



MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE «ABBES LAGHROUR» DE KHENCHELA
FACULTE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE



Département de Génie Civil

N° de série :.....

Mémoire de fin d'études

Pour l'obtention du diplôme de Master (L.M.D)

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'HABITATION R+16 PROGRAMME AADL KHENCHELA

Réalisé par : - AOUAIDJIA Naima

Dirigé par : M. MESSAS Tidjani M.A.A

Membres de jury :

M. BADLA Oualid M.A.A

Président

M. REBAI Billel M.A.A

Examineur

M. BOUHADRA Abdelhakim M.A.B Examineur

Présenté le 15/06/2015

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
سُرْمَا

Dédicace

Je tiens à dédier cet humble travail à :

A mon père

très cher Ma mère et mes chères sœurs qui veillent sans cesse

sur moi avec leurs prières et leurs

Recommandations. Que dieu les protège.

Mon cher frère.

Toute ma famille.

A tous mes tantes , ma cousine karima et mes cousin kamel et hamza

Ma nièce Manel et Les anges de la famille ; Bilal, Ritage ,iyade ,louai, surtout leith

A mes amis en particulier: IMEN ,Dlila,LEILA , zoulikha ,AICHA letrache , aicha kaziz razki

et mourade

et tous mes amis de la promotion de génie civil

a mon encadreur Mr MESSASSE et Tous les enseignants

qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.

Et en dernier, un grand merci a toutes celles et tous ceux qui d'une manière ou

d'une autre m'ont aidé et soutenu.

Remerciement

- ✚ Toute notre parfaite gratitude et remerciement à mon dieu le plus puissant qui nous a donné la force, le courage et la volonté pour élaborer ce travail.
- ✚ C'est avec une profonde reconnaissance et considération particulière que je remercie mon encadreur Mr MESSASSE pour leurs soutiens, leurs conseils judicieux et leurs grandes bienveillances durant l'élaboration de ce projet.
- ✚ je saisis également cette opportunité pour remercier le Directeur des impôts monsieur hatrag ammar et mon collègue kaziz razki pour l'aide qu'ils nous ont fourni .
- ✚ Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil est et particulièrement M^r rabai touâmes, djenane ,menaseria , bedla et Madour ont contribué à notre formation .
- ✚ Un remerciement spécial pour Mr Arouf et Mr membre de CTC pour l'aide qu'ils nous ont fourni.
- ✚ Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.
- ✚ Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

SOMMAIRE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1 Introduction	1
I-2 Présentation du bâtiment	1
I-3 Caractéristiques géométriques	1
I-4 Conception de la structure.....	4
I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux	7
I-6 Les hypothèses de calcul.....	12

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

II-1 Introduction	14
II-2 Evaluation des charges et surcharge.....	8
II-3 Pré dimensionnement de plancher	21
II-4 Pré dimensionnement des poutre.....	26
II-4.3- Pré dimensionnement des longrines.....	28
II-5 Pré dimensionnement voiles.....	28
II-6 Pré dimensionnement des d'escalier	29
II-7 Pré dimensionnement poteaux.....	36
II-7.2 Descente de charges	38

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III-1 Introduction	54
III-2 Etude du plancher	54
III-3 Étude de la dalle pleine.....	84
III-4 Etude d'escalier.....	103
III-5 Etude de la poutre palière	116
III-6 Etude de l'acrotère	122
III-7 Étude de l'ascenseur.....	128

Chapitre IV : Etude sismique

IV-1 Introduction	141
IV-2 Objectif de l'étude dynamique.....	141
IV-3 Méthode de calcul.....	141
IV-4 Modélisation.....	144
IV-5 Calcul de la force sismique totale	145

<i>IV-4 Détermination des paramètres du spectre de réponse</i>	145
<i>IV.7 Estimation de la période fondamentale de la structure</i>	151
<i>IV-8 Poids total de la structure</i>	153
<i>IV-9. Caractéristiques géométriques de la structure :</i>	155
<i>IV.10 Vérification de la résultante des forces sismiques</i>	158
<i>IV.11 Vérification de la période :</i>	161
<i>IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-etages :</i>	163
<i>IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur</i> ...	165
<i>IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques</i>	168
<i>IV.15. Justification de la stabilité au renversement</i>	169
<i>IV.16 Justification de l'interaction portiques – voiles :</i>	171
<i>IV.17 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ</i>	172

Chapitre V : Etude des éléments de Contreventements

<i>VII-1 Introduction</i>	174
<i>VII-2 Les poteaux</i>	174
<i>VII-3 Les poutres</i>	201
<i>VII-4 Les voiles</i>	228

Chapitre VI : Etude de l'infrastructures

<i>VI-1 Etude voile périphérique</i>	253
<i>VI-2 Etude de fondation</i>	258
<i>VI-2-1 Introduction</i>	258
<i>VI-2-1 Choix du type de fondation</i>	258
<i>VI-2-2 RADIER GENERAL</i>	260

Conclusion

Référence bibliographique

Annexe 1 : Façade Principale

Annexe 2 : Façade postérieure

Annexe 3 : plan de coffrage et ferrailage

Annexe 4 : plan de niveau

Annexe 5 : coupes

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre 01 :

Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques des aciers.

Chapitre 02 :

Tableau .II.1 : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.

Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine du plancher terrasse

Tableau II.3 : La charge permanente du plancher terrasse accessible

Tableau II.4 La charge de la dalle pleine du plancher terrasse accessible

Tableau II.5 : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

Tableau II.6 : Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine

Tableau II.7 : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

Tableau II.8 : Evaluation des charges permanentes de mur intérieur.

Tableau II.9: Evaluation des charges permanentes de palier

Tableau II.10 : Evaluation des charges permanentes de volée

Tableau (II.11) : les dimensions des poutres

Tableau (II.12) : Les caractéristiques géométriques des escaliers

Tableau II.13 : La longueur de la ligne de foulée

Tableau (II.14) : désignations de l'effort normal du poteau de rive

Tableau II.13 : désignations de la section du poteau de rive

Tableau II.14 : désignations de la section du poteau centrale

Tableau II.15 : désignations de la section du poteau centrale

Tableau II.16 : désignations de la section du poteau de rive

Tableau II.17 vérification à la condition de RPA99 version 2003

Tableau II.18 vérification de la contrainte pour le poteau de rive

Tableau II.19 vérification de la contrainte pour le poteau central

Tableau II.20 vérification de la contrainte pour le poteau d'angle

Tableau II.21 vérification de la contrainte pour le poteau de rive

Tableau II.22 vérification de la contrainte pour le poteau central

Tableau II.23 vérification de la contrainte pour le poteau d'angle

Tableau II.24 : vérification à la condition de flambement

Tableau II.25 : vérification la comptabilité des dimensions entre

Poteaux et poutres

Chapitre 03 :

Tableau III.1: Charges supporté par Les poutrelles.

Tableau III.2: déterminer les indices des efforts internes

Tableau III.3: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.U plancher terrasse

Tableau III.4: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.S plancher terrasse

Tableau III.5: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'effort tranchant a L'E.L.U Etage courant /RDC

Tableau III.6: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.S Etage courant /RDC

Tableau III.7 : ferrailage des poutrelles

Tableau III.8: l'ancrage des armatures

Tableau III.9 : les différentes descentes des charges de la dalle pleine

Tableau.III.10. Evaluation des différentes descentes des charges pour chaque panneau

Tableau.III.11 : Déterminer la valeur de α et les sens porteur

Tableau.III.12 Evaluation des moments fléchissant des panneaux

Tableau.III.13 : Evaluation des moments fléchissant des panneaux a ELU

Tableau.III.14 : Evaluation des moments fléchissant des panneaux a E.L.S

Tableau.III.15 : ferrailages des panneaux en travée

Tableau.III.16 : ferrailages des panneaux en appuis

Tableau.III.17 : les conditions de la vérification à l'E.L.S

Tableau III.18 : calcul les sections des armatures longitudinal des panneaux en travée

Tableau.III.19. calcul les sections des armatures longitudinal des panneaux en appuie

Tableau.III.20 :

Tableau.III.21 :

Tableau.III.22 :

Tableau III.23 : les efforts internes pour les deux types d'escaliers N°1

Tableau III.24:les efforts internes pour les deux types d'escaliers N°2

Tableau III.25: Ferrailage de la poutre palière

Tableau III.26 : Caractéristiques géométriques et mécaniques

Tableau.III.27 Caractéristiques des câbles.

Tableau III.28 récapitulatif des résultats.

Tableau III.29. récapitulatif des sollicitations maximales.

Tableau.III.30. ferrailages des panneaux en travée.

Tableau.III.31.ferrailages des panneaux en appui.

Tableau.III.32. les conditions de la vérification à l'E.L.S

Chapitre 04 :

Tableau IV.1: Valeur de Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse des variantes.

Tableau IV.3: le poids des différents niveaux de la structure

Tableau IV.4: les différents Caractéristiques géométriques de la structure

Tableau IV.5:Période et facteur de participation massique

Tableau VI.6 : vérification des déplacements suivant le sens X et Y

Tableau IV.7: résultat des forces sismiques

Tableau IV.8: les efforts tranchants résultants

Tableau IV.9. Vérification La participation des éléments résistants au contreventement

Tableau IV.10: Vérification de l'effort $p-\Delta$

Chapitre 05:

Tableau V.1: Vérification des poteaux sous sollicitation normales

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Tableau V.3 : Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons

Tableau V.4 : valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison $1,35G+1,5Q$

Tableau V.5 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELU

Tableau V.6 : les sections des Armatures longitudinales $A_{calculée}$ à l'ELU

Tableau V.7 : valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison $G + Q \pm 1,2 E$

Tableau V.8 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELA pour 2^{ème} cas

Tableau V.9 : les sections des Armatures longitudinales $A_{calculée}$ à l'ELA pour 2^{ème} cas

Tableau V.10 : valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison $G \pm 0,8 E$

Tableau V.11 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELA pour 3^{ème} cas

Tableau V.12 : les sections des Armatures longitudinales $A_{calculée}$ à l'ELA pour 3^{ème} cas

Tableau V.13 : les sections des Armatures longitudinales acceptable

Tableau V.14: Ferrailage longitudinale des poteaux selon condition RPA et BAEL

Tableau V.15: choix des armatures longitudinales

Tableau (V.16) : Vérification des contraintes à l'ELS.

Tableau V.17: Ferrailage transversale des poteaux

Tableau V.18 : Sollicitations des poutres sous différents combinaisons

Tableau V.19: Les résultats de calcule les armatures longitudinales a l'E.L.U

Tableau V.20: Les résultats de calcule les armatures longitudinales a l'E.L.A

Tableau V.21: choix de ferailage

Tableau V.22: Ferrailage longitudinale de poutres principales et secondaires

Tableau V.23: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires

Tableau (V.24) : Vérification des contraintes à l'ELS

Tableau (V.25) : Vérification des contraintes de cisaillement

Chapitre 06:

Tableau.VI.1. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

Tableau .VI.2 : Ferrailage en appui suivants les deux sens

Tableau .VI.3: Réaction à la base de la structure

Tableau.VI.4. Efforts exercés à la base de la tour à l'E.L.A.

Tableau .VI.5. Valeurs des moments pour le panneau le plus sollicité par la méthode de Pigeaud

Tableau.VI.6. ferrailages des panneaux en travée.

Tableau.VI.7.ferraillages des panneaux en appui.

Tableau.VI.8. déterminer La valeur de la charge P_m équivalente

Tableau .VI.9.Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée.

Tableau .VI.10.Valeurs des moments sur appuis.

LISTE DES FIGURE

Chapitre 01 :

Figure I.1.Plan d'architecture –étage courant-

Figure (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

Figure (I.3) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Figure I.3: diagramme contrainte-déformation d'acier

Chapitre 02 :

Figure II.1: coupe plancher terrasse

Figure II.2: coupe plancher étage courant

Figure II.3: Remplissage en double cloisons.

Figure II.4: Remplissage en simple cloisons.

Figure II.5: Dimension De L'acrotère

Figure II.6 : Plancher à corps creux

Figure II.7: Détail Poutrelles

Figure II.8: Dimension d'un panneau de dalle

Figure (II.9) : Coupée voile en élévation.

Figure II.10: Vue en plan d'une cage d'escalier

Figure II.11: Schéma statique d'escalier

Figure II.12: coupe d'escalier N°1 -volée-1- Niveau RDC

Figure II.13: coupe d'escalier N°1 -volée-2- Niveau RDC et 16 ETAGES

Figure II.14: coupe d'escalier N°1 -volée-3- Niveau RDC et 16 ETAGE

Figure II.15: coupe d'escalier N°2 -volée-1- Niveau RDC et 16 étages

Figure II.16: coupe d'escalier N°2 -volée-2- Niveau RDC et 16 étages

Figure II.17: Dimension doit respecter par les poutres

Chapitre 03 :

Figure III.1:Types des poutrelles

Figure III.2 :

Figure III.3: Diagramme des efforts tranchants en KNà E.L.U

Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant en Kn .m à E.L.U

Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant en Kn .m à E.L.S

Figure III.6:Dimension poutrelles

Figure III.7.: ferrailage des poutrelles type1

Figure III.8.: ferrailage des poutrelles type2

Figure III.9: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

Figure III.10. Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

Figure III.11: panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel

Figure III.12: panneau de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel.

Figure III.13 : Panneaux continus au-delà de leurs appuis

Figure III.14: Dimension de la dalle pleine en appui X-X

Figure III.15: Dimension de la dalle pleine en appui X-X

Figure III.16: Dimension de la dalle pleine en travée Y-Y

Figure III.17: Dimension de la dalle pleine en appui Y-Y

Figure III.18: Dimension des panneaux le plus sollicité

Figure III.19:

Figure III.20: Ferrailage de poutre palière

Figure III.21 : schéma statique

Figure III.22: coffrage et ferrailage de l'acrotère

Figure III.23: Dimensions de l'ascenseur

Figure III.24: Schéma d'un ascenseur Mécanique

Chapitre 04 :

Figure. IV.1. Modélisation de la structure par l'interface de robot bat.

Figure IV.2: Diagramme de spectre de réponse

Figure IV.3: disposition des voiles

Figure IV.4 : Translation selon X (mode 1)

Figure IV.5 : Translation selon Y (mode 2)

Figure IV.6 : Rotation selon Z (mode 3)

Figure IV.7: les valeurs de déformation

Figure IV.8 : schéma de déformation de la structure

Chapitre 05:

Figure V.1: Sollicitations sur les poteaux

Figure V.2: zone nodales

Figure V.3: L'ancrage dépend de la longueur de scellement après le coude

Figure V.4: Détail d'une cour d'armatures transversale

Figure V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

Figure V.6: diagramme des moments à l'E.L.U

Figure V.7: diagramme des moments à l'E.L.S

Figure V.8: diagramme des moments à la situation accidentelle : $G+Q+E_x$

Figure V.9: diagramme des moments à la situation accidentelle : $G+Q+E_x$

Figure V.10: diagramme des moments à la situation accidentelle : $G+Q+E_y$

Figure V.11: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G+E_x$

Figure V.12: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G+E_y$

Figure V.13: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G-E_x$

Figure V.14: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G-E_y$

Figure V.15: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

Figure V.16: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $G+Q+E_x$

Figure V.17: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $G+Q+E_y$

Figure V.18: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $G+Q-E_x$

Figure V.19: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $G+Q-E_y$

Figure V.20: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $0,8G+E_x$

Figure V.21: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $0,8G+E_y$

Figure V.22: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $0,8G-E_x$

Figure V.23: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle $0,8G-E_y$

Figure V.24: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

Figure V.25: zone nodales

Figure V.26: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U sens y-y

Figure V.27: diagramme des moments a l'E.L.U sens y-y

Figure. V.28. Schéma de ferrailage des poutres principales.

Figure .V.29. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

Figure .V.30. La disposition des voiles

Figure .V.31. Disposition des armatures verticales dans les voiles

Figure V.32 : diagramme d'une section entièrement comprimée

Figure V.33 : diagramme d'une section entièrement tendue

Figure V. 34 : diagramme d'une section partiellement comprimée

Figure V.35: Disposition constructive des armatures des voiles pleins.

Chapitre 06:

Figure. VI.1: schéma de voile périphérique

Figure. VI.2: Schéma de Ferrailage de voile périphérique

Figure. VI.3. Schéma de transmission des charges sur le radier.

Figure VI.4. Schéma de répartition de charge

Figure. VI.5. Schéma de la poutre (nervure) continue la plus chargée

Figure. VI.6. Schéma de répartition de charge dans le sens longitudinal.

Figure. VI.7. Schéma de répartition de charge dans le sens transversal

Figure. VI.8. Schéma d'une coupe transversale en travée et en appui

Figure. VI.9. Schéma d'une coupe transversale et Les efforts (M, N) dans le débord du radier

Figure. VI.10: Ferrailage de la nervure en travée et la dalle du radie

Figure. VI.11: Ferrailage de la nervure en appui et la dalle du radie

introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

Le développement économique dans les pays industrialisés privilégie la construction verticale dans un souci d'économie de l'espace

Tant que l'Algérie se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, donc elle se représente comme étant une région à forte activité sismique, c'est pourquoi elle a de tout temps été soumise à une activité sismique intense

Cependant, il existe un danger représenté par ce choix (construction verticale) à cause des dégâts comme le séisme qui peuvent lui occasionner.

Chaque séisme important on observe un regain d'intérêt pour la construction parasismique.

L'expérience a montré que la plupart des bâtiments endommagés au tremblement de terre de BOUMERDES du 21 mai 2003 n'étaient pas de conception parasismique. Pour cela,

il y a lieu de respecter les normes et les recommandations parasismiques qui rigidifient convenablement la structure.

Chaque étude de projet du bâtiment a des buts:

- *La sécurité (le plus important): assurer la stabilité de l'ouvrage.*
- *Economie: sert à diminuer les coûts du projet (les dépenses).*
- *Confort*
- *Esthétique.*

L'utilisation du béton armé (B.A) dans la réalisation c'est déjà un avantage d'économie, car il est moins chère par rapport aux autres matériaux (charpente en bois ou métallique) avec beaucoup d'autres avantages comme par exemples :

- *Souplesse d'utilisation.*
- *Durabilité (duré de vie).*
- *Résistance au feu.*

Dans le cadre de ce projet, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, implantée dans une zone de faible sismicité, comportant un RDC et 16 étages à KHENCHELA.

