(KN)	17.32
E.L.S	Mtravee(KN.m)	7.68
	Mappui(KN.m)	5.18
	T(KN)	10.76

b. Ferrailage:

On remarque que le moment maximum se trouve dans le type A, donc on fait le calcul de ferrailage avec ce type d'où :



Hauteur utile : $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

- o La poutrelle est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple :

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = 10,52 \text{ KN.m} \\ M_a = 7,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t = 7,68 \text{ KN.m} \\ M_a = 5,18 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- o Le moment fléchissant M_t équilibré par la table :

$$M_{ta} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} = 65 \times 4 (18 - 4/2) 14,2 \times 10^{-3}$$

$$M_{ta} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10,52 \text{ KN.m} < M_{ta} = 92,3 \text{ KN.m}$$

Donc une seule partie de la table est comprimé et la section considérée est à calculer comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm en travée, et de $b_0=10$ cm sur appuis, et de hauteur utile $d=18$ cm. Avec les formules usuelles :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A_{s,cal} = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad A_{s,min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

On obtient le tableau suivant :

Tableau 3.32 : Section des armatures des nervures de terrasse

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	$A_{S \min}$ (cm ²)	A_{Scal} (cm ²)	A_{Sadopt} (cm ²)
Travée	10,52	65	18	0,035	0,046	0,98	1,41	1,71	3T10=2,36
Appui	7,10	10	18	0,154	0,210	0,915	0,21	1,23	1T12+1T10=1,82

- ✓ Condition de non fragilité :

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,23 b d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ Travée : $A_{adoptée} = 2,36 > 1,41 \text{ cm}^2$ C.V

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

✓ Appui: $A_{adoptée} = 1,92 > 0,21 \text{cm}^2$ C.V

✓ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2) :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10} \right\} = \{200/35, 14, 100/10\}$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On adoptera un cadres de $\phi = A = \phi_6 = 0,28 \text{cm}^2$

✓ **Espacement : (Art A 5.1,22)**

$$S_t \leq \min \{0,9.d, 40\text{cm}\} = \min \{16,2, 40\text{cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

Vérifications :

1/- État limite ultime de résistance

✓ **Influence de l'effort tranchant (Art A.S.2.211) (BAEL91)**

D'après les résultats obtenus dans le tableau des sollicitations, on a:

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{16230}{10 \times 18 \times 100} = 0.9 \text{Mpa}$$

Pour le cas de la fissuration peu préjudiciable avec une disposition droite des armatures d'âme,

On a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{Mpa}\right) = 3,33 \text{Mpa}$$

$$\tau = 0.9 < 3.33 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Au voisinage de l'appui (Art A.5.1, 313) (BAEL 91)**

On doit vérifier que :

$$\frac{2.V_u}{b.a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u < 0,4 \cdot \frac{b.a.f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a = 0,9.d = 0,9 \times 0,20 = 0,18 \text{m}$$

$$V_u = 16,23 < 120 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• **Vérification des armatures (Art A.5.1, 2.2) (BAEL 91)**

Pour cette vérification, qui n'est d'autre que la condition de non fragilité, on doit avoir :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4 \text{Mpa} \Rightarrow \frac{0,28 \times 10^2 \times 400}{100 \times 200} = 0,56 \text{Mpa} > 0,4 \text{Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

2/- État limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

- **Etat limite de compression de béton (Art A.4.5,2)**

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Comme la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire pour σ_s .

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c28}$ tout de même pour les poutres en flexion simple dont les armatures sont de classe $feE400$, on ne peut pas procéder à cette vérification.

$$\text{Si : } \alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Où : $\frac{y_u}{d}$ = hauteur relative de l'axe neutre à E.L.U, avec y_u solution de l'équation :

$$by^2 + 30.A_s \cdot y - 30.A_s \cdot d = 0 \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau 3.33 : vérification de la contrainte de compression du béton

	Mu(KN.m)	Ms(KN.m)	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\frac{y_u}{d}$	observation
Travée	10,52	07,68	1,3	0,44	0,41	CV
Appuis	7,10	5,18	1,37	0,43	0,34	CV

.Donc aucune vérification n'est dispensable.

- **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification n'est requise dans le cas où la fissuration est jugée peu nuisible.

- **Etat limite vis-à-vis des déformations :**

Condition de non vérification de la flèche :

$$\checkmark \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times Mo} \leftrightarrow \frac{20}{3,50} = 5,71 > \frac{10520}{10 \times 14200} = 0,07 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{Fe} \leftrightarrow \frac{1,71}{65 \times 18} = 0,0013 < (3,6/400) = 0,0090 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$\checkmark \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \leftrightarrow \frac{20}{420} = 0,047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Les conditions sont vérifiées, donc, il n'est pas indispensable de calculer la flèche.

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

✓ Calcul de la table de compression : (hourdis) :(BAEL 91)

L'hourdis doit avoir une épaisseur minimale de 4cm; il est armé d'un quadrillage de barre dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- 33cm pour les armatures parallèles aux nervures.

Les sections des armatures doivent normalement satisfaire aux conditions suivantes :

✓ Quand l'écartement entre axes des armatures est inférieur ou égal à 50cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures exprimée en cm^2 par mètre linéaire doit être au moins égal à $\frac{200}{f_e} (f_e \text{ en MPa})$

✓ Quand l'écartement l entre axes des nervures est compris entre 50cm et 80cm, la section des armatures perpendiculaires aux nervures, exprimée en cm^2 / ml , doit être au moins égale à $\frac{4.l}{f_e} .(l \text{ en } cm^2$ et f_e en MPa .

✓ Quant aux armatures parallèles aux nervures, elles doivent avoir une section par ml au moins égale à la moitié de celles des armatures perpendiculaires.

Pour notre cas, on a :

$$l = 65cm.$$

$$f_e = 400MPa \text{ Pour } \phi \leq 6mm .$$

$$\text{Ce qui donne : } A_{\text{perpendiculaire}} = 4 \cdot \frac{65}{400} = 0,65cm^2$$

$$\text{On adopte : } 5\phi 6 = 1,41cm^2$$

$$A_{\text{parallele}} = \frac{A}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705cm^2$$

$$\text{On adopte : } 3\phi 6 = 0,85cm^2 \quad \text{soit : Ts 15/15}$$

Il est utile de prévoir des armatures dans les hourdi sur entrevous pour :

- Limiter les risques de fissuration par retrait, qui sont eux-mêmes aggravés par l'utilisation de ciment à fort retrait.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Réaliser un effet de répartition, entre nervures voisines, des charges localisées, notamment des celles correspondant aux cloisons.

La mise en œuvre des certains revêtements relativement fragiles peut accentuer les inconvénients des fissurations éventuelles.

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

3.4.2.3.2 Etage courant :

- Charges : $G = 4.83 \text{ KN/m}^2$
 $Q_B = 1.5 \text{ KN/m}^2$
- Combinaison des charges :
E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 8.77 \text{ KN/m}^2$
E.L.S : $q_s = G + Q = 6.33 \text{ KN/m}^2$
- Les charges revenant aux poutrelles sont :
E.L.U : $q_u = 8.77 \times 0,65 = 5.70 \text{ KN/ml}$
E.L.S : $q_s = 6.33 \times 0,65 = 4.11 \text{ KN/ml}$

Type N1 : Les résultats obtenus par la méthode forfaitaire sont récapitulés dans le tableau suivant, pour le cas de référence présenté par ce schéma.

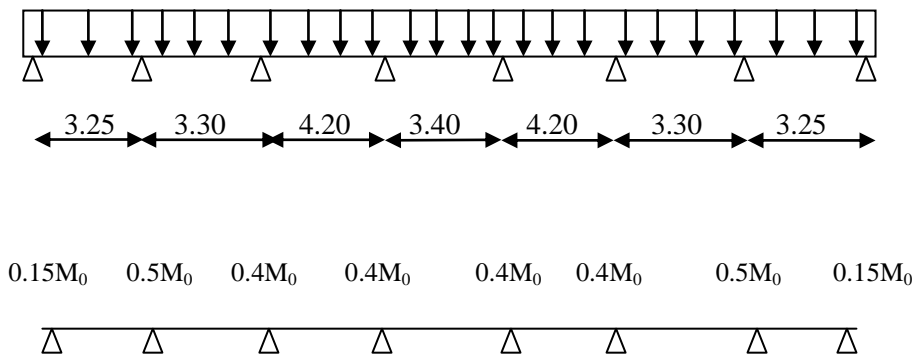


Fig.3.29 schéma statique de la nervure type01-étage courant

✓ Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.34 : valeurs de M_0 pour le type de nervure N-1

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M_0	8.72	7.25	12.52	8.23	12.56	7.75	7.52

✓ Les moments sur appuis :

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Tableau 3.35 :valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-1

travée	A	B	C	D	E	F	G	H
Ma	1.30	4.36	5.02	5.02	5.02	5.02	3.87	1.12

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+4.83} = 0.17$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.36 :valeurs de moment sur travéepour le type de nervure N-1

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Mt	5.67	3.44	8.16	3.62	8.16	3.69	5.40

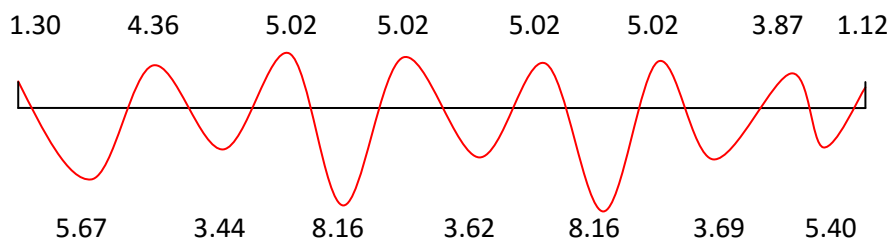


Fig.3.30 Diagramme de moment fléchissant de type 01 étage courant ELU.

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.37 :valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-1

travée	A-B		B-C		C-D	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	10.20	-8.31	9.60	-9.2	11.97	-11.97

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

travée	D-E		E-F		F-G		G-H	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te		
T(KN)	9.69	-9.69	11.97	-11.97	9.05	-9.74	8.41	-10.10

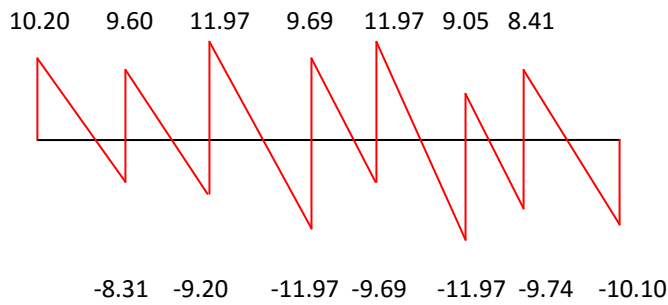
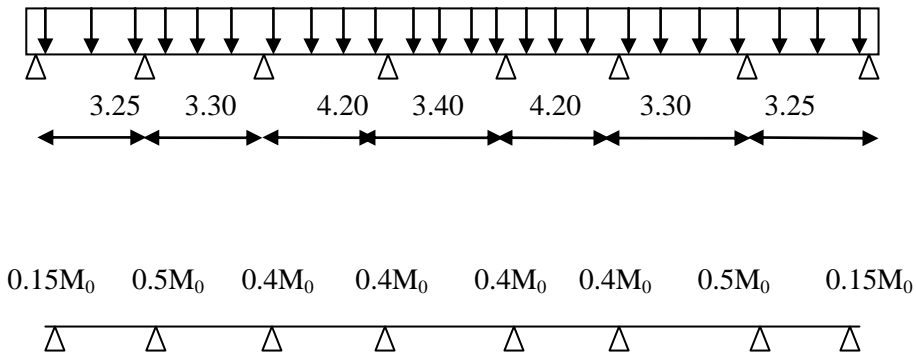


Fig.3.31 Diagramme de l'effort tranchant de type 01 E. courant ELU.

*ELS :



➤ Les moments isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.38 : valeurs de M_0 pour le type de nervure N-1

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
M_0	5.42	5.52	9.06	5.93	9.06	5.052	5.42

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

- Les moments sur appuis :

Tableau 3.39:valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-1

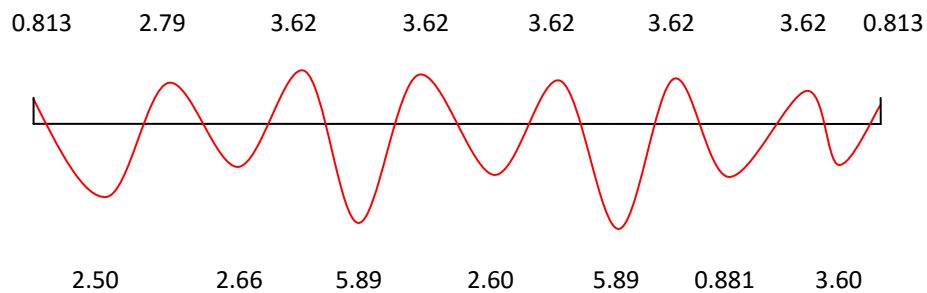
travée	A	B	C	D	E	F	G	H
Ma	0.813	2.79	3.62	3.62	3.62	3.62	3.62	0.813

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+4.83} = 0.17$$

- Les moment sur travée :

Tableau 3.40:valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-1

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F	F-G	G-H
Mt	2.50	2.66	5.89	2.60	5.89	0.181	3.60



- calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.41:valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-1

Travée	A-B		B-C		C-D	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	7.27	-6.06	7.01	-6.51	8.61	-8.61

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Travée	D-E		E-F		F-G		G-H	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te		
T(KN)	6.97	-6.97	8.61	-8.61	9.05	-6.76	5.9	-7.53

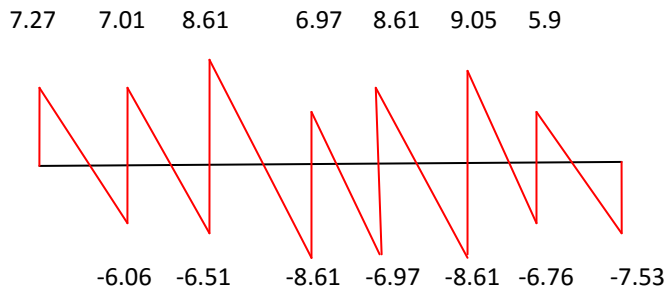


Fig.3.33 Diagramme de l'effort tranchant de type 01 ELS. courant ELU.

Type N2 :

-ELU :

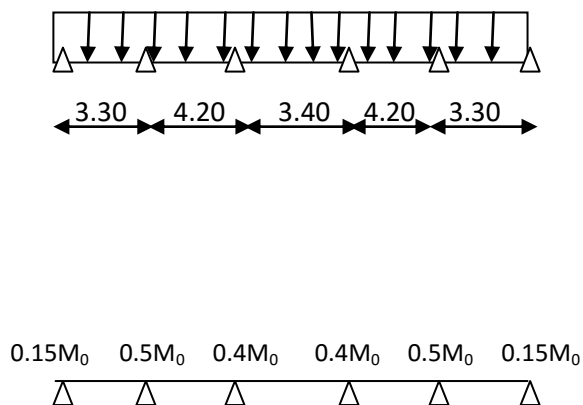


Fig.3.34 schéma statique de la nervure type N2-étage courant

➤ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.42:valeurs de M_0 pour le type de nervure N-2

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M_0	7.76	12.57	8.23	12.57	7.76

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

➤ Les moments sur appuis :

Tableau 3.43: valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-2

Appui	A	B	C	D	E	F
Ma	1.16	6.28	5.02	5.02	6.28	1.16

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+4.83} = 0.17$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.44: valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-2

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Mt	4.58	7.80	3.79	7.8	4.85

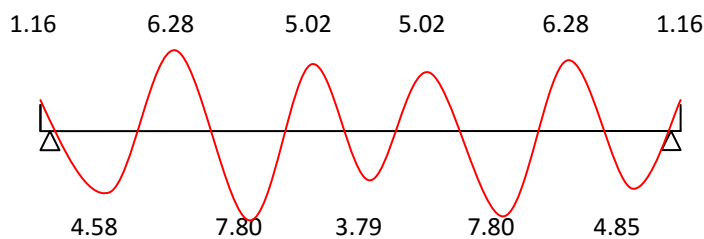


Fig.3.35 Diagramme de moment fléchissant de type 02 étages courant ELU.

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.45: valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-2

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	10.95	-7.84	10.71	-13.23	9.69	-9.69	12.27	-11.67	7.84	-10.95

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

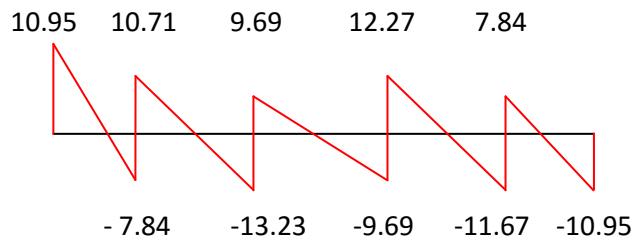
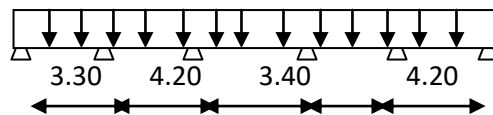
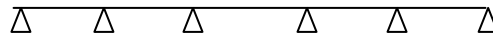


Fig.3.36 Diagramme de l'effort tranchant de type 02 étage courant ELU.

E.L.S :



0.15M₀ 0.5M₀ 0.4M₀ 0.4M₀ 0.5M₀ 0.15M₀



➤ Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.46: valeurs de M₀ pour le type de nervure N-2

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
M ₀	5.60	9.07	5.94	19.07	5.60

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Les moments sur appuis :

Tableau 3.47:valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-2

Travée	A	B	C	D	E	F
Ma	0.84	4.53	3.62	3.62	4.53	0.84

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 4.83} = 0.17$$

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.48:valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-2

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Mt	3.31	5.63	2.73	5.63	3.31

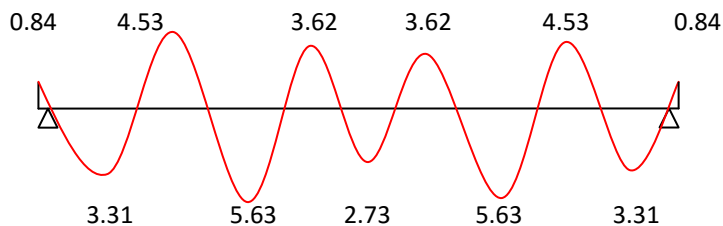


Fig.3.37 Diagramme de moment fléchissant de type 02 étage courant ELU.

➤ calcul les efforts tranchants :

$$T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.49:valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-2

Travée	A-B		B-C		C-D		D-E		E-F	
	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
T(KN)	8.26	-5.44	8.41	-8.84	6.98	-6.98	8.84	-8.41	5.75	-7.90

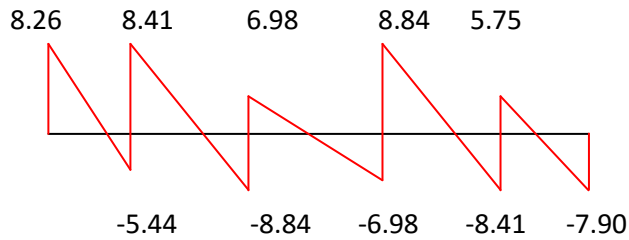


Fig.3.38 Diagramme de l'effort tranchant de type 02 étage courant ELS.

Type N3 :

ELU :

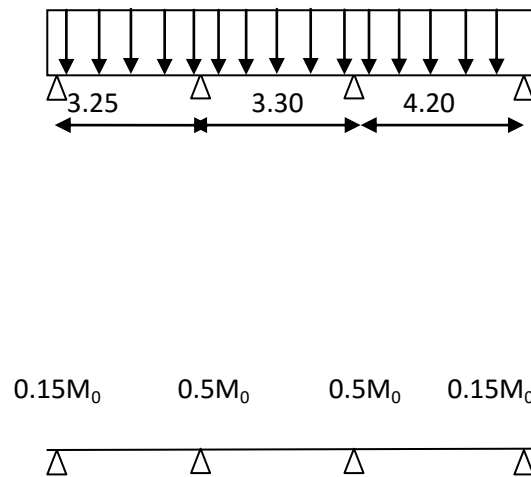


Fig.3.39 schéma statique de la nervure type 3-étage courant.

➤ Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.50: valeurs de M_0 pour le type de nervure N-3

travée	A-B	B-C	C-D
Mo(KN.m)	7.52	7.76	12.57

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

➤ Les moments sur appuis :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+4.83} = 0.17$$

Tableau 3.51:valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-3

travée	A	B	C	D
M_{appui}(KN.m)	1.12	3.88	6.28	11.88

Les moments sur travées : $M_t \geq M_{\max} [1,05 M_0 ; (1 + 0,3\alpha)M_0] - \frac{M_w + M_e}{2}$.

Tableau 3.52:valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-3

travée	A-B	B-C	C-D
M_{travée}(KN.m)	5.55	3.22	9.37

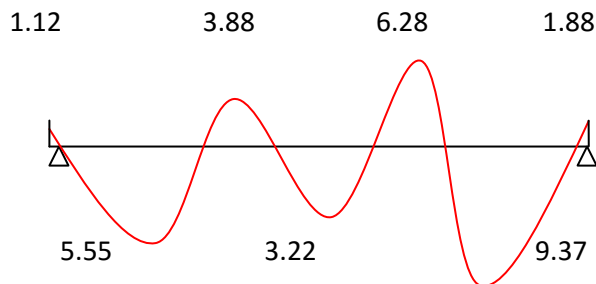


Fig.3.40 Diagramme de moment fléchissant type N03 étage courant –ELU

calcul les efforts tranchants :

$$\checkmark T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$\checkmark T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.53:valeurs de l'effort tranchant pour le type de nervure N-3

travée	A-B		B-C		C-D	
	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
T(KN)	11.10	-8.41	10.12	-8.67	10.92	-10.41

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

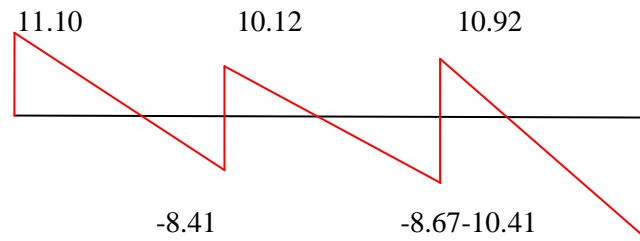
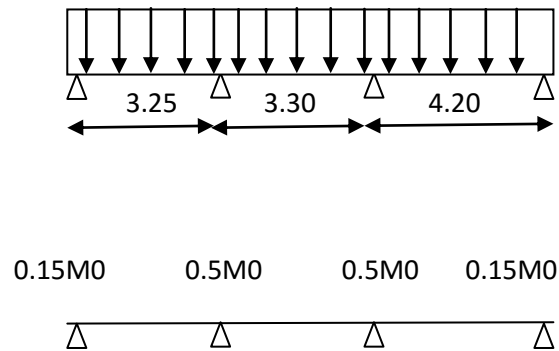


Fig.3.41 Diagramme des efforts tranchants étage courant type N03 -ELU

E.L.S :



➤ Les moments isostatiques :

$$M_0 = \frac{ql^2}{8}$$

Tableau 3.54: valeurs de M_0 pour le type de nervure N-3

travée	A-B	B-C	C-D
Mo(KN.m)	5.73	5.60	9.07

➤ Les moments sur appuis :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+4.83} = 0.17$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Tableau 3.55:valeurs de moment aux appuis pour le type de nervure N-3

travée	A	B	C	D
$M_{appui}(KN.m)$	0.81	2.8	4.53	1.36

➤ Les moments sur travées :

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

Tableau 3.56:valeurs de moment sur travée pour le type de nervure N-3

travée	A-B	B-C	C-D
$M_{travée}(KN.m)$	4.01	2.33	6.76

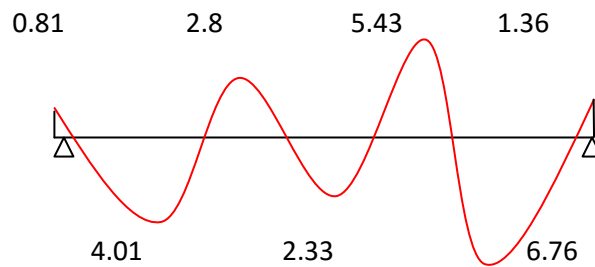


Fig.3.42 Diagramme de moment fléchissant type N03 terrasse –ELS

➤ calcul les efforts tranchants :

$$\checkmark T_w = \frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

$$\checkmark T_e = -\frac{ql}{2} + \frac{M_w - M_e}{l}$$

Tableau 3.57:valeurs de moment l'effort tranchant pour le type de nervure N-3

travée	A-B		B-C		C-D	
	T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
$T(KN)$	7.28	-6.05	7.30	-6.25	7.87	-9.38

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

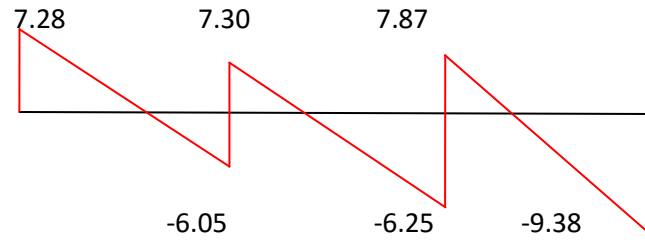
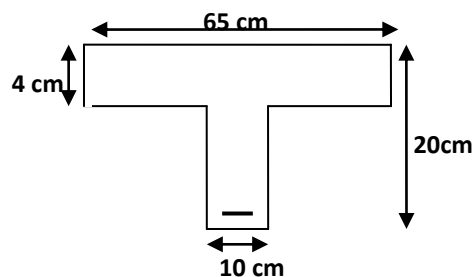


Fig.3.43 Diagramme des efforts tranchants étage courant type N03 -ELS

<i>E.L.U</i>	$M_{travee}(KN.m)$	9.37
	$M_{appui}(KN.m)$	6.28
	$T(KN)$	13.23
<i>E.L.S</i>	$M_{travee}(KN.m)$	6.67
	$M_{appui}(KN.m)$	4.53
	$T(KN)$	8.84

b. Ferrailage:

On remarque que le moment maximum se trouve dans le type A, donc on fait le calcul de ferrailage avec ce type d'où :



Hauteur utile : $d = 0,9h = 18 \text{ cm}$

- o La poutrelle est calculée comme une section en T soumise à la flexion simple :

$$ELU : \begin{cases} M_t = 9.37 \text{ KN.m} \\ M_a = 6.28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_t = 6.76 \text{ KN.m} \\ M_a = 4.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

○ Le moment fléchissant M_t équilibré par la table :

$$M_{ta} = bh_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bc} = 65 \times 4(18-4/2)14,2 \times 10^{-3}$$

$$M_{ta} = 59,07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 10,52 \text{ KN.m} < M_{ta} = 59,07 \text{ KN.m}$$

Donc une seule partie de la table est comprimé et la section considérée est à calculer comme une section rectangulaire de largeur $b=65$ cm en travée, et de $b_0=10$ cm sur appuis, et de hauteur utile $d=18$ cm. Avec les formules usuelles :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} \quad ; \quad A_{s,cal} = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad ; \quad A_{s,min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

On obtient le tableau suivant :

Tableau 3.59: section des armatures pour les nervures d'étage courant

	M_u (KN.m)	b (cm)	d (cm)	μ	α	β	$A_{S \min}$ (cm ²)	A_{Scal} (cm ²)	A_{Sadopt} (cm ²)
Travée	10,52	65	18	0,031	0,041	0,98	1,41	1,52	3T10=2,37
Appui	7,10	10	18	0,136	0,183	0,926	0,21	1,08	1T12=1,13

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,23 b d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

✓ Travée : $A_{adoptée} = 2,37 > 1,76 \text{ cm}^2$ C.V

✓ Appui : $A_{adoptée} = 1,13 > 0,78 \text{ cm}^2$ C.V

➤ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2) :**

$$\phi_s \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10} \right\} = \{200/35, 14, 100/10\}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$\Rightarrow \emptyset t \leq 5.71 \text{ mm}$$

On adoptera un cadres de $\emptyset = A = \emptyset_6 = 0,28\text{cm}^2$

✓ Espacement : (Art A 5.1,22)

$$S_t \leq \min\{0,9.d, 40\text{cm}\} = \min\{, 40\text{cm}\}$$

$$S_t = 20 \text{ cm}$$

c. Vérifications :

1/- État limite ultime de résistance

✓ Influence de l'effort tranchant (Art A.S.2.211) (BAEL91)

D'après les résultats obtenus dans le tableau des sollicitations, on a:

$$\tau = \frac{V}{b_0 \times d} = \frac{13230}{10 \times 18 \times 100} = 0.73$$

Pour le cas de la fissuration peu préjudiciable avec une disposition droite des armatures d'âme,

On a :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}) = 3,33\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.73 < 3.33 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

• Au voisinage de l'appui (Art A.5.1, 313) (BAEL 91)

On doit vérifier que :

$$\frac{2.V_u}{b.a} \leq 0,8 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u < 0,4 \cdot \frac{b.a.f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec } a = 0,9.d = 0,9 \times 0,20 = 0,18\text{m}$$

$$V_u = 13.23 < 120 \text{ KN}$$

Condition vérifiée.