Ce mémoire est constitué de six chapitres

- ◆ *Le Premier chapitre consiste à la présentation complète de bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.*
- ◆ *Le deuxième chapitre présente le prédimensionnement des éléments structuraux (tel que les poteaux, les poutres et les voiles).*
- ◆ *Le 3ème chapitre présente le calcul des éléments non structuraux (l'acrotère, les escaliers et les planchers).*
- ◆ *Le 4ème chapitre portera sur l'étude dynamique du bâtiment, la détermination de l'action sismique et les caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. L'étude du bâtiment sera faite par l'analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul robot bat 2009*
- ◆ *Le calcul des ferrailages des éléments structuraux, fondé sur les résultats du logiciel robot bat 2009 est présenté dans le 5ème chapitre.*
- ◆ *Pour le dernier chapitre on présente l'étude des fondations suivie par une conclusion générale.*

Chapitre I

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I-1 Introduction :

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques.

Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99 modifié en 2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

I.2 Présentation de l'ouvrage:

*Le présent projet consiste à étudier d'un bâtiment (**R+16**) composé d'un rez-de-chaussée et de seize étages. Le rez-de-chaussée Comporte deux logements 2F3 d'habitation, poste transformateur et des espaces est à usage commercial. et les autres niveaux sont à usage d'habitation, chaque étage comporte quatre logements 2F3 et 2F4. La configuration du bâtiment présente une irrégularité en plan et une régularité en élévation.*

*Le bâtiment est considéré comme un ouvrage de grand d'importance «**groupe d'usage 1B** » puisque sa hauteur totale dépasse 48m. Il est implanté à kenchela , ville située en **zone I**, de faible sismicité, selon le règlement parasismique algérien **RPA99 version 2003** et Le site est considéré comme **ferme (S2)**.*

I.3.1 Caractéristiques géométriques:

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de dimensions suivantes:

- Hauteur des étages courants 3.06m.
- Hauteur du rez -de chaussée 3.51 m.
- Hauteur totale du bâtiment sans acrotère 52.47 m.
- Longueur totale du bâtiment en plan 36.00 m.
- Largeur totale du bâtiment en plan 16.15 m.

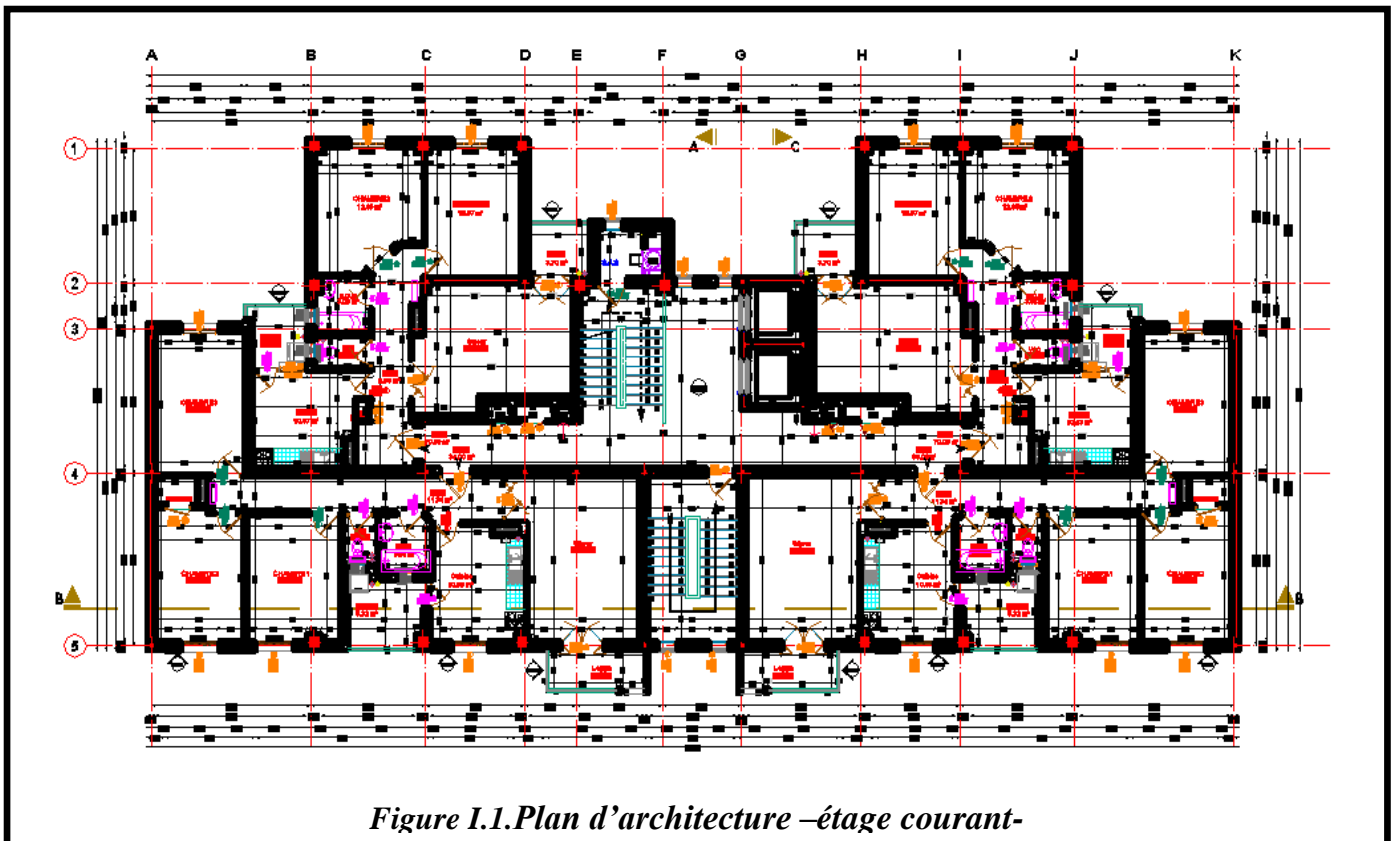
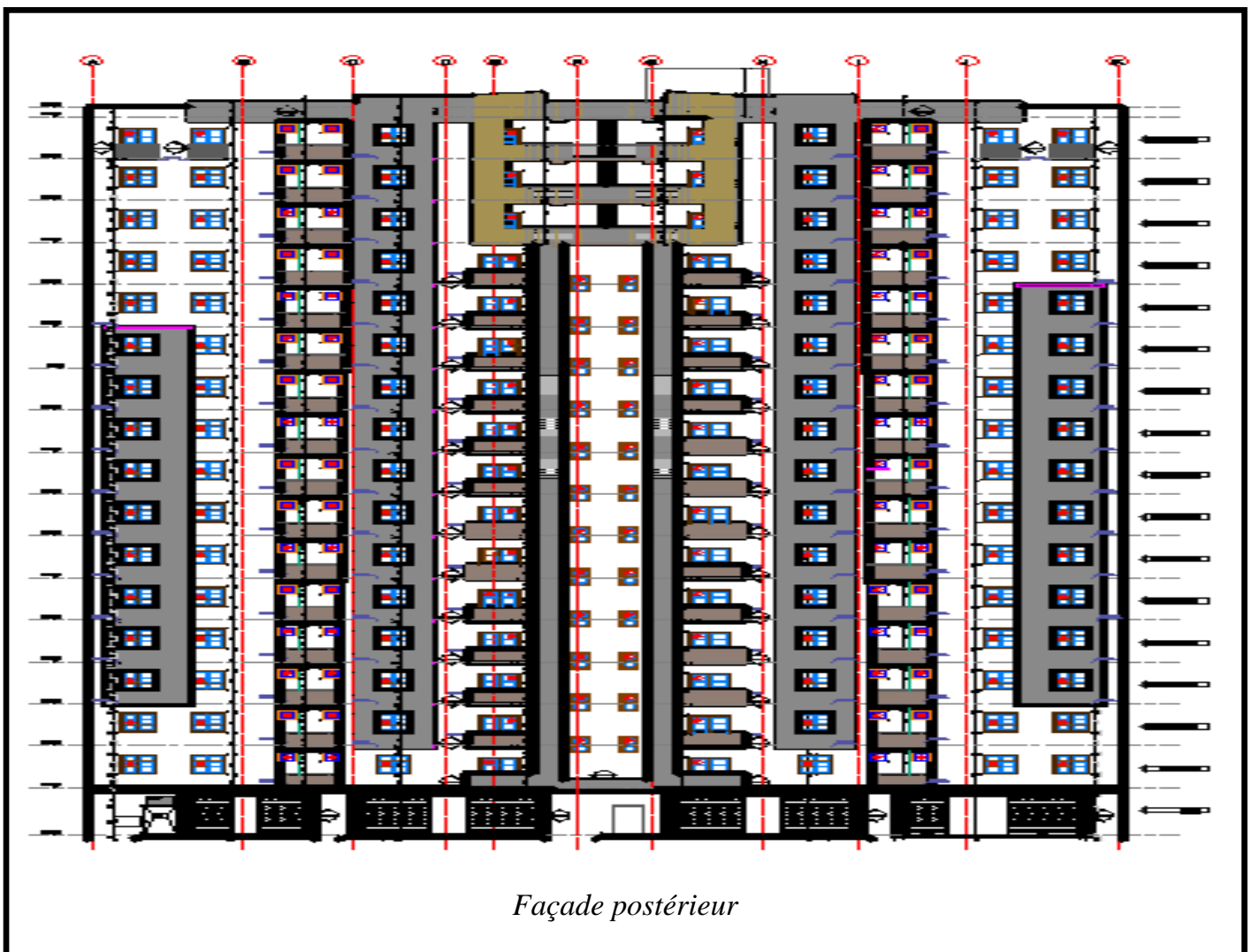


Figure I.1. Plan d'architecture –étage courant-



Façade postérieur



I.3.2. Programme surfacique RDC et étage courant:

Désignations	Surfaces en m ²		Surfaces en m ²	
	F3	F3	F3	F4
Séjour	18,56	18,91	18,91	19,96
Chambre N°01	12,64	12,69	12,67	11,96
Chambre N°02	12,82	-	12,85	11,91
Chambre N°03	-	-	-	13,00
Cuisine	10,43	10,87	10,43	10,85
salle de bain	3,04	3,04	3,05	3,03
toilette	1,88	1,88	1,88	1,37
Rangement	0,33	0,67	0,33	1,22
dégagement	10,30	9,25	9,88	11,34
Surfaces habitable	70,00	57,41	70,00	85,00
Séchoir	3,39	2,44	3,39	05,32
Logea	3,02	3,02	3,70	4,20
Surface totale	76,41	62,87	77,10	94,52
Commerce N°01	20,61		-	-
Commerce N°02	42,11		-	-
Commerce N°03	41,80		-	-
Commerce N°04	50,28		-	-
Surface totale	154,80		-	-
Surfaces habitable moyenne	77.50			
Surfaces habitable totale	310.00			
Surfaces construite nette	496.01			

I.4 Conception de la structure :

I.4.1 Ossature de l'ouvrage:

La structure à ossature en béton armé leur système de contreventement mixte est constitué par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques - voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales.

I.4.2 Planchers :

Les planchers sont des parties horizontales de la Construction séparant les niveaux d'un bâtiment, on distingue :

- Plancher à corps creux.*
- Plancher à dalle pleine.*

I.4.2 .1 Planchers Corps Creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.

Nous avons optés pour des dalles en corps creux, pour les raisons suivantes :

- *Facilité de réalisation.*
- *Les portées de notre projet ne sont pas grandes.*
- *Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.*
- *Raison économique.*

I.4.2 .2 Planchers dalle pleine :

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

I.4.3 Escaliers:

Le bâtiment comporte un seul type d'escaliers à deux volées et un palier de repos. Les escaliers sont coulés sur place.

I.4.4. Gaine d'ascenseurs :

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

I.4.5 Maçonneries:

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

Les murs extérieurs sont constitués en double parois de briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparés par une lame d'air de 5cm d'épaisseur.

Les murs intérieurs sont constitués d'une seule paroi de briques d'épaisseur 10cm.

I.4.6. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- *Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.*
- *De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.*
- *Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.*
- *L'étanchéité multi couche pour les planchers terrasses.*

I.4.7 L'acrotère:

Au niveau de terrasse, le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 70 cm d hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8 Terrasse:

Le bâtiment comporte deux types des terrasses accessibles et inaccessibles.

I.4.9 poteaux : *en béton armé.*

I.4.10.poutres : *en béton armé.*

I.4.11. voiles : *en béton armé.*

I.4.12. Isolation :

L'isolation acoustique est assurée par le vide de corps creux et la masse du plancher, par contre au niveau de murs extérieurs l'isolation est assurée par le vide d'air entre les deux parois qui compose se dernier, et par la minimisation des ponts thermique en cour de réalisation.

A noter que l'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour le plancher terrasse.

I.4.13.1 Fondation:

Afin de connaitre la nature et le comportement des sols sous –jacent, les travaux et les essais sont réalisé in situ suivants :

- **Sondage carotté** : 09 sondages en carottage continu avec des profondeurs d'investigation variant de 12.00à15.00m.
- *Terre végétale (0.30-2.00m).*

Au dessous, les formations des soles relevées suivantes :

Au Sondage 01 :

- *Marne calcaire jaunâtre d'aspect schisteux indurée (0.30-5.00m).*

- *Marne calcaire verdâtre d'aspect schisteux indurée (5.00-7.00m).*
- *Calcaire compact gris (7.00-15.00m).*

➤ **Pénétromètre dynamique :**

Les essais permettent de détecter la moindre anomalie ou chargement brutal dans la consistance des couches du sous sol, et d'évaluer la portance du sol support.

I.4.13.2 La conclusion des résultats :

Le rapport de sol relatif au terrain, indique que : Les sols mise en évidence se caractérisent par une couche de terre végétale d'une épaisseur variant de 0.30 à 0.20m .

- *La contrainte de sol recommandée est de 1.80 bars et les tassements absolus et différentiels sous cette contrainte se feront durant la construction.*
- *L'assise sera sur des fondations superficielles ancrées à 4,00m à partir du niveau actuel du terrain naturel.*
- *Les sols sous fondations sont non gonflants.*
- *Le sol de fondation est d'agressivité très forte vis-à-vis du béton de l'infrastructure.*

I-5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Le matériau essentiel utilisé pour la construction de cet ouvrage est le béton armé, constitué de béton et d'acier.

I-5-1- Béton :

I-5-1-1 Matières constitutives du béton:

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

- ◆ *350 kg de ciment de CPJ*
- ◆ *400 L de sable $D_s < 5 \text{ mm}$*
- ◆ *800 L de gravillon $5 \text{ mm} < D_g < 25 \text{ mm}$*
- ◆ *175 L d'eau de gâchage*

I-5-1-2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton:

- ◆ **Masse volumique :** *pour le béton non armé, elle est prise dans notre présente étude égale à 2.5 t/m³.*

♦ **Résistance à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à j jours d'âge est déterminée à partir d'essais sur des éprouvettes normalisées de 16 cm de diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour un dosage courant de 350 Kg/m³ de ciment CPA325, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25$ MPa).

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{si} : j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots \dots \dots \text{si} : j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40 + 0.95j} f_{c28} \dots \dots \dots \text{si} : j < 28 \text{ jours.} \\ f_{cj} = f_{c28} \dots \dots \dots \text{si} : j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

♦ **Résistance à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{ij} , est conventionnellement définie par les relations :

$$\begin{cases} f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{i28} \dots \dots \dots \text{si} : f_{c28} \leq 60 \text{ Mpa.} \\ f_{ij} = 0.275 (f_{cj}) \dots \dots \dots \text{si} : f_{c28} > 60 \text{ Mpa.} \end{cases}$$

On a été amené à se fixer une valeur de 25 MPa pour f_{c28} , et par conséquent :
 $f_{i28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1$ MPa.

Un contrôle régulier sur chantier est exigé.

♦ **Contraintes limites :**

1. à l'ELU :

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression : $f_{bu} = \frac{0,85}{\theta \gamma_b} f_{cj}$

Avec : $\gamma_b = 1,50$ en cas de situation durable ou transitoire.

$\gamma_b = 1,15$ en cas de situation accidentelle.

Le coefficient de minoration 0,85 a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

θ : coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à :

- 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h.
- 0.9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0.85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

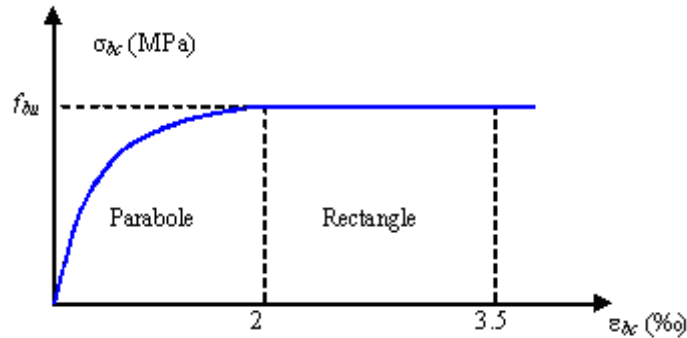


Figure (I.2) : Diagramme contraintes-déformations du béton à L'ELU.

2. à ELS : est donné par $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$ donc : $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

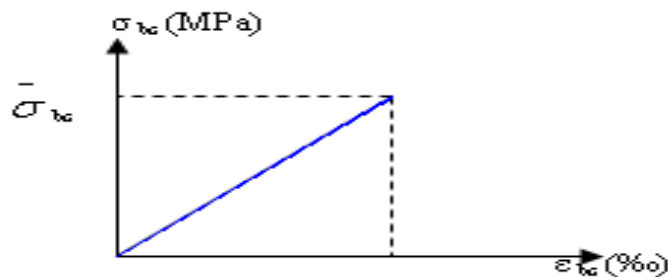


Figure (I.3) : Diagramme contraintes-déformations du béton à l'ELS.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

♦ Module de déformation longitudinale du béton :

Ils existent deux modules de déformation déterminés d'après le **BAEL 91**.

1. Le module de déformation instantanée : Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad D'ou : \quad E_{i28} = 32164,2MPa$$

2. Le module de déformation différée : Pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \quad si \quad f_{c28} \leq 60Mpa \quad d'ou : \quad E_{v28} = 10818,865MPa$$

♦ **Coefficient de Poisson:**

Ce coefficient étant le rapport des déformations transversales et des déformations longitudinales noté "ν". Conformément au règlement **BAEL 91**:

à l'ELU : $\nu=0 \Rightarrow$ calcul des sollicitations (béton fissuré).

à l'ELS : $\nu=0,2 \Rightarrow$ calcul des déformations (béton non fissuré).

I-5-2 ACIER:

L'acier est un alliage fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, On distingue deux types d'aciers :

- ♦ Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- ♦ Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\ \text{MPa}$.

La caractéristique mécanique la plus importante des aciers est la limite élastique f_e

Type	Nuance	Limite élastique f_e (MPa)	$\epsilon_{es} \text{ } \text{‰}$	Emploi
Barre HA <i>type 1 et 2</i>	FeE40	400	1.74	Emploi courant
Rond lisse	FeE22	215	0.935	Emploi courant
	FeE24	235	1.02	Epingles de levage des pièces préfabriquées
Treillis	TL50 $\phi \leq 6\text{mm}$	500	2.261	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL52 $\phi > 6\text{mm}$	520	1.917	

Tableau (I-1) : Caractéristiques mécaniques des aciers.

I-5-2 -1 Contraint limite de l'acier :

♦ **Contrainte à ELU :**

On adopte le diagramme contrainte-déformation suivant, avec :

f_e : contrainte limite élastique.

ε_s : déformation (allongement) relative de l'acier.

$$\varepsilon_{es} = \left(\frac{f_e}{\gamma_s E_s} \right)$$

σ_s : contrainte de l'acier.

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

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1.15$ en cas de situations durables ou transitoires.

$\gamma_s = 1.00$ en cas de situations accidentelles.

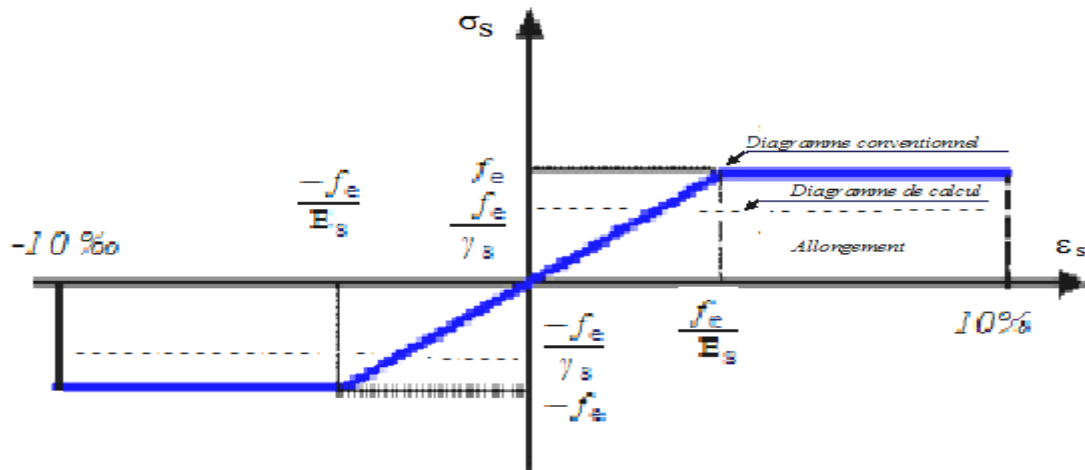


Figure I.4: diagramme contrainte-déformation d'acier

♦ **Contrainte à ELS:**

Cette contrainte dépend de la nature des fissures dans le béton, on détermine :

1. Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
2. Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$ (MPa)
3. Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} (1/2f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$ (MPa)

Avec η : coefficient de fissuration.

$\eta=1$ pour les aciers ronds lisses.

$\eta=1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA).

♦ **Coefficient d'équivalence:**

Le coefficient d'équivalence noté η est le rapport suivant : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

Avec :

n : coefficient d'équivalence.

E_s : module de déformation de l'acier.

E_b : module de déformation du béton.

I-6 HYPOTHESES DE CALCUL :

L'étude de cet ouvrage est effectuée conformément aux règlements ci-après :

I-6-1 Le règlement BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) : basé sur la théorie des états limites.

I-6-1-a Etats limites ultimes (ELU) : correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction, soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.

➤ **Hypothèses :**

- ♦ Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
- ♦ Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
- ♦ Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- ♦ L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 ‰ et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3.5 ‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2 ‰ dans le cas de la compression simple, par conséquent, le diagramme des déformations passe par l'un des trois pivots (A, B, C).

I-6-1-b Etats limites de service (ELS) : constituent les frontières au-delà desquelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.

➤ **Hypothèses:**

- ♦ *Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.*
- ♦ *Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.*
- ♦ *Le béton tendu est négligé dans les calculs.*
- ♦ *Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.*
- ♦ *Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s=15E_b$; $n=15$).*

*Le **RPA99/version2003** (Règles Parasismiques Algériennes) : c'est le code de calcul.*

Chapitre II

Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charge

II-1 Introduction :

Le pré dimensionnement est déterminé les sections économiques des différents éléments de la structure pour assurer la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage selon les règles BAEL91 et RPA99 version 2003.

II.2. Evaluation des charges et surcharges:

II.2.1 Les planchers :

II.2.1.1 Planchers terrasse est inaccessible

La terrasse est inaccessible est réalisée en plancher à corps creux surmonté de plusieurs couches de protection en forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

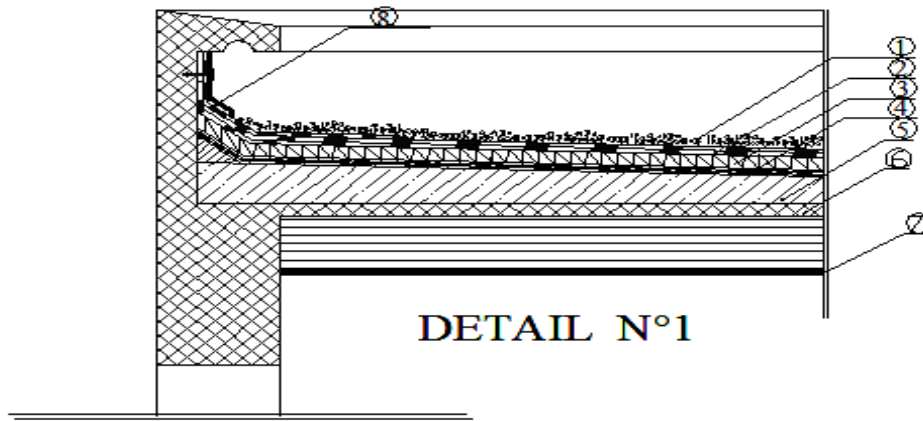
➤ **Charge permanente :**

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>ρ (kn/m³)</i>	<i>G (kg/m²)</i>
<i>1- Protection en gravillon</i>	5	1700	85
<i>2- Etanchéité multicouche</i>	2	600	12
<i>3-Isolation en polystyrène de 4 cm d'épaisseur + polyane</i>	4	400	16
<i>4-Ecran par vapeur 36 S+ EIF et EAC</i>	2,5	2000	50
<i>5- Forme de pente</i>	10	2200	220
<i>6- Dalle en corps creux</i>	21	1400	294
<i>7- Enduit en plâtre</i>	2	1000	20

$G = 697 \text{ kg/m}^2$

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

Tableau (II.1) : Evaluation des charges permanentes du plancher terrasse.



- 1 : PROTECTION DE L'ETANCHEITE EN GRAVILLON ROULE DE 5cm D'ÉPAISSEUR
- 2 : ETANCHEITE MULTICOUCHES 3x36 S + EAC
- 3: ISOLATION EN POLYSTYRENE DE 4 cm D'ÉPAISSEUR + POLYANE
- 4: ECRAN PAR VAPEUR 36 S+ EIF et EAC
- 5: FORME DE PENTE EN BETON MAIGRE
- 6: DALLE DE COMPRESSION
- 7: ENDUIT EN PLATRE
- 8: RELEVÉ D'ETANCHEITE EN PAX ALUMINIUM

Figure II.1: coupe plancher terrasse

II.2.1.2 Dalle pleine :

➤ **Charge permanente:**

Matériaux	Épaisseur (cm)	ρ (kn/m ³)	G (kg/m ²)
1- Protection en gravillon	5	1700	85
2- Étanchéité multicouche	2	600	12
3- Isolation en polystyrène de 4 cm d'épaisseur + polyane	4	400	16
4- Ecran par vapeur 36 S+ EIF et EAC	2,5	2000	50
5- Forme de pente	10	2200	220
6- Dalle pleine	15	2500	375
7- Enduit en plâtre	2	1000	20

$G = 778 \text{ kg/m}^2$

$Q = 100 \text{ kg/m}^2$

Tableau II.2: Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine du plancher terrasse

II.2.1.3 Planchers terrasse est accessible

➤ Charge permanente :

Matériaux	Epaisseur (cm)	(ρ (kn/m ³	G (kg/m ²)
2-Carrelage	2	2200	44
3.1-Mortier de pose	2	2000	40
3.2-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle en corps creux	16+5	1400	294
5-Enduit en plâtre	2	1000	20

$G = 434 \text{ kg/m}^2$

$Q = 500 \text{ kg/m}^2$

Tableau (II.3) : La charge permanente du plancher terrasse accessible

II.2.1.4 Dalle pleine du plancher terrasse accessible :

➤ Charge permanente:

Matériaux	Epaisseur (cm)	(ρ (kn/m ³	G (kg/m ²)
2-Carrelage	2	2200	44
3.1-Mortier de pose	2	2000	40
3.2-Lit de sable	2	1800	36
4-Dalle pleine	15	2500	375
5-Enduit en ciment	2	2000	40

$G = 535 \text{ kg/m}^2$

$Q = 500 \text{ kg/m}^2$

Tableau (II.4) La charge de la dalle pleine du plancher terrasse accessible

II.2.1.5 Planchers étages courant +RDC : les planchers des étages courant sont en corps creux.

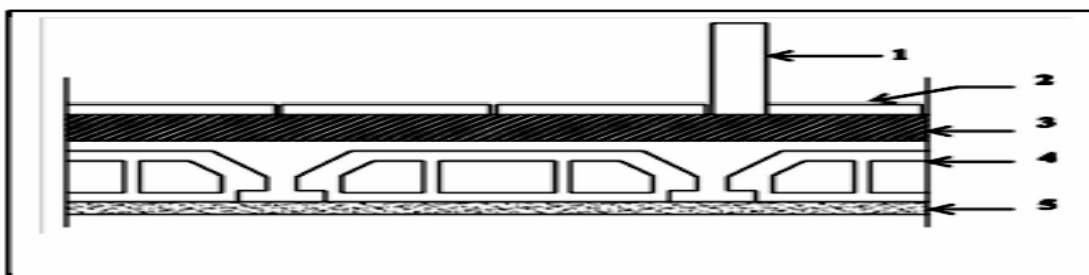


Figure II.2: coupe plancher étage courant.

➤ **Charge permanente:**

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>(ρ (kn/m³</i>	<i>G (kg/m²)</i>
<i>1-cloison de séparation</i>	<i>10</i>	<i>1000</i>	<i>100</i>
<i>2-Carrelage</i>	<i>2</i>	<i>2200</i>	<i>44</i>
<i>3.1-Mortier de pose</i>	<i>2</i>	<i>2000</i>	<i>40</i>
<i>3.2-Lit de sable</i>	<i>2</i>	<i>1800</i>	<i>36</i>
<i>4-Dalle en corps creux</i>	<i>16+5</i>	<i>1400</i>	<i>294</i>
<i>5-Enduit en plâtre</i>	<i>2</i>	<i>1000</i>	<i>20</i>

$G = 534 \text{ kg/m}^2$

$Q = 175 \text{ kg/m}^2$

Tableau (II.5) : Evaluation des charges permanentes du plancher courant.

II.2.1.6 Dalle pleine (Balcon) :

➤ **Charge permanente:**

<i>Matériaux</i>	<i>Epaisseur (cm)</i>	<i>(ρ (kn/m³</i>	<i>G (kg/m²)</i>
<i>1-cloison de séparation</i>	<i>10</i>	<i>1000</i>	<i>100</i>
<i>2-Carrelage</i>	<i>2</i>	<i>2200</i>	<i>44</i>
<i>3.1-Mortier de pose</i>	<i>2</i>	<i>2000</i>	<i>40</i>
<i>3.2-Lit de sable</i>	<i>2</i>	<i>1800</i>	<i>36</i>
<i>4-Dalle pleine</i>	<i>15</i>	<i>2500</i>	<i>375</i>
<i>5-Enduit en ciment</i>	<i>2</i>	<i>2000</i>	<i>40</i>

$G = 635 \text{ kg/m}^2$

$Q = 350 \text{ kg/m}^2$

Tableau (II.6) : Evaluation des charges permanentes de la dalle pleine

II.2.2.1 Mur extérieur: Mur double parois (15+10) cm séparé par un vide de 5cm (vide d'isolation)

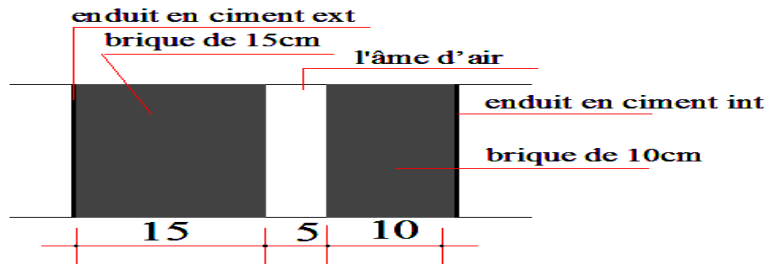


Figure II.3: Remplissage en double cloisons.

➤ **Charge permanente:**

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	ρ (Kn/M ³)	G (KG/M ²)
Brique creux	15	1400	210
Brique creux	10	1400	140
Enduit intérieur en ciment	2	2000	40
Enduit extérieur en ciment	2	2000	40
G = 430 kg/m²			

Tableau (II.7) : Evaluation des charges permanentes de mur extérieur.

II.2.2.2 Murs intérieurs (simple parois) :

➤ **Charge permanente:**

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	ρ (Kn/M ³)	G (KG/M ²)
Enduit en plâtre	2	1000	20
Brique creux	10	1400	140
Enduit en plâtre	2	1000	20
G = 180 kg/m²			

Tableau (II.8) : Evaluation des charges permanentes de mur intérieur.

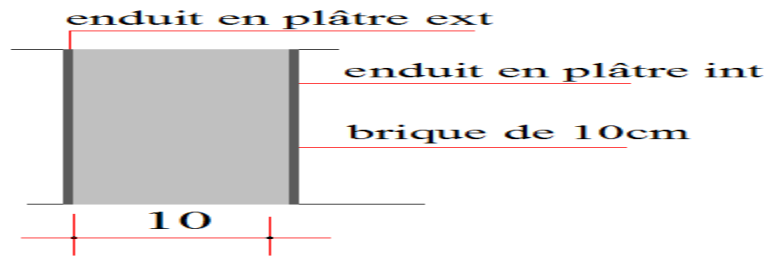


Figure II.4: Remplissage en simple cloisons.

➤ **Remarque:**

Les murs peuvent être avec ou sans ouvertures donc il est nécessaire d'opter des coefficients selon le pourcentage d'ouvertures :

Mur extérieure	Charge permanente: G (kg/m^2)
Murs avec portes (90%G).	$G = 387 \text{ kg/m}^2$
Murs avec fenêtres (80%G).	$G = 344 \text{ kg/m}^2$
Murs avec portes et fenêtres (70%G).	$G = 301 \text{ kg/m}^2$

II.2.3 L'Acrotère:

$$S = (0.03 \times 0.2) / (2) + (0.07 \times 0.2) + (0.1 \times 0.65) = 0,082 \text{ m}^2$$

$$G = (0.082 \times 2500) = 205 \text{ Kg/ml}$$

Charge permanente : $G = 205 \text{ kg/ml}$

Charge d'exploitation : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$

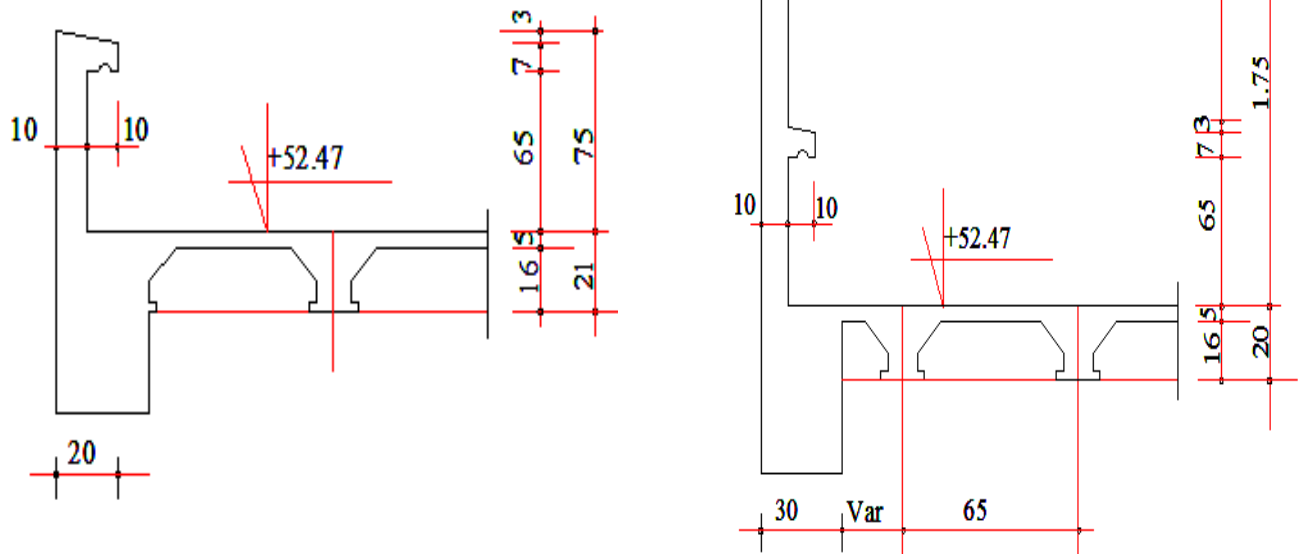


Figure II.5: Dimension De L'acrotère

La charge horizontale:

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

A : coefficient d'accélération

- zone **I** et groupe d'usage **1B** $\Rightarrow A = 0,12$

C_p: Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires

- pour le consol : ***C_p* = 0.8**

W_p : poids de l'acrotère ***W_p* = 205 kg/ml**

D'ou :

$$F_p = 4 \times 0,12 \times 0,8 \times 205 = 78.72 \text{ kg/ml}$$

II.2.4 L'ascenseur :

Charge permanente : ***G* = 2998,78 kg/ml**

Charge d'exploitation : ***Q* = 600 kg/m²**

II.2.4 L'escalier:

II.2.4.1 Palier :

MATERIAUX	EPAISSEUR (CM)	ρ (Kn/M³)	<i>G</i> (KG/M²)
<i>Carrelage</i>	2	2200	44
<i>Mortier de pose</i>	2	2000	40
<i>Lit de sable</i>	2	1800	36
<i>Dalle en BA</i>	16	2500	400
<i>Enduit en ciment</i>	2	2000	40

$$G = 560 \text{ kg/m}^2$$

$$Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

Tableau (II.9) : Evaluation des charges permanentes de palier

II.2.4.2 Volée:

<i>Matériaux</i>	<i>Ep (cm)</i>	<i>(ρ (kn/m³</i>	<i>G (kg/m²)</i>
<i>Carrelage horizontale</i>	2	2200	44
<i>Mortier de pose horizontale</i>	2	2000	40
<i>Lit de sable</i>	2	1800	36
<i>Carrelage verticale</i>	2	2200	$0.02 \times 2200 \times 0.17 / 0.30 = 24.93$
<i>Mortier de pose verticale</i>	2	2000	$0.02 \times 2000 \times 0.17 / 0.30 = 22,67$
<i>Marche</i>	17	2500	$2500 \times 0.17 / 2 = 212,50$
<i>Paillasse1 (escalier N°1)</i>	16	2500	$(2500 \times 0,16) / \cos 32.12^\circ = 472.29$
<i>Paillasse2 (escalier N°1 ,N2)</i>	16	2500	$(2500 \times 0,16) / \cos 32.52^\circ = 474.38$
<i>Paillasse3 (escalier N°1)</i>	16	2500	$(2500 \times 0,16) / \cos 35.31^\circ = 490.17$
<i>Enduit ciment</i>	2	2000	40
<i>Gardes corps</i>	/	/	100

➤ **Charge permanente et exploitation aux différentes volées :**

<i>volée</i>	<i>G (kg/m²)</i>	<i>Q(kg/m²)</i>
<i>N° 1</i>	992.39	250
<i>N° 2</i>	994.48	250
<i>N° 3</i>	1010.01	250

Tableau (II.10) : Evaluation des charges permanentes de volée

II.3 Prédimensionnement des planchers:

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux.