• Vérification des armatures (Art A.5.1, 2.2) (BAEL 91)

Pour cette vérification, qui n'est d'autre que la condition de non fragilité, on doit avoir :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq 0,4\text{MPa} \Rightarrow \frac{0,28 \times 10^2 \times 400}{100 \times 200} = 0,56\text{MPa} > 0,4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2/- État limite de service vis-à-vis de la durabilité de la structure :

• État limite de compression de béton (Art A.4.5,2)

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Comme la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire pour σ_s .

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c28}$ tout de même pour les poutres en flexion simple dont les armatures sont de classe $feE400$, on ne peut pas procéder à cette vérification.

$$\text{Si : } \alpha = \frac{y_u}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Où : $\frac{y_u}{d}$ = hauteur relative de l'axe neutre à E.L.U, avec y_u solution de l'équation :

$$by^2 + 30A_s \cdot y - 30A_s \cdot d = 0 \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau 3.60: vérification de compression du béton

	M_u (KN.m)	M_s (KN.m)	$\gamma = \frac{M_u}{M_s}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\frac{y_u}{d}$	observation
Travée	9,37	6,67	1,40	0,45	0,41	CV
Appuis	6,28	4,53	1,38	0,44	0,34	CV

Donc aucune vérification n'est dispensable.

- **Etat limite d'ouverture des fissures**

Aucune vérification n'est requise dans le cas où la fissuration est jugée peu nuisible.

- **Etat limite vis-à-vis des déformations**

Condition de non vérification de la flèche :

$$\checkmark \frac{ht}{L} \geq \frac{Mt}{10 \times Mo} \leftrightarrow \frac{20}{3,50} = 5,71 > \frac{9370}{10 \times 12570} = 0,07 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$\checkmark \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{Fe} \leftrightarrow \frac{1,71}{65 \times 18} = 0,0013 < (3,6/400) = 0,0090 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

$$\checkmark \frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22,5} \leftrightarrow \frac{20}{420} = 0,047 \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{c.v}$$

Les conditions sont vérifiées, donc, il n'est pas indispensable de calculer la flèche.

Shéma du ferrailage :

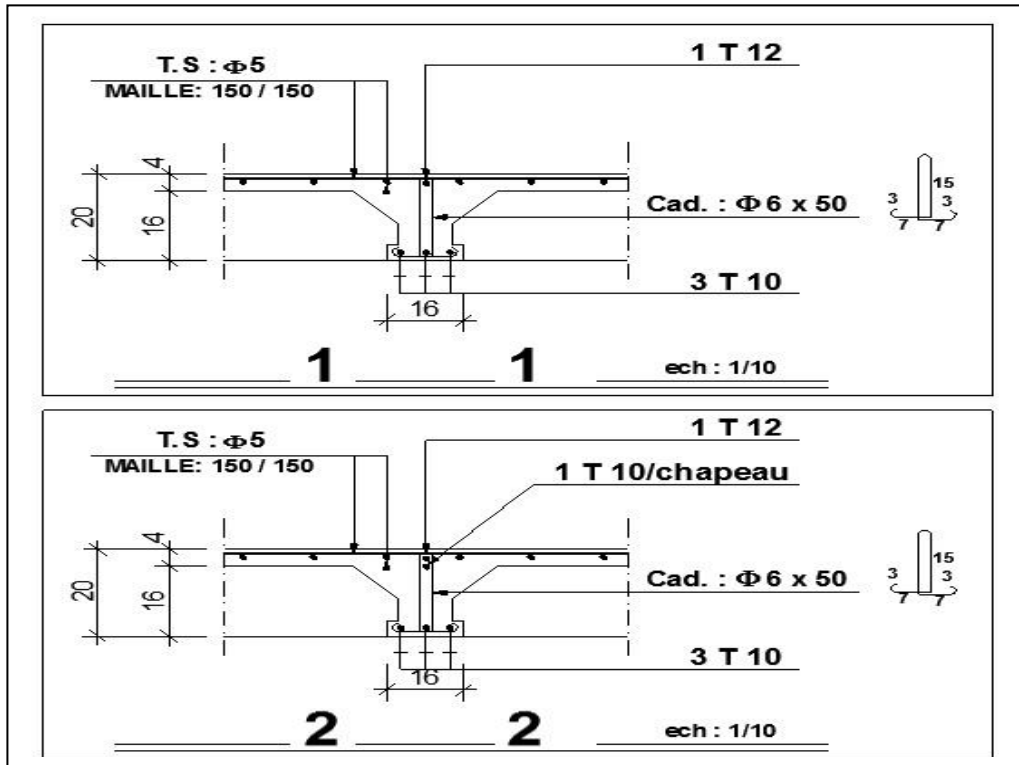


Fig.3.44 schéma de ferrailage des nervures.

3.4.3 Les escaliers

3.4.3.1 Définition :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction.

L'établissement d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs, il doit être agréable à l'œil et fonctionnelle et aussi facile à aggraver sans fatigue, ce qui implique une conservation de la cadence du pas-d'âne ou une régularité dans son exécution cet équilibre est réalisé par une relation entre la hauteur d'une marche et le giron $2h + g = p$: l'amplitude du pas.

3.4.3.2 Prédimensionnement :

Escalier type n°01(RDC) :

$$mn^2 - (m + 2H + L) \cdot n + 2H = 0 \text{ tel que :}$$

L : longueur de paillasse

n : nombre de marche .

g : Giron.

h : hauteur de marche

Soit $m = 64$ on a $h = 2 = 357/2 = 178$ cm.

$$64n^2 - (64 + 2 \cdot 178 + 240) \cdot n + 2 \cdot 178 = 0$$

$$64n^2 - 661n + 357 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 661^2 - 4 \cdot 64 \cdot 357 = 345529.$$

$$\sqrt{\Delta} = \sqrt{476356} = 587,81.$$

$$n = \frac{661 + 587,81}{2 \times 64} = 9,75 \text{ on adopte } n = 10 \text{ marches .}$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = \frac{270}{10 - 1} = 30 \text{ cm, On prend } 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{178}{10} = 17,8 \text{ cm ; On prend } 18 \text{ cm.}$$

Vérification de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66.$$

$$59 < 36 + 30 < 66 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Epaisseur de pailleasse et palier :

$$\operatorname{tg} \alpha = H/L = 178/270 = 0,659 \quad \text{donc } \alpha = 33,39^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,83$$

$$L_{\text{inc}} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{270}{0,83} = 325,3 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{\text{inc}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{inc}}}{20} \Rightarrow \frac{325,3}{30} < e < \frac{325,3}{20} \Rightarrow 10,84 < e < 16,26 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm.}$$

Escalier type n°02(1^{er} étage) :

$$mn^2 - (m + 2H + L).n + 2H = 0 \quad \text{tel que :}$$

L : longueur de pailleasse

n: nombre de marches.

g: Géron.

h: hauteur de marche

$$\text{Soit } m=60 \text{ on a } h=2=306/2=153 \text{ cm.}$$

$$64n^2 - (60 + 2 \cdot 153 + 240).n + 2 \cdot 153 = 0$$

$$60n^2 - 606n + 306 = 0.$$

$$\Delta = B^2 - 4AC = 606^2 - 4 \cdot 60 \cdot 306 = 293796.$$

$$\sqrt{\Delta} = 542,02.$$

$$n = \frac{606 + 542,02}{2 \times 60} = 8,96 \text{ on adopte } n = 09 \text{ marche .}$$

$$g = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{09-1} = 30 \text{ cm, On prend } 30 \text{ cm.}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{153}{09} = 17 \text{ cm ; On prend } 18 \text{ cm.}$$

Vérification de BLONDEL :

$$59 \leq 2h + g \leq 66.$$

$$59 < 34 + 30 < 66 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Epaisseur de paillasse et palier :

$$\text{tg } \alpha = H/L = 178/240 = 0,545 \quad \text{donc } \alpha = 36,56^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,84$$

$$L_{\text{inc}} = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{240}{0,80} = 285,71 \text{ cm.}$$

$$\frac{L_{\text{inc}}}{30} \leq e \leq \frac{L_{\text{inc}}}{20} \Rightarrow \frac{285,71}{30} < e < \frac{285,71}{20} \Rightarrow 9,52 < e < 14,28 \text{ on adopte } e = 15 \text{ cm.}$$

3.4.3.3 Evaluation des charges :

Escaliers type n°01 :

--Paillasse :*

- Poids propre de dalle $e \cdot 25 / \cos \alpha \Rightarrow 0,15 \cdot 25 / 0,83 = 4,51 \text{ KN/m}^2$.
- Poids des marches $25 \cdot h/2 \Rightarrow 25 \cdot 18/2 = 2,25 \text{ KN/m}^2$.
- Mortier de pose $0,02 \cdot 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage $0,02 \cdot 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$.
- Enduit de ciment $0,02 \cdot 14 = 0,28 \text{ KN/m}^2$.

$$\mathbf{G_{\text{Total}} = 7,88 \text{ KN/m}^2.}$$

$$\mathbf{\text{Charge exploitation } Q = 2,5 \text{ KN/m}^2.}$$

--palier :*

- Poids propre de dalle $0,15 \cdot 25 = 3,75 \text{ KN/m}^2$.
- Mortier de pose $0,02 \cdot 20 = 0,4 \text{ KN/m}^2$.
- Carrelage $0,02 \cdot 22 = 0,44 \text{ KN/m}^2$.
- Enduit de ciment $0,02 \cdot 14 = 0,28 \text{ KN/m}^2$.

$$\mathbf{G_{\text{Total}} = 4,87 \text{ KN/m}^2.}$$

$$\mathbf{\text{Charge exploitation } Q = 2,50 \text{ KN/m}^2}$$

3.4.3.4 .Combinaison des charges :

Tableau 3.61:Evaluation des charge de la paillasse et le palier de reposà l'ELU et l'ELS

	$G (KN/m^2)$	$Q (KN/m^2)$	$E.LU$ $1,35G + 1,5Q$	$E.L.S$ $G + Q$
<i>Paillasse</i>	7.88	2,5	14,38	10.38
<i>palier</i>	4,87	2.,5	10.32	7.37

3.4.3.5. Calcul des sollicitations :

- *E.L.U :*

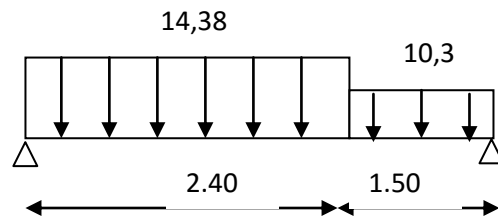


Fig.3.45 schéma statique de la paillasse et palier de repos

$$Q_{moy} = \frac{(14,38 \times 2,40) + (10,32 \times 1,5)}{2,40 + 1,5} = 13,52 \text{KN/m}^2$$

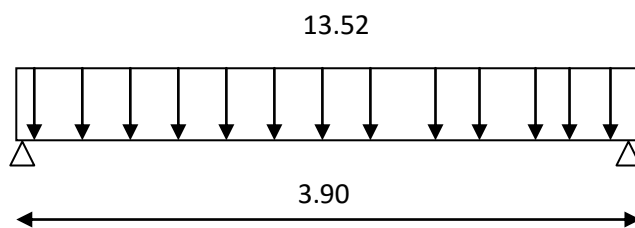


Fig.3.46 schéma statique des escaliers.

Calcul des réactions :

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

$$R_A = R_B = \frac{12,78 \times 3,9}{2} = 24,92 \text{ KN.}$$

$$M_o = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{12,78 \times 3,9^2}{8} = 24,29 \text{ KN.m .}$$

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \cdot 24,29 = 20,64 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \cdot 24,29 = 7,28 \text{ KN.m}$$

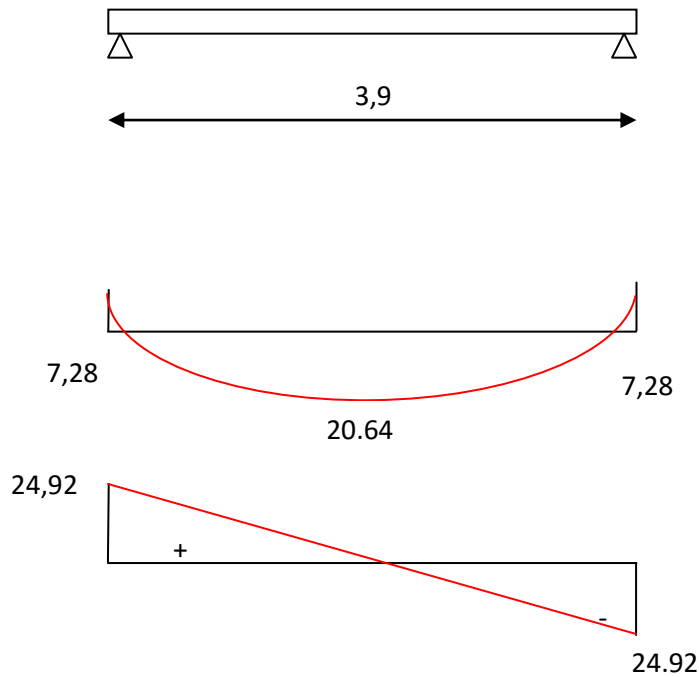


Fig.3.47 diagramme de M et V à l'ELU

- **E.L.S :**

$$Q_{\text{s moy}} = \frac{(11,83 \times 2,40) + (7,37 \times 1,5)}{2,40 + 1,5} = 10,11 \text{ KN/m}^2.$$

Calcul des réactions

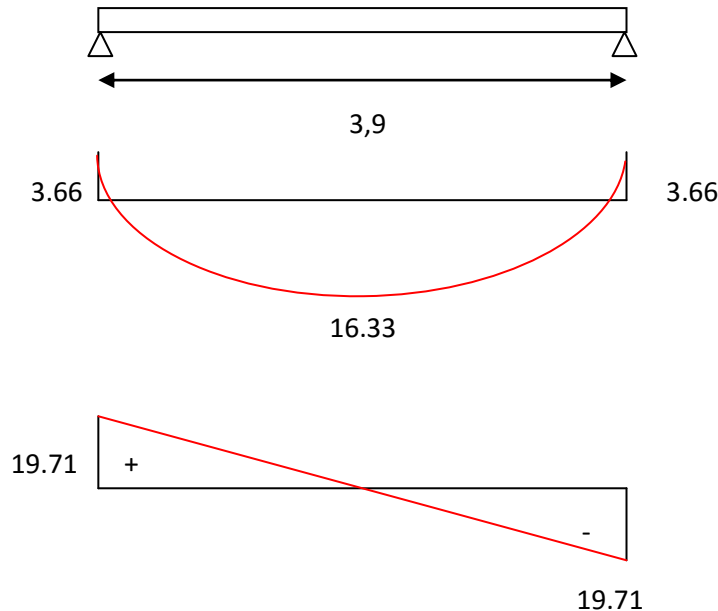
$$R_A = R_B = \frac{10,11 \times 3,9}{2} = 19,71 \text{ KN.}$$

$$M_o = \frac{Q \cdot L^2}{8} = \frac{10,11 \times 3,9^2}{8} = 19,22 \text{ KN.m .}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$M_t = 0,85 \cdot M_o = 0,85 \cdot 19,22 = 16,33 \text{ KN.m .}$$

$$M_a = 0,3 \cdot M_o = 0,3 \cdot 19,22 = 3,66 \text{ KN.m .}$$



Les diagrammes E.L.S

Fig.3.48 diagramme de M et V à l'ELS.

3.4.3.6. Ferrailage :

Pour de bande de 1 ml

$$b = 100 \text{ cm ; } d = 13 \text{ cm ; } c = c' = 2 \text{ cm ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa. ; } \sigma_b = 14,2 \text{ MPa.}$$

E.L.U :

❖ Sur travée :

$$M_t = 20,64 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{20,64 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,055 < \mu_l = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\alpha = 0,072. \quad \beta = 0,971.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{20,64 \times 10^3}{348 \times 0,854 \times 13} = 5,34 \text{ cm}^2.$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

On adopte **6HA12 = 6,78 cm²**.

Escapement $st = 100 / 6 = 15$ cm

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{06.78}{4} = 1.71 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA10= 3,14 cm²** → Espacement $st = 100 / 4 = 25$ cm.

E.L.S:

❖ Sur appui :

$$Ma = 7,28 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{Ma}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7.28 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13^2} = 0,030 < \mu_1 = 0,392 \dots \dots \dots A' = 0.$$

$$\alpha = 0,038. \quad \beta = 0,984.$$

$$A = \frac{Ma}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7.28 \times 10^3}{348 \times 0,984 \times 13} = 1,63 \text{ cm}^2. \rightarrow \text{On adopte } \mathbf{4HA12 = 4.52 \text{ cm}^2}.$$

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{3.14}{4} = 1,41 \text{ cm}^2.$$

On adopte **4HA10 = 3.14cm²**.

Espacement $st = 100 / 4 = 20$ cm.

3.4.3.7. Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 . b . d . \frac{F_{tj}}{F_e} \Rightarrow 0,23 . 100 . 13 . \frac{2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2.$$

A appui = 3,14 cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

Ar appui= 2.009cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

Atravée = 6.78 cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

Ar travée= 3,14 cm² > A min = 1,57 cm²condition vérifiée.

3.4.3.8. Vérification d'E.L.S :

En travée :

Comme la fissuration non préjudiciable on vérifié l'état limite de compression du béton :

- Section rectangulaire.

- La section soumise à la flexion simple.

- Les aciers sont de nuance Fe E400.

- Fissuration non préjudiciable.

$$-\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{Mu}{Msr} \Rightarrow \alpha = 0,33 < \frac{(20.64/16.33) - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,38 \dots \dots \dots c v .$$

En appui :

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Comme la fissuration non préjudiciable on vérifié l'état limite de compression du béton :

- Section rectangulaire.
- La section soumise à la flexion simple.
- Les aciers sont de nuance Fe E400.
- Fissuration non préjudiciable.

$$- \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} ; \gamma = \frac{M_u}{M_{sr}} \Rightarrow \alpha = 0,35 < \frac{(7.28/3.66) - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,74 \dots \text{cv}$$

3.4.3.9 Contrainte tangente limite (τ_u):

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa) = 3,33MPa$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{d \times b} = \frac{24,92 \times 10^2}{13 \times 100} = 3,41 \text{ Kg / cm}^2 = 0,341 \text{ MPa.}$$

$\tau_u = 0,341 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

$$V_u \text{ max} = 0,267 \cdot a \cdot b \cdot F_{c28} \Rightarrow 0,267 \cdot 0,9 \cdot 13 \cdot 100 \cdot 25 = 780,975 \text{ KN.}$$

$V_u \text{ max} = 780,975 \text{ KN} > V_u = 44,34 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$

3.4.3.10 Etude de la poutre palière :

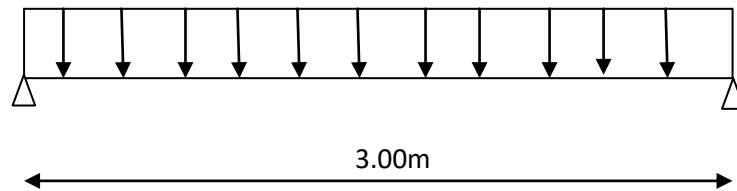


Fig.3.49 schéma statique de la poutre palière

Selon le RPA2003/

$$-h=30 \geq 30$$

$$-b=30 \geq 25$$

Donc la section de la poutre palière est $(b \cdot h) = (30 \cdot 35)$.

- **Sollicitation**

$$\text{Poids de la poutre palière } g_0 = 25 \cdot 0.30 \cdot 0.30 = 2.25$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

Tableau III.62: Evaluation des charges de la poutre palière à l'ELU et l'ELS

ELU	ELS
R=24.92 KN. $P_u = 1.35 g_0 + R = 1.35$ $= 1.35 \cdot 2.25 + 24.92 = 27.95 \text{ KN/ml}$ $M_t = P_u \cdot l^2 / 24 = 10.48 \text{ KN.m}$ $M_a = P_u \cdot l^2 / 12 = 20.96 \text{ KN.m}$ $V_u = P_u \cdot l / 2 = 41.92 \text{ KN.}$	R=17.71KN. $P_s = g_0 + R = 2.25 + 17.71 = 19.96 \text{ KN/ml}$ $M_t = P_u \cdot l^2 / 24 = 7.48 \text{ KN.m}$ $M_a = P_u \cdot l^2 / 12 = 13.28 \text{ KN.m}$ $V_u = P_u \cdot l / 2 = 29.94 \text{ KN.}$

- Ferraillage de la poutre palière :**

Tableau III.63: section des armatures pour la poutre palière

	M	α	β	Acal	Amin
En travée	10.48	0.041	0.983	0.89	1,01
Aux appuis	20.96	0.077	0.969	2.21	1.01

On adopte 3T14=4,62cm² en travée et aux appuis.

- Exigence de l'RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 4.5 \text{ cm}^2$$

- Vérification de l'effort tranchant:**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{41.92 \times 10^3}{0.3 \times 0.28} = 0.49 \leq 3.3 \text{ MPa.}$$

- Étude à la torsion :**

Le moment de torsion est transmis par le volé et le palier :

$$= 10,48 \text{ KN.m}$$

- U : périmètre de la section.

- Ω : air du contour tracé à mi hauteur.

- e : épaisseur de la paroi , e = b/6 = D/6 = 5 cm

$$\Omega = [b-e] [h-e] ; \Omega = 0.062 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \cdot [(h-e) + (b-e)] ; U = 1 \text{ m.}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$A^{tot} = \frac{MtU\gamma}{2\Omega f_e} = \frac{10.48 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0.062 \times 400} = 2.42 \text{ cm}^2$$

- **Section des armatures finales:**

En travée : $A_{tot} = A_{tor}/2 + A_{fle} = 2,42/2 + 2,21 = 3,42 \text{ cm}^2$ on adopte **3HA14**

Aux appuis : $A_{tot} = A_{tor}/2 + A_{fle} = 2,42/2 + 1,01 = 2,22 \text{ cm}^2$ on adopte **3HA14**

- **Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = (0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_t = \frac{Mt}{2\Omega.e} = \frac{7.28}{2 \times 0.062 \times 5} = 1.17 \text{ MPa} < 3.33$$

$$\tau = \sqrt{\tau_u^2 + \tau_t^2} = \sqrt{0.49^2 + 1.17^2} = 1.26 \text{ MPa}$$

- **Condition de non fragilité :**

$A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj} / F_e) \Rightarrow 0,23 \times 30 \times 31.5 \times 2,1 / 400 = 1,14 \text{ cm}^2$.

Calcul de l'espacement :

$St \leq \min (0,9 \cdot d ; 40 \text{ cm}) = \min (31,5 \times 40)$.

On adopte $St = 15 \text{ cm}$.

- Vérification selon R.P.A99.2003.(art .7.5.2.2) :

$A_t = 0,003 \cdot st \cdot b \Rightarrow 0,003 \times 15 \times b = 1,35 \text{ cm}^2$ on adopte **2HA8 = 2.00 cm²**

- **Vérification à l'ELS:**

a) vérification de l'état de compression du béton:

En travée:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}; \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}; M_{ser} = 7,48 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = 2,28 < 15 \text{ MPa}$$

aux appuis :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I}; \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}; M_{ser} = 13,28 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = 3,85 < 15 \text{ MPa}$$

b) Etat limite vis-à-vis des déformations :

Condition de non vérification de la flèche :

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{300} = 0.11 \geq 0.0625 \text{ cv}$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

- $\frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{Fe} \Rightarrow \frac{3.42}{300 \times 315} = 0.003 \geq \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots\dots\dots cv$
 \Rightarrow Les conditions sont satisfaites.

Shéma de ferrailage :

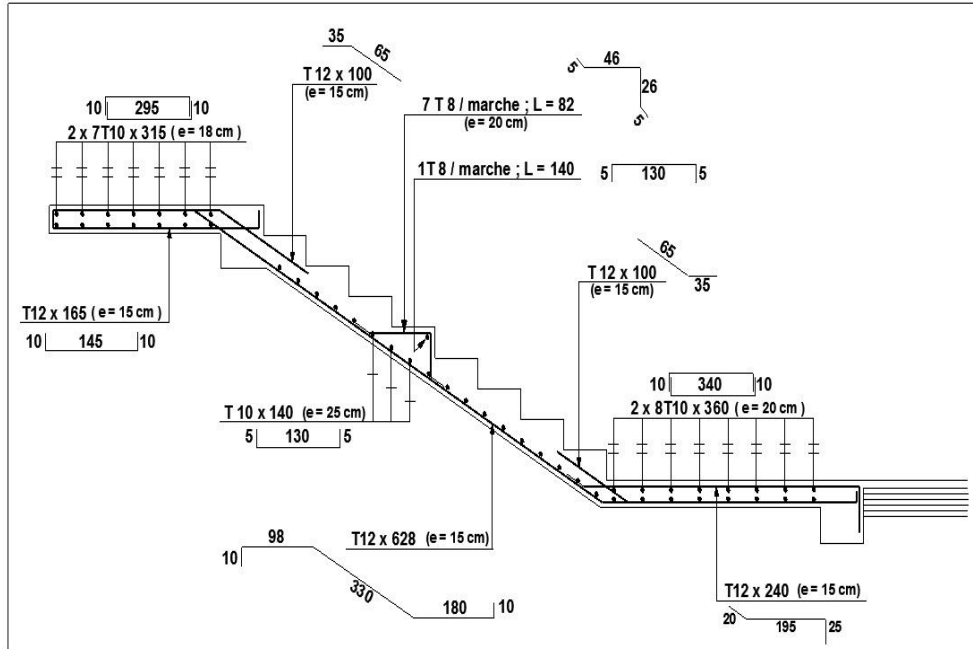


Fig.3.50 schéma de ferrailage des escaliers

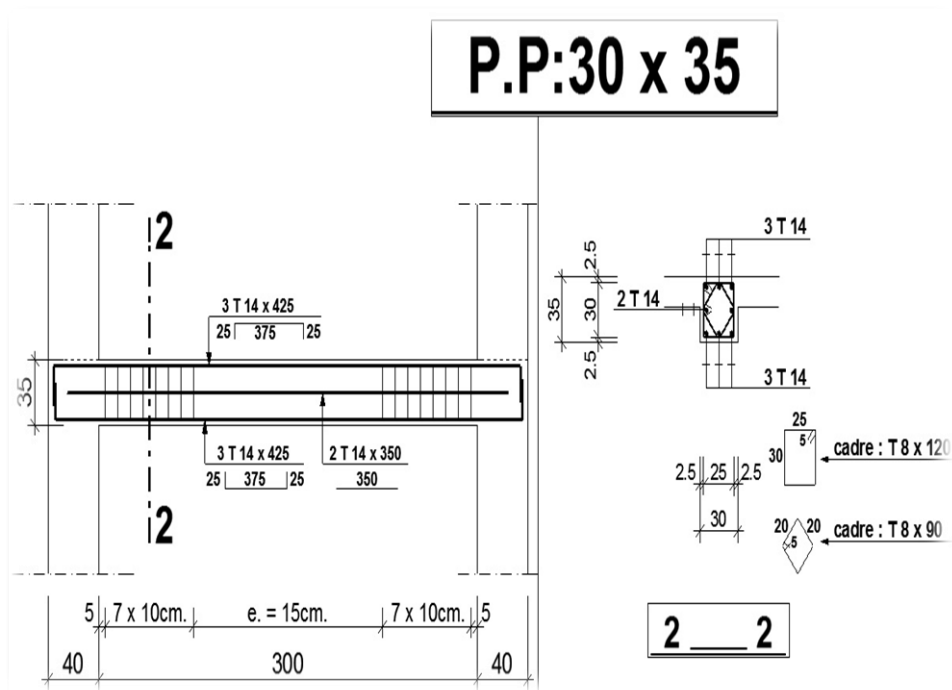


Fig.3.51 schéma de ferrailage de la poutre palière

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

3.4.4. Les balcons (les consoles)

3.4.4.1 Définition :

Notre balcon est considéré comme une porte à faux (consol) , on fait son calcul comme un poutre encastree d'un seule extremité .

Le calcul se fait pour une bande de 1m.

3.4.4.2. Schéma statique :

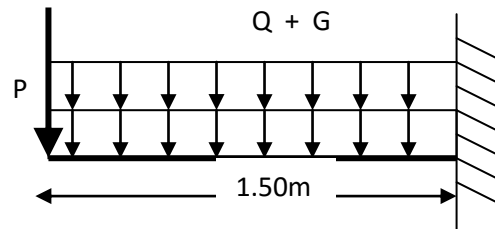


Fig.3.52 schéma statique de balcon.

3.4.4.3 Evaluation des charges :

Poids propre de balcon :

- | | | |
|--------------------|---------|---|
| ➤ Dalle plein | e= 15cm | $25 \times 0,15 = 3,75 \text{KN/m}^2$. |
| ➤ Carrelage | e=02cm | $22 \times 0,02 = 0,44 \text{KN/m}^2$. |
| ➤ Mortier de pose | e= 02cm | $20 \times 0,02 = 0,40 \text{KN/m}^2$. |
| ➤ Enduit en plâtre | e =01cm | $14 \times 0,01 = 0,14 \text{KN/m}^2$. |

$$\mathbf{G_{total} = 4,73 \text{KN/m}^2 \times 1\text{m} = 4,73 \text{KN/ml.}}$$

$$\mathbf{\text{La surcharge } Q = 3,50 \text{KN/m}^2 \times 1\text{m} = 3,50 \text{KN/ml.}}$$

Poids propre de mur extérieur:

- | | | |
|---------|---------|--|
| ➤ Mur : | e= 30cm | , $2,93 \times 0,30 \times 1,50 \times 1 = 1,31 \text{ KN/ml}$ |
|---------|---------|--|

$$\mathbf{G_{total} = 1,31 \text{KN/ml}}$$

3.4.4.4 Sollicitation de calcul :

E.L.U :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35(4,73) + 1,5(3,50) = 11,63 \text{KN/ml.}$$

$$P_u = 1,35G = 1,35(1,31) = 1,76 \text{KN/m.}$$

E.L.S :

$$Q_s = G + Q = (4,73) + (3,50) = 8,23 \text{KN/ml.}$$

$$P_s = G = (1,31) = 1,31 \text{KN/m.}$$

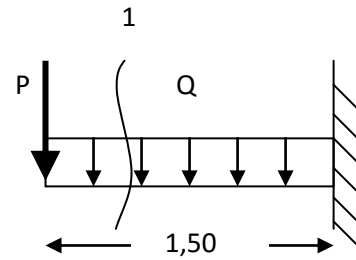
L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

3.4.4.5 Calcul des moments :

E.L.U :

Section : 1-1 $0 \leq x \leq 1.50\text{m.}$

$$\left. \begin{aligned} x=0 &\Rightarrow Mu=0. \\ Mu &= \frac{Qu \times x^2}{2} + Pu \times x \end{aligned} \right\} x=1.50 \Rightarrow Mu = 15.72\text{KN.m.}$$



E.L.S :

Section : 1-1 $0 \leq x \leq 1.50\text{m.}$

$$\left. \begin{aligned} x=0 &\Rightarrow Mu=0. \\ Ms &= \frac{Qs \times x^2}{2} + Ps \times x \end{aligned} \right\} x=1.50 \Rightarrow Mu = 11.22\text{KN.m.}$$

3.4.4.6 Calcul du ferrailage :

Pour le calcul on prend une bande de 1m.

$b=100\text{cm}$; $d=13.5\text{cm}$; $\sigma_b=14,2\text{MPa}$.

$$\mu = \frac{15.75 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times 13.5^2} = 0,06 < 0,392 \quad A'=0$$

$\beta=0,96$; $\alpha=0,077$

$$A = \frac{15.75 \times 10^3}{0,96 \times 13.5 \times 348} = 3.49 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } 4\text{HA}12 = 4,52\text{cm}^2.$$

Espacement $st = 100 / 4 = 25\text{cm}$.

$$Ar = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13\text{cm}^2. \text{ on adopte } 4\text{HA}10 = 3.14\text{cm}^2.$$

Espacement $st = 100 / 4 = 25\text{cm}$

3.4.4.7 Condition de non fragilité :

$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot (F_{tj} / Fe) \Rightarrow 0,23 \times 100 \times 13.5 \times 2,1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$.

$A = 4,52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v.}$

$Ar = 3.14\text{cm}^2 > A_{\min} = 0,96 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{c.v.}$

3.4.4.8 Vérification A' E.L.S :

La fissuration est préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2 \cdot f_e}{3}; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}\right) \quad \eta = 1,6 \text{ (HA)}$.

$$\bar{\sigma}_s = \min(266,66\text{MPa}; 202\text{MPa})$$

$$\bar{\sigma}_s = 202\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d-y)$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

*-position de l'axe neutre (y) :

$$b/2y^2 - 15As(d-y) = 0 \Rightarrow 100/2 y^2 - 15 \cdot 4,52(13,5-y) = 0$$

$$50y^2 - 67,8(13,5-y) = 0 \Rightarrow 50y^2 - 915,3 + 67,8y = 0$$

$$\Delta = (67,8)^2 - 4(50) \cdot (-915,3) = 113076,84 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 433,13$$

$$y_1 = (-67,8 - 433,13)/100 = -5,00 \text{ cm}$$

$$y_2 = (-67,8 + 336,26)/100 = 3,65 \text{ cm}$$

$$y = y_2 = 3,65 \text{ cm}$$

*- moment d'inertie (I) :

$$I = (by^3/12) + 15As(d-y)^2.$$

$$I = (100 \cdot (3,65)^3 / 12) + 15 \cdot 4,52(13,5 - 3,65)^2 = 6689,14 \text{ cm}^4$$

*- K :

$$K = M_{ser}/I \Rightarrow 11220/6689,14 = 1,67$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b = K \cdot y \Rightarrow 1,67 \times 3,65 = 6,09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot K \cdot (d-y) \Rightarrow 15 \times 1,67 (13,5 - 3,65) = 246,74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 293,43 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \text{ donc condition non vérifiée.}$$

$$A' = 0$$

$$\mu = \frac{11,20 \times 10^3}{202 \times 100 \times 13,5^2} = 0,003 < 0,392$$

$$\alpha_1 = y/d \Rightarrow \alpha = 3,65 / 13,5 = 0,27.$$

$$\beta_1 = 1 - (\alpha_1/3) \Rightarrow 1 - (0,285/3) = 0,91$$

$$A_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times \sigma_s} = \frac{11,20 \times 10^3}{0,91 \times 13,5 \times 202} = 4,51 \text{ cm}^2 \text{ on adopte } \mathbf{5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2}$$

$$\text{Espacement } s_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}.$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2. \text{ on adopte } \mathbf{5HA10 = 3,14 \text{ cm}^2}.$$

$$\text{Espacement } s_t = 100 / 5 = 20 \text{ cm}.$$

3.4.4.9 Vérification de flèche :

$$1- \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{150} = 0,10 \Rightarrow \frac{1}{16} = 0,062 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$2- \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3,6}{F_e} \Rightarrow \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,0041 \leq \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

3.4.4.10 Vérification de la contrainte tangentielle :

Puisque la fissuration est considéré comme préjudiciable

$$T_{adm} = \min [(0,2 \times f_c 28 / \gamma_s) ; 5\text{MPa}] = \min[4,34\text{MPa} : 5\text{MPa}] \Rightarrow T_{adm} = 4,34\text{MPa} .$$

$$\tau = \frac{Vu}{b \times d} \quad ; \quad Vu = Qu .L = 11.63 \times 1,50 = 17.44\text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{11,51 \times 10^3}{100 \times 8} = 1,29\text{MPa} .$$

$$\tau_u = 1,29\text{MPa} < \tau_{adm} = 4,34\text{MPa} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

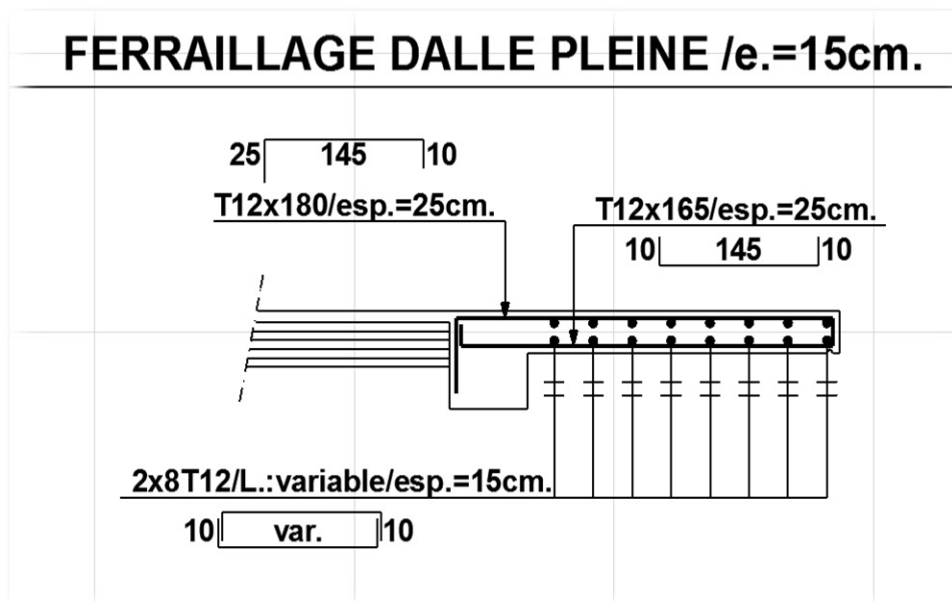


Fig.3.53 schéma de ferrailage de balcon

3.5 Etudes des éléments structuraux

3.5.1 Les poteaux :

3.5.1.1 Introduction :

Pour le ferrailage des poteaux ; il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R. P.A 99/version2003 :

- ✓ Section d'acier minimale : $A_{min} = 0,9 \% bh$ (zone III)
- ✓ Section d'acier maximale : $A_{max} = 4\% bh$ en zone courante
- ✓ $A_{max} = 6 \% bh$ en zone de recouvrement

- ✓ Longueur minimal de recouvrement en zone III est 50Φ .
- ✓ Espacement maximal entre les armatures transversales
- ✓ Dans la zone nodale $St < \text{Min } 10 \text{ cm}$
- ✓ Dans la zone courant $St < \text{Min } (b_1/2, h_1/2, 10\Phi_1)$
- ✓ Le diamètre minimal des barres est 12 mm
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm en zone III.

Les poteaux sont calculés en flexion composée, sollicités par un effort normal de compression (N) et un moment fléchissant (M) tirés à partir des fichiers résultats du logiciel Robobat, sous les combinaisons ci-dessous :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $0,8G+E$
- ✓ $G + Q \pm 1.2E$

Pour calculé le ferrailage en peut prend la sollicitation come suit :

- ☒ $M_{max}; N_{corr}$
- ☒ $N_{max}; M_{corr}$
- ☒ $N_{min}; M_{corr}$

L'influence du voile périphérique sur le comportement dynamique de structure

3.5.1.2 Organigramme de calcul :

Plan de calcul des poteaux (organigramme pour le calcul des armatures d'une section partiellement comprimée)

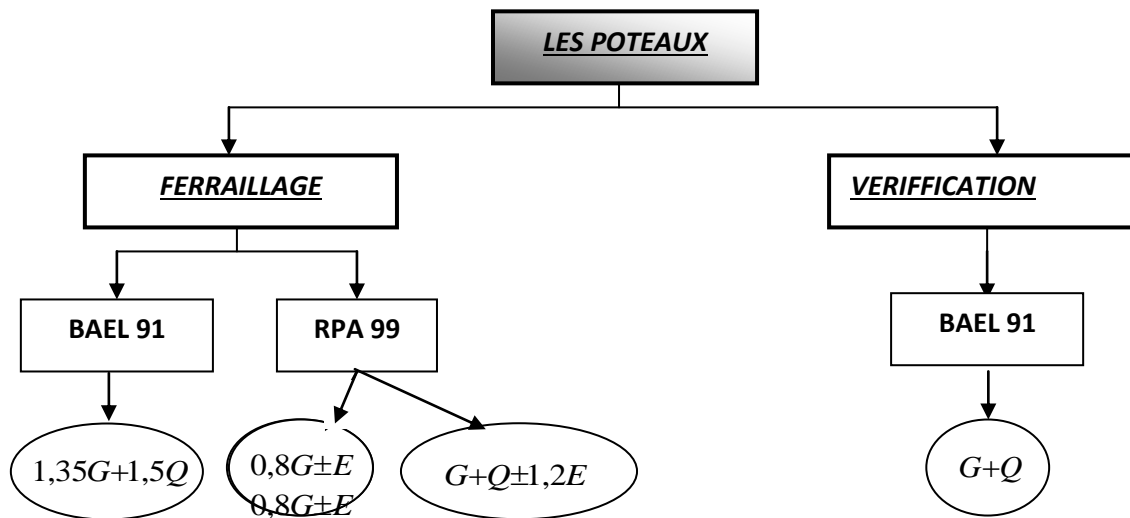


Fig.3.54 Plan de calcul des poteaux

3.5.1.3 Calcul des armatures longitudinales :

POT 65x65 :

- RDC :

POT 30x40 :

- 1^{er} étage :

Tableau 3.64: ferrailage des poteaux.

\underline{B}	N_{ma} x	M_{co} r	N_{co} r	M_{max}	A_{cal}	A_{min}	A_{adp}
65*65	3200	-184	2069	-90.45	Sup : 1.0 8 Inf : 3.9 2	38.02	8T20+4T16+4T14=39. 32

3.5.1.4 Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formule :

$$\frac{A_T}{t} = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h1 \cdot fe}$$

Ou :

Vu: effort tranchant

h1 : Hauteur totale de la section brute

fe : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

D ou S_t : espacement des A.T, dont la valeur maximale est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale (zone III)

$$t \leq \text{Min } 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante (zone III)

$$t < \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \Phi_1) = \text{Min}(65/2, 65/2, 10 \cdot 1.4) = 14 \text{ cm}$$

N.B: Φ_1 : le diamètre minimal des armatures longitudinales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, en fonction de l'élanement géométrique.

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{On a } \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.65} = 3.84 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$Vu = 240 \text{ Kn}$$

$$At = \frac{\rho_a \times Vu \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 240 \times 10}{650 \times 400} = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$At = 3.17 \text{ cm}^2, \text{ soit } 8T8 = 4 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de la section des poteaux :**

❖ **Etat –limite ultime de résistance :**

▪ **Influence de l'effort tranchant :**

La contrainte tangentielle est égale à :

✓ Selon B.A.E.L91M99

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{240}{65 \times 58.5} = 0.6 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa} \text{ Selon le RPA99}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28}$$

Où τ_u : contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

$$\text{Et : } \rho_d = 0.04 \dots \dots \dots \lambda_g < 5$$

Ce qui donne :

$$\tau_{bu} = \rho_d f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.0 \text{ Mpa} > 0.6 \text{ Mpa}$$

▪ **Section minimale des armatures transversales:**

Si $\lambda_g \geq 3$ on a :

$$\frac{At}{t \cdot b_1} = 0.8\% \Rightarrow At \text{ min} = 0.008 \cdot t \cdot b_1$$

D'où

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

$$A_{\min}=0,008.10.65= 5.2\text{cm}^2 < 6.28\text{cm}^2$$

▪ Section maximale

$$A_{\max}=4 \%b. h$$

$$A_{\max}=0.04 \times 65 \times 65=169\text{cm}^2$$

$$A_{\max}=169\text{cm}^2 > A_{\text{totale}} .$$

▪ Espacement des armatures transversales

▪ En zone nodale

$t \leq \text{Min } 10 \text{ cm}$; On prend 10 cm

▪ En zone courante

$t < \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \Phi_1) = \text{Min}(65/2, 65/2, 10 \cdot 1.4) = 14\text{cm}$, on adopte 15cm

▪ Longueur de recouvrement

$$l_r = 50. \Phi$$

$$l_r = 50 \times 20 = 100\text{cm}$$

Donc: $l_r = 100\text{cm}$

❖ Etat limite de service :

Il faut vérifier que la condition de contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{(bh + 15A_s)} = \frac{784.51}{(65 \times 65 + 15 \times 39.32)} = 1.6 < 15\text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.6\text{MPa} < 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

N.B : pour le cas de la fissuration peu préjudiciable, le règlement B.A.E.L91 ne prévoit pas de vérification pour la contrainte des aciers (σ_s).

➤ Ferrailage des poteaux :

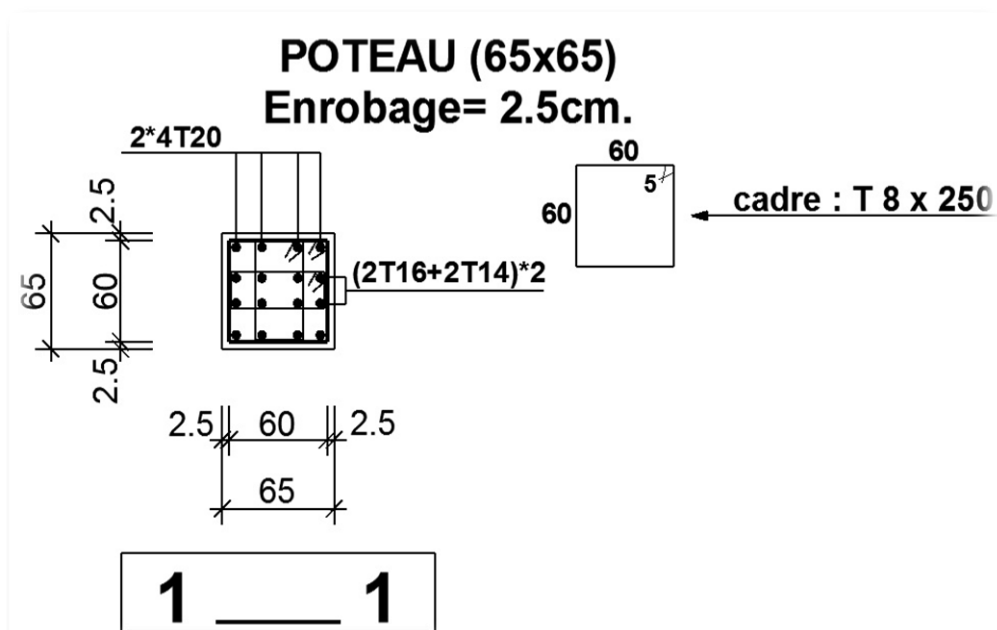


Fig.3.55 schéma de ferrailage des poteaux

3.5.2 Les poutres :

3.5.2.1. Introduction :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELUR, car la fissuration est jugée peu nuisible

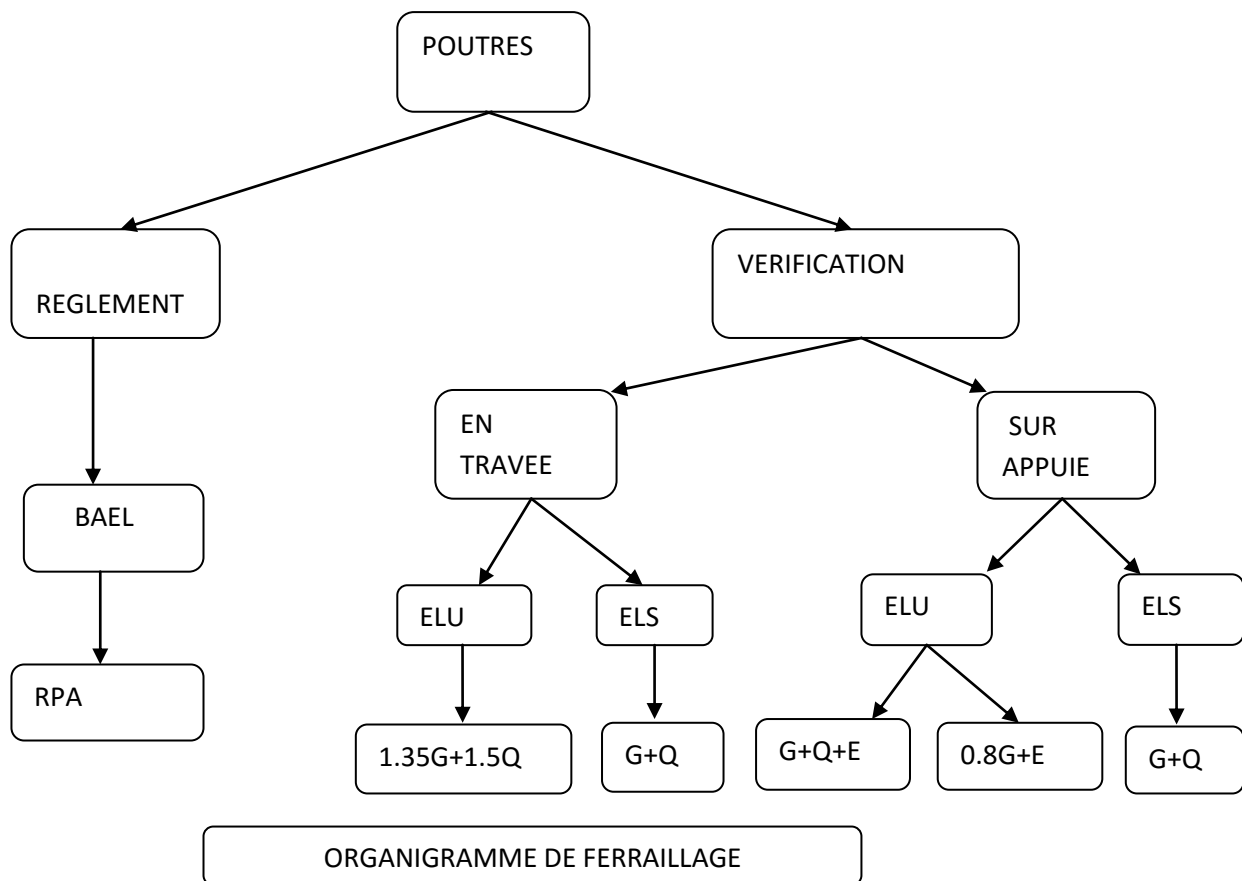


Fig.3.56 organigramme de ferrailage des poutres

3.5.2.2. Etude des poutres :

a) Ferrailage des poutres : $b \times h = (30 \times 35) \text{ cm}^2$ la portée est de 4.5 m. Avec les formules usuelles :

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}; \quad A_{s,cal} = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \quad A_{s,min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \quad ; \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28}$$

Tableau 3.65: ferrailage des poutres principale.

Position	M _{max} (KN.m)	combinaison	A	A adoptée	A _{s,min}
Travée	37.84	1,35G+1,5Q	3.05	3T14=4.62	6.75
Appuis	-173	G+Q+E	16.56	6T16+3T14=16.68	6.75

Tableau 3.66: ferrailage des poutres secondaire.

Position	M ^{max} (KN.m)	combinaison	A	A adoptée	A _{s,min}
Travée	18.73	1,35G+1,5Q	1.72	3T12=3.39	5.25
Appuis	-119	G+Q+E	12.87	5T16+3T14=14.67	5.25

b) Vérifications :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

- ✓ **Travée :** $A_{adoptée} = 6.78 > 1.30 \text{cm}^2$... C.V
- ✓ **Appui :** $A_{adoptée} = 15.14 > 1.30 \text{cm}^2$... C.V

✓ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2) :**

$$\phi_s \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10} \right\}, \phi_s \leq 1.4 \text{ mm}$$

On adoptera un cadres de $\phi_s = A = \phi_g = 0,5 \text{cm}^2$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}$$

τ_u : contrainte conventionnelle de cisaillement

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

V : effort tranchant agissant sur l'élément considéré.

b : largeur de la section cisailée.

d : hauteur utile de la section.

$$\bar{\tau} = \min(0,13.f_{c28}; 4\text{MPa})$$

Les résultats de vérification de la contrainte tangentielle sont représentés dans les tableaux suivants :

✓ **Poutres principales 30x35 :**

Tableau 3.67: vérification de la contrainte tangentielle.

BLOC	Combinaisons	T_{max}(KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
	ELU	88.88	0.30	0.36	0.81	3.25	CV
	G+Q+EY	147.98	0.30	0.36	1.36	3.25	CV

➤ **Poutres secondaires 30x35 :**

⇒ **de la contrainte tangentielle.**

Bloc	Combinaisons	T_{max}(KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
	ELU	38.90	0.30	0.315	0.41	3.25	CV
	G+Q+E _x	88.85	0.30	0.315	0.94	3.25	CV

Donc, on peut déduire que les poutres ne risquent pas d'avoir des ruptures dues aux effets de la contrainte tangentielle

➤ **L'espacement :**

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit

- ✓ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right)$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(40/4, 12 \cdot 12) = 10\text{cm}, S_t = 10\text{cm}$$

- ✓ Dans la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 40/2 = 20\text{cm}$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

On adopte $S_t=15\text{cm}$

Dimension de la zone nodale :

$$L=2h=2\times 40=80\text{cm}$$

$$h = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60\text{cm}\right).$$

$$h = \max\left(\frac{317}{6}; 30; 40; 60\right) = 60\text{cm}$$

➤ Armature longitudinales :

Condition imposé par RPA99V2003 :

La section minimale :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

-Pourcentage maximal des aciers est de:

- 4 % en zone courante ($A_{s \max} = 48\text{cm}^2$)condition vérifiée.

- 6 % en zone de recouvrement ($A_{s \max} = 72\text{cm}^2$)condition vérifiée.

➤ Armature transversales :

✓ Condition imposé par RPA99V2003 :

Section minimal d'armature :

$$A_t = 0,003S_t b$$

$$\text{Zone nodale} \rightarrow A_{t \min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.99$$

$$\text{Zone courante} \rightarrow A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35$$

*Poutres principales :

Tableau 3.68:tableau récapitulatif de ferrailage des poutres.

Armatures longitudinales		Armatures transversales	
Poutres	30×40	Poutres	30×40
$A_{s \min}(\text{cm}^2)$	6.75	$A_{t \min}$ (en zone nodale) (cm^2)	0.99
$A_{s \max}$ (zone courante) (cm^2)	48	$A_{t \min}$ (en zone courante) (cm^2)	1.35
$A_{s \max}$ (en zone de recouvrement) (cm^2)	72	S_t (zone nodale) (cm)	10
l_{\min} (de recouvrement) (cm)	50Ø	S_t (en zone courante) (cm)	15

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

*Poutre secondaires :

Armatures longitudinales		Armatures transversales	
Poutres secondaires		Poutres secondaires	
			5
$A_{s\ min}(cm^2)$	5.25	$A_{t\ min}$ (en zone nodale) (cm^2)	0.99
$A_{s\ max}$ (zone courante) (cm^2)	42	$A_{t\ min}$ (en zone courante) (cm^2)	1.35
$A_{s\ max}$ (en zone de recouvrement) (cm^2)	63	S_t (zone nodale) (cm)	10
l_{min} (de recouvrement) (cm)	50Ø	S_t (en zone courante) (cm)	15

*Vérification à E.L.S :

Etat limite de compression de béton (Art A.4.5,2)

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Comme la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire pour σ_s .

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c28}$ tout de même pour les poutres en flexion simple dont les armatures sont de classe $feE400$, on ne peut pas procéder à cette vérification.