II.3 .1 Plancher a Corps Creux :

le plancher comprend les éléments et opération suivants :

1. poutrelles en béton armé.
2. corps creux ou hourdis.
3. armature de répartition.
4. bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur.

On a opté pour des planchers à corps creux et ceci pour les raisons suivantes:

- la facilité de réalisation.
- les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes .
- diminuer le poids de la structure et par conséquent le résultant de la force sismique.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation et de résistance.

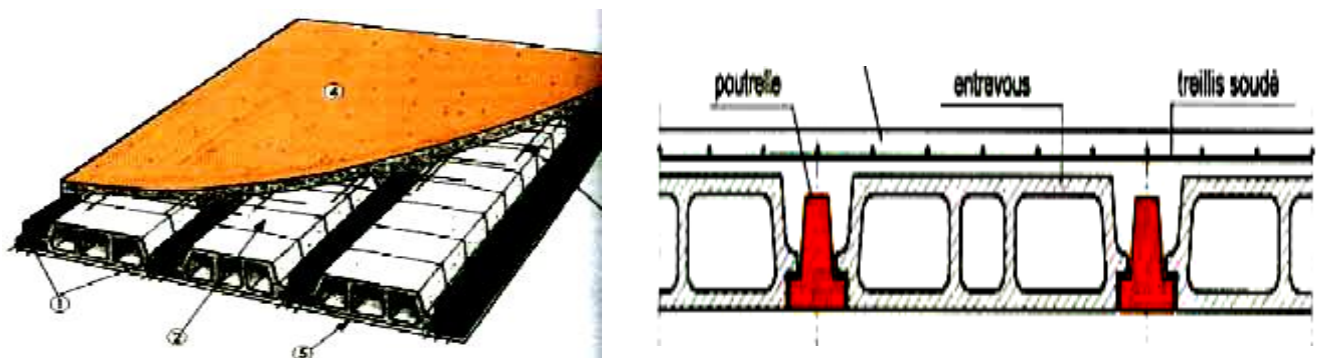


Figure II.6 : Plancher à corps creux

-Résistance au feu:

D'après BEAL 91:

- $e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.
- $e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.
- $e = 17,5$ pour un coupe feu de quatre heures
- On admet que : $e = 21 \text{ cm}$

2-Résistance à la flexion :

- Dalles reposant sur deux appuis : $L_x / 35 \leq e \leq L_x / 30$.
- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x / 50 \leq e \leq L_x / 40$.

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas défavorable)

Dans notre cas la dalle reposant sur quatre appuis à une portée égale à :

$$L_x = 5,25m$$

Ceci engendre donc : $525/50 \leq e \leq 525/40 \Rightarrow 10,5 \text{ cm} \leq e \leq 13,13 \text{ cm}$

On prend **$e = 21 \text{ cm}$**

3-Condition de flèche:

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux. Pour le Pré dimensionnement de la hauteur des poutrelles en utilisera la formule empirique suivante :

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

L : la portée maximale de la poutrelle mesurée à nu des appuis

On a: $L = 525 - 30 = 495 \text{ cm}$ d'ou $19,80 < h_t < 24,75$

Donc on adopte une épaisseur de: $h_t = 21 \text{ cm}$

Tel que : $h_t = d + e \Rightarrow \begin{cases} d = 16 \text{ cm} \\ e = 5 \text{ cm} \end{cases}$

4- Isolation phonique:

Selon les règles techniques «CBA93» en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à: **$e = 21 \text{ cm}$**

Choix : Nous optons pour un plancher à corps creux de 21cm (16+5)

- hauteur du corps creux est égale à 16 cm.
- épaisseur de la dalle de compression égale à 5 cm.

II.3 .2 Prédimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, elles sont assimilées à une poutre semi encastré. Leur calcul est associé à celui d'une poutre continue semi encastrée aux poutres de rives. Les poutrelles sont calculées en deux phases :

b_0 est pris égal à 12cm selon BAEL pour des raisons pratiques

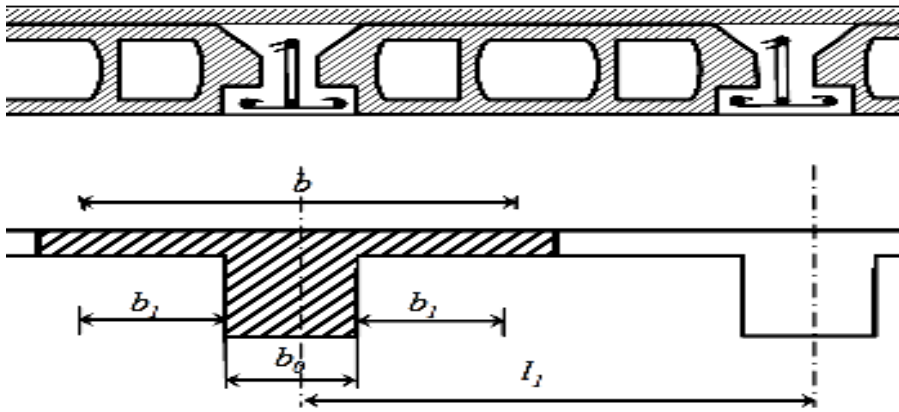


Figure II. 7: Détail Poutrelles

h_0 : épaisseur de la dalle = 5cm

l_1 : distance entre-axes de deux poutrelles successives.

$l_1=65$ cm

l : Longueur de la plus grande travée (4,95cm)

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(l_1 - b_0)}{2} \\ \frac{l}{10} \\ 6xh_0 \leq b_1 \leq 8xh_0 \end{array} \right. \Rightarrow b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{(65 - 12)}{2} = 26.5\text{cm} \\ \frac{l}{10} = \frac{495}{10} = 49.5\text{cm} \\ 30 \leq b_1 \leq 40 \end{array} \right.$$

Choix : $b_1= 26.5\text{cm}$, pour avoir $\Rightarrow b=2b_1+b_0 \Rightarrow b=2x24+12=65\text{cm}$

II.3 .3 Prédimensionnement Plancher en dalle pleine :

Les dalles sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Elles reposent sur deux, trois, ou quatre appuis.

➤ Détermination du sens de portée de la dalle :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

- Pour $\alpha < 0.4$; la dalle porte dans un seul sens
- Pour $0,4 \leq \alpha \leq 1$; la dalle porte suivant deux directions

Avec : $L_x \leq L_y$

L_x : Plus petite dimension du panneau de dalle et

L_y : Plus grande dimension du panneau de dalle.

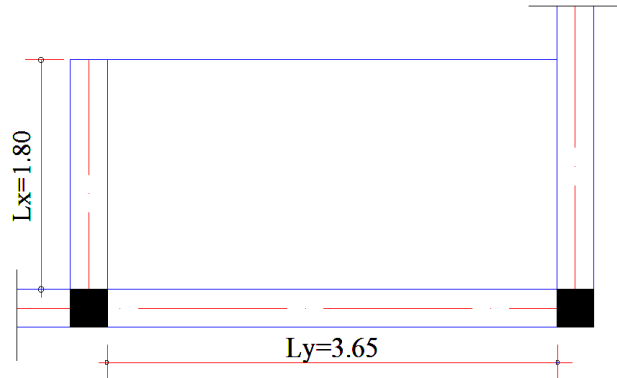


Figure II.8: Dimension d'un panneau de dalle

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.80}{3.65} = 0.49 > 0.40 \quad \text{Donc dalle portant suivant deux sens}$$

1-Condition de résistance a la flexion :

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité, l'Epaisseur de la dalle e est donnée par:

- ♦ Cas d'une dalle qui porte suivant un sens :

1. $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 0,4$ et
2. La charge doit être uniformément répartie.

$$\Rightarrow e = \left(\frac{1}{35} \div \frac{1}{30} \right) L_x$$

- ♦ Cas d'une dalle qui porte suivant deux sens:

1. $0.4 \leq \alpha \leq 1$ et
2. La charge est uniformément répartie ou
Ou bien dalle soumise à une charge concentrée
quelque soit la valeur de α .

$$\Rightarrow e = \left(\frac{1}{50} \div \frac{1}{40} \right) L_x$$

On a La dalle portant suivant deux sens :

$$\frac{L_{\max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{40} \Rightarrow \frac{180}{50} \leq e \leq \frac{180}{40}$$

$$3.60cm \leq e \leq 4.50cm$$

On adopte : $e=10\text{cm}$

2-Résistance au feu :

L'épaisseur minimale de la dalle pleine, pour deux heures de coupe-feu doit être égale à 11cm. On adopte : $e=15\text{cm}$

3- Isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, il est exigé une masse surfacique minimale M de 350 kg/m^2 d'où l'épaisseur minimale de la dalle est :

$$e = \frac{M}{\rho} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm} \qquad \text{On adopte : } e=14\text{cm}$$

Conclusion :

$$e = \max \{10 ; 15 ; 14 \} (\text{cm})$$

Choix : Nous optons pour une dalle pleine de 15cm d'épaisseur

II.4 Predimensionnement Des Poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements vertical ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par **BAEL91** et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**

II.4.1 Poutres principales (porteuses):

D après le BAEL91:

- 1) $\frac{L}{12} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ h_t : hauteur de la poutre.
- 2) $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

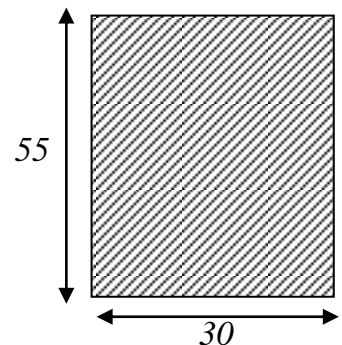
Avec : L : portée maximale des travées du portique

Nous avons : $L= 5.70 \text{ m}$.

$$1) \quad \frac{570}{15} \leq h_t \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 47,5 \text{ cm} \leq h_t \leq 57 \text{ cm}$$

On prend: **$h=55\text{cm}$** .

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 16.5\text{cm} \leq b \leq 38.50\text{cm}.$$



On prend $b=30\text{cm}$

les dimensions des poutres doivent respecter l'article :7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 55\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.83 < 4$ vérifie.

1. Pour les poutres de la portée : $L = 5.70 \text{ m}$.on prend poutre $(30 \times 55) \text{ cm}^2$

2. Pour les poutres de la portée : $L = 4.10 \text{ m}$ on prend poutre $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

II.4.2 poutres secondaires (non porteuses) :

D'après le BAEL91:

1) $\frac{L}{12} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$ h_t : hauteur de la poutre.

2) $0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t$ b : largeur de la poutre.

Avec : L : portée maximale de poutre.

Nous avons : $L = 4.95 \text{ m}$.

1) $\frac{495}{15} \leq h_t \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 33\text{cm} \leq h_t \leq 49.50 \text{ cm}$.

On prend $h=45 \text{ cm}$.

2) $0.3h_t \leq b \leq 0.7 h_t \Rightarrow 13.50\text{cm} \leq b \leq 31.50\text{cm}$.

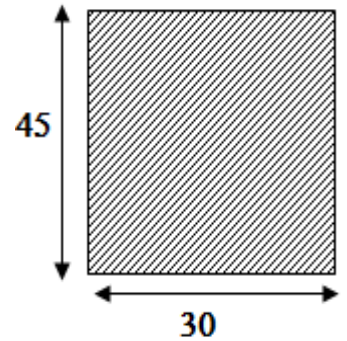
On prend $b=30 \text{ cm}$.

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article : 7.5.1 de RPA 99 suivant :

- 1. $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- 2. $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 45\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- 3. $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1.50 < 4$ vérifie.

1. Pour la portée : $L = 4.95 \text{ m}$.on prend les poutres secondaires $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

2. Pour la portée : $L = 3.65 \text{ m}$ on prend les poutres secondaires $(30 \times 35) \text{ cm}^2$



Les Poutres principales ($b \times h$) cm^2	les poutres secondaires ($b \times h$) cm^2
30x55	30x45
30x40	30x35

Tableau (II.11) : les dimensions des poutres

II.4-3 Pré dimensionnement des longrines :

D'après le RPA99 version, la dimension minimale de la section transversale de la longrine est de : Pour site S2 : (25x30) cm²

Le Prédimensionnement de la longrine est donnée par la formule :

➤ **Le sens longitudinal :**

$$\frac{L}{16} \leq h_t \leq \frac{L}{10} \quad \begin{array}{l} ht : \text{ hauteur de la longrine.} \\ L=5.70m \end{array}$$

$$\frac{570}{16} \leq h_t \leq \frac{570}{10} \Rightarrow 35.62 \leq h_t \leq 57$$

Soit **h = 35 cm, b = 30 cm**

➤ **Le sens transversal :** L=4.95m

$$\frac{495}{16} \leq h_t \leq \frac{495}{10} \Rightarrow 30.94 \leq h_t \leq 49.5$$

On choisit une section de : **(30x30) cm²** pour le sens transversal.

(30x35) cm² pour : L=4.95m

II.5 Predimensinnement des voiles :

Le Pré dimensionnement des voiles de contreventement en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 des RPA99/Version2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre une partie des efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

- Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.
- Les actions horizontales : effets de séisme et/ou du vent.
- Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.
- Seuls les efforts de translation seront pré en compte ceux de la rotation ne sont pas connus de la cadre de ce pré dimensionnement.

D'après le **RPA 99** article 7.7.1 sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants à la condition: **L ≥ 4 e**

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

Avec :

L : longueur du voile

e : épaisseur du voile

h_e : hauteur d'étage

$e_{\min} = 15\text{cm}$

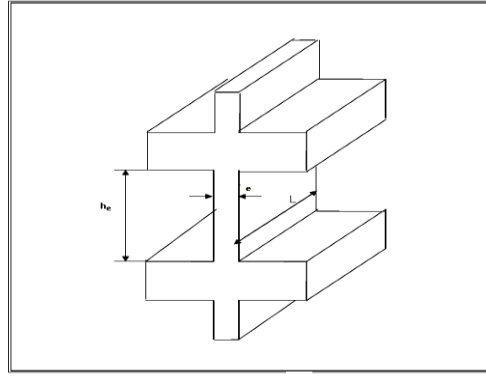


Figure (II.9) : Coupée voile en élévation.

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

$$e \geq \text{MAX} \left\{ e_{\min}, \frac{h_e}{25}, \frac{h_e}{22}, \frac{h_e}{20} \right\}$$

$$e \geq \frac{h_e}{20}$$

pour étage : $h_e = 3.06\text{m}$:

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{306}{20} = 15.30$$

pour RDC : $h_e = 3.51\text{m}$

$$e \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow e \geq \frac{351}{20} = 17.55$$

On prend : $e = 20\text{cm}$.

II.-6.1 pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est une suite régulière de plans horizontaux permettant de passer d'un niveau à un autre.

Pour les différents types d'escaliers on considère les paramètres suivants :

h : hauteur de la contre marche.

g : la largeur de la marche.

D'après la formule de Blondel :

$$60\text{ cm} < 2h + g < 65\text{ cm}$$

h : varié de 14 cm à 18 cm

g : varié de 25 cm à 32 cm.