*Vérification de la contrainte maximale de béton (B.A.E.L):

La fissuration est peu préjudiciable

$$\alpha = \frac{Y_u}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Y_u : Espacement entre l'axe et la fibre la plus comprimée.

d: hauteur utile de la section

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Poutres principales 30x40 :

Tableau 3.69: tableau récapitulatif de vérification de compression du béton des poutres.

poutre	Elément	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
poutre (30x40) (cm^2)	travée	37.84	27.65	1.3 6	0.30	0.43	(c.v)
	appui	-69.88	-50.67	1.7 6	0.33	0.43	(c.v)

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

➤ **Poutres secondaires 30×35 :**

poutre	Eléme nt	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma-1}{2} +$ $\frac{\int_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} +$ $\frac{\int_{c28}}{100}$
poutre (30x35) (cm ²)	travée	18.73	13.56	1.6 9	0.27	0.44	(c.v)
	appui	-33.18	-24.14	1.5 5	0.36	0.43	(c.v)

✓ **Condition de non vérification de la flèche :**

$$✓ \frac{h}{L} \geq \frac{1.M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{40}{410} = 0.097 > 0.075 \rightarrow (cv)$$

$$✓ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.68 > 0,0625 \rightarrow (CV)$$

$$✓ \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62 \times 10^2}{300 \times 360} = 0.0042 < 0.0105 \rightarrow (cv)$$

Les conditions sont vérifiées, donc, il n'est pas indispensable de calculer la flèche.
De même façon on calcul le ferrailage des poutres

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Ferraillage des poutres :

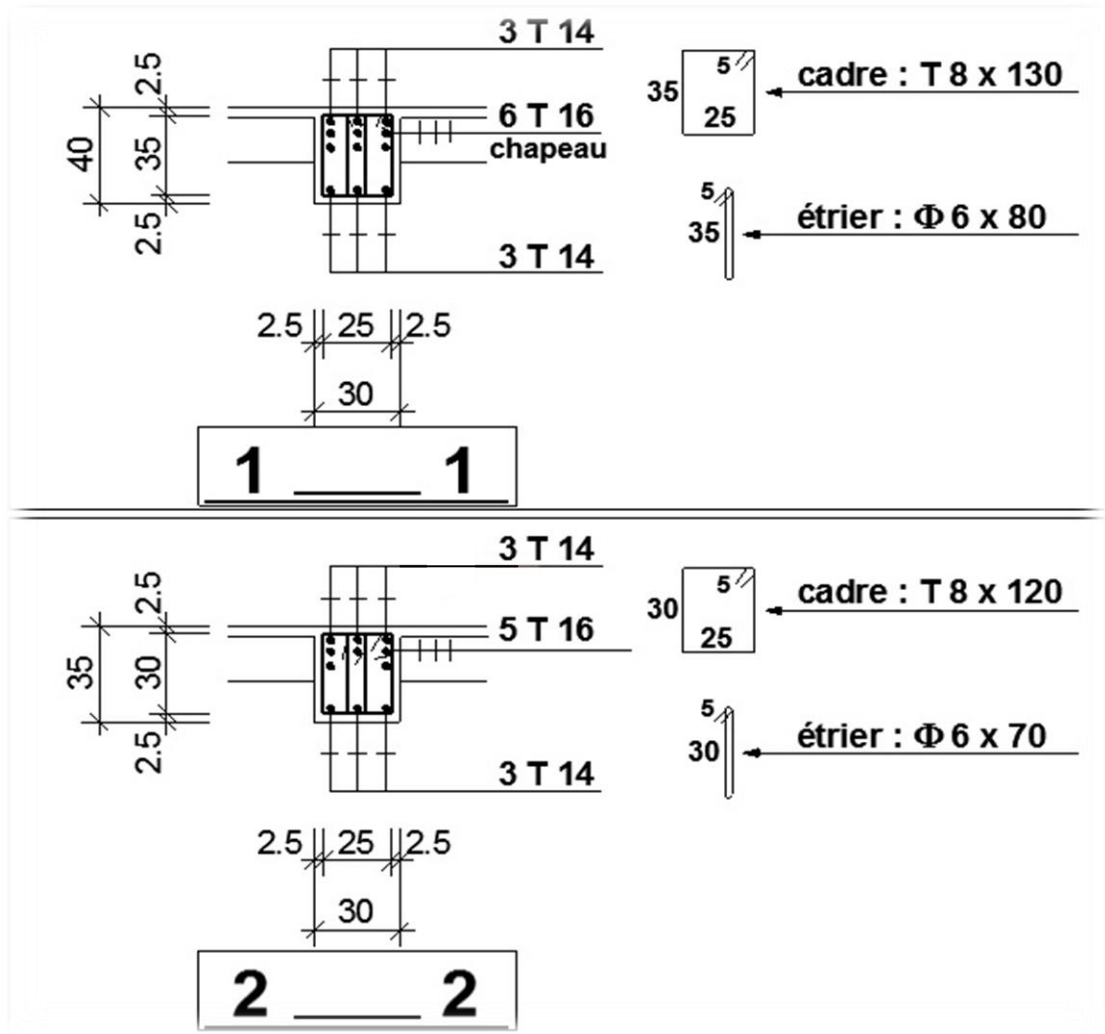


Fig.3.57 schéma de ferrailage des poutres

3.5.3 Les voiles :

3.5.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces 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 verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.
-

3.5.3.2 Combinaison d'actions :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

3.5.3.3 Ferrailage des voiles plein :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

3.5.3.3.1. Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

a) **Section entièrement comprimée :**

$$N_i = \frac{\sigma' + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

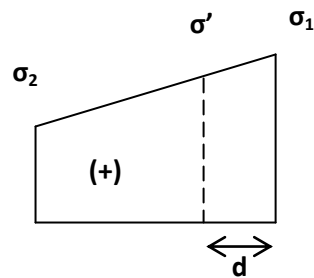


Fig.3.58 : diagramme d'une section entièrement comprimée

b) **Section partiellement comprimée**

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

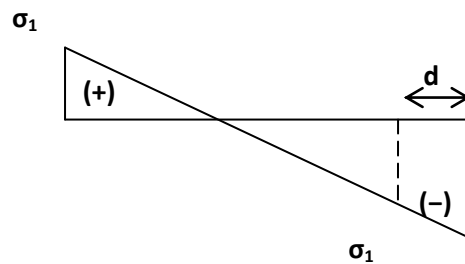


Fig.3.59 : diagramme d'une section partiellement comprimée

c) **Section entièrement tendue**

$$N_i = \frac{\sigma_2 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$

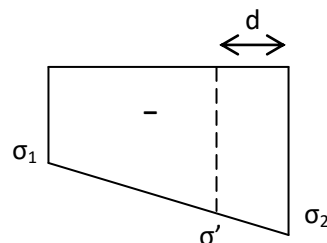


Fig.3.60 diagramme d'une section entièrement tendue

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

3.5.3.3.2 Armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

c) Section entièrement tendue

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

3.5.3.3.3 Armatures minimales :

a) Compression du béton

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée

b) Traction simple

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

3.5.3.3.4 Exigences de RPA 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15 %

En zone courantes 0.10 %

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

a. Armatures horizontales :

✓ **Vérification des voiles à l'effort tranchant :**

D'après le **RPA99V2003** la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec une majoration de **40%** de la contrainte de cisaillement.

La contrainte du cisaillement est limitée par la condition suivante :

$$\tau = 1.4 v/b_0d \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

✓ **Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :**

Selon le **BAEL91** la section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t/b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)/0.8 f_c$$

$K = 0$ en cas de fissuration très préjudiciable ; en cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part le **RPAV2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

b. Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

c. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

d. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

e . Espacement

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

f. Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre minimal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

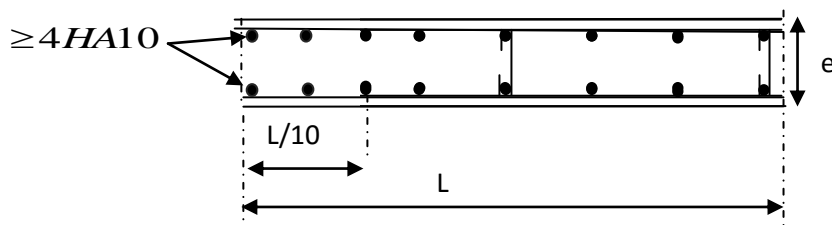


Fig.3.61 schéma de ferrailage de voile selon RPA2003

3.5.3.3.5. Vérification

a. Vérification à L'ELS

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

B : Section du béton

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right);$$

Pour la fissuration peu préjudiciable

3.5.3.3.6 Exemple de calcul :

$$M = 5749.68 \text{KN.m} \quad N = 654.15 \text{KN} \quad T = 2188.34 \text{KN}$$

$$L = 3.6 \text{m} \quad B = 0.72 \text{m}^2 \quad I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.77 \text{m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{654.15}{0.72} + \frac{5749.68 \times 1.8}{0.77} = 13.44 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{654.15}{0.72} - \frac{5749.68 \times 1.8}{0.77} = -12.53 \text{Mpa}$$

Donc la section est partiellement tendue, on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

a. Longueur de la zone tendue

$$a = \frac{L}{1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} = 1.74 \text{m}$$

b. Volume des contraintes pour la zone tendue

$$T = \sigma_1 \frac{e \times a}{2} = 2176KN$$

c .Armatures verticales

$$A = \frac{T \times \gamma_s}{f_s} = 62.6cm^2$$

Armature minimal :

D'après le RPA 2003 : $A_s \geq 0.15\% B = 10.8cm^2$

d .Armatures horizontales :

$$\tau_u = \frac{1.4 v}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{2188.34}{0.20 \times 3.24} = 4.72Mpa$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ condition vérifiée

$St \leq \min (1.5 e ; 30cm)$

$St = 15 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t t_u}{0.8 f_e} ;$$

$$At = 20 \times 20 \times 4.72 / 0.8 \times 400 = 5.9cm^2$$

On prend: **2HA12** ($A_t = 2.26cm^2$) ,pour 1 ML on a 06HA12/face=6.78cm²

D'après le RPA 2003 : $A_s \geq 0.15\% B = 10.8cm^2$

e. Armature de coutures

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

avec: $T = 1.4V_u$

$$\tau_u = \frac{V}{b_0 d} = \frac{2188.34}{0.20 \times 3.24} = 43.37Mpa$$

$$A_{vj} Lt = 29.04cm^2$$

$A = A_{vj} + A_s = 62.6 + 29.04 = 91.62cm^2$, on adopte 36 barres HA14.

Vérification des contraintes

BAEL 91 :

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

$$\tau_u = 3.32 < 3.33 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

RPA 2003 :

$$\tau_u = 4.72 < 5 \text{Mpa} \dots \dots \dots \text{cv}$$

Tableau 3.70:tableau récapitulatif de ferrailage des voiles

Voile pleine	<i>sollicitations</i>	<i>Nmax, Mcor</i>	<i>Nmin, Mcor</i>
	<i>M (KN.m)</i>	5749.68	-5749,71
	<i>N (KN)</i>	654.15	-1473,99
	<i>T (KN)</i>	2188.34	-2188,66
	<i>L (m)</i>	3.6	3.6
	<i>e (m)</i>	0.20	0.20
	<i>I (m⁴)</i>	0.77	0.77
	<i>B (m²)</i>	0.72	0.72
	σ_1 (MPA)	13.44	13.44
	σ_2 (MPA)	-12.53	-11.39
	Nature de la section	SPT	SPT
	<i>a (m)</i>	1.74	1.65
	<i>T (KN)</i>	2176.89	1882.20
	<i>A_s (cm²)</i>	62.59	54.11
	A min RPA (cm ²)	10.8	10.8

Ferrailage de voile :

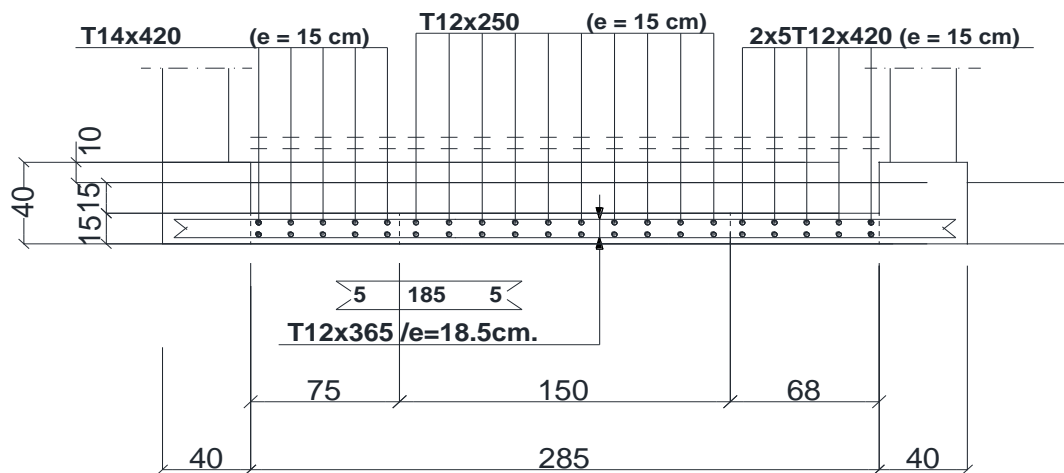


Fig.3.62 schéma de ferrailage de voile

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

3.5.3.4 Les linteaux :

3.5.3.4.1 Introduction :

En général, on calcul le linteau le plus sollicité et on adopte le même ferrailage pour le reste. Le linteau est calculé comme un élément sollicité en flexion simple et encasté dans le refend et soumis à l'action de l'effort tranchant due à l'effort vertical.

3.5.3.4.2.contraîne limite :

Selon le RPA99/V2003(article 7.7.3-page 57)

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b}$$

$$\text{ou } \tau_b = \frac{V}{b_0 \times d}$$

avec $V=1.4V$ calculé.

V : l'effort tranchant.

b0 : épaisseur de linteau

d :hauteur utile=0.9h

3.5.3.4.3ferrailage des linteaux :

1)premier cas : $\tau_b \leq 0.06fc28$

Les linteaux sont calculé en fléxion simple avec les action M et V

on devra disposer :

des aciers longitudinaux de flexion (Al)

des aciers transversaux (At)

des aciers en partie courante (acier de peaux) (Ac)

a)Aciers longutidinaux :

les aciers longitudinaux supérieur et inferieur sont calculés par la formule :

$$A \geq \frac{M}{Z \cdot f_e}$$

avec $Z = h - a$

h :est la hauteur totale de linteau.

d :est la distance d'enrobage.

M :moment du à l'effort tranchant.

b)les aciers transversaux :

b-1)premier sous cas :linteau long :

$$\text{on a } s \leq \frac{At \times Z \times f_e}{V}$$

S : espacement des courts d'armatures transversaux.

At :section d'un cours armature transversal.

V :effort tranchant dans la section considéré.

L :portée de linteau.

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

b-2) deuxième sous cas : linteau court :

$$\text{on a } s \leq \frac{At \times L \times f_e}{V + At \cdot f_e}$$

$$V = \min(V1, V2) / V2 = 2Vu \quad \text{et } V = \frac{Mci + Mcj}{Lij}$$

Avec Mci et Mcj : les moment résistant ultime des sections à gauche et droite du linteau Lij .

$$Mc = At \cdot f_e \cdot Z$$

$$\text{Avec } Z = h - d'$$

2) deuxième cas : $\tau_b > 0.06fc28$:

Dans ce cas il y a lieu de disposer les aciers longitudinaux et transversaux en zone courante suivant les minimum réglementés.

Les actions (M, T) sont repris suivant les des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures longitudinales

Le calcul des armatures se fait suivant :

$$A_D = \frac{V}{2 \times f_e \times \sin \alpha}$$

$$\text{Avec } \tan \alpha = \frac{h - 2d'}{l}$$

Calcul de A_{min} :

$$A_l, A_l' \geq 0.0015bh$$

$$A_c \geq 0.0020bh$$

$$A_D \geq 0.0015bh \text{ si } \tau_b > 0.06fc28$$

$$A_D = 0 \text{ si } \tau_b \leq 0.06fc28$$

$$A_t \geq 0.0015bs \text{ si } \tau_b \leq 0.025fc28$$

$$A_t \geq 0.0025bs \text{ si } \tau_b > 0.025fc28$$

3.5.3.4.4 exemple de calcul :

on fait un exemple de calcul du linteau () du voile()

$$\overline{\tau_b} = 0.6 \times fc_{28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \times d} / V = 1.4 \text{ Vcal} = 1.4 \times 2.2 = 3.08 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{3.08}{0.20 \times 0.91} = 0.02 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau_b} \dots \dots \dots (cv)$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

➤ Calcul de ferrailage :

$\tau_b < 0.06f_{c28}$ les linreaux sont calculés en flexion simple.

a) Aciers longitudinaux :

$$A \geq \frac{M}{Z \cdot f_e} = \frac{1.84}{0.96 \times 400} = 0.04 \text{ cm}^2 / Z = 1.02 - 2.0 \cdot 0.03 = 0.96 \text{ cm}$$

$$A_l, A_l' \geq 0.0015bh = 0.0015 \times 20 \times 102 = 3.06 \text{ cm}^2 > A ; \text{ donc on prend } A_{\min} = 2T14 = 3.07 \text{ cm}^2$$

a) Aciers transversaux :

$$\lambda = \frac{1}{h} = \frac{1}{1.02} = 0.98 < 1$$

On prend 2T8 = 1.01 cm²

$$s \leq \frac{At \times L \times f_e}{V + At \cdot f_e} = \frac{1.01 \times 2.20 \times 400}{3.08 + 1.01 \times 400} = 21.9 \text{ cm} ; \text{ on prend } 22 \text{ cm}$$

$$At = 0.0015 b_s = 0.0015 \times 20 \times 22 = 0.66 \text{ cm}^2 ; \text{ donc on adopte } 2T8.$$

$$A_D = 0 \quad \text{car } \tau_b < 0.06f_{c28}$$

3.6. Etude Sismique :

3.6.1 Introduction :

Pour la sécurité parasismique des nouveaux bâtiments, les principes déterminants à suivre pour la conception et la réalisation de la structure porteuse et des éléments de construction non porteurs (cloisons intermédiaires, éléments de façade, etc.)

Pour la sécurité en cas de séisme (comportement à la rupture) et la vulnérabilité sismique (endommagement) sont exposés.

Des calculs et un dimensionnement aussi élaborés soient-ils, ne peuvent pas compenser les erreurs ou les défauts "parasismiques" de conception et d'exécution de la structure porteuse et des éléments non porteurs.

Une conception et une exécution parasismique appropriées n'entraînent en général pas ou peu de surcoût pour les nouvelles constructions. Ceci reste valable même lors de l'application des méthodes modernes de calculs et de dimensionnement, en particulier le dimensionnement en capacité orienté en déformation.

3.6.1.1 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propre de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

3.6.1.2. Présentation du logiciel de calcul robotat :

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé ROBOBAT .ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales de ROBOBT sont :

ROBOBAT est un logiciel de calcul conçu 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.

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, rpa, ...). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ROBOBAT offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grace à ces diverses fonctions il permet une décente de charge 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.....).

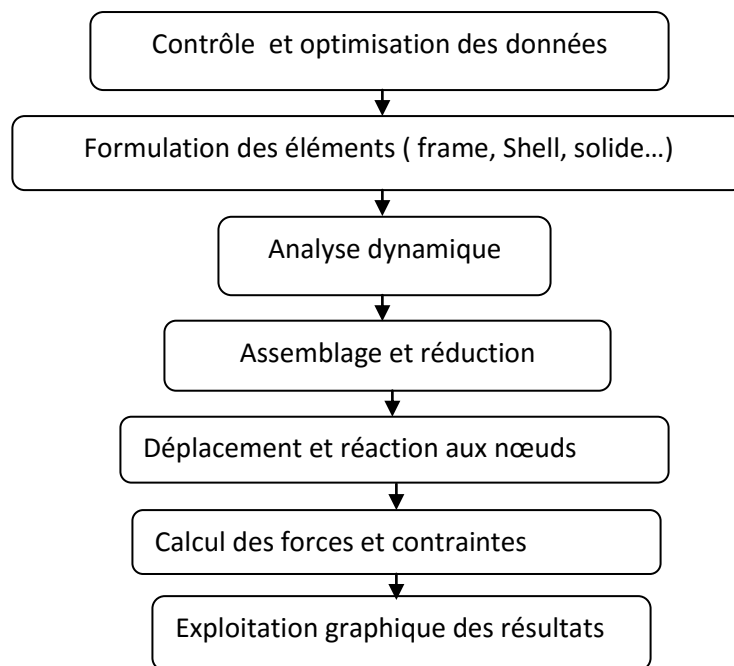


Fig.III.63: Organigramme présentant les différents modules du logiciel ROBOBAT

3.6.2 Etude sismique :

3.6.2.1 Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes de calcul. Donc le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature d'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes.

3.6.2.1.1 La méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est basé sur une considération de système de force fictif, dont les efforts sont équivalents aux efforts du séisme. Elle est applicable pour les bâtiments satisfaisants plusieurs conditions, dont les principes sont :

- La forme du bâtiment en plan est symétrique.
- La hauteur du bâtiment ne doit pas dépasser les 60m pour les zones I, II et 30m pour la zone III.

3. 6.2.1.2. La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Il est possible d'utiliser une méthode plus exacte basée sur l'utilisation d'accélérogramme des spectres de réponse adaptée au site de construction.

Les forces sismiques (effort tranchant à la base), déterminées par la méthode dynamique devront être au moins égale à 80% de celles calculées par la méthode statique équivalente.

Cette méthode dynamique directe est avantageuse. On utilise pour le calcul « ETABS ».

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

3.6.2.1.3. La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre, et d'introduire le spectre de calcul.

Calcul de la force sismique (RPA99V2003) suivant La méthode statique équivalente :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée dans les deux

directions orthogonales selon la formule suivante :
$$V = \frac{A.D.Q}{R}.W_T$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement.

W_T : poids total de la structure.

- Détermination des coefficients :

- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Zone 3 → groupe d'usage 2 → A = 0.025

- Coefficient de comportement global de la structure (R)

R = 4 → portique contreventé par des voiles.

- « D » Facteur d'amplification dynamique moyen

S_3 : site meuble

$T_1 = 0.15s$ $T_2 = 0.5s$

$T = C_T H_N^{3/4}$

$C_T = 0.05$ $H_N = 18.87m$

$T = 0.45s$

$T = 0.09h_N/\sqrt{D}$

D : est la dimension du bâtiment

$T_x = 0.09 \times 18.87 / \sqrt{25.3} \Rightarrow T_x = 0.33s$

$T_y = 0.09 \times 18.87 / \sqrt{13.6} \Rightarrow T_y = 0.46s$

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Dans notre cas $D = 2.5\eta(T_2/T)^2$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.88 \geq 0.7 \quad CV$$

$$D_x = 2.5 \cdot 0.88 = 2.1 \quad \Rightarrow D = 2.2$$

$$D_y = 2.5 \cdot 0.88 = 2.1 \quad \Rightarrow D = 2.2$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

- **Facteur qualité (Q) :** P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non :

Tableau 3.71: Valeurs des pénalités

Critique « q »	q			
	Observé		Non observé	
	Sensx-x	Sensy-y	Sensx-x	Sensy-y
Condition minimale des files porteuses	0	0	0	0
Redondance en plan	0	0	0	0
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité d'exécution	0		0	

D'après le tableau : pénalité correspondante au critère

$$\Rightarrow Q = 1$$

- Calcul du poids (W)

La valeur du poids (W) comporte la totalité des charges pour les bâtiments à usage d'habitation, il faut prendre en compte 20% des surcharges. : $W = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ [tab (4.5) RPA99]

Plancher terrasse niv 18.87m :

Tableau 3.72: Valeurs du poids totale de la structure

Désignation	Calcul	G (k.N)	Q (k.N)
Planchers	6.23×278.3	1733.8	278.3
Poteaux	25× (0.4×0.3×3.06×32)	293.76
Poutres pri	25×(0.3×0.40×11×2)+25×(0.3×0.35×13.4×4)+ 25×(0.3×0.35×11,7×2)	259.87
Poutre sec	25×0.3×0.35×25.30×4	168.75
Murs	2.92×0.34×2.71×58.6	157.66
Balcons	3.75×36.24	135.9	36.24
—		2750	314.54

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

4ème étage niv 15.81:

Désignation	Calcul	G (k.N)	Q (k.N)
Planchers	4.83×278.3	1344,18	417.45
Poteaux	25× (0.4×0.3×3.06×32)	293.76
Poutres prin	25×(0.3×0.35×11×2)+25×(0.3×0.35×13.4×4)+ 25×(0.3×0.35×11,7×2)	259.87
Poutre sec	25×0.3×0.35×25.30×4	168.75	
Mur	2.91×0.34×2.71×58.6	157.66
Escalier	25×1.88	47	4.7
balcons	3.75×36.24	135.9	126.84
		2407.12	548

RDC niv 3.57m :

Désignation	Calcul	G (k.N)	Q (k.N)
Planchers	4.83×278.3	1344,18	417.45
Poteaux	25× (0.4×0.3×3.57×32)	456.96
Poutres prin	25×(0.3×0.35×11×2)+25×(0.3×0.35×13.4×4)+ 25×(0.3×0.35×11,7×2)	259.87
Poutre sec	25×0.3×0.35×25.30×4	168.75
Murs	2.92×0.34×3.22×34.36	157.66
Escalier	25×2.19	54.75	5.47
Balcons	3.75×36.24	135	126.84
		2562.27	550

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

Avec $\beta = 0.2$

$$W_i = 14940.75 + 0.2 \times 3056.54 = 15552.05 \text{ Kn}$$

pois total de la structure est : 15552.05 KN

$$V = R \frac{ADQ}{R} W \Rightarrow V = 2138.40 \text{ KN}$$

$$213.84 \times 0.8 < V_{\log} \text{ donné par robotat}$$

$$V_x = 4086.90 \text{ Kn}$$

$$V_y = 3773.14 \text{ Kn}$$

➤ Les périodes

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOBAT, on a les résultats qui son donnée par le tableau suivant :

Tableau 3.73: Valeurs des périodes de la structure

	Périodes
MODE01	0,65
MODE02	0,55
MODE03	0,41
MODE04	0,32
MODE05	0,30
MODE06	0,24
MODE07	0,22
MODE08	0,20
MODE09	0,19
MODE10	0,19

➤ ***Vérification des déplacements :***

L'une des vérification préconisées par le RPA99/v2003 , concerne les déplacements latéraux .en effet ,selon l'art 5.10 du RPA99/v 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_x^k \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible

h_e : la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = R\Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R\Delta_{ey}^k$$

$$\text{ou; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k)

δ_{ex}^k : Le déplacement horizontal du aux forces sismique au niveau k dans le sens x,

(de la même manière on obtient δ_{ey}^k)

R : le coefficient de comportement

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Sensx-x :

Tableau 3.74: vérification des déplacements

Story	load	δ_x (m)	δ_y (m)	R	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
5	Ex	3	0,4	4	1.6	0.4	3.06	CV
4	Ex	2.6	0.3	4	2.4	00	3.06	CV
3	Ex	2	0.3	4	2.8	0.4	3.06	CV
2	Ex	1.3	0.2	4	2.4	0.4	3.06	CV
1	Ex	0.7	0.1	4	2	0.4	3.06	CV
RDC	Ex	0.2	0.0	4	0.8	0.40	3.57	CV

Sensy-y :

Story	load	δ_x (m)	δ_y (m)	R	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
5	Ey	0.2	3.7	4	0	1.2	3.06	CV
4	Ey	0.2	3.4	4	0	2.4	3.06	CV
3	Ey	0.2	2.8	4	0.4	2.8	3.06	CV
2	Ey	0.1	2.1	4	0	2.4	3.06	CV
1	Ey	0.1	1.5	4	0.4	2.8	3.06	CV
RDC	Et	0.0	0.8	4	0	3.2	3.57	CV

➤ **Centre de masse et de rigidité :**

D'après les résultats de robotat on obtient :

Tableau 3.75: vérification des l'excentricité.

Story	Diap h	XCM	YC M	XCR	YCR	ex0	Ey0
RDC	D1	12.5	5.39	12.5	6.08	0	0.76
1	D2	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
2	D3	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
3	D4	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
4	D5	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
5	D6	12.41	5.27	12.5	6.09	0	0.82

1 .Généralités

Il y a différent type de joints dans la structure, les joints de dilatation, les joints de rupture. Ils permettent la séparation entre deux blocs ou plus d'une même structure quand un problème de température, de chargements et de tassement.

On peut définir les joints comme étant des fausses fissures destinées à permettre les mouvements de chaque partie d'un ouvrage.

2 .Définition :

2.1Joint de dilatation :

On appelle aussi joint parasismique ou joint de retrait, destiné pour éviter l'action des vibrations thermique pour les bâtiments de grande dimensions.

- ✓ Région sèche tous les 25m.
- ✓ Région humide tous les 50m.

Les joints ne traversent pas la fondation.