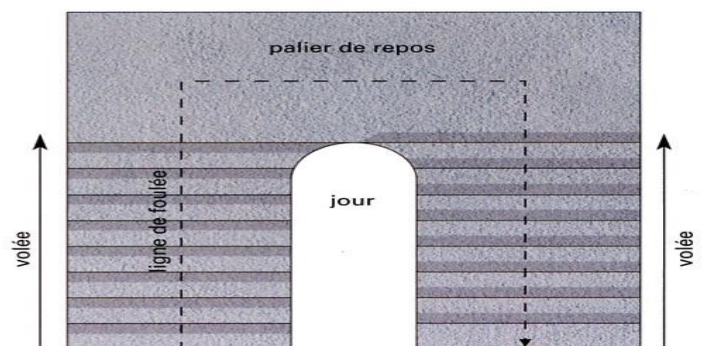


Figure II.10: Vue en plan d'une cage d'escalier

Les caractéristiques géométriques des escaliers

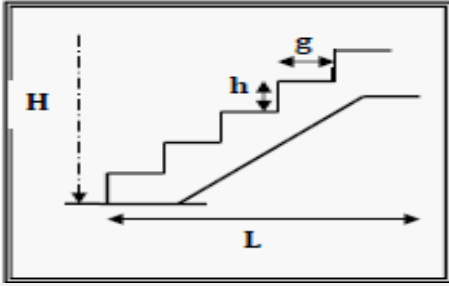


Figure II.5: Coupe des escaliers

	Escalier N°1 RDC	Escalier N°2 (RDC et Etage Courant) et Escalier N°1 (Etage Courant)
Hauteur D'étage	$h=3,51m$	$h=3,06m$
Giron(m) $25\text{ cm} < g < 32\text{ cm}$	$g = 30\text{Cm}$	$g = 30\text{Cm}$
hauteur de la contre marche. $14\text{ cm} < h < 18\text{ cm}$	$h=17\text{cm}$	$h=17\text{cm}$
Nombre de contre marches $N_c = H/h$	$N_c = \frac{351}{17} \Rightarrow N_c = 20.65 \approx 21$ <p>On prend : 21 marche 19 contre marche de $h=17\text{cm}$ 02 contre marche de $h=14\text{cm}$ pour volée N°1</p>	$N_c = 306/17 = 18$
Nombre des marches $n=N_c -1$	$21-1=20\text{ marche}$	$18-1=17\text{ marche}$
Nombre des volées	<p>Trois (03) volées</p> <ul style="list-style-type: none"> -7 contre marche => 6 marche pour volée N°1 -9 contre marche => 8 marche pour volée N°2 -5 contre marche => 4 marche pour volée N°3 	<p>Deux (02) volées</p> <ul style="list-style-type: none"> 9 contre marche 8 marche pour volée N°1 et volée N°2

Tableau (II.12) : Les caractéristiques géométriques des escaliers

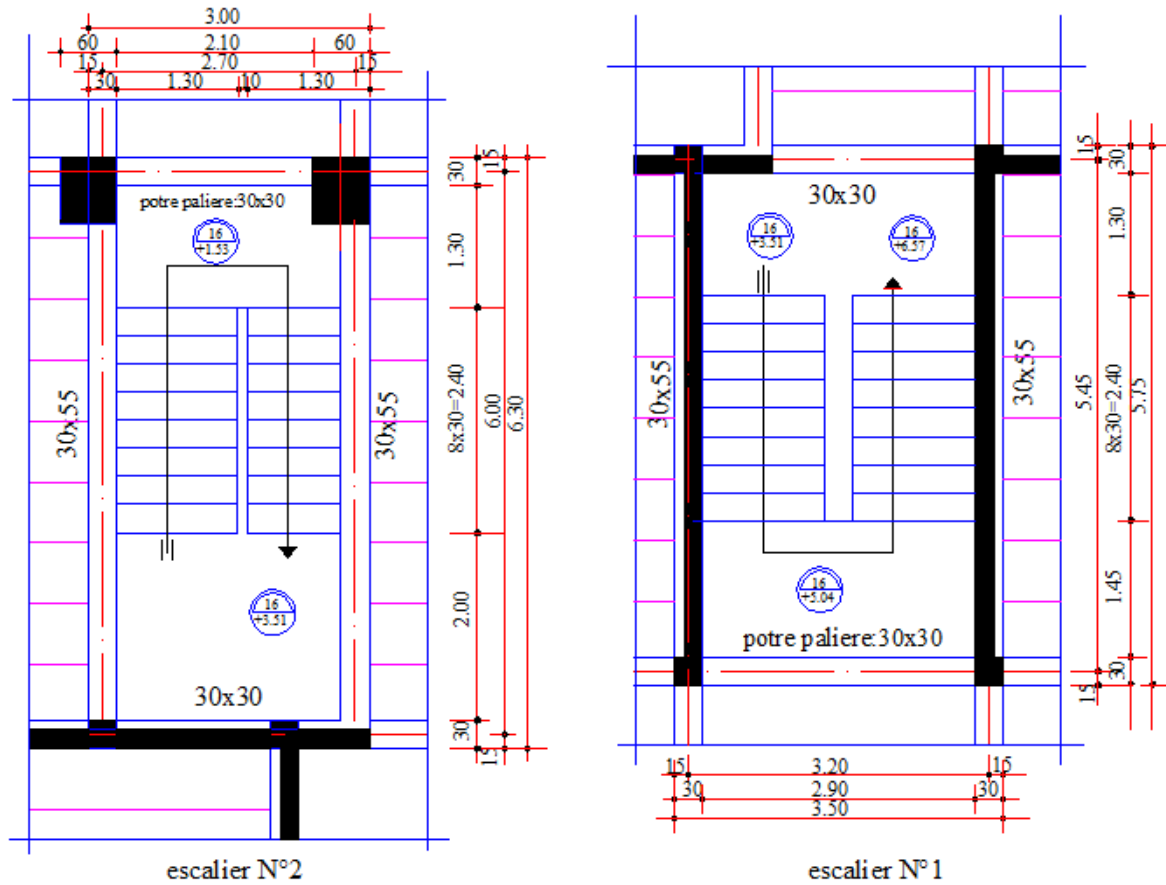


Figure II.11: Schéma statique d'escalier

II.-6.2.La longueur de la ligne de foulée :

Elle représente le parcours d'une personne qui descend en se tournant à la rampe du côté du jour, elle est placée conventionnellement.

$$L=g(n-1)$$

- L : Longueur de la ligne de foulée
- g : Giron
- $(n-1)$: Nombre de marche

Volée N°	$g(cm)$	$(n-1)$ RDC	$L(cm)$ RDC	$(n-1)$ Etage courant	$L(cm)$ Etage courant
1	30	6	180	8	240
2		8	240	8	240
3		4	120	/	/

Tableau (II.13) : La longueur de la ligne de foulée

II.-6.3 Calcule l'épaisseur de la paillasse et palier .:

La volée : ensemble des marches d'un escalier compris entre deux palier Consécutifs.

Palier : plate- forme en béton armé situé à l'extrémité d'une volée.

On distingue plusieurs types de paliers

- **Le palier d'arrivée ou palier d'étage** : palier situé dans le prolongement d'un Plancher d'étage.
- **Le palier intermédiaire ou palier de repos** : palier inséré entre deux volées et situé entre deux étages. En principe, un palier intermédiaire ne dessert aucun local. Ce type de palier est rendu nécessaire quand le nombre de marches est trop

4- Calcule L'épaisseur de palier :

➤ **Palier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \\ L = g(n/2 - 1) \end{array} \right.$$

Avec L : Longueur de la ligne de foulée .

$$L = 0.30(18 / 2 - 1) = 2.40 \quad \text{et} \quad L/20 \leq e \leq L/15$$

$$2.40/20 \leq e \leq 2.40/15 \quad \text{et} \quad 12\text{cm} \leq e \leq 16 \Rightarrow e = 16\text{cm}$$

II.-6.4 Les différents types des escaliers :

Dans notre cas, Nous avons cinq types de volée qui sont présenté ci-dessous :

- ❖ 03 types de volées pour escalier N°1
- ❖ 02 types de volées pour escalier N°2

➤ **Les différents angles d'inclinaison :**

❖ **ESCALIER N°1 :**

Type -1- :

$$\text{Tga}_1 = H1' / L1'$$

$$H1' = Ncxh \Rightarrow H1' = (5 \times 17 + 2 \times 14) \Rightarrow H' = 1.13\text{m}$$

$$L1' = (n-1) \times g \Rightarrow L1' = (7-1) \times 30 \Rightarrow L1' = 1.80\text{m}$$

$$\text{Tga}_1 = 1.13/1.80 \Rightarrow \alpha_1 = 32.12^\circ.$$

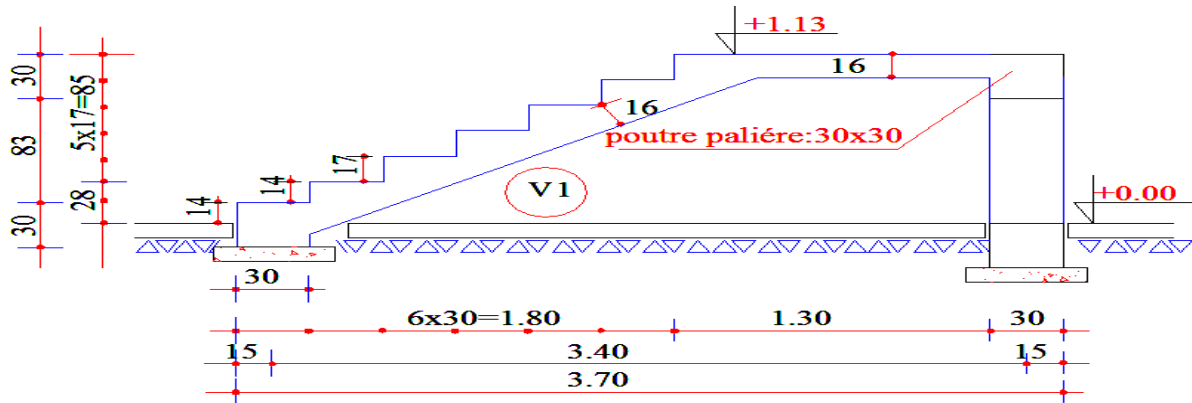


Figure II.12: coupe d'escalier N°1 -volée-1- Niveau RDC

Type -2- :

$$\text{Tga}_1 = H1' / L1'$$

$$H1' = Ncxh \Rightarrow H1' = 9x17 \Rightarrow H1' = 1.53m$$

$$L1' = (n-1) xg \Rightarrow L1' = (9-1) x30 \Rightarrow L1' = 2.40m$$

$$\text{Tga}_2 = 1.53/2.40 \Rightarrow \alpha_2 = 32.52^\circ.$$

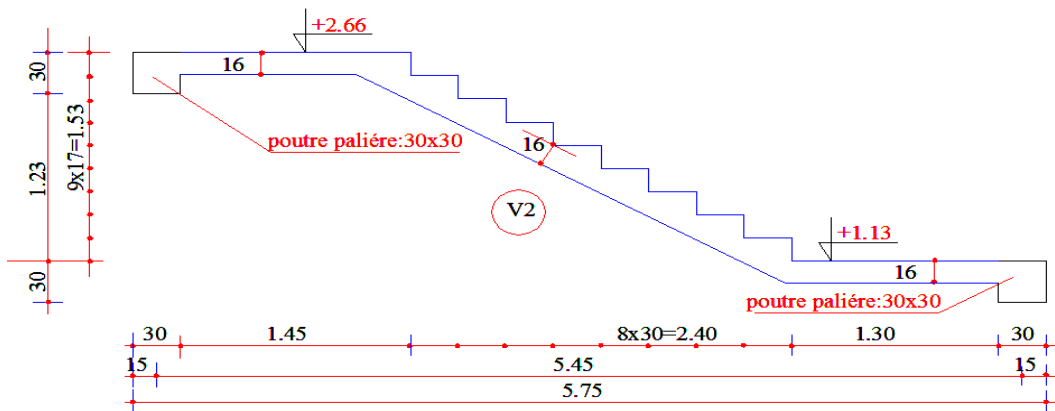


Figure II.13: coupe d'escalier N°1 -volée-2- Niveau RDC et 16 ETAGES

Type -3- :

$$\text{Tga}_1 = H1' / L1'$$

$$H1' = Ncxh \Rightarrow H1' = 5x17 \Rightarrow H1' = 0.85m$$

$$L1' = (n-1) xg \Rightarrow L1' = (5-1) x30 \Rightarrow L1' = 1.20m$$

$$\text{Tga}_1 = 0.85/1.20 \Rightarrow \alpha_3 = 35.31^\circ.$$

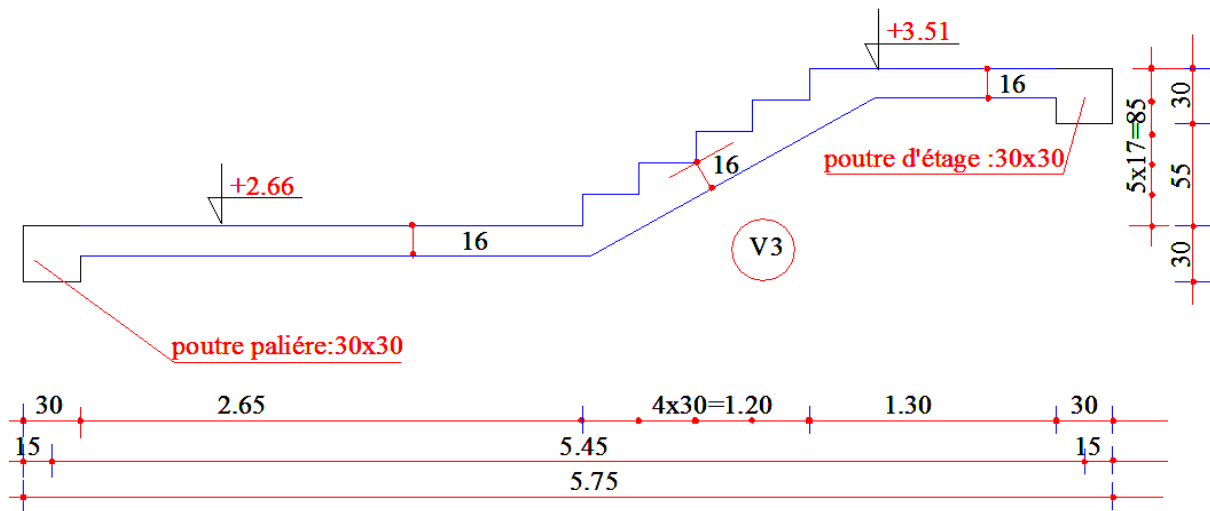


Figure II.14: coupe d'escalier N°1 -volée-3- Niveau RDC et 16 ETAGE

❖ ESCALIER N°2:

Type -4- :

$$Tg\alpha = H1' / L1'$$

$$H1' = Ncxh \Rightarrow H1' = 9x17 \Rightarrow H1' = 1.53m$$

$$L1' = (n-1) xg \Rightarrow L1' = (9-1) x30 \Rightarrow L1' = 2.40m$$

$$Tg\alpha = 1.53/2.40 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ.$$

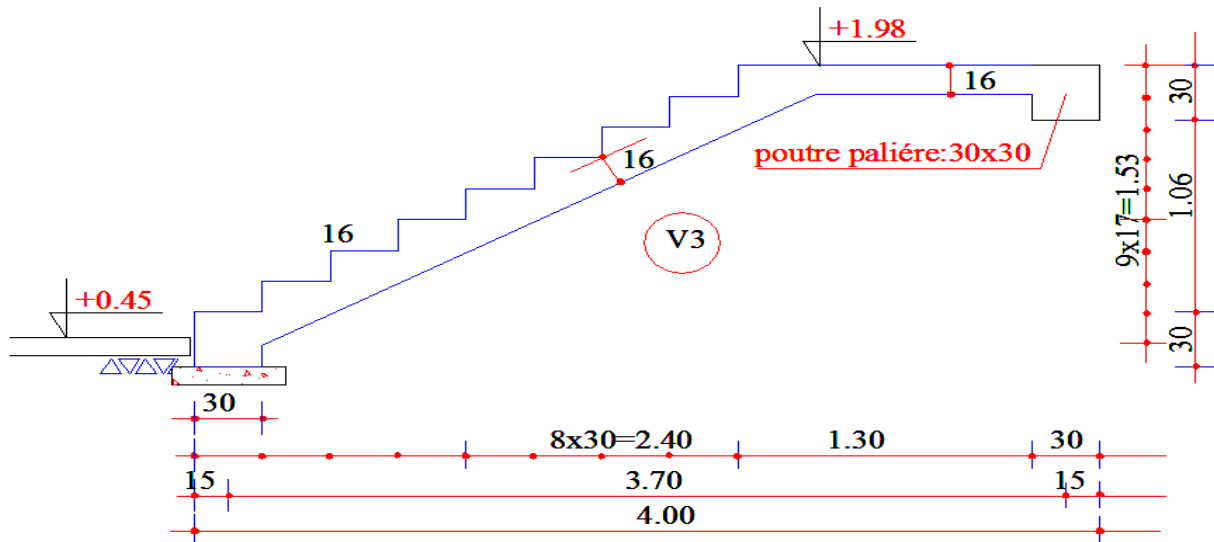


Figure II.15: coupe d'escalier N°2 -volée-1- Niveau RDC et 16 étages

Type -5- :

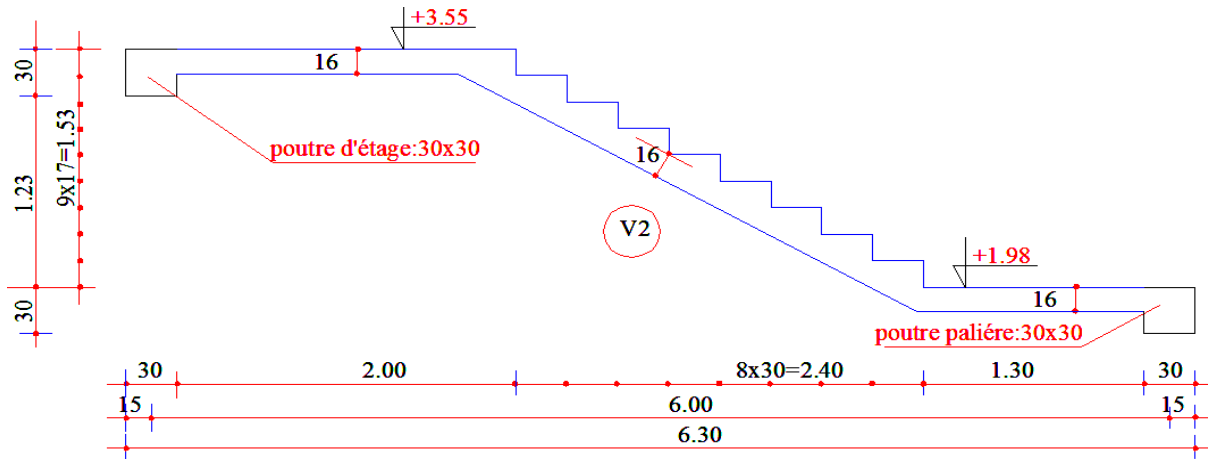


Figure II.16: coupe d'escalier N°2 -volée-2- Niveau RDC et 16 étages

II.-6.5- Calcule l'épaisseur de la paillasse :

❖ **ESCALIER N°1:**

➤ **la paillasse -1-:**

La longueur de volée est :

$$\bullet L_1 = 1.13 / \sin \alpha \Rightarrow L_1 = 2.13m \Rightarrow \alpha_1 = 32.12^\circ$$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_1/30 < e < L_1/20 \Rightarrow 213/30 < e < 213/20$

$$7.10cm < e < 10.65cm \Rightarrow e = 10cm$$

➤ **la paillasse -2-:**

La longueur de volée est : $L_2 = 1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L_2 = 2.85m$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_2/30 \leq e \leq L_2/20 \Rightarrow 285/30 \leq e \leq 285/20$

$$9.5cm \leq e \leq 14.25cm \Rightarrow e_2 = 14 cm.$$

la paillasse -3-: $\alpha_3 = 35.31^\circ$.

La longueur de volée est : $L_3 = 0.85 / \sin \alpha \Rightarrow L_3 = 1.47m$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_3/30 \leq e \leq L_3/20 \Rightarrow 147/30 \leq e \leq 147/20$

$$4.9cm \leq e \leq 7.35cm \Rightarrow e_3 = 10cm.$$

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments palier et paillasse la même épaisseur :

L'épaisseur de la paillasse est : $e = 16\text{cm}$.