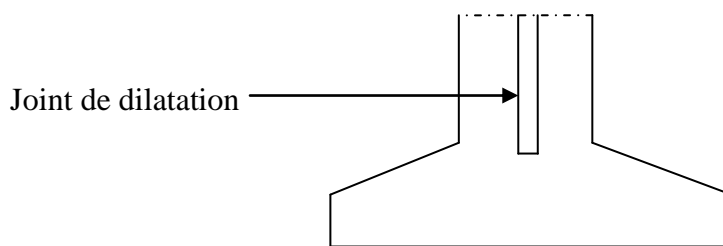


Fig.3.64 joint de dilatation

2.2 Joint de rupture :

Séparer les blocs présentant des charges inégales ou reposent sur des appuis de résistance différentes.

- ✓ Différences de hauteur entre deux constructions accolées.
- ✓ Différences importantes dans les surcharges.

Dans notre projet on dispose un seul type de joint « joint de dilatation » pour éviter les effets du gradient thermique.

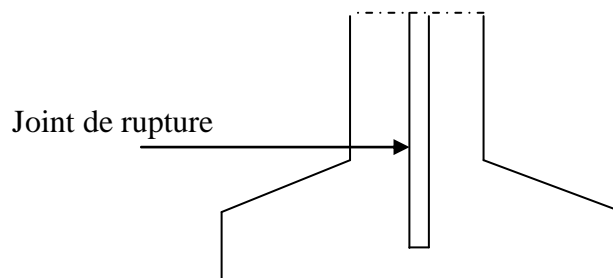


Fig.3.65 joint de rupture

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

3 .Calcul des joints :

Les matériaux de remplissage des joints ne doivent pas transmettre l'effort d'un bloc sur un autre sous l'action des secousses sismiques ou de dilatation.

Tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement.

Le déplacement maximal au sommet de chaque bloc est calculé par le logiciel ETABS, qui nous donne le résultat suivant :

	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)
Bloc	3.7	3.7

Le joint de dilatation est de 3 cm au minimum d'épaisseur.

Au défaut de justification, le joint entre deux blocs aura une largeur supérieure à :

$$d = h/\alpha$$

Avec : $\alpha = 300$ pour une construction en béton armé.

H : la hauteur du bloc le moins élevée.

$$H=306\text{m}$$

$$d = 306/300=1.02\text{cm}$$

D'après le RPA 99 V2003 :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2) \text{ mm} \geq 40 \text{ mm.}$$

$$d_{\min} = 1.5 + (2 + 2) = 8.9\text{cm}$$

On adopte un joint de dilatation d'épaisseur 10cm.

➤ **Justification vis-à-vis L'effet P-Δ:**

Selon l'**RPA 99 / version 2003 (Art 5.9)** Les effets du **2° ordre** (ou effet **P-Δ**) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau "K".

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" ($V_K = \sum F_i$).

Δ_K : déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau " K_{-1} ".

h_K : hauteur de l'étage "K".

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Sens x-x :

Tableau 3.76: vérification de l'effet P- Δ : .

Etage	Δl (mm)	R	R* Δl	PK(t)	$\sum pk$	Vk(t)	Hk (mm)	θ	obc
Etage 05	0.4	4	1.6	5208.28	5208.28	290.11	3060	0.02	Ok
Etage 04	0.6	4	2.4	3899.30	9107.58	320.20	3060	0.05	Ok
Etage 03	0.7	4	2.8	3899.30	13006.88	326.89	3060	0.09	Ok
Etage 02	0.8	4	3.2	3899.30	16906.18	1062.69	3060	0.04	Ok
Etage 01	0.5	4	2	3899.30	20805.48	1805.17	3060	0.01	Ok
Etage Rdc	0.2	4	0.8	5282.8	26088.28	1841.53	3057	0.009	Ok

Sensy-y

Etage	Δl (mm)	R	R* Δl	PK(t)	$\sum pk$	Vk(t)	Hk (mm)	θ	obc
Etage 05	0.3	4	1.2	5208.28	5208.28	1106.23	3060	0.004	Ok
Etage 04	1.2	4	2.4	3899.30	9107.58	2051.36	3060	0.01	Ok
Etage 03	0.7	4	2.8	3899.30	13006.88	2760.72	3060	0.01	Ok
Etage 02	0.6	4	2.4	3899.30	16906.18	3284.07	3060	0.01	Ok
Etage 01	0.7	4	2.8	3899.30	20805.48	3620.11	3060	0.01	Ok
Etage Rdc	0.8	4	3.2	5282.8	26088.28	4010.12	3057	0.001	Ok

3.7. Les fondations :

3.7.1. Généralités :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des fondations superficielles), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes).

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure, qui sont :
 - Des forces verticales ascendantes ou descendantes (charges permanentes, surcharges).
 - Des forces horizontales (vent, séisme).
 - Des moments de flexion ou de torsion.
- Des réactions dues au sol qui sont :
 - Des forces verticales ascendantes ou descendantes.
 - Des forces obliques (adhérence, remblais, etc...).

3.7.2. Fonctions des fondations :

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Différentes fonctions des fondations :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur : quelques mm de 5 à 25 mm)
- Éviter ou, au pire, limiter les tassements différentiels. Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède)
- Vérifier que les poussées d'Archimède soient inférieures au poids de l'ouvrage (rare) sinon prévoir un ancrage du bâtiment par tirants.
- L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques) prendre les chaque cas (utilisation de bèches, frottements sol/béton suffisant, tirants ou clous,...)
- Éviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée. Pente maximale entre semelles de fondations de 2/3 (env. 30°)
- Drainage périphérique :
- Assurer la résistance des massifs de fondations
- Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés.
- Vérifier la résistance du terrain de fondations ; les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté respect des règlements en vigueur.

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

- L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols s'assurer de la durabilité des fondations
- .Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel.
- Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse,...), au gel.

3.7.3. Etude du sol :

Dans une étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans

Une étude géotechnique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.

Dans notre cas, le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte admissible

Sol qui est 1.60 bars.

3.7.4. Choix de type de fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants : la capacité portante du sol d'assise, la portance de l'ouvrage, la distance entre axes des poteaux, la profondeur de on sol.

3.7.4.1. Etude de la fondation :

- **Semelle isolées :**

On prend la semelle la plus sollicitée et on vérifie la loi suivante $\frac{N}{S} \leq \sigma_{ol}$.

$N=1052.92\text{KN}$; $\sigma_{sol} = 1.6\text{bars}$.

Le Poteau le plus sollicité a une section rectangulaire.

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{ol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{ol}} = 2.56\text{m}.$$

La distance entre axes des poteaux dans le sens longitudinale varie entre 3.25 à 4.20m

et dans le sens transversal varie entre 2.50 à 4.10, on remarque qu'il y a un chevauchement des semelles, donc le choix des semelles isolées ne convient pas, on opte pour des semelles filantes dans le sens transversale (pour des raisons économiques).

- ***Semelles filantes:***

D'après RPA 99/V2003 :

- ✓ Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :
 - G+Q+E
 - 0.8G+E
- ✓ Pour le pré dimensionnement de la semelle on prend la combinaison G+Q
- ✓ Pour le ferrailage de la semelle on prend la combinaison :
 - G+Q+E
 - 0.8G+E
 - 1.35G+1.5Q

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

- Semelles filantes sous 04 poteaux :SF01

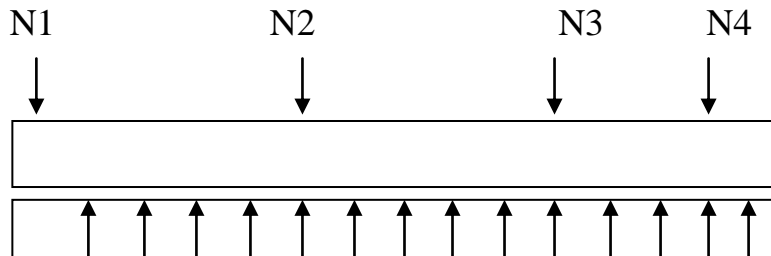


Fig.3.66:schéma statique de semelle filante

Tableau 3.77:valeurs de L'effort normale à l'ELU et l'ELS.

Les données pour chaque poteau sont :

POTEAU	ELU	ELS
	effort normale	Effort normale
1	872.26	635.48
2	1078.33	784.51
3	869.63	633.14
4	724.21	524.84

➤ **Calcul de largeur de la semelle filante à L'ELS :**

$$Nt = \sum Ni = 2510.48$$

$$B \geq \frac{Nt}{L \times \sigma} = \frac{2577}{11.60 \times 1.60 \times 100} = 1.38m$$

on prend B=1.80m

➤ **Condition minimale :**

Une semelle est dite continue si **B** est très petite par rapport a sa longueur **L**,elle doit vérifier $L/B > 5$, $11.60/1.80 = 6.44 > 5m \dots cv$

➤ **Calcul de la hauteur de la semelle :**

On propose : $h = 0.4m$.

$$Qu \leq 0,045 \mu ch fc28/\gamma b.$$

Avec : Qu : charge de calcul a l'ELU

μ : perimetre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante.

La vérification se fait pour le point le plus sollicité de la semelle en effort normale appliqué par le poteau le plus sollicité

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

$$\mu c = 2(b+a+2h) = 2(1.8+0.4+2 \cdot 0.4) = 6m$$

$$0,045 \mu c h f c 28 / \gamma b = 0,045 \cdot 6 \cdot 0,4 \cdot 25 / 1.5 = 1800 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 898.4 \text{ KN} < 1800 \dots cv, \text{ donc on prend } H = 40 \text{ cm.}$$

➤ Calcul de la longueur élastique :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}}$$

Ou:

E : module d'élasticité du béton (E = 32164,2 MPa).

K: coefficient de raideur du sol (K= 40 MN/m)

I : moment d'inertie de la semelle.

A : la largeur de la semelle.

Lmax: la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

Si : $L_{max} \leq L_e \pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

Si : $L_{max} > L_e \pi/2$: la fondation filante est étudiée comme

Plusieurs méthodes sont proposées: Simvoulid ; Flamant et Westerwald.

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est : 4.10m

$$I = 246.45m$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{432164 \times 246.45}{40 \times 1.8}} = 3.48m$$

$$3.48m$$

$$L_{max} = 4,10m < 3,48 \cdot 3.14/2 = 5.46m$$

➤ Calcul des contraintes :

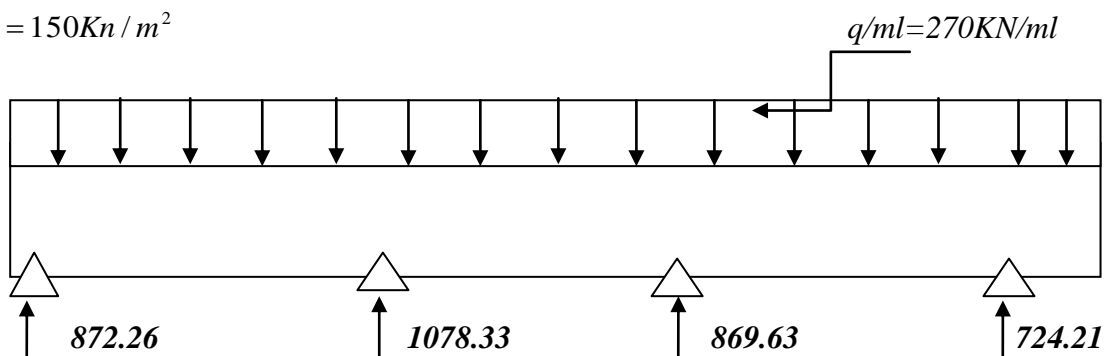
$$N_t = \sum N_i = 3078 \text{ Kn}$$

$$M_t = 234 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{MY}{I} = 153 \text{ Kn} / m^2.$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{MY}{I} = 142 \text{ Kn} / m^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = 150 \text{ Kn} / m^2$$



On utilise les méthodes de la RDM, les résultats obtenus sont représentée sous forme de Diagramme

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

*Calcul du ferrailage longitudinal selon la longueur :

T

Tableau 3.78: ferrailage de la semelle SF01.

	M(KN.m)	As(cm2)	Aadop(cm2)
travée	453.37	15.16	9T16=18.09
appuis	-348.10	14.53	8T16=17.33cm2

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en travée et en appuis en prenant en considération les moments les plus défavorables.

Les résultats des autres semelles sont dans le tableau suivant :

Tableau 3.79: tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes

	M(KN.m)	As(cm2)	Aadop(cm2)	
SF1	travée	487.41	15.16	9T16=18.09
	appuis	-348.10	14.33	8T16=17.33
SF1'	travée	516.64	20.19	3T20+6T16=21.48
	appuis	-413.08	17.57	9T16=18.09
SF2	travée	428.27	16.68	9T16=18.09
	appuis	-342.42	14.27	8T16=17.33
SF3	travée	508.25	19.9	3T20+6T16=21.48
	appuis	-406.37	17.25	9T16=18.09

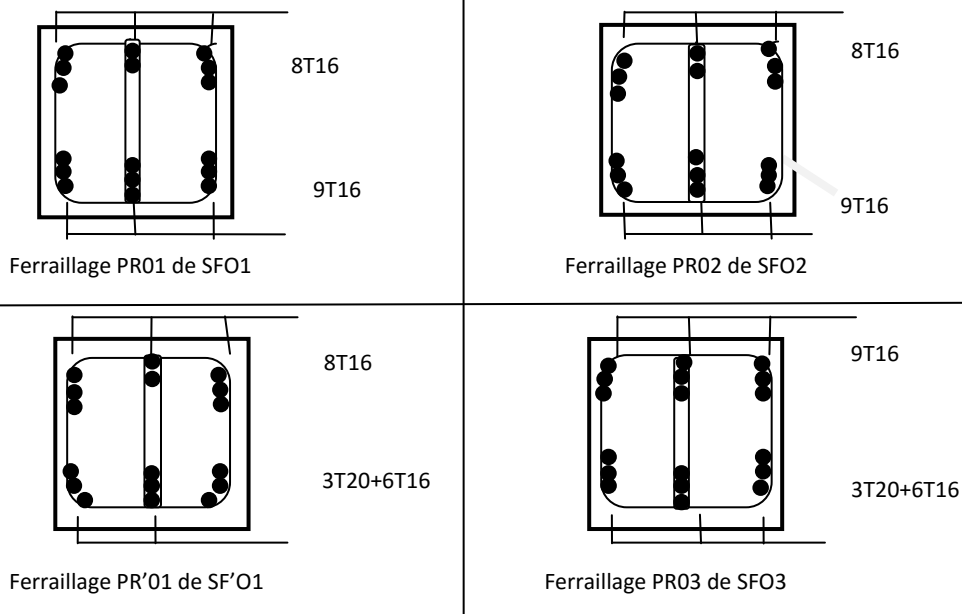


Fig 3.67 schéma de ferrailage des poutres de rigidité des semelles filantes

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

3.7.5. La Longrine :

D'après le R.P.A (Art. -10.1.1) :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction simple, sous l'action d'une force axiale égale : $F = N_u/\alpha$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

(Site Meuble « S3 » zone I) $\rightarrow \alpha = 10$

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25cm x 30cm : site de catégorie S₂ et S₃

La section B devra vérifier la condition suivante :

$$B \leq A_s \frac{f_e}{f_{ij}}$$

La section du béton. $B = 30 \times 35 = 1050 \text{ cm}^2$.

➤ **Ferrailage: d'après « PIERRE CHARON » (BAEL 83)**

$$1-/ \text{E.L.U} : A_s = \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Mais au point de vue économique on a intérêt à prendre σ_s aussi grand que possible, on retiendra donc pour σ_s la contrainte σ_{10} correspondant à l'allongement maximal de l'acier.

Soit 10% :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_{10}}$$

$$N_u = 1078.33 \text{ KN}$$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = 107.83 \text{ KN}$$

$$A_s \geq \frac{107.83 \cdot 10^3}{348} = 3.09 \text{ cm}^2$$

Mais la section minimale exigée par le R.P.A 99/v2003

$$A_s = 0,6\% B = 0,006 \times 1050 = 6.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales soit des cadres $\varnothing 8$ avec l'espacement

D'après le RPA 99/V2003 :

$$S_t = \min(20 \text{ cm}, 1,5\Phi_l)$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$B \leq A_s \frac{f_e}{f_{t28}} = 6,78 \times 10^{-4} \frac{400}{2,1} = 0,13 m^2 = 1300 cm^2$$

$B = 1050 cm^2 < 1300 cm^2$ (condition vérifiée).

Alors la pièce n'est pas fragile.

2-/ E.L.S :

$$F_{ser} = \frac{784.51}{10} = 78.45 KN$$

$$\bar{f}_s \geq \frac{F_{ser}}{A_s} = \frac{78.45}{6,78 \times 10^{-4}} = 115.7 MPa < f_s = 240 MPa \text{ (condition vérifiée)}$$

Ferraillage de longrine :

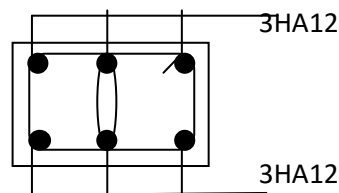


Fig.3.68 schéma de ferraillage des longrines

3.7.6. Dalle flottante :

3.7.6.1. Définition :

- ✓ c'est une dalle en béton armé d'un treillis soudée rapportée sur un isolant soit thermique (qualité du sol) soit phonique qu'elle protège. L'isolant lui-même posé sur la dalle de compression du plancher.
- ✓ Il s'agit d'une dalle sur terre pleine, indépendante de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum. La mise en œuvre de la dalle flottante se fait en respectant les trois étapes principales suivantes :

➤ **Préparation de sol :**

Découpage, nivellement, compactage et drainage

➤ **Mise en place de la terre pleine :**

L'épaisseur de la dalle flottante est toujours importante aussi la jonction avec les sols de natures différentes. Pour notre cas on adopte une épaisseur de 15 cm pour éviter la remontée d'eau par capillarité.

➤ **Exécution de dallage :**

Le béton sera composée de :

$350 kg/m^3$ du ciment, le béton sera coulé sur une terre humide en utilisant le vibreur.

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Les armatures sont constituées par des treillis soudés de diamètre $\varnothing 6$ avec un maillage de (15×15) cm, la dalle sera exécutée en 2 couches.

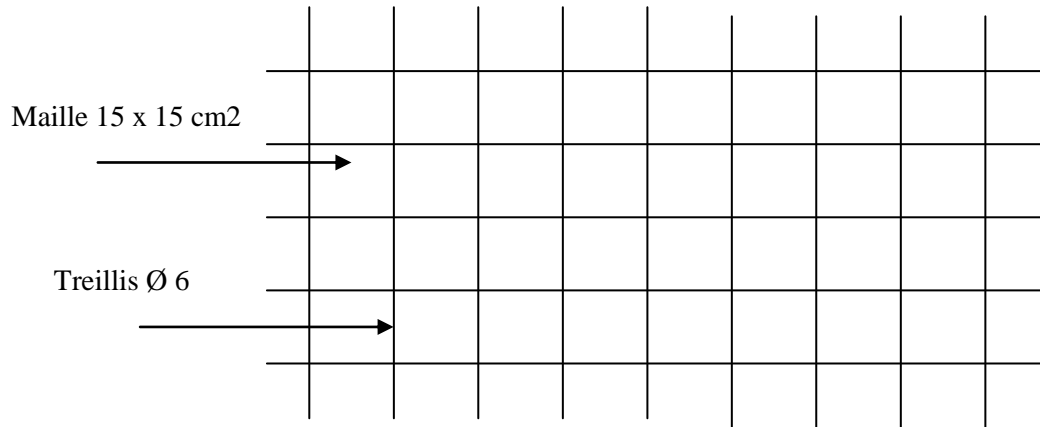
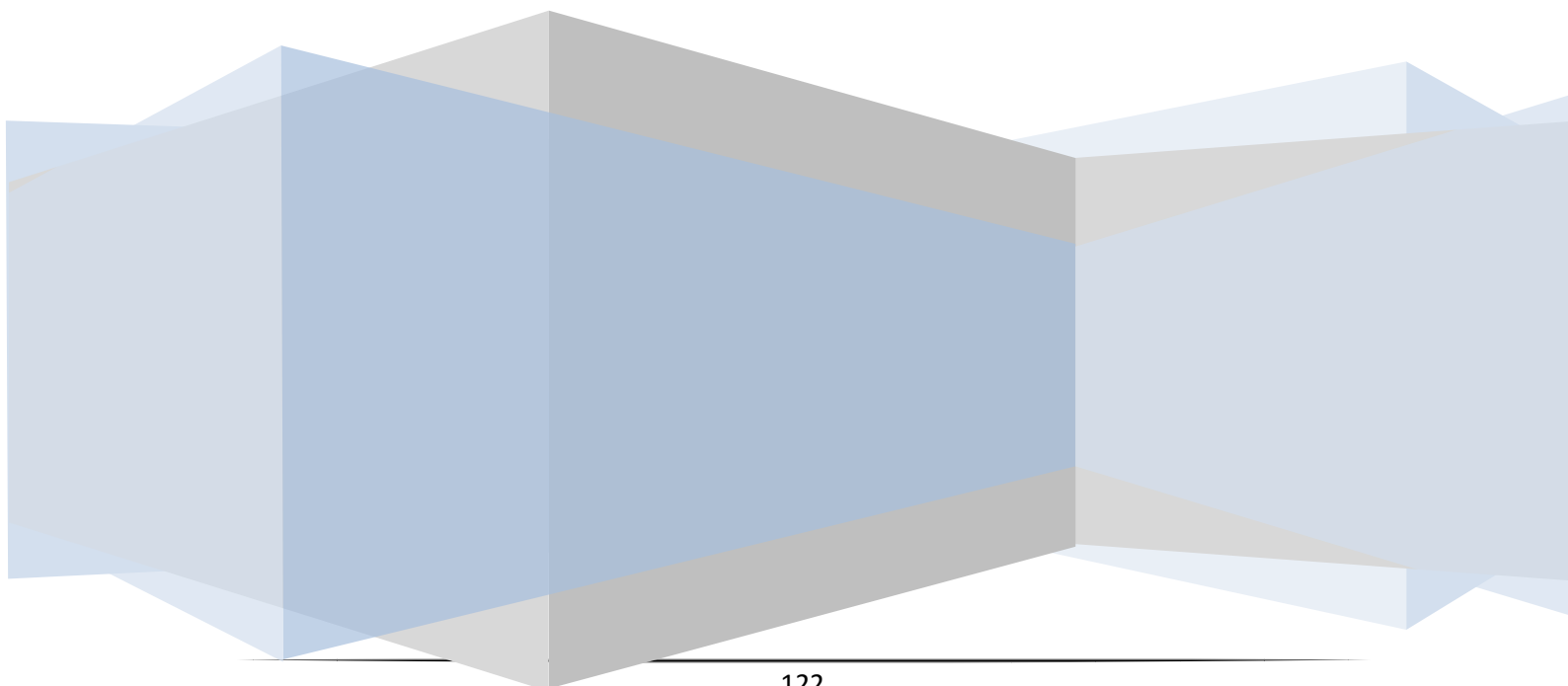


Fig.3.69:schéma de ferrailage de la dalle flottante

Chapitre IV

Etude de la structure avec voile Périphérique



L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

4.1 Les poteaux :

4.1.1 Introduction :

Pour le ferrailage des poteaux ; il faut satisfaire certaines conditions imposées par le R. P.A 99/version2003 :

- ✓ Section d'acier minimale : $A_{min} = 0,9 \% bh$ (zone III)
- ✓ Section d'acier maximale : $A_{max} = 4\% bh$ en zone courante

$A_{max} = 6 \% bh$ en zone de recouvrement

- ✓ Longueur minimal de recouvrement en zone I est 40Φ .
- ✓ Espacement maximal entre les armatures transversales
- ✓ Dans la zone nodale $St < \text{Min}(1,5 \text{ cm} , 10 \Phi)$
- ✓ Dans la zone courant $St < 15 \Phi$
- ✓ Le diamètre minimal des barres est 12 mm
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I.

Les poteaux sont calculés en flexion composée, sollicités par un effort normal de compression (N) et un moment fléchissant (M) tirés à partir des fichiers résultats du logiciel Robotat2010, sous les combinaisons ci-dessous :

- ✓ $1,35G + 1,5Q$
- ✓ $G+Q$
- ✓ $0,8G+E$
- ✓ $G + Q \pm E$

Pour calculé le ferrailage en peut prend la sollicitation come suit :

- ☒ $M_{max} ; N_{corr}$
- ☒ $N_{max} ; M_{corr}$
- ☒ $N_{min} ; M_{corr}$

4.1.2. Organigramme de calcul :

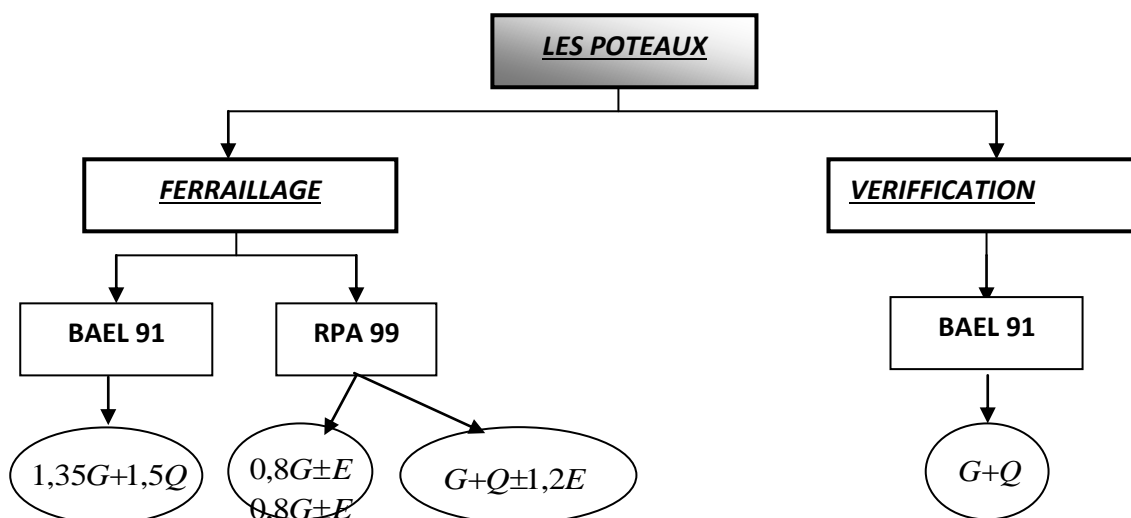


Fig.4.1 organigramme de calcul des poteaux

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

4.1.3 Ferrailage des poteaux :

a) Armatures longitudinales :

POT 65x65 :

- RDC :

POT 30x40 :

- 1^{er} étage :

Tableau.4.1 : ferrailage du poteau

<u>B</u>	<u>N_{ma}</u> <u>x</u>	<u>M_{cor}</u>	<u>N_{cor}</u>	<u>M_{max}</u>	<u>A_{cal}</u>	<u>A_{min}</u>	<u>A_{adp}</u>
65*65	3050	-163	2617.56	-183.72	Sup : 0 Inf : 0	38.02	8T20+4T16+4T14 =39.32

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de formule :

$$\frac{A_T}{t} = \frac{\rho_a \cdot Vu}{h_1 \cdot f_e}$$

Ou : Vu: effort tranchant

h₁ : Hauteur totale de la section brute

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

D ou S_t : espacement des A.T, dont la valeur maximale est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale (zone III)

$$t \leq \text{Min } 10 \text{ cm}$$

- Dans la zone courante (zone III)

$$t < \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \Phi_1) = \text{Min}(65/2, 65/2, 10 \cdot 1.4) = 14 \text{ cm}$$

N.B : ϕ le diamètre minimal des armatures longitudinales.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant, en fonction de l'élançement géométrique.

$$\lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 2.5$$

$$\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$\text{On a } \lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0.7 \times 3.57}{0.65} = 3.84 < 5 \Rightarrow \rho_a = 3.75$$

$$Vu = 220 \text{ Kn}$$

$$At = \frac{\rho_a \times Vu \times t}{h_1 \times f_e} = \frac{3.75 \times 240 \times 10}{650 \times 400} = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$At = 3.17 \text{ cm}^2, \text{ soit } 8T08 = 6.28 \text{ cm}^2$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

➤ **Vérification de la section des poteaux :**

❖ **Etat –limite ultime de résistance :**

▪ **Influence de l'effort tranchant :**

La contrainte tangentielle est égale à :

✓ Selon B.A.E.L91M99

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{227.32}{65 \times 58.5} = 0.58 \leq \bar{\tau} = 3.33 \text{ Mpa}$$

Selon le RPA99

$$\tau_u = \frac{Vu}{bd} \leq \tau_{bu} = \rho d \cdot f_{c28}$$

Ou τ_u : contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

$$\text{Et : } \rho d = 0.04 \dots \dots \dots \lambda_g < 5$$

Ce qui donne :

$$\tau_{bu} = \rho f_{c28} = 0.04 \times 25 = 18.75 \text{ Mpa} > 0.58 \text{ Mpa}$$

▪ **Section minimale des armatures transversales:**

Si $\lambda_g \geq 3$ on a :

$$\frac{At}{t \cdot b1} = 0.8\% \Rightarrow At \text{ min} = 0.008 \cdot t \cdot b1$$

D'où

$$At_{\text{min}} = 0.008 \cdot 10 \cdot 65 = 5.2 \text{ cm}^2$$

▪ **Section maximale :**

$$A_{\text{max}} = 4\% \cdot b \cdot h$$

$$A_{\text{max}} = 0.04 \times 65 \times 65 = 169 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{max}} = 169 \text{ cm}^2 > A_{\text{totale}}$$

▪ **Espacement des armatures transversales :**

▪ *En zone nodale*

$$t \leq \text{Min } 10 \text{ cm. On prend } 10 \text{ cm}$$

▪ *En zone courante*

$$t < \text{Min} (b_1/2, h_1/2, 10 \Phi_1) = \text{Min}(65/2, 65/2, 10 \cdot 1.4) = 14 \text{ cm, on adopte } 15 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement :**

$$l_r = 50 \cdot \Phi$$

$$l_r = 50 \times 20 = 100 \text{ cm}$$

Donc: $l_r = 100 \text{ cm}$

❖ *Etat limite de service :*

Il faut vérifier que la condition de contrainte dans le béton :

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

$$\sigma_b = \frac{Ns}{(bh + 15As)} = \frac{783.45}{(65 \times 65 + 15 \times 39.32)} = 1.6 < 15 \text{MPa}$$

$$\sigma_b = 1.6 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

N.B : pour le cas de la fissuration peu préjudiciable, le règlement B.A.E.L91 ne prévoit pas de vérification pour la contrainte des aciers (σ_s).

Ferraillage des poteaux :

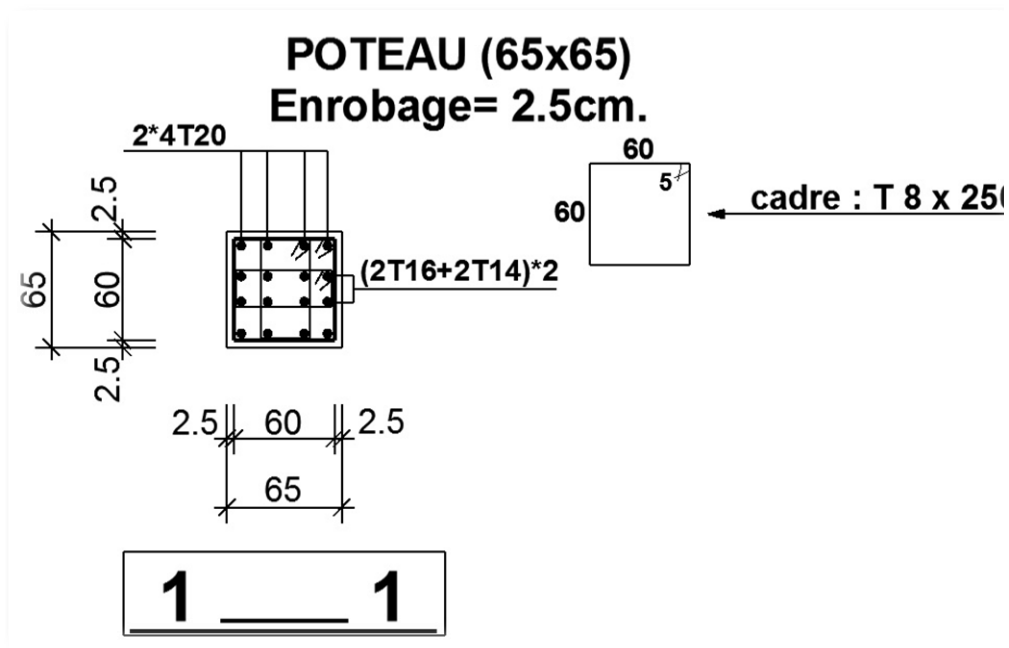


Fig.4.2 schéma de ferraillage des poteaux

L'influence du voile périphérique sur le comportement dynamique de structure

4.2 Les poutres :

4.2.1 Introduction :

Les poutres sont soumises aux efforts suivants :

- Moment fléchissant.
- Effort tranchant.
- Effort normal.

Et vu que l'influence de l'effort normal sur les poutres est souvent insignifiante devant celle du moment fléchissant ou de l'effort tranchant, l'effort normal est négligé; Donc le ferrailage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferrailage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible

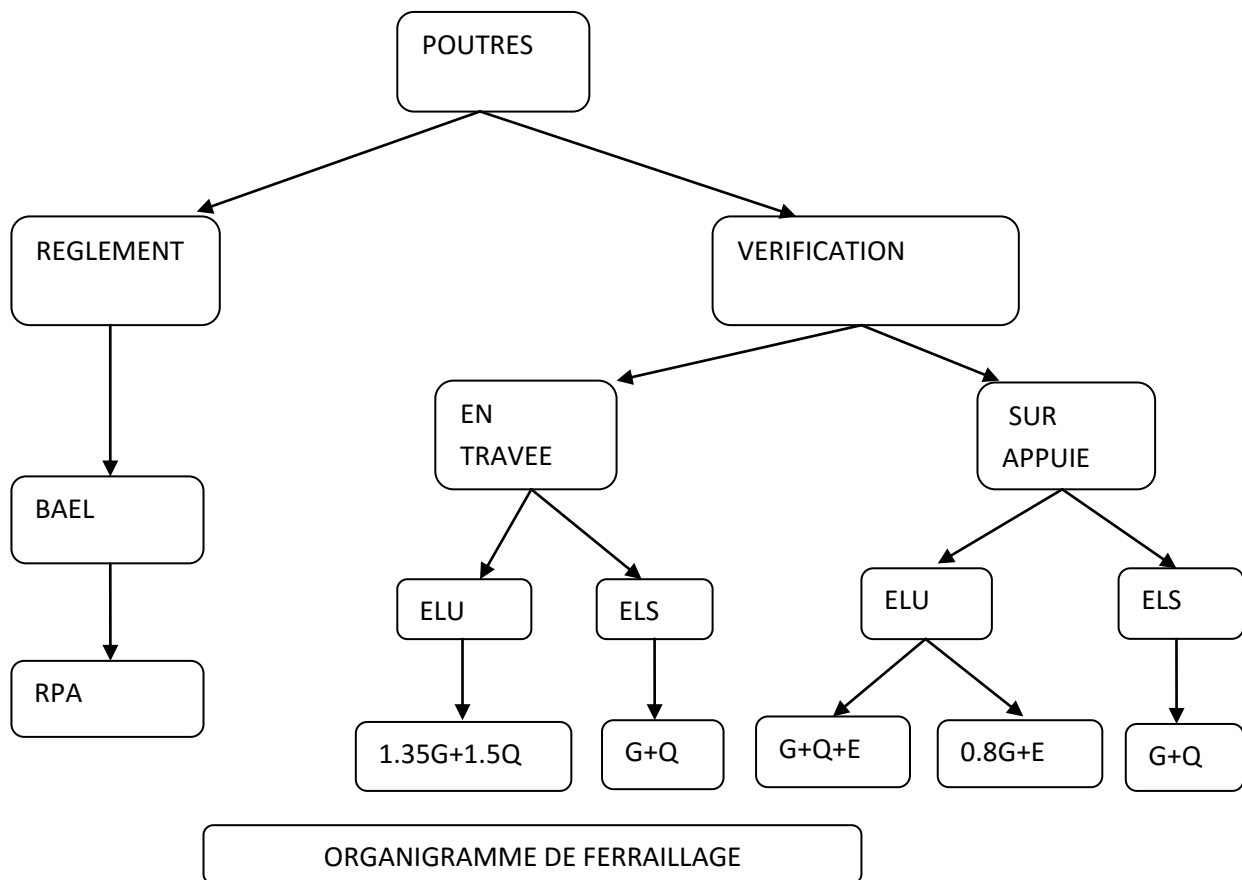


Fig.4.3 organigramme de calcul des poutres

4.2.2 Etudes des poutres :

a) Ferrailage des poutres :

$b \times h = (30 \times 35) \text{cm}^2$ la portée est de 4.5 m. Avec les formule usuelles :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}; \quad A_{s_{cal}} = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}; \quad A_{s_{min}} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = 1 - 0,4\alpha \quad ; \quad f_{t_{28}} = 0,6 + 0,06f_{c_{28}}$$

Ferraillage des poutres principales :

Tableau.4.2 :ferraillage du poutres

Position	M _{max} (KN.m)	combinaison	Acal	A adoptée	A _{s,min}
Travée	35.57	1,35G+1,5Q	2.81	3T14=4.62	6.75
Appuis	-164.30	G+Q+E	15.46	6T16+3T14=16.68	6.75

a. Ferraillage des poutres secondaires:

Position	M ^{max} (KN.m)	combinaison	Acal	A adoptée	A _{s,min}
Travée	17.75	1,35G+1,5Q	1.4	3T12=3.39	5.25
Appuis	-117.98	G+Q+E	12.7	3T14+5T16=14.67	5.25

b)Vérifications :

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{adoptée} \geq A_{min} = 0,23 b d \cdot \frac{f_{t_{28}}}{f_e}$$

✓ **Travée** : $A_{adoptée} = 4.62 > 1,30 \text{cm}^2 \dots$ C.V

✓ **Appui** : $A_{adoptée} = 16.68 > 1.30 \text{cm}^2 \dots$ C.V

✓ **Armatures transversales : (Art A.7.2.2) :**

$$\phi_s \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}, \phi_L, \frac{b_0}{10} \right\}, \phi_s \leq 1.4 \text{ mm}$$

On adoptera un cadres de $\phi = A = \phi_8 = 0,5 \text{cm}^2$

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle se calcule par la relation :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}$$

τ_u : contrainte conventionnelle de cisaillement

V : effort tranchant agissant sur l'élément considéré.

b : largeur de la section cisailée.

d :largeur utile de la section.

$$\bar{\tau} = \min(0,13.f_{c_{28}} ; 4 \text{MPa})$$

Les résultats de vérification de la contrainte tangentielle sont représentés dans lestableaux suivants :

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

➤ Poutres principales 30x35 :

Tableau.4.3 : vérification de la contrainte tangentielle

BLOC	Combinaisons	T _{max} (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
	ELU	88.84	0.30	0.36	0.82	3.25	CV
	G+Q+EY	147.68	0.30	0.36	1.23	3.25	CV

➤ Poutres secondaires 30x35 :

Tableau.4.3 : vérification de la contrainte tangentielle

Bloc	Combinaisons	T _{max} (KN)	b (m)	d (m)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	vérification
	ELU	39.84	0.30	0.31	0.41	3.25	CV
	G+Q+E _x	91.45	0.30	0.31	0.98	3.25	CV

Donc, on peut déduire que les poutres ne risquent pas d'avoir des ruptures dues aux effets de la contrainte tangentielle

➤ L'espacement :

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ En zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) \text{ nécessaires}$$

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t\right) = \min(35/4, 12 \cdot 12) = 8.75 \text{ cm}, S_t = 10 \text{ cm}$$

- ✓ Dans la zone courante $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq 40/2 = 20$

On adopte $S_t = 15 \text{ cm}$

Dimension de la zone nodale :

$$L = 2h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

$$h = \max\left(\frac{h_e}{6}; b; h; 60 \text{ cm}\right).$$

$$h = \max\left(\frac{317}{6}; 30; 40; 60\right) = 60 \text{ cm}$$

• Armature longitudinales :

- ✓ Condition imposé par RPA99V2003 :

La section minimale :

$$A_{\min} = 0.5\% (b \times h) = 6 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

-Pourcentage maximal des aciers est de:

- 4 % en zone courante ($A_{s \max} = 48\text{cm}^2$)condition vérifiée.

- 6 % en zone de recouvrement($A_{s \max} = 72\text{cm}^2$)condition vérifiée.

- **Armature transversales :**

- ✓ **Condition imposé par RPA99V2003 :**

Section minimal d'armature :

$$A_t = 0,003S_t b$$

Zone nodale → $A_{t \min} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.99$

Zone courante → $A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35$

- ✓ **Poutre principales .:**

Tableau.4.4 : tableau récapitulatif du ferrailage des poutres

✓ <i>Armatures longitudinales</i>		<i>Armatures transversales</i>	
<i>Poutres principales</i>		<i>Poutres principales</i>	<i>5</i>
✓ $A_{s \min}(\text{cm}^2)$	6.75	$A_{t \min}$ (en zone nodale) (cm^2)	0.99
$A_{s \max}$ (zone courante) (cm^2)	48	$A_{t \min}$ (en zone courante) (cm^2)	1.35
$A_{s \max}$ (en zone de recouvrement) (cm^2)	72	S_t (zone nodale)(cm)	10
l_{\min} (de recouvrement) (cm)	50Ø	S_t (en zone courante) (cm)	15

- ✓ **Poutre secondaires :**

<i>Armatures longitudinales</i>		<i>Armatures transversales</i>	
<i>Poutres secondaires</i>	<i>A</i>	<i>Poutres secondaires</i>	<i>A</i>
$A_{s \min}(\text{cm}^2)$	5.25	$A_{t \min}$ (en zone nodale) (cm^2)	0.99
$A_{s \max}$ (zone courante) (cm^2)	42	$A_{t \min}$ (en zone courante) (cm^2)	1.35
$A_{s \max}$ (en zone de recouvrement) (cm^2)	63	S_t (zone nodale) (cm)	10
l_{\min} (de recouvrement) (cm)	50Ø	S_t (en zone courante) (cm)	15

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

➤ Vérification à E.L.S :

- Etat limite de compression de béton (Art A.4.5,2)

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 15MPa$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 348MPa$$

Comme la fissuration est peu nuisible, donc aucune vérification n'est à faire pour σ_s .

La contrainte de compression du béton est limitée à $0,6 f_{c28}$ tout de même pour les poutres en flexion simple dont les armatures sont de classe $feE400$, on ne peut pas procéder à cette vérification.

Vérification de la contrainte maximale de béton (B.A.E.L):

La fissuration est peu préjudiciable

$$\alpha = \frac{Y_u}{d} \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Y_u : Espacement entre l'axe et la fibre la plus comprimée.

d: hauteur utile de la section

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

➤ Poutres principales 30x40 :

Tableau. 4.5 : vérification de la compression du béton

poutre	Elément	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
poutre (30x35) (cm ²)	travée	37.86	27.66	1.36	0.30	0.43	(c.v)
	appui	-69.67	-50.52	1.32	0.33	0.43	(c.v)

➤ Poutres secondaires 30x35 :

poutre	Elément	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$
poutre (30x35) (cm ²)	travée	18.83	13.63	1.38	0.27	0.44	(c.v)
	appui	-32.91	-23.93	1.37	0.36	0.43	(c.v)

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

➤ Condition de non vérification de la flèche :

$$\checkmark \frac{h}{L} \geq \frac{1.M_t}{10M_o} \Rightarrow \frac{40}{410} = 0.097 > 0.075 \rightarrow (cv)$$

$$\checkmark \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow 0.68 > 0.0625 \rightarrow (CV)$$

$$\checkmark \frac{A_s}{b_0 d} < \frac{4.20}{f_e} \Rightarrow \frac{A_s}{b_0 d} = \frac{4.62 \times 10^2}{300 \times 360} = 0.0042 < 0.0105 \rightarrow (cv)$$

Les conditions sont vérifiées, donc, il n'est pas indispensable de calculer la flèche.

Ferraillage des poutres :

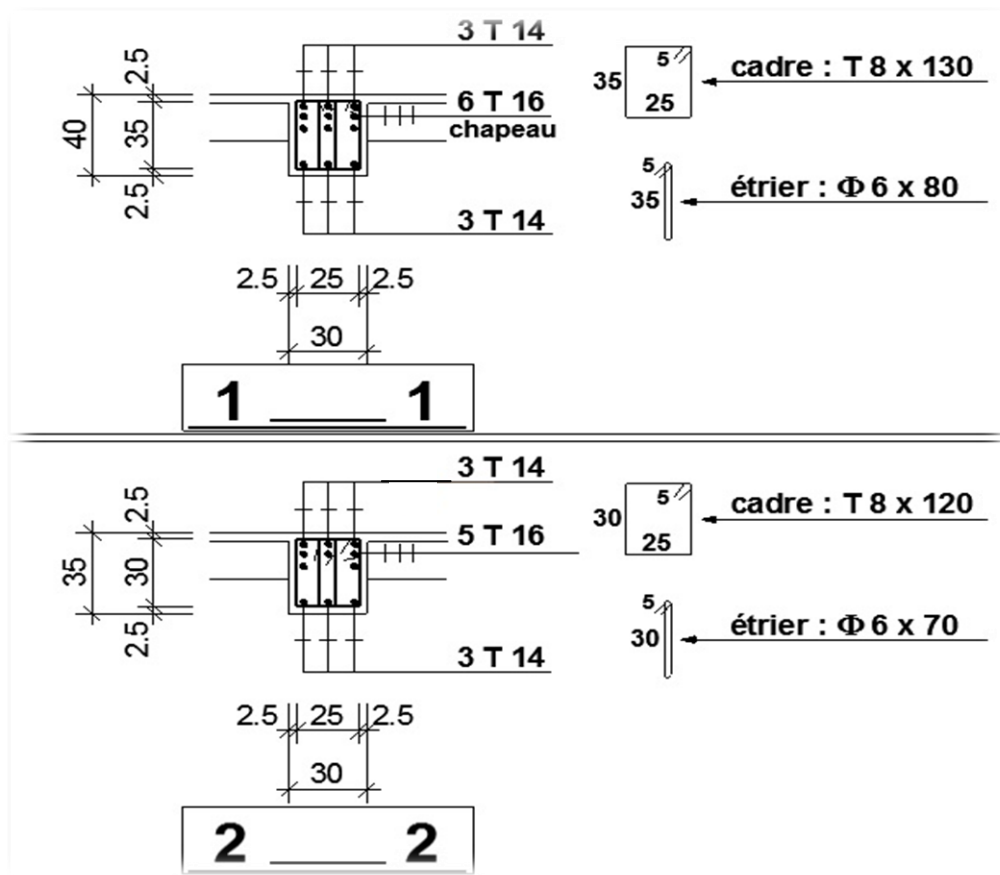


Fig.4.4 : schéma de ferraillage des poutres

4.3. Les voiles :

4.3.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et des forces 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 verticales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

4.3.2. Combinaison d'action :

Les combinaisons d'actions sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre sont données ci-dessous :

$$\begin{array}{l} \text{Selon le BAEL 91} \\ \text{Selon le RPA version 2003} \end{array} \left\{ \begin{array}{l} 1.35 G + 1.5 Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ 0.8 G + E \end{array} \right.$$

4.3.3 Ferrailage des voiles plein :

La méthode utilisée est la méthode de la RDM qui se fait pour une bande largeur (d).

4.3.3.1 Exposé de la méthode :

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N,M) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I}$$
$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V'}{I}$$

Avec :

B : section du béton

I : moment d'inertie du trumeau

V et V' : bras de levier ; $V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$

Le découpage de diagramme des contraintes en bandes de largeur (d) donnée par :

$$d \leq \min \left(\frac{h_c}{2} ; \frac{2}{3} L_c \right)$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

Avec :

h_e : hauteur entre nus de planchers du voile considéré

L_c : la longueur de la zone comprimée

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenus :

a) Section entièrement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma' + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_2 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

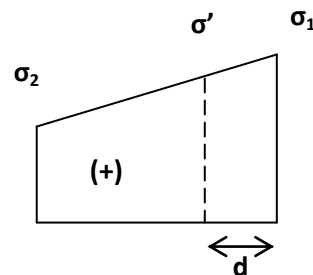


Fig.4.5 diagramme d'une section entièrement comprimée

b) Section partiellement comprimée :

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

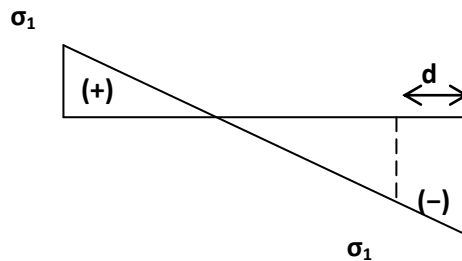


Fig.4.6 diagramme d'une section partiellement comprimée

c) Section entièrement tendue :

$$N_i = \frac{\sigma_2 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma'}{2} \cdot d \cdot e$$

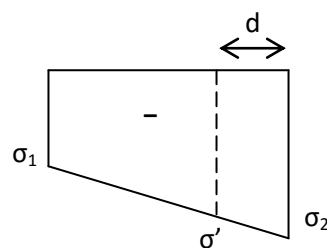


Fig.4.7 diagramme d'une section entièrement tendue

4.3.3.2 Armatures verticales :

a) Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i + B \cdot f_{c28}}{\sigma_{s2}}$$

B : section du voile

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

b) Section partiellement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s10}}$$

σ_{s10} : Contrainte de l'acier à 0.2 % = 348 MPa

c) Section entièrement tendue :

$$A_v = \frac{N_i}{\sigma_{s2}}$$

σ_{s2} : Contrainte de l'acier à 1 % = 348 MPa

4.3.3.3 Armatures minimales :

a) Compression du béton

- $A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2$ par mètre de parement mesuré perpendiculaire à ces armatures

- $0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \%$ avec B : section du béton comprimée

b) Traction simple

$$A_{\min} \geq \frac{B \cdot f_{c28}}{f_e}$$

B : section du béton tendue

Le pourcentage minimum des armatures verticales de la zone tendue doit rester au moins égale à 0.2 % de la section horizontale du béton tendu.

4.3.3.4 Exigences de RPA 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donnée comme suit :

Globalement dans la section du voile 0.15 %

En zone courantes 0.10 %

a. Armatures horizontales :

- Vérification des voiles à l'effort tranchant :

D'après le **RPA99V2003** la vérification de la résistance au cisaillement se fait avec une majoration de **40%** de la contrainte de cisaillement.

La contrainte du cisaillement est limitée par la condition suivante :

$$\tau = 1.4 v/b_0d \leq \bar{\tau} = 0.2 f_{c28}$$

-Calcul des armatures horizontales résistantes à l'effort tranchant :

Selon le **BAEL91** la section A_t des armatures d'âme est donnée par la relation :

$$A_t/b_0 S_t \geq (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)/0.8 f_c$$

$K=0$ en cas de fissuration très préjudiciable ; en cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.

D'autre part le **RPAV2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

0.15% de la section du voile considérée si : $\tau_b \leq 0.025 f_{c28}$

0.25 % de la section de voile si $\tau_b > 0.025 f_{c28}$

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0.15 \% \cdot B$

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.1 de l'épaisseur du voile.

b. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré.

c. Armatures de coutures :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

Avec : $T = 1.4 V_u$

V_u : Effort tranchant calculée au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

d. Potelet :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$

e . Espacement :

D'après l'Art 7.7.4.3 du RPA 2005, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq 1.5e$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

Avec : e = épaisseur du voile

A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (0.1) de la longueur du voile, cet espacement d'extrémité doit être au plus égale à (15 cm) .

f. Longueur de recouvrement :

Elles doivent être égales à :

40Φ pour les barres situées dans les zones où le recouvrement du signe des efforts est possible.

20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons possibles de charges.

g. Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 0.10 de l'épaisseur du voile.

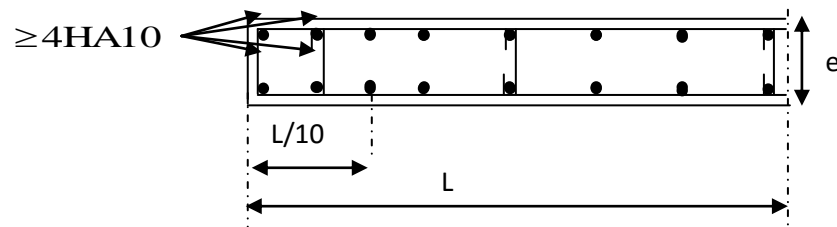


Fig.4.8 schéma de ferrailage de voile selon le RPA2003

4.3.4. Vérification :

a. Vérification à L'ELS :

Pour cet état, il considère :

$$N_{\text{ser}} = G + Q$$

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15 \cdot A} \leq \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué

B : Section du béton

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

A : Section d'armatures adoptée

b. Vérification de la contrainte de cisaillement :

- **D'après le RPA 2003**

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2 \cdot f_{c28}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$V = 1.4 \cdot V_{u, \text{calcul}}$$

b_0 : Epaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$)

h : Hauteur totale de la section brute

- **D'après le BAEL**

Il faut vérifier que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right);$$

Pour la fissuration peut- préjudiciable

4.3.5. Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage du voile P1 bloc B niv 0.00 :

$$M = 5576 \text{KN.m} \quad N = 791 \text{KN} \quad T = 2014.34 \text{KN}$$

$$L = 3.6 \text{m} \quad B = 0.72 \text{m}^2 \quad I = \frac{e \times L^3}{12} = 0.77 \text{m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M \cdot V}{I} = \frac{791}{0.72} + \frac{5576 \times 1.8}{0.77} = 13.03 \text{Mpa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{791}{0.72} - \frac{5576 \times 1.8}{0.77} = -11.93 \text{Mpa}$$

Donc la section est partiellement tendue, on évalue la longueur de la zone tendue à partir des triangles semblables.

a. Longueur de la zone tendue :

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

$$a = \frac{L}{1 + \frac{\sigma_2}{\sigma_1}} = 1.72m$$

b. Volume des contraintes pour la zone tendue :

$$T = \sigma_1 \frac{e \times a}{2} = 2054KN$$

c. Armatures verticales :

$$A = \frac{T \times \gamma_s}{f_s} = 59cm^2$$

Armature minimal :

D'après le RPA 2003 : $A_s \geq 0.15\% B = 10.8cm^2$

d. Armatures horizontales :

$$\tau_u = \frac{1.4 V}{b_0 d}$$

$$\tau_u = \frac{1.4V}{b_0 d} = 1.4 \times \frac{2014.34}{0.20 \times 3.24} = 4.35Mpa$$

$$\bar{\tau} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ condition vérifiée

$$St \leq \min (1.5 e ; 30cm)$$

$$St = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq \frac{b_0 S_t \tau_u}{0.8 f_c} ; A_t = 20 \times 20 \times 4.35 / 0.8 \times 400 = 5.43cm^2$$

On prend: **2HA12** ($A_t = 2.26cm^2$), pour 1 ML on a 06HA12/face=6.78cm²

D'après le RPA 2003 : $A_s \geq 0.15\% B = 10.8cm^2$

e. Armature de coutures :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e} \quad \text{Avec :} \quad T = 1.4 V_u$$

$$A_{vj} L_t = 26.48cm^2$$

$$A = A_{vj} + A_s = 26.48 + 59 = 85.53cm^2, \text{ on adopte 28 barres HA14.}$$

f. vérification des contraintes :

BAEL 91 :

$$\tau_u = 3.10 < 3.33Mpa \dots \dots \dots cv$$

RPA 2003 :

$$\tau_u = 4.35 < 5Mpa \dots \dots \dots cv$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

Tableau. 4.6 : ferrailage dus voiles

Voile pleine	<i>sollicitations</i>	<i>Nmax, Mcor</i>	<i>Nmin, Mcor</i>
	<i>M</i> (KN.m)	5576	-5574.40
	<i>N</i> (KN)	791	1478.76
	<i>T</i> (KN)	2014.34	-2013.74
	<i>L</i> (m)	3.6	3.6
	<i>e</i> (m)	0.20	0.20
	<i>I</i> (m ⁴)	0.77	0.77
	<i>B</i> (m ²)	0.72	0.72
	σ_1 (MPa)	13.03	13.03
	σ_2 (MPa)	-11.93	-10.23
	Nature de la section	SPT	SPT
	<i>a</i> (m)	1.72	1.58
	<i>T</i> (KN)	2054	1620.15
	<i>A_s</i> (cm ²)	59	46.58
A min RPA (cm ²)	10.8	10.8	

Ferrailage de voile :

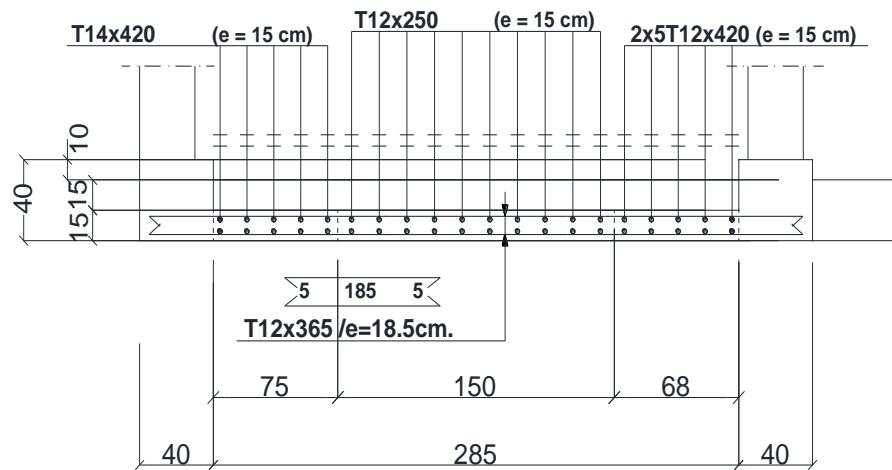


Fig.4.9 schéma de ferrailage de voile

4.4 Etude sismique :

4.4.1 Introduction :

Pour la sécurité parasismique des nouveaux bâtiments, les principes déterminants à suivre pour la conception et la réalisation de la structure porteuse et des éléments de construction non porteurs (cloisons intermédiaires, éléments de façade, etc.)