L'épaisseur du Palier : $e = 16\text{cm}$.

❖ ESCALIER N°2:

la paillasse 1: $\alpha_2 = 32.52^\circ$.

La longueur de volée est : $L_2 = 1.53 / \sin \alpha \Rightarrow L_2 = 2.85\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse est : $L_2/30 \leq e \leq L_2/20 \Rightarrow 285/30 \leq e \leq 285/20$

$9.5\text{cm} \leq e \leq 14.25\text{cm} \Rightarrow e = 14\text{cm}$.

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments palier et paillasse la même épaisseur :

L'épaisseur de la paillasse est : $e = 16\text{cm}$.

L'épaisseur du Palier : $e = 16\text{cm}$.

II.7.1 PREDIMENSIONNEMENT DES POTEAUX :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple suivant la formule :

Avec
$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \text{ BAEL (article B.8.4.1)}$$

B_r : section réduite du poteau (en cm^2).

A_s : section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

f_{c28} : résistance à la compression de béton.

f_e : limite d'élasticité de l'acier utilisé.

$\gamma_b = 1,5$ coefficient de sécurité du béton .

$\gamma_s = 1,15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient dépendant de l'élançement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \alpha = 0,60(50/\lambda)^2 \dots\dots\dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \\ \alpha = \frac{0,85}{(1+0,2(\lambda/35)^2)} \dots\dots\dots \text{si } \lambda \leq 50. \end{cases} \text{ BAEL (article B.8.4.1)}$$

β : coefficient de correction dépendant de

l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs :

$$\begin{cases} \beta = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 & \dots \text{si } \lambda < 50. \\ \beta = \frac{0.85\lambda^2}{1500} & \dots \text{si } 50 < \lambda < 70. \end{cases}$$

On se fixe l'élancement mécanique $\lambda=35$ pour rester toujours dans les compressions centrées suivant l'article B.8.4.1 de CBA 93 d'où :

$$\alpha = 0.85/(1+0.2 \times 1) = 0.708.$$

$$B = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 = 1.20$$

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

Pourcentage minimal des armatures est de 0,7% en zone I, on peut prendre:

$$\frac{A}{Br} = 1\%$$

$$N_u \leq \frac{0.85}{\beta} \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{B_r f_e}{100 \gamma_s} \right)$$

Donc :

$$B_r \geq \frac{\beta N_u}{\frac{f_{bc}}{0.9} + \frac{0.85 f_e}{100 \gamma_s}}$$

AN : $B = 1 + 0.2(\lambda/35)^2 = 1.20$ $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\begin{aligned} \gamma_b &= 1.50 && \text{(cas générale)} \\ \theta &= 1 && \text{(charge } > 24\text{h)} \end{aligned}$$

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.17 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\gamma_s = 1.15 \quad \text{(cas générale)}$$

$$B_r \geq \frac{1.20 N_u}{\frac{14.17}{0.9} + \frac{0.85 \times 400}{100 \times 1.15}} \Rightarrow$$

$B_r \geq 6.42 N_u$

AN : -Nu en tonne et Br en cm²

-La majoration des charges appliquée :

D'après BAEL91/B.8.1.1

1 .Pour les Poteaux centraux 1,10Nu

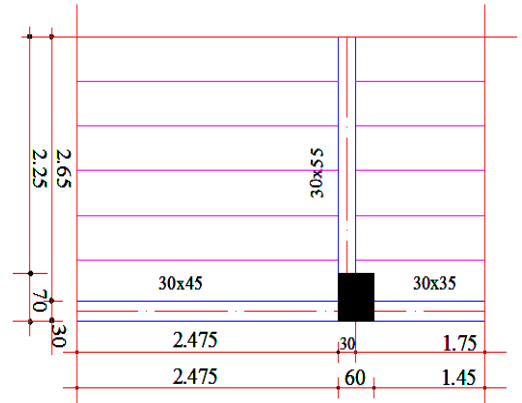
2. pour les Poteaux de rive et d'angle **1,00Nu**

II.7.2.Descente de charges :Nous avons trois types de poteaux :

A. Poteau de rive :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = 11.196m^2$$



a-Niveau terrasse :

Plancher :	$0.697 \times 11.196 = 7,804t$
Poutres transversales	$(2.475)(0.3 \times 0.45 \times 2.5) + 1.75(0.3 \times 0.35 \times 2.5) = 1,295t$
Poutres longitudinales	$(2.65)(0.3 \times 0.55 \times 2.5) = 1,093t$
Poids de l'acrotère	$(2.475 + 1.75 + 2.65)(0.65 \times 0.205) = 1,057t$
Surcharges :	$0.1 \times 11.196 = 1,120t$

$$G = 11,25t$$

$$Q = 1,120t$$

b -Niveau étage courant

Plancher :	$0.534 \times 11.196 = 5,979t$
Poutres transversales	$(2.475)(0.3 \times 0.45 \times 2.5) + 1.75(0.3 \times 0.35 \times 2.5) = 1,295t$
Poutres longitudinales	$(2.65)(0.3 \times 0.55 \times 2.5) = 1,093t$
Poteau	$(B_r)(3.06 \times 2.5) = 7,65 B_r t$
Poids de mur extérieur (sans ouverture)	$(2.475 \times 2.61 + 1.75 \times 2.70) \times 0.43 = 4,81t$
Poids de mur intérieur	$2.65 \times 2.25 \times 0.18 = 1,073t$
Surcharges :	$0.175 \times 11.196 = 1,959t$

$$G = (14,25 + 7,65 B_r) t$$

$$Q = 1,959t$$

b -Niveau étage courant+RDC :

Plancher :	$0.534 \times 11.196 = 5,979t$
Poutres transversales	$(2.475)(0.3 \times 0.45 \times 2.5) + 1.75(0.3 \times 0.35 \times 2.5) = 1,295t$
Poutres longitudinales	$(2.65)(0.3 \times 0.55 \times 2.5) = 1,093t$
Poteau	$(B_r)(3.51 \times 2.5) = 8,775 B_r t$

Poids de mur extérieur (sans ouverture) $(2.475*3.06+1.75*3.16)*0.43 = 5,635t$

Poids de mur intérieur $(2.65*2.96*0.18) = 1,073t$

Surcharges : $0.175*11.196 = 1,959t$

$G=(15,074+8,775 Br) t$	$Q=1,959t$
---	------------------------------

II.7.3 Calcul des Efforts normaux:

Les Charges permanentes due au poids propre .

Les charges d'exploitations :(lois de dégression)

-Charges différentes:

$$\sum_0 = Q_0$$

$$\sum_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\sum_2 = Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$$

$$\sum_3 = Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

$$\sum_4 = Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$$

$$Qt = Q_0 + \frac{3+n}{2n} \sum_1^n Q_i \text{ Pour } n \geq 5$$

-Charges identiques:

$$\sum_0 = Q_0 ; \sum_1 = Q_0 + Q$$

$$\sum_2 = Q_0 + 1.9Q$$

$$\sum_3 = Q_0 + 2.7Q$$

$$\sum_4 = Q_0 + 3.4Q$$

$$Qt = Q_0 + \left[\left(\frac{3+n}{2} \right) Q \right] \text{ Pour } n \geq 5$$

- Pour une section carrée $Br = (a-0,02)^2$ d'où : $a = (Br)^{1/2} + 0,02$ (en m)
- D'après le RPA 99 : Pour tenir compte de l'effet sismique, On prend une majoration dynamique de de 20% : $a'=1.2a$

$S = 11.196m^2$		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">RDC</td> <td style="width: 15%;">G (t)</td> <td style="width: 70%;">15,07+8,775Br</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Q (t)</td> <td>1,959</td> </tr> </table>		RDC	G (t)	15,07+8,775Br		Q (t)	1,959	$Br \geq 6.42Nu$							
RDC	G (t)	15,07+8,775Br															
	Q (t)	1,959															
<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">courant</td> <td style="width: 15%;">G (t)</td> <td style="width: 70%;">14,25+7,65Br</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Q (t)</td> <td>1,959</td> </tr> </table>		courant	G (t)	14,25+7,65Br		Q (t)	1,959	$Nu = 1.35G + 1.50Q$		<table border="1" style="width: 100%; border-collapse: collapse;"> <tr> <td style="width: 15%;">terrasse</td> <td style="width: 15%;">G (t)</td> <td style="width: 70%;">11,25</td> </tr> <tr> <td></td> <td>Q (t)</td> <td>1,120</td> </tr> </table>		terrasse	G (t)	11,25		Q (t)	1,120
courant	G (t)	14,25+7,65Br															
	Q (t)	1,959															
terrasse	G (t)	11,25															
	Q (t)	1,120															
niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	Nu (t)												
terrasse	11,25	11,25	1,120	1,120	16,87												
Etage :N°15	14,25+7,65Br	25,5 +7,65 Br	1,959	3,079	39,04 +10,33 Br												
Etage :N°14	14,25+7,65Br	39,75 +15,3 Br	1,959	4,842	60,93 +20,66 Br												
Etage :N°13	14,25+7,65Br	54 +22,95 Br	1,959	6,409	82,51 +30,98 Br												
Etage :N°12	14,25+7,65Br	68,25 +30,6 Br	1,959	7,781	103,81 +41,31 Br												
Etage :N°11	14,25+7,65Br	82,5 +38,25 Br	1,959	8,956	124,81 +51,64 Br												
Etage :N°10	14,25+7,65Br	96,75 +45,9 Br	1,959	9,936	145,52 +61,97 Br												
Etage :N°9	14,25+7,65Br	111 +53,55 Br	1,959	10,915	166,22 +72,29 Br												
Etage :N°8	14,25+7,65Br	125,25 +61,2 Br	1,959	11,895	186,93 +82,62 Br												
Etage :N°7	14,25+7,65Br	139,5 +68,85 Br	1,959	12,874	207,64 +92,95 Br												
Etage :N°6	14,25+7,65Br	153,75 +76,5 Br	1,959	13,854	228,34 +103,28 Br												
Etage :N°5	14,25+7,65Br	168 +84,15 Br	1,959	14,833	249,05 +113,60 Br												
Etage :N°4	14,25+7,65Br	182,25 +91,8 Br	1,959	15,813	269,76 +123,93 Br												
Etage :N°3	14,25+7,65Br	196,5 +99,45 Br	1,959	16,792	290,46 +134,26 Br												
Etage :N°2	14,25+7,65Br	210,75 +107,1 Br	1,959	17,772	311,17 +144,59 Br												
Etage :N°1	14,25+7,65Br	225 +114,75	1,959	18,751	331,88 +154,91 Br												
RDC	15,07+8,775Br	240,07 +123,525	1,959	19,731	353,69 +166,76 Br												

Tableau (II.14) : désignations de l'effort normal du poteau de rive

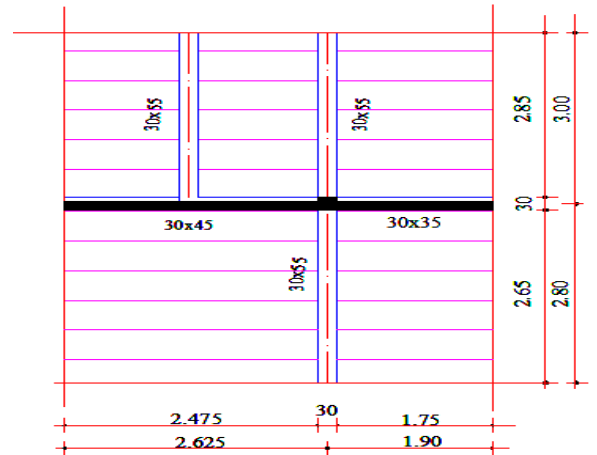
<i>niveaux</i>	<i>Nu (t)</i>	<i>Br ≥ 6,42Nu</i>	<i>Br</i> (<i>cm</i> ²)	<i>a</i>	<i>1,20.a'</i>	<i>B</i>
<i>terrasse</i>	16,87	108,29	108,29	12,41	14,86	30x30
<i>Etage :N°15</i>	39,04 +10,33 Br	250,66 + 0,0066 Br	252,32	17,88	21,46	30x30
<i>Etage :N°14</i>	60,93 +20,66 Br	391,14 + 0,0133 Br	396,41	21,91	26,29	30x30
<i>Etage :N°13</i>	82,51 +30,98 Br	529,74 + 0,0199 Br	540,49	25,25	30,30	40x55
<i>Etage :N°12</i>	103,81 +41,31 Br	666,45 + 0,0265 Br	684,60	28,16	33,80	40x55
<i>Etage :N°11</i>	124,81 +51,64 Br	801,27 + 0,0332 Br	828,79	30,79	36,95	40x55
<i>Etage :N°10</i>	145,52 +61,97 Br	934,22 + 0,0398 Br	972,94	33,19	39,83	40x55
<i>Etage :N°9</i>	166,22 +72,29 Br	1 067,15 + 0,0464 Br	1 119,07	35,45	42,54	50X65
<i>Etage :N°8</i>	186,93 +82,62 Br	1 200,09 + 0,0530 Br	1 267,26	37,60	45,12	50X65
<i>Etage :N°7</i>	207,64 +92,95 Br	1 333,02 + 0,0597 Br	1 417,66	39,65	47,58	50X65
<i>Etage :N°6</i>	228,34 +103,28 Br	1 465,97 + 0,0663 Br	1 570,06	41,62	49,95	50X65
<i>Etage :N°5</i>	249,05 +113,60 Br	1 598,90 + 0,0729 Br	1 724,62	43,53	52,23	60X75
<i>Etage :N°4</i>	269,76 +123,93 Br	1 731,84 + 0,0796 Br	1 881,62	45,38	54,45	60X75
<i>Etage :N°3</i>	290,46 +134,26 Br	1 864,77 + 0,0862 Br	2 040,68	47,17	56,61	60x75
<i>Etage :N°2</i>	311,17 +144,59 Br	1 997,71 + 0,0928 Br	2 202,07	48,93	58,71	60x75
<i>Etage :N°1</i>	331,88 +154,91 Br	2 130,65 + 0,0995 Br	2 366,07	50,64	60,77	60x80
<i>RDC</i>	353,69 +166,76 Br	2 270,70 + 0,1071 Br	2 543,06	52,43	62,91	60x80

Tableau (II.15) : désignations de la section du poteau de rive

B. Poteau central :

Le poteau le plus sollicite est à une surface offerte

$$S = 23.238m^2$$



a-Niveau terrasse :

- Plancher : $0.697 * 23.238 = 16,19t$
- Poutres transversales $(2.47)(0.3 * 0.45 * 2.5) + 1.75(0.3 * 0.35 * 2.5) = 1,29t$
- Poutres longitudinales $(2.65 + 2.85 * 2)(0.3 * 0.55 * 2.5) = 3,4t$
- Surcharges : $0.1 * 23.238 = 2,324t$

$$N_G = 20,870t$$

$$N_Q = 2,324t$$

b -Niveau étage courant :

- Plancher : $0.534 * 23.238 = 12,40t$
- Poutres transversales $(2.475)(0.3 * 0.45 * 2.5) + 1.75(0.3 * 0.35 * 2.5) = 1,29t$
- Poutres longitudinales $(2.65 + 2.85 * 2)(0.3 * 0.55 * 2.5) = 3,4t$
- Poteau $(B_r) \cdot 10^{-4} (3.06 * 2.5) = 7,65 * 10^{-4} B_r t$
- Surcharges : $0.175 * 23.238 = 4,067t$

$$N_G = 17,08 + 7,65 * 10^{-4} B_r t$$

$$N_Q = 4,067t$$

b -RDC :

- Plancher : $0.534 * 23.238 = 12,40t$
- Poutres transversales $(2.475)(0.3 * 0.45 * 2.5) + 1.75(0.3 * 0.3 * 2.5) = 1,29t$
- Poutres longitudinales $(2.65 + 2.85 * 2)(0.3 * 0.55 * 2.5) = 3,4t$
- Poteau $(B_r)(3.51 * 2.5) = 8,775 B_r t$
- Surcharges : $0.175 * 23.238 = 4,067t$

$$N_G = 17,08 + 8,775 * 10^{-4} B_r t$$

$$N_Q = 4,067t$$

$S = 23.238m^2$

RDC	G (t)	17,08+8,775Br
	Q (t)	4,067

$Br \geq 6.42Nu$

courant	G (t)	17,08+7,65 Br,
	Q (t)	4,067

$Nu = 1.35G + 1.50Q$

terrasse	G (t)	20,870
	Q (t)	2,324

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	Nu (t)
terrasse	20,870	20,870	2,324	2,324	31,66
N°15	17,08+7,65 Br	37,952 + 7,65 x10-4 Br	4,067	6,391	60,82 +10,327x10-4 Br
N°14	17,08+7,65 Br	55,034 + 15,3 x10-4 Br	4,067	10,051	89,37 +20,655 x10-4 Br
N°13	17,08+7,65 Br	72,116 + 22,95 x10-4 Br	4,067	13,305	117,31 +30,983 x10-4 Br
N°12	17,08+7,65 Br	89,198 + 30,6 x10-4 Br	4,067	16,152	144,65 +41,31 x10-4 Br
N°11	17,08+7,65 Br	106,28 + 38,25 x10-4 Br	4,067	18,592	171,37 +51,638 x10-4 Br
N°10	17,08+7,65 Br	123,362 + 45,9 x10-4 Br	4,067	20,626	197,48 +61,965 x10-4 Br
N°9	17,08+7,65 Br	140,444 + 53,55 x10-4 Br	4,067	22,659	223,59 +72,293 x10-4 Br
N°8	17,08+7,65 Br	157,526 + 61,2 x10-4 Br	4,067	24,693	249,70 +82,62 x10-4 Br
N°7	17,08+7,65 Br	174,608 + 68,85 x10-4 Br	4,067	26,726	275,81 +92,9475 x10-4 Br
N°6	17,08+7,65 Br	191,69 + 76,5 x10-4 Br	4,067	28,760	301,92 +103,275 x10-4 Br
N°5	17,08+7,65 Br	208,772 + 84,15 x10-4 Br	4,067	30,793	328,03 +113,603 x10-4 Br
N°4	17,08+7,65 Br	225,854 + 91,8 x10-4 Br	4,067	32,827	354,14 +123,93 x10-4 Br
N°3	17,08+7,65 Br	242,936 + 99,45 x10-4 Br	4,067	34,860	380,25 +134,258 x10-4 Br
N°2	17,08+7,65 Br	260,018 + 107,1 x10-4 Br	4,067	36,894	406,37 +144,585 x10-4 Br
N°1	17,08+7,65 Br	277,1 + 114,75 x10-4 Br	4,067	38,927	432,48 +154,913 x10-4 Br
RDC	17,08+7,65 Br	294,182 + 123,53 x10-4 Br	4,067	40,961	458,59 +166,759 x10-4 Br