Pour la sécurité en cas de séisme (comportement à la rupture) et la vulnérabilité sismique (endommagement) sont exposés.

Des calculs et un dimensionnement aussi élaborés soient-ils, ne peuvent pas compenser les erreurs ou les défauts "parasismiques" de conception et d'exécution de la structure porteuse et des éléments non porteurs.

Une conception et une exécution parasismique appropriées n'entraînent en général pas ou peu de surcoût pour les nouvelles constructions. Ceci reste valable même lors de l'application des méthodes modernes de calculs et de dimensionnement, en particulier le dimensionnement en capacité orienté en déformation.

4.4.1.1 L'objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamique propre de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

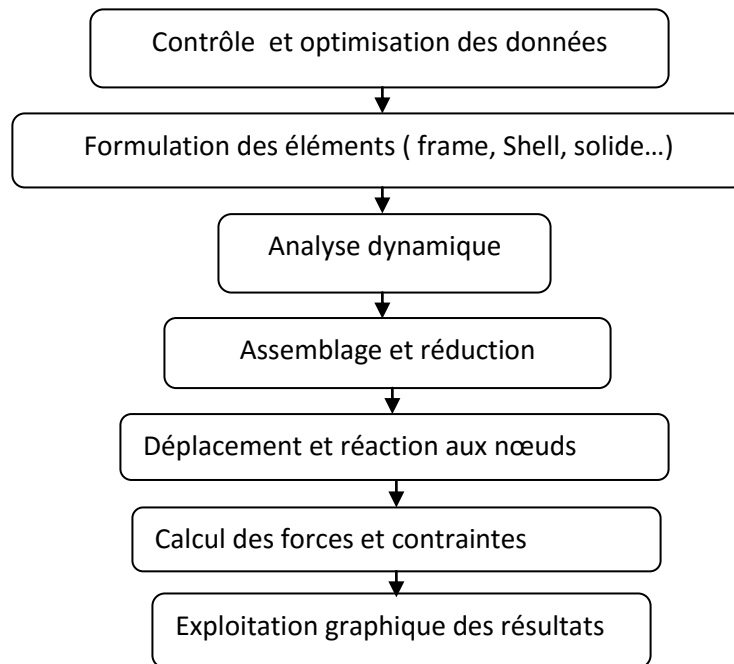
L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

4.4.1.2 Présentation du logiciel de calcul ROBOBAT V2010:

On a fait appel pour la modélisation de notre bâtiment à un logiciel appelé robobat .ce dernier est un logiciel qui permet de modéliser et d'analyser les bâtiments. Les caractéristiques principales d'E sont : ROBOBATest 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.

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,RPA.). De plus de part ça spécificité pour le calcul des bâtiments, ROBOBAT offre un avantage certain par rapport au codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge 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.....).

Robobat permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (autocad, sap2000 et safe



Organigramme présentant les différents modules du logiciel robobat

4.4.2 Etude sismique :

4.4.2.1. Choix de la méthode de calcul :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes de calcul. Donc le choix est fonction à la fois du type de la structure et de la nature d'excitation dynamique. Il s'agit donc de s'orienter vers l'une ou l'autre des méthodes suivantes.

4.4.2.1.1. La méthode statique équivalente :

Le principe de la méthode est basé sur une considération de système de force fictif, dont les efforts sont équivalents aux efforts du séisme. Elle est applicable pour les bâtiments satisfaisants plusieurs conditions, dont les principes sont :

- La forme du bâtiment en plan est symétrique.
- La hauteur du bâtiment ne doit pas dépasser les 60m pour les zones I, II et 30m pour la zone III.

4.4.2.1.2 La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Il est possible d'utiliser une méthode plus exacte basée sur l'utilisation d'accélérogramme des spectres de réponse adaptée au site de construction.

Les forces sismiques (effort tranchant à la base), déterminées par la méthode dynamique devront être au moins égale à 80% de celles calculées par la méthode statique équivalente.

Cette méthode dynamique directe est avantageuse. On utilise pour le calcul « Robobat ».

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

4.4.2.1.3 La méthode d'analyse modale spectrale :

Il s'agit de mettre en évidence les modes propres du mouvement libre, et d'introduire le spectre de calcul.

4.4.3 Calcul de la force sismique (RPA99V2003) suivant La méthode statique équivalente :

- Détermination des coefficients :

- Coefficient d'accélération de zone (A) :

Zone III → groupe d'usage 2 → A = 0.25

- Coefficient de comportement global de la structure (R)

R = 4 → portique contreventé par des voiles.

- « D » Facteur d'amplification dynamique moyen

S₂: site ferme

T₁ = 0.15s T₂ = 0.5s

T = C_TH_N^{3/4}

C_T = 0.05 H_N = 18.87m

T = 0.45s

T = 0.09h_N/√D

D : est la dimension du bâtiment

T_x = 0.09 × 18.87 / √25.3 ⇒ T_x = 0.33s

T_y = 0.09 × 18.87 / √13.6 ⇒ T_y = 0.46s

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^2 & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^2(3.0/T)^5 & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Dans notre cas D = 2.5η(T₂/T)^{2/3}

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \xi)}} = 0.88 \geq 0.7 \quad \text{CV}$$

D_x = 2.5 . 0.88 = 2.2 ⇒ D = 2.2

D_y = 2.5 . 0.88 = 2.2 ⇒ D = 2.2

- **Facteur qualité (Q) :** P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité « q » est satisfait ou non :

Tableau.4.7 : valeurs des pénalités

Critique « q »	q			
	Observé		Non observé	
	Sensx-x	Sensy-y	Sensx-x	Sensy-y
Condition minimale des files porteuses	0	0	0	0
Redondance en plan	0	0	0	0
Régularité en plan	0		0	
Régularité en élévation	0		0	

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
Contrôle de la qualité d'exécution	0	0

Tableau : pénalité correspondante au critère

➤ $Q = 1$

- Calcul du poids (W)

La valeur du poids (W) comporte la totalité des charges pour les bâtiments à usage d'habitation, il faut prendre en compte 20% des surcharges. : $W = \sum W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et la durée de la charge d'exploitation.

$\beta = 0,2$ [tab (4.5) RPA99]

Plancher terrasse niv 18.87m :

Tableau.4.8 : valeur du poids totale de la structure

Désignation	Calcul	G (k.N)	Q (k.N)
Planchers	6.23×278.3	1733.8	278.3
Poteaux	$25 \times (0.4 \times 0.3 \times 3.06 \times 32)$	293.76
Poutres pri	$25 \times (0.3 \times 0.40 \times 11 \times 2) + 25 \times (0.3 \times 0.35 \times 13.4 \times 4) + 25 \times (0.3 \times 0.35 \times 11,7 \times 2)$	259.87
Poutre sec	$25 \times 0.3 \times 0.35 \times 25.30 \times 4$	168.75
Murs	$2.92 \times 0.34 \times 2.71 \times 58.6$	157.66
Balcons	3.75×36.24	135.9	36.24
—		2750	314.54

4ème étage niv 15.81:

Désignation	Calcul	G (k.N)	Q (k.N)
Planchers	4.83×278.3	1344,18	417.45
Poteaux	$25 \times (0.4 \times 0.3 \times 3.06 \times 32)$	293.76
Poutres prin	$25 \times (0.3 \times 0.35 \times 11 \times 2) + 25 \times (0.3 \times 0.35 \times 13.4 \times 4) + 25 \times (0.3 \times 0.35 \times 11,7 \times 2)$	259.87
Poutre sec	$25 \times 0.3 \times 0.35 \times 25.30 \times 4$	168.75	
Mur	$2.91 \times 0.34 \times 2.71 \times 58.6$	157.66
Escalier	25×1.88	47	4.7
balcons	3.75×36.24	135.9	126.84
		2407.12	548

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

RDC niv 3.57m :

Désignation	Calcul	G (k.N)	Q (k.N)
Planchers	4.83×278.3	1344,18	417.45
Poteaux	25× (0.4×0.3×3.57×32)	456.96
Poutres prin	25×(0.3×0.35×11×2)+25×(0.3×0.35×13.4×4)+ 25×(0.3×0.35×11,7×2)	259.87
Poutre sec	25×0.3×0.35×25.30×4	168.75
Murs	2.92×0.34×3.22×34.36	157.66
Escalier	25×2.19	54.75	5.47
Balcons	3.75×36.24	135	126.84
		2562.27	550

$$W_i = W_{G_i} + \beta W_{Q_i}$$

Avec $\beta = 0.2$

$$W_i = 14940.75 + 0.2 \times 3056.54 = 15552.05 \text{ Kn}$$

poids total de la structure est : 15552.05 KN

$$V = R \frac{ADQ}{R} W \Rightarrow V = 2138.40 \text{ KN}$$

$2138.40 \times 0.8 < V_{\log}$ calculée par robobat

$$V_x = 4809.60 \text{ Kn}$$

$$V_x = 4020.35 \text{ Kn}$$

➤ Les périodes :

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOBAT, on a les résultats qui son donnée par le tableau suivant :

Tableau.4.9 : valeur des périodes de la structure

	Périodes
MODE01	0,65
MODE02	0,55
MODE03	0,40
MODE04	0,32
MODE05	0,30
MODE06	0,23
MODE07	0,22
MODE08	0,20
MODE09	0,19
MODE10	0,19

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

➤ Vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99/v2003, concerne les déplacements latéraux en effet, selon l'article 5.10 du RPA99/v 2003, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée :

$$\Delta_x^k \leq \bar{\Delta} \text{ et } \Delta_y^k \leq \bar{\Delta}$$

Avec : $\bar{\Delta} = 0.01h_e$: le déplacement relatif admissible

h_e : la hauteur d'étage.

$$\Delta_x^k = R\Delta_{ex}^k \text{ et } \Delta_y^k = R\Delta_{ey}^k$$

$$\text{ou; } \Delta_{ex}^k = \delta_{ex}^k - \delta_{ex}^{k-1} \text{ et } \Delta_{ey}^k = \delta_{ey}^k - \delta_{ey}^{k-1}$$

Δ_{ex}^k : correspond au déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens x (de la même manière on obtient Δ_{ey}^k)

δ_{ex}^k : Le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau k dans le sens x,

(de la même manière on obtient δ_{ey}^k)

R : le coefficient de comportement

Tableau.4.10: vérification des déplacements

Sens x-x :

Story	load	δ_x (m)	δ_y (m)	R	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
5	Ex	3	0.4	4	2.4	0.4	3.06	CV
4	Ex	2.5	0.3	4	2.4	0.4	3.06	CV
3	Ex	1.9	0.2	4	2.4	0	3.06	CV
2	Ex	1.3	0.2	4	2	0.4	3.06	CV
1	Ex	0.7	0.1	4	2	0.4	3.06	CV
RDC	Ex	0.2	0	4	0.8	0	3.57	CV

Sens y-y :

Story	load	δ_x (m)	δ_y (m)	R	Δ_x (m)	Δ_y (m)	$\bar{\Delta}$ (m)	observation
5	Ey	0.2	3.6	4	0	1.2	3.06	CV
4	Ey	0.2	3.3	4	0	2	3.06	CV
3	Ey	0.2	2.8	4	0.4	2.8	3.06	CV
2	Ey	0.1	2.1	4	0	2.4	3.06	CV
1	Ey	0.1	1.5	4	0.4	2.8	3.06	CV
RDC	Et	0	0.8	4	0	3.2	3.57	CV

➤ Centre de masse et de rigidité :

D'après les résultats de robot on obtient :

Tableau. 4.11 : vérification de l'excentricité

Story	Diaph	XCM	YCM	XCR	YCR	ex0	Ey0
RDC	D1	12.5	5.39	12.5	6.08	0	0.76
1	D2	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
2	D3	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
3	D4	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
4	D5	12.5	5.39	12.5	6.09	0	0.69
5	D6	12.41	5.27	12.5	6.09	0	0.82

1 .Généralités

Il y a différent type de joints dans la structure, les joints de dilatation, les joints de rupture.

Ils permettent la séparation entre deux blocs ou plus d'une même structure quand un problème de température, de chargements et de tassement.

On peut définir les joints comme étant des fausses fissures destinées à permettre les mouvements de chaque partie d'un ouvrage.

2 .Définition :

2.1Joint de dilatation :

On appel aussi joint parasismique ou joint de retrait, destiné pour éviter l'action des vibrations thermique pour les bâtiments de grande dimensions.

- ✓ Région sèche tous les 25m.
- ✓ Région humide tous les 50m.

Les joints ne traversent pas la fondation.

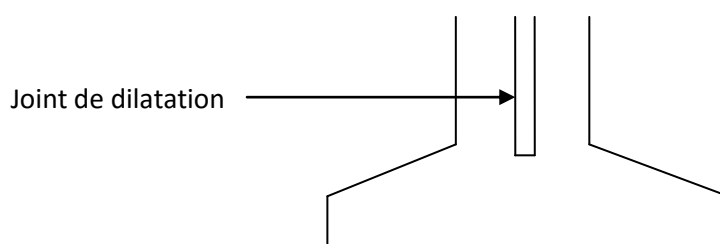


Fig.4.10 joint de dilatation

2.2 Joint de rupture :

Séparer les blocs présentant des charges inégales ou reposent sur des appuis de résistance différentes.

- ✓ Différences de hauteur entre deux constructions accolées.
- ✓ Différences importantes dans les surcharges.

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Dans notre projet on dispose un seul type de joint « joint de dilatation » pour éviter les effets du gradient thermique.

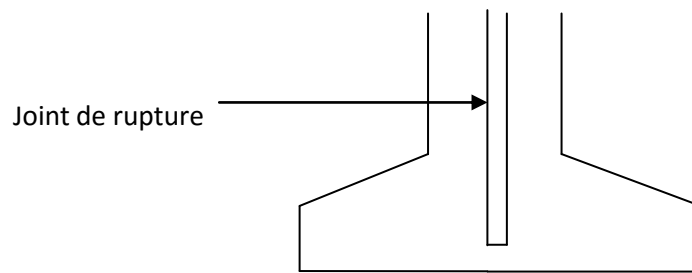


Fig.4.11 joint de rupture.

3 .Calcul des joints :

Les matériaux de remplissage des joints ne doivent pas transmettre l'effort d'un bloc sur un autre sous l'action des secousses sismiques ou de dilatation.

Tous les joints doivent permettre aux blocs adjacents le libre déplacement.

Le déplacement maximal au sommet de chaque bloc est calculé par le logiciel ETABS, qui nous donne le résultat suivant :

	δ_1 (cm)	δ_2 (cm)
Bloc	3.6	3.6

Le joint de dilatation est de 3 cm au minimum d'épaisseur.

Au défaut de justification, le joint entre deux blocs aura une largeur supérieure à :

$$d = h/\alpha$$

Avec : $\alpha=300$ pour une construction en béton armé.

H : la hauteur du bloc le moins élevée.

$$H=306\text{m}$$

$$d = 306/300=1.02\text{cm}$$

D'après le RPA 99 V2003 :

$$d_{\min} = 15\text{mm} + (\delta_1 + \delta_2)\text{mm} \geq 40\text{mm}.$$

$$d_{\min} = 1.5 + (3.6+3.6)=8.7\text{cm}$$

On adopte un joint de dilatation d'épaisseur 10cm.

➤ **Justification vis-à-vis L'effet P-**

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Tableau. 4.12 : vérification de l'effet P-

Sens x-x :

Etage	Δl (mm)	R	$R^* \Delta l$	Δx	PK(KN)	Σpk	Vk(KN)	Hk (m)	θ	obc
Etage 05	0.6	4	2.4	-1.5	5887,85	5887.85	270.2	3060	0.04	Ok
Etage 04	0.6	4	2.4	0	3899,30,	9787.15	320.37	3060	0.05	Ok
Etage 03	0.6	4	2.4	0	3899,30	13686.45	349.84	3060	0.07	Ok
Etage 02	0.5	4	2	0	3899,30	17585.75	1072.33	3060	0.02	Ok
Etage 01	0.5	4	2	0	3899,30	21845.05	1761.83	3060	0.02	Ok
Etage RDC	0.2	4	0.8	0	5887,85	27372.9	1804.76	3057	0.009	Ok

Sensy-y

Etage	Δl (mm)	R	$R^* \Delta l$	PK(kN)	Σpk	Vk(KN)	Hk (mm)	θ	obc
Etage 05	0.3	4	1.2	84.85	5887.85	1115.62	3060	0.005	Ok
Etage 04	0.5	4	2	597.41	9787.15	2052.72	3060	0.007	Ok
Etage 03	0.7	4	2.8	742.03	13686.45	2764.65	3060	0.01	Ok
Etage 02	0.6	4	2.4	742.03	17585.75	3284.22	3060	0.01	Ok
Etage 01	0.6	4	2.8	742.03	21845.05	3616.6	3060	0.02	Ok
EtageRdc	0.8	4	3.2	776.47	27372.9	3737.20	3057	0.01	Ok

4.5 Les fondations

4.5.1 Généralités :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des fondations superficielles), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des fondations profondes).

Les massifs de fondation doivent être en équilibre sous l'action :

- Des sollicitations dues à la superstructure, qui sont :
 - Des forces verticales ascendantes ou descendantes (charges permanentes, surcharges).
 - Des forces horizontales (vent, séisme).
 - Des moments de flexion ou de torsion.
- Des réactions dues au sol qui sont :
 - Des forces verticales ascendantes ou descendantes.
 - Des forces obliques (adhérence, remblais, etc...).

4.5.2. Fonctions des fondations :

Elles doivent reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans de bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

Différentes fonctions des fondations :

- Assurer la stabilité de l'ouvrage et des fondations.
- Limitation des tassements compatibles avec l'utilisation de l'ouvrage (ordre de grandeur : quelques mm de 5 à 25 mm)
- Éviter ou, au pire, limiter les tassements différentiels. Tenir compte de la présence d'eau dans le sol (poussée d'Archimède)
- Vérifier que les poussées d'Archimède soient inférieures au poids de l'ouvrage (rare) sinon prévoir un ancrage du bâtiment par tirants.
- L'ouvrage ne doit pas se déplacer sous l'action des forces horizontales ou obliques appliquées à la structure (vent, poussées des terres, poussée hydrostatiques) prendre les chaque cas (utilisation de bèches, frottements sol/béton suffisant, tirants ou clous,...)
- Éviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente et ne pas charger les semelles avoisinantes avec la semelle étudiée. Pente maximale entre semelles de fondations de 2/3 (env. 30°)
- Drainage périphérique :
- Assurer la résistance des massifs de fondations
- Les actions qui sollicitent les fondations ne doivent pas entraîner leur rupture respecter les règles en vigueur et le dimensionnement correct des fondations en fonction du type de l'ouvrage, des charges et surcharges supportées par la structure, de la nature du terrain, du type de fondations et des matériaux employés.

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

- Vérifier la résistance du terrain de fondations ; les actions qui sollicitent le sol de fondations ne doivent pas entraîner son poinçonnement ni des déformations incompatibles avec l'utilisation de l'ouvrage supporté respect des règlements en vigueur.
- L'étude des comportements du sol fait l'objet de la mécanique des sols s'assurer de la durabilité des fondations
- .Les massifs de fondation doivent être protégés de l'oxydation, de l'érosion, de la décomposition chimique, de l'action du gel.
- Le sol devra être stable à l'érosion, au glissement de terrain, à la dissolution de certaines particules dans l'eau (gypse,...), au gel.

4.5.3.Etude du sol :

Dans une étude d'un projet de génie civil, le calcul des fondations ne peut se faire sans Une étude géotechnique approfondie du sol en effectuant plusieurs sondages.
Dans notre cas, le résultat de l'étude géotechnique nous donne la contrainte admissible Sol qui est égale a 1.60 bars.

4.5.4.Semelles filantes:

D'après RPA 99/V2003 :

- ✓ Les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions :
 - $G+Q+E$
 - $0.8G+E$
- ✓ Pour le pré dimensionnement de la semelle on prend la combinaison $G+Q$
- ✓ Pour le ferrailage de la semelle on prend la combinaison :
 - $G+Q+E$
 - $0.8G+E$
 - $1.35G+1.5Q$
- **Semelles filantes sous 04 poteaux :SF01**
Le semelle filante sera calculé comme une poutre renversée soumis aux charges provenant des poteaux et la réactions du sol.

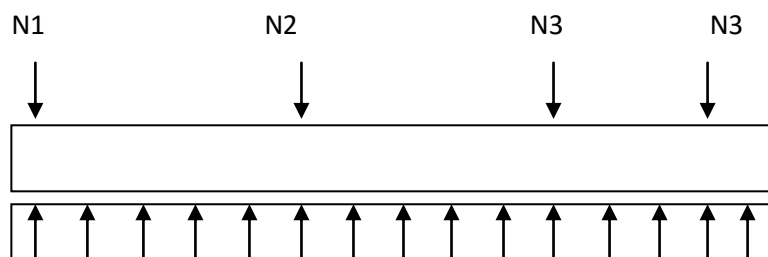


Fig.4.12 schéma statique de la semelle filante SF01

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Les données pour chaque poteau sont :

Tableau. 4.13: valeurs de l'effort normale à l'ELU et l'ELS

POTEAU	ELU	ELS
	effort normale	Effort normale
1	642.20	467.96
2	1076.88	783.45
3	865.89	630.42
4	543.92	389.99

➤ **Calcul de largeur de la semelle filante à L'ELS :**

$$N_t = \sum N_i = 2510.48$$

$$B \geq \frac{N_t}{L \times \sigma} = \frac{2577}{11.60 \times 1.60 \times 100} = 1.38m$$

$$B \geq 1.38; \text{on prend } B=1.80m$$

➤ **Condition minimale :**

Une semelle est dite continue si **B** est très petite par rapport a sa longueur **L**, elle doit vérifier $L/B > 5$, $11.60/2.00 = 6.44 > 5m \dots cv$

➤ **Calcul de la hauteur de la semelle :**

On propose : $h=0.4m$.

$$Q_u \leq 0,045 \mu c h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec : Q_u : charge de calcul a l'ELU

μ : périmètre du contour sur lequel agit la charge.

h : hauteur de la semelle filante.

La vérification se fait pour le point le plus sollicité de la semelle en effort normale appliqué par le poteau le plus sollicité

$$\mu c = 2(b+a+2h) = 2(2+0.4+2 \cdot 0.4) = 6m$$

$$0,045 \mu c h f_{c28} / \gamma_b = 0,045 \cdot 6 \cdot 0.4 \cdot 25 / 1.5 = 1800 \text{ KN.}$$

$$Q_u = 898.4 \text{ KN} < 1800 \dots cv, \text{ donc on prend } H=40 \text{ cm.}$$

➤ **Calcul de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{KA}}$$

Ou:

E : module d'élasticité du béton ($E = 32164,2 \text{ MPa}$).

K : coefficient de raideur du sol ($K = 40 \text{ MN/m}$)

I : moment d'inertie de la semelle.

A : la largeur de la semelle.

L_{max} : la longueur maximale entre axe de deux poteaux.

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Si : $L_{max} \leq L_e \pi/2$: on supposera alors une répartition trapézoïdale (ou triangulaire) des contraintes sur le sol, donc poutre rigide.

Si : $L_{max} > L_e \pi/2$: la fondation filante est étudiée comme

Plusieurs méthodes sont proposées mais dont le prin

d'exemple les méthodes : Simvoulid ; Flamant et Westerwald.

La longueur maximale entre axe de deux poteaux est :4.10m

$I=246.45m$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{43216.4 \times 246.45}{40 \times 1.8}} = 3.48m$$

$$L_{max}=4,10m < 3,48.3.14/2=5.46m$$

➤ **Calcul des contraintes :**

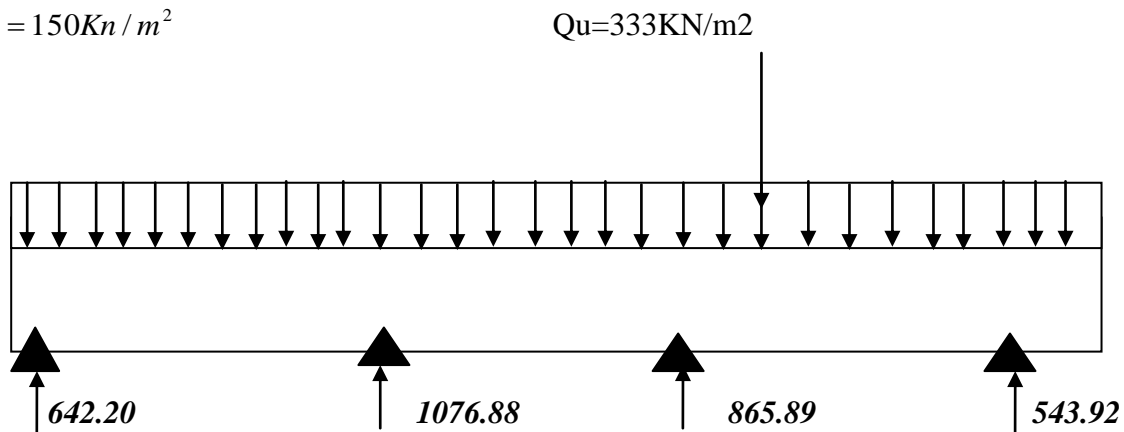
$$N_t = \sum N_i = 3625Kn$$

$$M_t = 952Kn.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{MY}{I} = 197Kn/m^2.$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{MY}{I} = 150Kn/m^2$$

$$\sigma_{moy} = 150Kn/m^2$$



On utilise les méthodes de la RDM, les résultats obtenus sont représentée sous forme de Diagramme

Tableau. 4.14: ferrailage de la semelle filante SF01

	M(KN.m)	As(cm2)	Aadop(cm2)
travée	536.96	21	3T209T16=21.48
appuis	-429.32	18.35	3T20+3T16=21.48

Le calcul des armatures se fait en flexion simple, en travée et en appuis en prenant en considération les moments les plus défavorables.