Tableau (II.16) : désignations de l'effort normal du poteau centrale

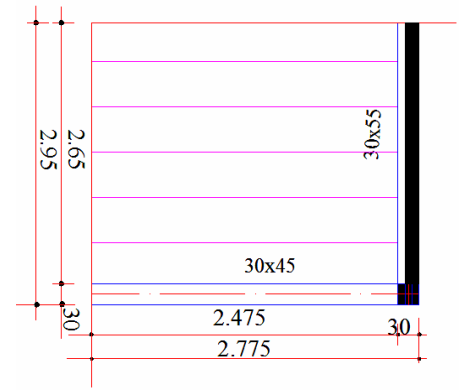
NIV	1.10NU (t)	Br ≥ 6,42Nu	Br (cm²)	a	a'	B
Terrasse	34,83	223,59	223,59	16,95	20,34	30x30
N°15	66,90 + 11,88 x10-4 Br	429,52 + 0,0076 Br	432,81	22,80	27,36	30x30
N°14	98,31 + 23,75 x10-4 Br	631,15 + 0,0152 Br	640,89	27,32	32,78	40x55
N°13	129,05 + 35,63 x10-4 Br	828,47 + 0,0229 Br	847,89	31,12	37,34	40x55
N°12	159,11 + 47,51 x10-4 Br	1 021,49 + 0,0305 Br	1 053,62	34,46	41,35	40x55
N°11	188,50 + 59,38 x10-4 Br	1 210,19 + 0,0381 Br	1 258,12	37,47	44,96	40x55
N°10	217,23 + 71,26 x10-4 Br	1 394,59 + 0,0457 Br	1 461,37	40,23	48,27	50x65
N°9	245,95 + 83,14 x10-4 Br	1 578,98 + 0,0534 Br	1 668,05	42,84	51,41	50x65
N°8	274,67 + 95,01 x10-4 Br	1 763,38 + 0,0610 Br	1 877,93	45,34	54,40	50x65
N°7	303,39 + 106,89 x10-4 Br	1 947,77 + 0,0686 Br	2 091,23	47,73	57,28	60x75
N°6	332,11 + 118,77 x10-4 Br	2 132,17 + 0,0762 Br	2 308,04	50,04	60,05	60x75
N°5	360,83 + 130,64 x10-4 Br	2 316,56 + 0,0839 Br	2 528,72	52,29	62,74	60x75
N°4	389,56 + 142,52 x10-4 Br	2 500,96 + 0,0915 Br	2 752,85	54,47	65,36	60x75
N°3	418,28 + 154,40 x10-4 Br	2 685,35 + 0,0991 Br	2 980,74	56,60	67,92	60x80
N°2	447,00 + 166,27 x10-4 Br	2 869,75 + 0,1067 Br	3 212,53	58,68	70,42	60x80
N°1	475,72 + 178,15 x10-4 Br	3 054,14 + 0,1144 Br	3 448,67	60,73	72,87	60x80
RDC	504,45 + 191,77 x10-4 Br	3 238,54 + 0,1231 Br	3 693,17	62,77	75,33	60x80

Tableau (II.17) : désignations de la section du poteau centrale

C.Poteau d'angle :

Le poteau le plus sollicité est à une surface offerte

$$S = 6.559m^2$$



-Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

a-Niveau terrasse :

Plancher :	$0.697 * 6.559 = 4,572t$
Poutres transversales	$(2.475)(0.3 * 0.45 * 2.5) = 0,835t$
Poutres longitudinales	$(2.65)(0.3 * 0.55 * 2.5) = 1,093t$
Poids de l'acrotère	$(2.475 + 2.65)(0.75 * 0.205) = 0,788t$
Surcharges :	$0.1 * 6.559 = 0,656t$

$$N_G = 7,288t \qquad N_Q = 0,656t$$

b -Niveau étage courant+ RDC :

Plancher :	$0.534 * 6.559 = 3,503t$
Poutres transversales	$(2.475)(0.3 * 0.45 * 2.5) = 0,835t$
Poutres longitudinales	$(2.65)(0.3 * 0.55 * 2.5) = 1,093t$
Poteau	$(B_r) \cdot 10^{-4} (3.06 * 2.5) = 7,65 * 10^{-4} B_r t$
Poids de mur extérieur	$(2.475 * 2.61 * 0.34) + (2.65 * 2.51 * 0.34) = 4,458t$
Surcharges :	$0.175 * 6.559 = 1,148t$

$$N_G = 9,89 + 7,65 B_r t \qquad N_Q = 1,148t$$

Niveau étage courant :

Plancher :	$0.534 * 6.559 = 3,503t$
Poutres transversales	$(2.475)(0.3 * 0.45 * 2.5) = 0,835t$
Poutres longitudinales	$(2.65)(0.3 * 0.55 * 2.5) = 1,093t$
Poteau	$(B_r)(3.51 * 2.5) = 8,775 B_r t$
Poids de mur extérieur	$(2.475 * 3.06 * 0.34) + (2.65 * 2,96 * 0.34) = 5,093t$
Surcharges :	$0.175 * 6.559 = 1,148t$

$$N_G = 10,524 + 8,775 B_r t \qquad N_Q = 1,148t$$

$$S = 6.559m^2$$

RDC	G (t)	10,673+8,78 Br
	Q (t)	1,148

$$B_r \geq 6.42N_u$$

terrasse	G (t)	7,288
	Q (t)	0,656

$$N_u = 1.35NG + 1.50NQ$$

courant	G (t)	9,89+7,65Br
	Q (t)	1,148

niveaux	G (t)	NG (t)	Q (t)	NQ (t)	Nu (t)
terrasse	7,288	7,288	0,656	0,656	10,82
N°15	9,89+7,65Br	17,178 + 7,65 x10 ⁻⁴ Br	1,148	1,804	25,90 +10,33 Br
N°14	9,89+7,65Br	27,068 + 15,3 x10 ⁻⁴ Br	1,148	2,837	40,80 +20,66 Br
N°13	9,89+7,65Br	36,958 + 22,95 x10 ⁻⁴ Br	1,148	3,756	55,53 +30,98 Br
N°12	9,89+7,65Br	46,848 + 30,6 x10 ⁻⁴ Br	1,148	4,559	70,08 +41,31 Br
N°11	9,89+7,65Br	56,738 + 38,25 x10 ⁻⁴ Br	1,148	5,248	84,47 +51,64 Br
N°10	9,89+7,65Br	66,628 + 45,9 x10 ⁻⁴ Br	1,148	5,822	98,68 +61,97 Br
N°9	9,89+7,65Br	76,518 + 53,55 x10 ⁻⁴ Br	1,148	6,396	112,89 +72,29 Br
N°8	9,89+7,65Br	86,408 + 61,2 x10 ⁻⁴ Br	1,148	6,970	127,11 +82,62 Br
N°7	9,89+7,65Br	96,298 + 68,85 x10 ⁻⁴ Br	1,148	7,544	141,32 +92,95 Br
N°6	9,89+7,65Br	106,18 + 76,5 x10 ⁻⁴ Br	1,148	8,118	155,53 +103,28 Br
N°5	9,89+7,65Br	116,07 + 84,15 x10 ⁻⁴ Br	1,148	8,692	169,74 +113,60 Br
N°4	9,89+7,65Br	125,96 + 91,8 x10 ⁻⁴ Br	1,148	9,266	183,96 +123,93 Br
N°3	9,89+7,65Br	135,85 + 99,45 x10 ⁻⁴ Br	1,148	9,840	198,17 +134,26 Br
N°2	9,89+7,65Br	145,74 + 107,1 x10 ⁻⁴ Br	1,148	10,414	212,38 +144,59 Br
N°1	9,89+7,65Br	155,63 + 114,75 x10 ⁻⁴ Br	1,148	10,988	226,59 +154,91 Br
RDC	10,673+8,78	166,62 + 123,53 x10 ⁻⁴ Br	1,148	11,562	241,66 +166,77 Br

Tableau (II.18) : désignations de l'effort normal du poteau d'angle

<i>iveaux</i>	<i>NU (t)</i>	$Br \geq 6,42Nu$	B_r (cm^2)	<i>a</i>	<i>a'</i>	<i>B</i>
<i>terrasse</i>	10,82	69,48	69,48	10,34	12,40	30x30
N°15	25,90 + 10,33 $\times 10^{-4}$ Br	166,25 + 0,0066 Br	167,36	14,94	17,92	30x30
N°14	40,80 + 20,66 $\times 10^{-4}$ Br	261,92 + 0,0133 Br	265,45	18,29	21,95	30x30
N°13	55,53 + 30,98 $\times 10^{-4}$ Br	356,49 + 0,0199 Br	363,72	21,07	25,29	30x30
N°12	70,08 + 41,31 $\times 10^{-4}$ Br	449,93 + 0,0265 Br	462,18	23,50	28,20	30x30
N°11	84,47 + 51,64 $\times 10^{-4}$ Br	542,29 + 0,0332 Br	560,91	25,68	30,82	30x30
N°10	98,68 + 61,97 $\times 10^{-4}$ Br	633,53 + 0,0398 Br	659,79	27,69	33,22	40x55
N°9	112,89 + 72,29 $\times 10^{-4}$ Br	724,77 + 0,0464 Br	760,04	29,57	35,48	40x55
N°8	127,11 + 82,62 $\times 10^{-4}$ Br	816,02 + 0,0530 Br	861,69	31,35	37,63	40x55
N°7	141,32 + 92,95 $\times 10^{-4}$ Br	907,26 + 0,0597 Br	964,87	33,06	39,67	40x55
N°6	155,53 + 103,28 $\times 10^{-4}$ Br	998,51 + 0,0663 Br	1 069,41	34,70	41,64	40x55
N°5	169,74 + 113,60 $\times 10^{-4}$ Br	1 089,75 + 0,0729 Br	1 175,44	36,28	43,54	40x55
N°4	183,96 + 123,93 $\times 10^{-4}$ Br	1 181,00 + 0,0796 Br	1 283,13	37,82	45,39	40x55
N°3	198,17 + 134,26 $\times 10^{-4}$ Br	1 272,24 + 0,0862 Br	1 392,25	39,31	47,18	50x65
N°2	212,38 + 144,59 $\times 10^{-4}$ Br	1 363,48 + 0,0928 Br	1 502,96	40,77	48,92	50x65
N°1	226,59 + 154,91 $\times 10^{-4}$ Br	1 454,73 + 0,0995 Br	1 615,47	42,19	50,63	50x65
RDC	241,86 + 166,77 $\times 10^{-4}$ Br	1 552,76 + 0,1071 Br	1 737,56	43,68	52,42	50x65

Tableau (II.19) : désignations de la section du poteau d'angle

II.7.4. Vérification :

1. Les dimensions des sections des poteaux doivent satisfaire les conditions données par RPA99 .En zone I:

- ♦ $Min (a, b) \geq 25cm$
- ♦ $Min (a, b) \geq h_e / 20$
- ♦ $1/4 < a / b < 4$

*Avec (a, b) : dimension de la section.
 h_e : hauteur d'étage.*

Vérification de la section : Par le RPA L'article 7.4.1 de RPA99 exige :

Pour la zone I on a :

a (cm)	b(cm)	Min(a,b) ≥ 25cm	1/4 < a/b < 4	observation
30	30	30	1	Condition vérifiée
40	55	40	0.72	Condition vérifiée
50	65	50	0.77	Condition vérifiée
60	75	60	0.80	Condition vérifiée
65	80	65	0.81	Condition vérifiée

Tableau (II.20) vérification à la condition de RPA99 version 2003

Toutes ces conditions sont vérifiées.

2. Vis-à-vis du BAEL :

D'après le BAEL91 mod99 l'article A.5.5.2 p28 IL Faut vérifier la condition :

$$\sigma_{ser}^{max} = \frac{N_{ser}}{1.15B} \leq 0.6f_{c28}$$

A. Poteau de rive :

<i>niveaux</i>	<i>poteaux</i>	<i>B (cm²)</i>	<i>Ns (t) x10²</i>	<i>Nser / 1,15 B (Mpa)</i>	<i>Fc28 (Mpa)</i>	<i>0,6xfc28 (Mpa)</i>	<i>Observation</i>
<i>terrasse</i>	30x30	900	12,37	0,92	25	15	C.V
<i>15</i>	30x30	900	29,27	2,17	25	15	C.V
<i>14</i>	30x30	900	45,97	3,41	25	15	C.V
<i>13</i>	40x55	2200	65,46	1,98	25	15	C.V
<i>12</i>	40x55	2200	82,76	2,51	25	15	C.V
<i>11</i>	40x55	2200	99,87	3,03	25	15	C.V
<i>10</i>	40x55	2200	116,78	3,54	25	15	C.V
<i>9</i>	50X65	3250	139,32	2,86	25	15	C.V
<i>8</i>	50X65	3250	157,04	3,22	25	15	C.V
<i>7</i>	50X65	3250	174,75	3,58	25	15	C.V
<i>6</i>	50X65	3250	192,47	3,95	25	15	C.V
<i>5</i>	60X65	3250	210,18	4,31	25	15	C.V
<i>4</i>	60X75	4500	239,37	3,55	25	15	C.V
<i>3</i>	60x75	4500	258,04	3,82	25	15	C.V
<i>2</i>	60x75	4500	276,72	4,10	25	15	C.V
<i>1</i>	60x80	4800	298,83	4,15	25	15	C.V
<i>RDC</i>	60x80	4800	318,55	4,42	25	15	C.V

Tableau (II. 21) vérification de la contrainte pour le poteau de rive

B. Poteau central :

<i>niveaux</i>	<i>poteaux</i>	<i>B (cm²)</i>	<i>Ns (t) x10²</i>	<i>Nser / 1,15 B (Mpa)</i>	<i>Fc28 (Mpa)</i>	<i>0,6xfc28 (Mpa)</i>	<i>Observatio n</i>
<i>terrasse</i>	30x30	900	23,19	2,24	25	15	<i>C.V</i>
<i>15</i>	30x30	900	47,42	4,58	25	15	<i>C.V</i>
<i>14</i>	40x55	2200	71,24	2,82	25	15	<i>C.V</i>
<i>13</i>	40x55	2200	94,65	3,74	25	15	<i>C.V</i>
<i>12</i>	40x55	2200	117,66	4,65	25	15	<i>C.V</i>
<i>11</i>	40x55	2200	140,26	5,54	25	15	<i>C.V</i>
<i>10</i>	50x65	3250	162,45	4,35	25	15	<i>C.V</i>
<i>9</i>	50x65	3250	184,64	4,94	25	15	<i>C.V</i>
<i>8</i>	50x65	3250	206,84	5,53	25	15	<i>C.V</i>
<i>7</i>	60x75	4500	229,03	4,43	25	15	<i>C.V</i>
<i>6</i>	60x75	4500	251,22	4,85	25	15	<i>C.V</i>
<i>5</i>	60x75	4500	273,42	5,28	25	15	<i>C.V</i>
<i>4</i>	60x75	4500	295,61	5,71	25	15	<i>C.V</i>
<i>3</i>	60x80	4800	317,80	5,76	25	15	<i>C.V</i>
<i>2</i>	60x80	4800	340,00	6,16	25	15	<i>C.V</i>
<i>1</i>	60x80	4800	362,19	6,56	25	15	<i>C.V</i>
<i>RDC</i>	60x80	4800	385,24	6,98	25	15	<i>C.V</i>

Tableau (II.22) vérification de la contrainte pour le poteau central

C. Poteau d'angle:

<i>niveaux</i>	<i>poteaux</i>	<i>B (cm²)</i>	<i>Ns (t) x10²</i>	<i>Nser / 1,15 B (Mpa)</i>	<i>Fc28 (Mpa)</i>	<i>0,6xfc28 (Mpa)</i>	<i>Observation</i>
<i>terrasse</i>	30x30	900	7,944	0,59	25	15	C.V
<i>15</i>	30x30	900	19,67	1,46	25	15	C.V
<i>14</i>	30x30	900	31,28	2,32	25	15	C.V
<i>13</i>	30x30	900	42,78	3,17	25	15	C.V
<i>12</i>	30x30	900	54,16	4,01	25	15	C.V
<i>11</i>	30x30	900	65,43	4,85	25	15	C.V
<i>10</i>	40x55	2200	82,55	2,50	25	15	C.V
<i>9</i>	40x55	2200	94,70	2,87	25	15	C.V
<i>8</i>	40x55	2200	106,84	3,24	25	15	C.V
<i>7</i>	40x55	2200	118,99	3,61	25	15	C.V
<i>6</i>	40x55	2200	131,14	3,97	25	15	C.V
<i>5</i>	40x55	2200	143,28	4,34	25	15	C.V
<i>4</i>	40x55	2200	155,43	4,71	25	15	C.V
<i>3</i>	50x65	3250	178,02	3,65	25	15	C.V
<i>2</i>	50x65	3250	190,97	3,92	25	15	C.V
<i>1</i>	50x65	3250	203,92	4,18	25	15	C.V
<i>RDC</i>	50x65	3250	217,87	4,47	25	15	C.V

Tableau (II.23) vérification de la contrainte pour le poteau d'angle

D'après le RPA 99 IL Faut vérifier la condition de flambement le CBA propose une valeur de l'élanement : $\lambda \leq 50$

A : Section rectangulaire $A = a b$ tel que $b \geq a$.