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

Les résultats des autres semelles sont dans le tableau suivant :

Tableau.4.15: tableau récapitulatif du ferrailage des semelles filantes

	M(KN.m)	As(cm ²)	Aadop(cm ²)	
SF1 (1.80*11.60*40)	travée	536.96	21	3T20+6T16=21.48
	appuis	-429.32	18.35	3T20+6T16=21.48
SF1' (1.80*11.60*40)	travée	449.88	17.53	9T16=18.09
	appuis	-359.70	15.06	8T16=16.08
SF2 (1.60*11.60*40)	travée	412.20	16.07	8T16=16.08
	appuis	-326.48	13.54	6T16+03T12=15.45
SF3 (1.60*11.60*40)	travée	474.41	18.55	3T20+3T16=21.48
	appuis	-375.76	15.8	6T16+03T12=15.45

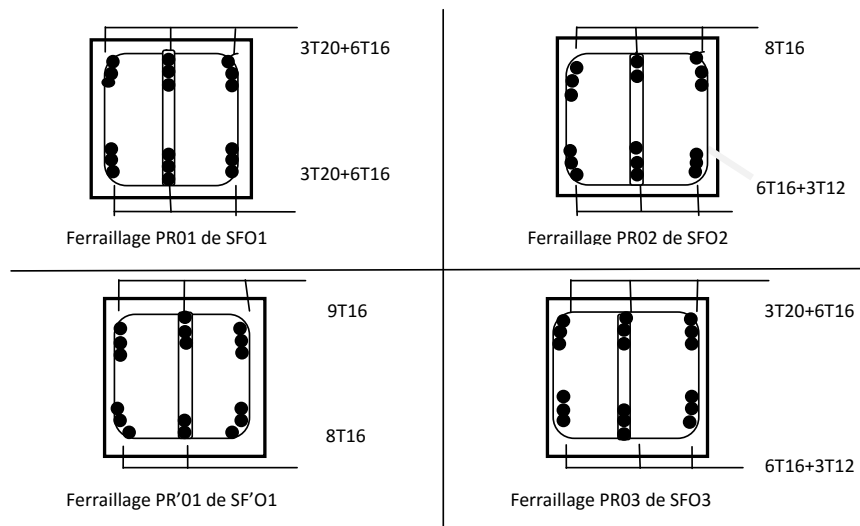


Fig.4.13 ferrailage des poutres de rigidité de semelles filantes

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

4.5.5. Le voile périphérique :

➤ Introduction :

Selon le **RPA99/V2003** le voile périphérique doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,1% dans les deux sens (horizontal et Vertical).
- Les ouvertures de ce voile ne doit pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

➤ Dimensionnement des voiles périphériques

- Hauteur $h = 1.20\text{m}$.
- Epaisseur $e = 20\text{ cm}$.
- Longueur $L = 3.80\text{ m}$.

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 22.1\text{ KN/m}^3$
- Angle de frottement : $\phi = 28.96^\circ$
- La cohésion : $C = 0.01\text{bars}$.

➤ Evaluation des charges :

Le voile périphérique est soumis à :

Poussé des terres :

$$G = h \cdot \gamma \cdot \text{tg}^2(\pi/2 - \phi/2) - 2 \cdot C \cdot \text{tg}(\pi/4 - \phi/2)$$

$$G = 1.20 \times 22.1 \times \text{tg}^2(\pi/2 - 28.96/2) - 2 \times 1 \times \text{tg}(\pi/4 - 28.96/2) = 54.88\text{KN} / \text{m}^2$$

La surcharge :

$$Q = 8.97\text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = q \cdot \text{tg}^2(\pi/2 - \phi/2) - \frac{2 \cdot C}{h \cdot \gamma} \cdot \text{tg}(\pi/4 - \phi/2)$$

$$Q = 10 \times \text{tg}^2(\pi/2 - 28.96/2) - \frac{2 \times 1}{1.20 \times 22.1} \times \text{tg}(\pi/4 - 28.96/2) = 54.88\text{KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 1.12\text{KN} / \text{m}^2$$

➤ Ferrailage du voile périphérique :

Méthodologie de calcul :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis avec une charge répartie, appuyée sur les fondations les poteaux et les longrines

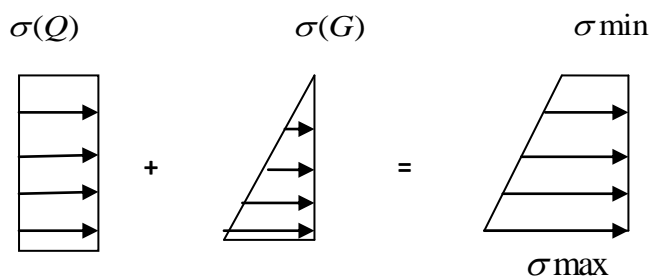


Fig.4.14 schéma des charges sollicitant le voile périphérique

L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

$$\sigma_{\max} = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 8.97 + 1.5 \times 1.12 = 13.78 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\min} = 1.5Q = 1.5 \times 1.12 = 1.68 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 13.78 + 1.68}{4} = 10.74 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1 \times \sigma_{\text{moy}} = 10.74 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le mur le plus défavorable :

$$L_x = 3.80 \text{ m}$$

$$L_y = 1.20 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.20}{3.80} = 0.31 < 0.4 ; \text{ Donc la dalle porte dans un seul sens.}$$

$$M_{\text{ox}} = \frac{ql^2}{8} = \frac{10.74 \times 1.20^2}{8} = 1.93 \text{ Kn.m}$$

$$M_{\text{oy}} = 0$$

Selon le RPA 2003 : la section minimale est 0.1%.b.h

Tableau.4.16: ferrailage du voile périphérique

	M	As _{cal} (cm ²)	As _{min} (cm ²)	A _{adpté}
Sens x-x	1.93	0.32	2	4HA10=3.14

➤ Vérification des contraintes :

$$c = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}} \times (d - y)}{I} \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_s = \min(1.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{t28}})$$

$$M_{\text{ser}} = 1.41 \text{ kn.m} ; y = 3.67 \text{ cm} ; I = 6.66 \times 10^4 \text{ cm}^4 ; \sigma_s = 201.63 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}} \times y}{I} = 1 \frac{1.41 \times 3.67}{6.66 \times 10^4} = 7.7 \times 10^{-5} \leq 0.6 \times 25 = 15 \dots \dots \dots (cv)$$

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{\text{ser}} \times (d - y)}{I} = 15 \frac{1.41 \times (18 - 3.67)}{6.66 \times 10^4} = 3 \times 10^{-4} \leq \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ Mpa} \dots \dots \dots (cv)$$

4.5.6 La Longrine :

D'après le R.P.A (Art. -10.1.1) :

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction simple, sous l'action d'une force axiale égale : $F = N_u / \alpha$

N : valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

L'influence du voile périphérique sur le comportement sismique de structure

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée

(Site Meuble « S3 » zone 3) $\rightarrow \alpha = 10$

Les dimensions minimales de la section transversale des longrines sont :

25cm x 30cm : site de catégorie S₂ et S₃

La section B devra vérifier la condition suivante :

$$B \leq A_s \frac{f_c}{f_{tj}} \quad - \quad \text{La section du béton. } B = 30 \times 35 = 1050\text{cm}^2$$

Ferrailage: d'après « PIERRE CHARON » (BAEL 83)

$$1-/ \text{ E.L.U : } A_s = \frac{N_u}{\sigma_s}$$

Mais au point de vue économique on a intérêt à prendre σ_s aussi grand que possible, on retiendra donc pour σ_s la contrainte σ_{10} correspondant à l'allongement maximal de l'acier.

Soit 10% :

$$A_s \geq \frac{F}{\sigma_{10}}$$

$$N_u = 1076.88\text{KN}$$

$$F = \frac{N_u}{\alpha} = 107.68\text{KN}$$

$$A_s \geq \frac{107.68 \times 10^3}{348} \cdot 10^{-3} = 3.09\text{cm}^2$$

Mais la section minimale exigée par le R.P.A 99/v2003

$$A_s = 0,6\% B = 0,006 \times 1050 = 6.3\text{cm}^2$$

$$\text{Soit } 6\text{T}12 = 6,78\text{cm}^2$$

➤ **L'espacement :**

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales soit des cadres $\varnothing 8$ avec l'espacement

D'après le RPA 99/V2003 :

$$S_l = \min(20\text{cm}, 15\Phi_l)$$

$$S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

$$B \leq A_s \frac{f_c}{f_{t28}} = 6,78 \times 10^{-4} \frac{400}{2,1} = 0,13\text{m}^2 = 1300\text{cm}^2$$

$$B = 1050\text{cm}^2 < 1300\text{cm}^2 \text{ (condition vérifiée).}$$

Alors la pièce n'est pas fragile.

2-/ E.L.S :

$$F_{ser} = \frac{783.45}{10} = 78.34\text{KN}$$

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

$$\bar{f}_s \geq \frac{F_{ser}}{A_s} = \frac{78.34}{6,78 \times 10^{-4}} = 115.54 \text{MPa} < f_s = 240 \text{MPa} \text{ (condition vérifiée)}$$

Ferraillage de longrine :

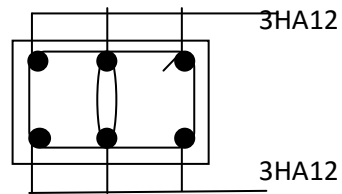
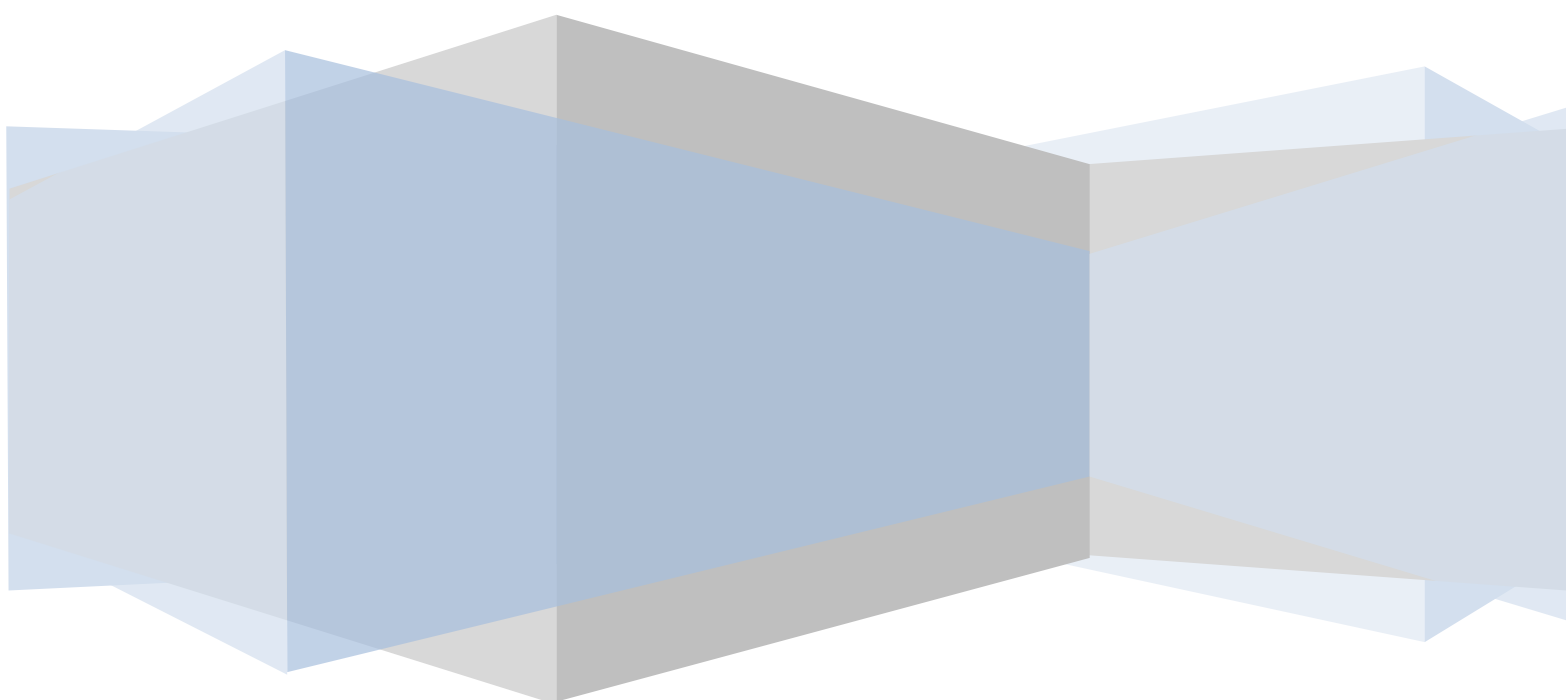


Fig.3.15 schéma de ferraillage des longrines.

Chapitre V

Comparaison des résultats



L'influence du voile périphérique sur le comportement de structure

La comparaison des résultats va s'articuler sur les points suivants :

- Les efforts dans les éléments structuraux ;
- Les déplacements ;
- Les périodes et la participation des masses modales ;
- L'effort tranchant dans les poteaux courts avec et sans voile périphérique ;

5.1 Les efforts dans les éléments structuraux :

5.1.1 Les poteaux :

Tableau5.1 : comparaison des résultat de M,N,T pour les poteaux

	avec voile périphérique	sans voile périphérique
M(Kn.m)	296.48	349.32
N(Kn)	1148	976.03
T(Kn)	377.82	122.46

5.1.2 Les poutres :

➤ Poutres principales :

Tableau5.2 : comparaison des résultat de M,T pour les poutres

	avec voile périphérique	sans voile périphérique
M(Kn.m)	Mt=35.34 Ma=-247.48	Mt=35.31 Ma=-252.47
T(Kn)	208.35	252

➤ Poutres secondaires:

	avec voile périphérique	sans voile périphérique
M(Kn.m)	Mt=10.39 Ma=-174.87	Mt=10.11 Ma=-185.36
T (Kn)	148.03	155

L'influence du voile périphérique sur le comportement dynamique de structure

5.2 Les déplacements:

EX :

Tableau5.3 : comparaison des résultats des déplacements

	Avec voile périphérique		Sans voile périphérique	
	x	Y	x	y
RDC	1	0.1	1.2	0.2
1 ^{er} étage	2.1	0.4	2.4	0.4
2 ^{er} étage	3.2	0.6	3.5	0.7
3 ^{er} étage	4.1	0.8	4.4	0.9
4 ^{er} étage	4.8	0.9	5.1	0.1
5 ^{er} étage	5.2	1.6	5.4	1.1

EY :

	Avec voile périphérique		Sans voile périphérique	
	x	Y	x	y
RDC	0.1	1	0.0	1
1 ^{er} étage	0.1	2.3	0.1	2.4
2 ^{er} étage	0.1	3.5	0.1	3.6
3 ^{er} étage	0.2	4.5	0.2	4.6
4 ^{er} étage	0.2	5.3	0.2	5.4
5 ^{er} étage	0.2	5.8	0.2	5.9

5.3 Les périodes et la participation des masses modales:

Tableau5.4: comparaison des périodes et masses modales

Les périodes	avec voile périphérique	sans voile périphérique
Mode1	1.03	1,05
Mode2	0,95	0,98
Mode3	0,89	0,93
Mode4	0,39	0,39
Mode5	0,35	0,35
Mode6	0,31	0,32
Mode7	0,30	0,31
Mode8	0,28	0,28
Mode9	0,24	0,25
Mode10	0,21	0,21

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

La participation des masses modales	avec voile périphérique		sans voile périphérique	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	Sens y-y
Mode1	73.98	75.62	0,00	78,91
Mode2	75.62	75.62	77,88	78,91
Mode3	75.62	75.62	81,60	78,91
Mode4	75.62	75.62	81,62	78,91
Mode5	86.07	86.07	81,62	89,71
Mode6	86.07	86.07	90,71	89,71
Mode7	86.07	86.07	91,99	89,71
Mode8	86.11	86.11	91,99	89,74
Mode9	86.11	86.11	92,05	89,74
Mode10	86.88	86.88	92,05	91,23

5.4L'effort tranchant dans les poteaux courts avec et sans voile périphérique :

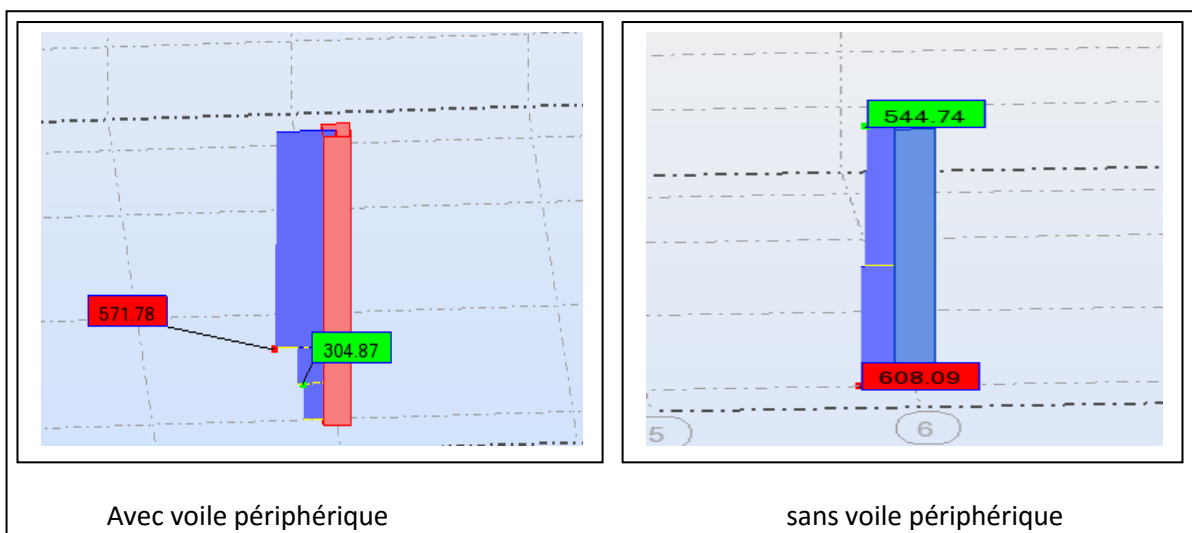


Fig. 5.1: schéma de l'effort tranchant dans un poteau lie au voile périphérique

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture

Commentaire :

Cas de présence du voile périphérique :

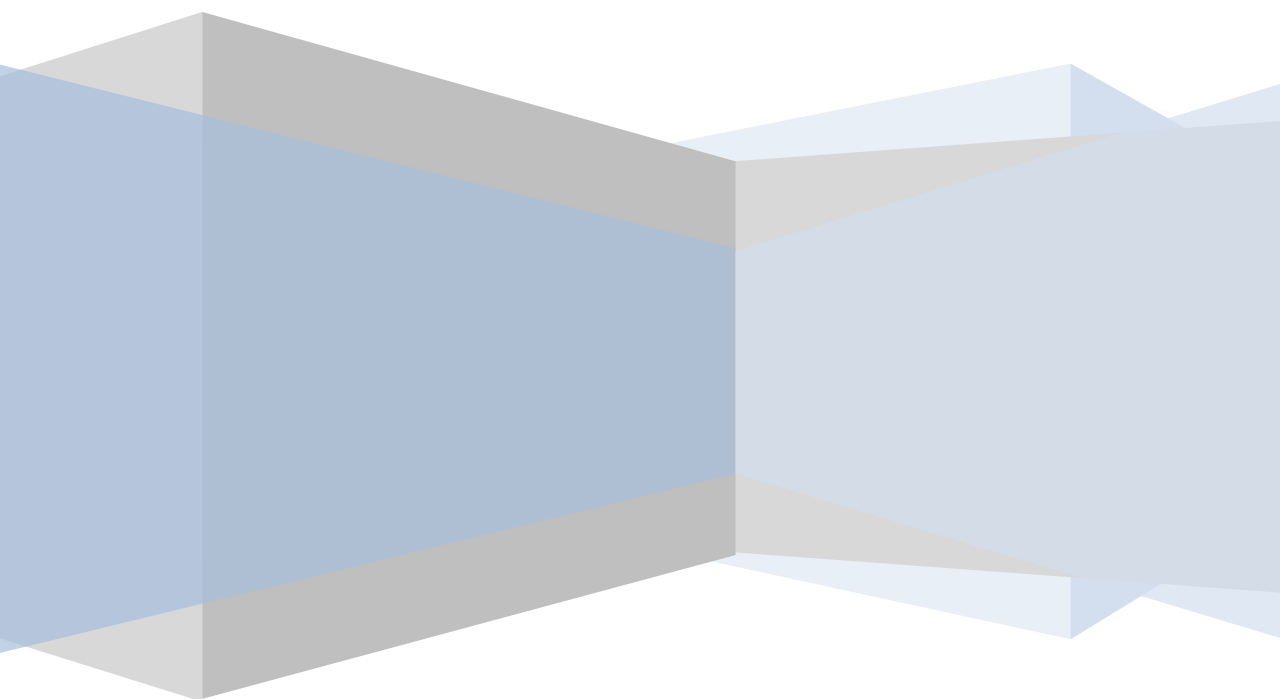
Nous avons constaté un effort tranchant élevé de 571.78kN au droit du voile périphérique puis une chute de cette valeur jusqu'à 304.84 KN. Ce qui montre que le voile périphérique joue un rôle important dans l'absorbation de l'effort tranchant dans les poteaux courts.

Cas d'absence du voile périphérique :

Nous avons constaté un effort tranchant du 544.74 kN, puis une augmentation de cette valeur au droit du poteau court niv :+1.00 m jusqu'à 608.09 KN ce qui confirme que les poteaux courts sont soumis à un effort tranchant important.

Chapitre VI

Conclusion



Conclusion

Tout au long de notre projet de fin d'étude, on a pu apprendre toute les démarches à mettre sur un projet concret : de la lecture des plans architecturaux à conception d'une note de calcul en passant par la modélisation.

D'autre part, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions en ce qui concerne notre thème « **l'influence du voile périphérique sur le comportement d'un bâtiment** » :

- Le voile périphérique a une influence sur les efforts au niveau des éléments structuraux : poteaux, poutres, voiles de telle sorte à les minimiser.
- Les déplacements générés dans par le séisme dans un bâtiment sans voile périphérique sont supérieurs à celui avec voile périphérique.
- Les périodes dans un bâtiment sans voile périphérique sont supérieurs à celui avec voile périphérique.
- La participation des masses modales sans un bâtiment sans voile périphérique sans supérieur a celui avec voile périphérique.
- L'effort tranchant dans les poteaux courts qui ne comportent pas un voile périphérique, présentent une augmentation de l'effort tranchant au droit de ces poteaux, alors que, ceux qui comportent un voile périphérique présentent une diminution de l'effort tranchant au droit de ces poteaux.

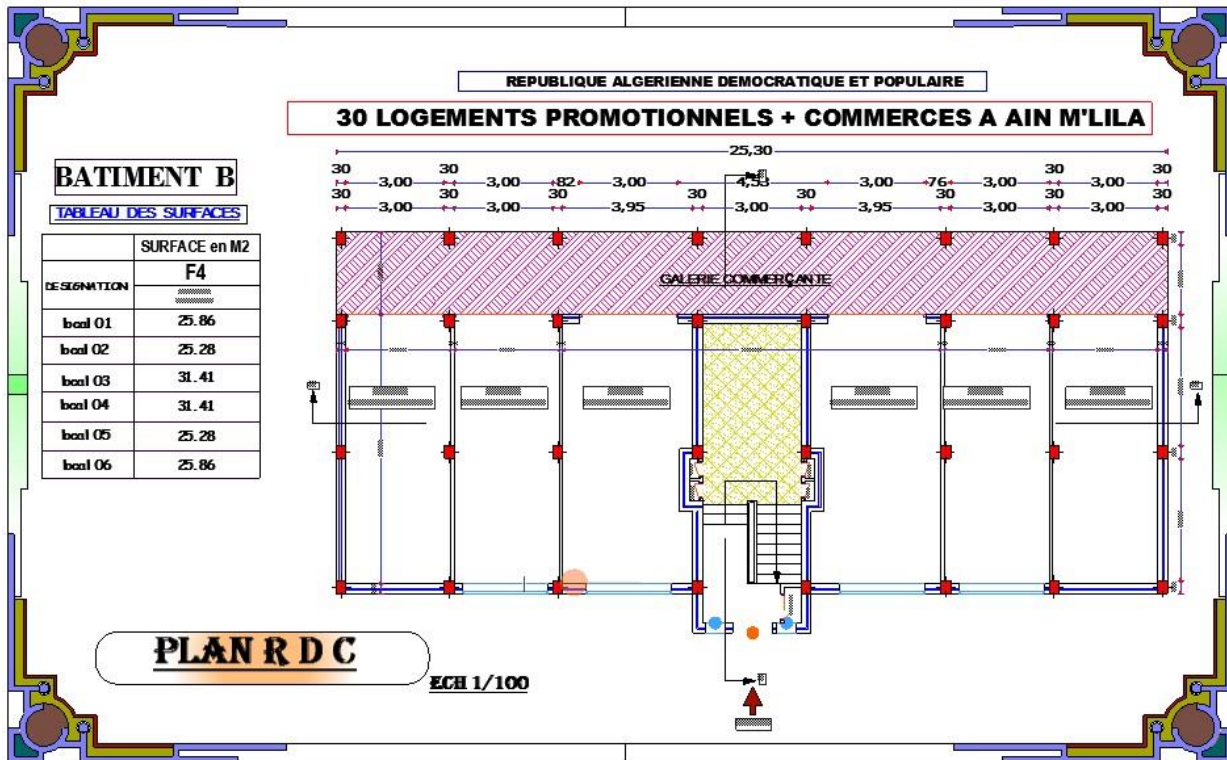
BIBIographie

- ✓ [1] Le CBA93 (code de béton armée) .
- ✓ [2] Le RPA 99 révisé 2003 (Règlement parasismique Algérien).
- ✓ [3] Le BAEL 91 (béton armé aux états limites) .
- ✓ .[4] DTR-BC2.2 (document technique réglementaire charges et surcharges)
- ✓ [5] DTR-BC.331 (règle de calcul de fondations superficielles) .
- ✓ .[6] Cours de béton armé Dr. Madi 2014
- ✓ . [7] Ancien mémoire de fin d'étude

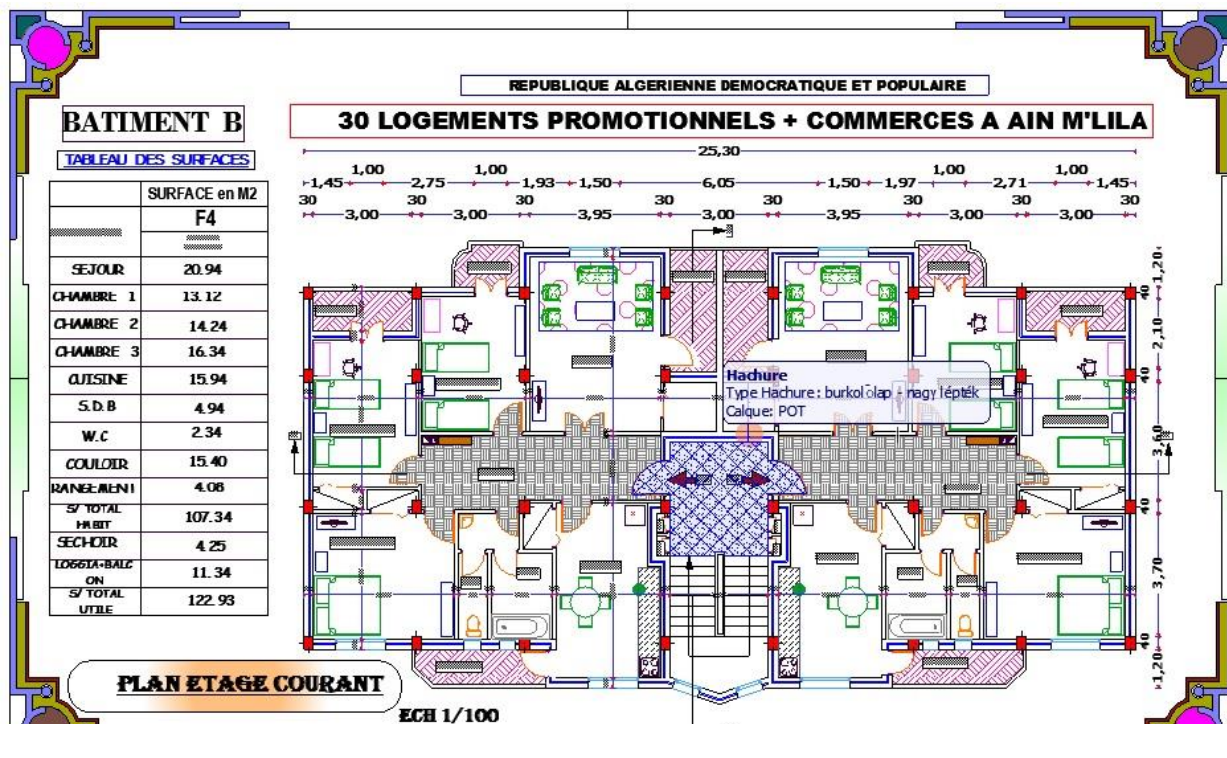
Annexe I

Plan RDC

L'influence du voile périphérique sur le comportement dsismique de struture



Plan étage courante



Facade postérieure

L'influence du voile périphérique sur le comportement de struture

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

30 LOGEMENTS PROMOTIONNELS + COMMERCES A AIN M'LILA



BLOC BARRE (F4-F4)
02 LOGEMENTS PAR PALIER