3. Vérification du poteau au flambement:

- Calcul de moment d'inertie

$$I_y = \frac{ab^3}{12} \quad \begin{array}{l} b : \text{la hauteur de poteau} \\ a : \text{la largeur de poteau} \end{array}$$

$$L_f = 0.7 l_0 \quad L_f : \text{la longueur de flambement}$$

l_0 : hauteur entre plancher (he)

$$I_y = \frac{ab^3}{12} \quad i = \sqrt{\frac{I_y}{A}} \quad \lambda = \frac{L_f}{i}$$

niveaux	Poteau	Lo(m)	Lf(m)	I(m ⁴)	A(m ²)	i(m)	λ	condition
terrasse	30x30	3.06	2.142	0,0007	0,09	0,0882	24,29	C.V
Etage	30x30	3.06	2.142	0,0007	0,09	0,0882	24,29	C.V
	40x55	3.06	2.142	0,0055	0,22	0,1581	13,55	C.V
	50x65	3.06	2.142	0,0114	0,325	0,1873	11,44	C.V
	60x75	3.06	2.142	0,0211	0,45	0,2165	9,89	C.V
	60x80	3.06	2.142	0,0256	0,48	0,2309	9,28	C.V
RDC	60x80	3.51	2.457	0,0256	0,48	0,2309	10,64	C.V
	60x75	3.51	2.457	0,0211	0,45	0,2165	11,35	C.V

Tableau (II.24) : vérification à la condition de flambement

4. Vérification de la comptabilité des dimensions entre poteaux et poutres :

D'après le RPA 99 I l'article 7.5.1

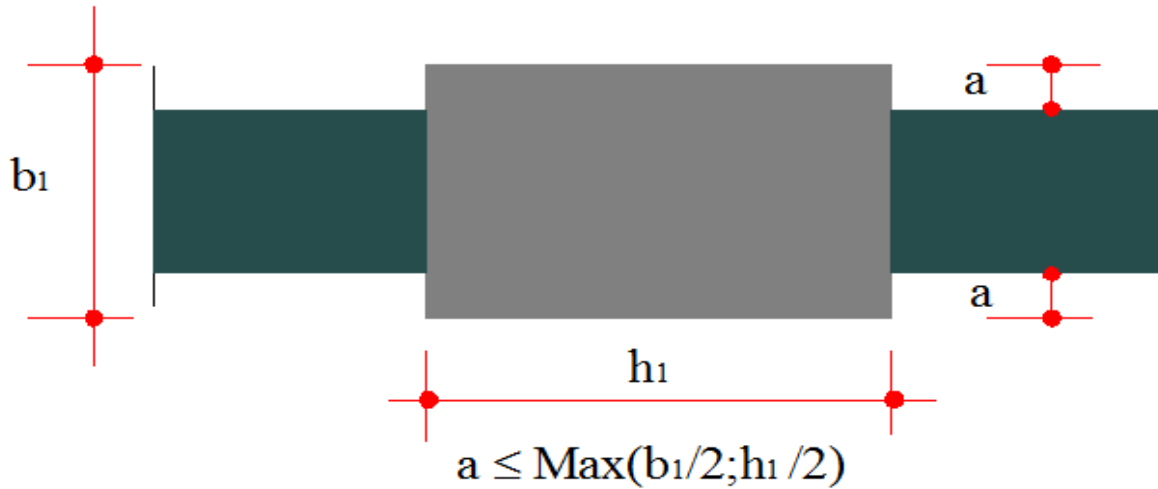


Figure II.17: Dimension doit respecter par les poutres

niveaux	Poteau	Max ($b_1/2 ; h_1/2$) (Cm)	Poutres principales (cm ²)		a (Cm)	Poutre Secondaires (cm ²)		a (Cm)	observation
terrasse	30x30	15	30x55	30x40	0,00	30x45	30x35	0,00	C.V
Etage	30x30	15	30x55	30x40	0,00	30x45	30x35	0,00	C.V
	40x55	27,5	30x55	30x40	12,5	30x45	30x35	5,00	C.V
	50x65	32,5	30x55	30x40	17,5	30x45	30x35	10,0	C.V
	60x75	37,5	30x55	30x40	22,5	30x45	30x35	15	C.V
	60x80	40	30x55	30x40	20	30x45	30x35	17,5	C.V
RDC	60x80	40	30x55	30x40	20	30x45	30x35	17,5	C.V
	60x75	37,5	30x55	30x40	22,5	30x45	30x35	15	C.V

Tableau (II. 25) : vérification la comptabilité des dimensions
entre poteaux et poutre

Chapitre III

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III-1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude de ces éléments est indépendante de l'action sismique.

Dans le présent chapitre, Nous citons les escaliers, les planchers, l'acrotère et enfin le balcon dont l'étude est dépendant de la géométrie interne de la structure.

III-2 Etude du plancher :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique, On a deux types de plancher:

➤ planchers à corps creux :16+5 Cm

Plancher = poutrelles + corps creux + dalle de compression

➤ dalle pleines $E_p=15\text{cm}$

III.2.1 Étude du poutrelle :

Pour l'étude des poutrelles, il faut déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchant, leur étude s'effectue selon l'une des méthodes suivantes :

-Méthode forfaitaire.

-Méthode de Caquot.

-Méthode des trois moments.

III.2.1 .1La méthode forfaitaire :

On peut appliquer « la méthode forfaitaire » pour le calcul des planchers à charge d'exploitation modérée, si les conditions suivants sont remplies :

1ère Condition : $Q \leq \min (2G, 5\text{KN/m}^2)$

➤ **Plancher terrasse :**

$Q= 1 \text{ KN/m}^2 \leq \min (13.94, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

➤ **Plancher étage courant:**

$Q= 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (10.68, 5 \text{ KN/m}^2) = 5 \text{ KN/m}^2$ CV

2ème Condition:
$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{L_i}{L_{i+1}} = \frac{3.80}{5.25} = 0.72 \leq 0.80 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

3ème. Condition : les moments d'inerties des sections transversales sont les même dans les différents travées en continuité « I = constante »C .N. V

En effet, les poutres des planchers n'ont pas la même inertie et de plus les portées ne sont pas Toujours dans les rapports établis.

4ème. Condition : la fissuration est considérée comme non préjudiciable à terme du béton.C.N.V

Les conditions 1et 4 sont en concordance avec le bâtiment soumis à notre étude. Par contre les conditions 2et 3 sont restrictives. donc la méthode forfaitaire ne sont pas remplies.

III.2.1 .2La méthode de Caquot

La méthode de calcul des planchers à charge d'exploitation relativement élevée,

Due à A. Caquot, s'applique dans les cas où :

- les charges d'exploitation sont susceptibles de variations rapides dans le temps et en position ; et où :

Q= somme des charges variables

G = somme des charges permanentes

vérifient:
$$\left\{ \begin{array}{l} Q > 2 G \\ \text{ou} \\ Q > 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

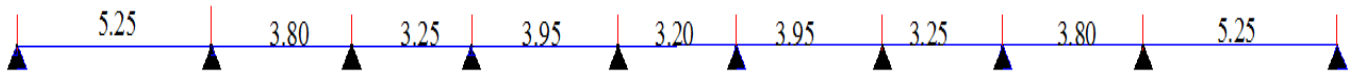
- les poutres sont associées à une dalle générale (sections en T en travée).

Cette méthode ne devrait donc pas s'appliquer à ce bâtiment qui est destiné à un usage d'habitation. Mais, on peut utiliser la méthode de Caquot minorée: charges permanentes = 2xG / 3.

III.2.1.3 les types de poutrelle :

➤ **Plancher terrasse niveau 52.47m:**

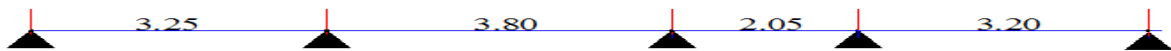
◆ **type 1 :**



◆ **type 2 :**

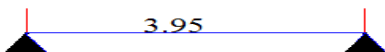


◆ **type 3 :**



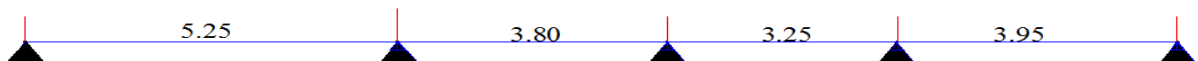
➤ **type 5 : Plancher terrasse niveau 55.47m:**

◆ **type 4 :**

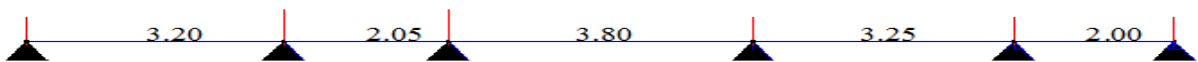


➤ **Plancher étage et RDC:**

➤ **type 1 :**



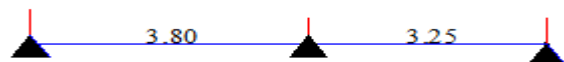
➤ **type 2 :**



➤ **type 3 :**



➤ **type 4 :**



➤

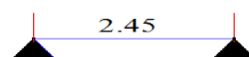


Figure III.1:Types des poutrelles

III.2.1.4 Détermination des sollicitations

La méthode de Caquot minorée s'adapte bien à notre étude. Son principe est la même que celle de la méthode de Caquot courant, mais la seule différence c'est que l'on applique un coefficient minoration égale à 2/3 sur la charge permanent.

▪ Pour les moments aux appuis, nous appliquerons le coefficient aux charges permanentes, ce qui permet de calculer une charge réduite :

$$P_u^r = 1.35 \left(\frac{2}{3} \right) G + 1.5Q \quad : \text{La charge ultime réduite}$$

$$p_s^r = \left(\frac{2}{3} G \right) + Q \quad : \text{La charge de service réduite}$$

▪ Pour les moments en travée, nous utilisons la combinaison habituelle

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$P_u = G + Q$$

III.2.1.5 Les charges des poutrelles :

Niveau	Q (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml)		ELS(KN/ml)	
				$P_u \times b$	$P_u^r \times b$	$P_s \times b$	$P_s^r = \left(\frac{2}{3} G \right) + Q$
Terrasse Inaccessible	6.97	1,00	0,65	7,091	5,052	5,181	3,670
Étage Courant+RDC	5,34	1,75	0,65	6,392	3,789	4,609	3,452

Tableau III.1: Charges supporté par Les poutrelles.

III.2.1.6 Application :

Soit l'appui numéro i d'une poutre continue, entourée par deux travées dont celle de gauche est affectée de l'indice «w » et celle de droit est affectée de l'indice «e », de longueur respectifs « lw » et « le ».

Ces travées supportent respectivement une charge répartie uniforme d'intensité «pw » et « pe ». On détache de chaque côté de l'appui étudié, des travées fictives de longueur « l'w » et « l'e » telle que

- $l' = l$ pour une travée de rive;
- $l' = 0.8 \times l$ pour une travée intermédiaire

a. Moment au niveau de l'appui :

Le moment au niveau de l'appui intermédiaire est donné par la formule suivant:

$$M_a = \frac{-(P_w.l'_w + P_e.l'_e)}{8.5(l'_w + l'_e)}$$

Avec : P_w : charge uniformément réparties sur la travée à gauche de l'appui.

P_e : charge uniformément réparties sur la travée à droite de l'appui.

b. Moment maximal aux appuis :

Le moment maximal au niveau de l'appui est obtenu en mettant en surcharge les 2 travées de part et d'autre de l'appui considérée.

c. Moment maximal en travée :

Il est donné par la formule :

$$M_t = M_0(x) - M_w + \frac{x}{l}(M_w - M_e)$$

Pour $X=X_0 \Leftrightarrow X_0 = \frac{M_w - M_e}{l \cdot P} + \frac{l}{2}$ et $M_0 = \frac{pl^2}{8}$

Moment maximal en travée :

$$M_t = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2Pl^2}$$

Dans cette formule :

- x_0 : l'abscisse du moment maximale en travée;
- P : charge uniformément répartie au niveau de la travée ;
- M_e : moment fléchissant au niveau de l'appui droit de la travée déterminée en considérant que seule la travée concernée est chargée ;
- M_w : moment fléchissant au niveau de l'appui gauche de la travée concerné

d. Effort tranchant aux appuis :

Ils sont calculés par la méthode générale applicable aux poutres continues en considérant la continuité des moments.

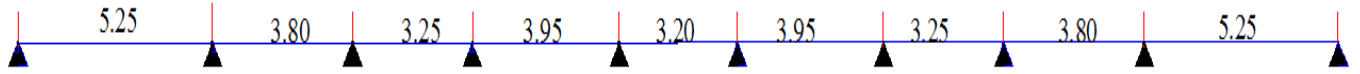
Effort tranchant sur appui 1 (En chargeant la travee suivante)

$$V_e = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ Pour l'appui de droit}$$

$$V_w = \frac{pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \text{ pour l'appui de gauche}$$

III.2.1.7 Sollicitations en travées et sur appuis :

Nous allons étudier le plancher dont les nervures prennent appuis sur 5 poutres Principales.



III.2.1.7.1 Les moments en appuis :

- ◆ Moment maxi sur appui 1 (En chargeant les travées encadrant l'appui):

$$M_{a1} = 0 \text{ KN.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'w = 5,25\text{m}, ; L'e = 0,8 \times 3,80 \text{ m} = 3,04\text{m} ;$$

$$Pw = 5,052 \text{ KN/ml} ; Pe = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a2} = \frac{-\left(Pw.l_w'^3 + Pe.l_e'^3\right)}{8.5(l_w' + l_e')} = -\frac{5.052 \times 5.25^3 + 5.025 \times 3.04^3}{8.5(5.25 + 3.04)} = -12.389 \text{ Kn.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'w = 0,8 \times 3,80 \text{ m} = 3,04\text{m} ; L'e = 0,8 \times 3,25 \text{ m} = 2,60\text{m} ;$$

$$Pw = 5,052 \text{ KN/ml} ; Pe = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a3} = \frac{-\left(Pw.l_w'^3 + Pe.l_e'^3\right)}{8.5(l_w' + l_e')} = -\frac{5.052 \times 3.04^3 + 5.025 \times 2.60^3}{8.5(3.04 + 2.60)} = 4.813 \text{ Kn.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 4 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'w = 0,8 \times 3,25 \text{ m} = 2,60\text{m}, ; L'e = 0.8 \times 3,95 = 3.16\text{m} ;$$

$$Pw = 5,052 \text{ KN/ml} ; Pe = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a4} = \frac{-\left(Pw.l_w'^3 + Pe.l_e'^3\right)}{8.5(l_w' + l_e')} = -\frac{5.052 \times 2.60^3 + 5.025 \times 3.16^3}{8.5(2.60 + 3.16)} = -5.070 \text{ Kn.m}$$

Moment max sur appui 5 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'w = 0,8 \times 3,95 \text{ m} = 3.16\text{m}, ; L'e = 0.8 \times 3,20 = 2.56\text{m} ;$$

$$Pw = 5,052 \text{ KN/ml} ; Pe = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a5} = \frac{-\left(Pw.l_w'^3 + Pe.l_e'^3\right)}{8.5(l_w' + l_e')} = -\frac{5.052 \times 3.16^3 + 5.025 \times 2.56^3}{8.5(3.16 + 2.56)} = -5.022 \text{ Kn.m}$$

- ◆ Moment max sur appui 6 (En chargeant les travées encadrant l'appui)

$$L'w = 0.8 \times 3,20 = 2.56\text{m} ; L'e = 0,8 \times 3,95 \text{ m} = 3.16\text{m};$$

$$Pw = 5,052 \text{ KN/ml} ; Pe = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a6} = \frac{-\left(P_w.l'_w{}^3 + P_e.l'_e{}^3\right)}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{5.052 \times 2.56^3 + 5.025 \times 3.16^3}{8.5(2.56 + 3.16)} = -5.022 \text{Kn.m} = M_{a5}$$

- ♦ *Moment max sur appui 7 (En chargeant les travées encadrant l'appui)*

$$L'_w = 0,8 \times 3,95 \text{ m} = 3.16 \text{m}; L'_e = 0,8 \times 3,25 \text{ m} = 2,60 \text{m};$$

$$P_w = 5,052 \text{ KN/ml}; P_e = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a7} = \frac{-\left(P_w.l'_w{}^3 + P_e.l'_e{}^3\right)}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{5.025 \times 3.16^3 + 5.052 \times 2.60^3}{8.5(3.16 + 2.60)} = -5.070 \text{Kn.m} = M_{a4}$$

- ♦ *Moment max sur appui 8 (En chargeant les travées encadrant l'appui)*

$$L'_w = 0,8 \times 3,25 \text{ m} = 2,60 \text{m}; L'_e = 0,8 \times 3,80 \text{ m} = 3.04 \text{m};$$

$$P_w = 5,052 \text{ KN/ml}; P_e = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a8} = \frac{-\left(P_w.l'_w{}^3 + P_e.l'_e{}^3\right)}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{5.025 \times 2.60^3 + 5.052 \times 3.04^3}{8.5(2.60 + 3.04)} = 4.813 \text{Kn.m} = M_{a3}$$

- ♦ *Moment max sur appui 9 (En chargeant les travées encadrant l'appui)*

$$L'_w = 0,8 \times 3,80 \text{ m} = 3.04 \text{m}; L'_e = 5.25 \text{m};$$

$$P_w = 5,052 \text{ KN/ml}; P_e = 5,052 \text{ KN/ml}$$

$$M_{a9} = \frac{-\left(P_w.l'_w{}^3 + P_e.l'_e{}^3\right)}{8.5(l'_w + l'_e)} = -\frac{5.025 \times 3.04^3 + 5.052 \times 5.25^3}{8.5(3.04 + 5.25)} = -12.389 \text{Kn.m} = M_{a2}$$

- ♦ *Moment maxi sur appui 10 (En chargeant les travées encadrant l'appui):*

$$M_{a10} = 0 \text{ KN.m}$$

III.2.1.7.2 Les moments en travées :

- ♦ *Moment maxi en travée 1 (En chargeant la travée 1)*

$$M_{a1} = 0; \text{ et } M_{a2} = 12,389 \text{KN.m}$$

$$M_t = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_w + M_e)}{2} + \frac{(M_w - M_e)^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t1} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a1} + M_{a2})}{2} + \frac{(M_{a1} - M_{a2})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t1} = \frac{7.091 \times 5.25^2}{8} - \frac{(0 + 12.389)}{2} + \frac{(0 - 12.389)^2}{2 \times 7.091 \times 5.25^2} = 18.629 \text{Kn.m}$$

- ♦ *Moment maxi en travée 2 (En chargeant la travée 2)*

$$M_{a2} = 12,389 \text{KN.m}, \text{ et } M_{a3} = 4,813 \text{KN.m}$$

$$M_{t2} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a2} + M_{a3})}{2} + \frac{(M_{a2} - M_{a3})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t2} = \frac{7.091 \times 3.80^2}{8} - \frac{(12.389 + 4.813)}{2} + \frac{(12.389 - 4.813)^2}{2 \times 7.091 \times 3.80^2}$$

$$M_{t2} = 4.479 \text{ kn.m}$$

- ♦ Moment maxi en travée 3 (En chargeant la travée 3)

$Ma3 = 4,813 \text{ KN.m}$, et $Ma4 = 6.155 \text{ KN.m}$

$$M_{t3} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a3} + M_{a4})}{2} + \frac{(M_{a3} - M_{a4})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t3} = \frac{7.091 \times 3.25^2}{8} - \frac{(4.813 + 5.070)}{2} + \frac{(4.813 - 5.070)^2}{2 \times 7.091 \times 3.25^2}$$

$$M_{t3} = 4.421 \text{ Kn.m}$$

- ♦ Moment maxi en travée 4 (En chargeant la travée 4)

$Ma4 = 6.155 \text{ KN.m}$, et $Ma5 = 5,022 \text{ KN.m}$

$$M_{t4} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a4} + M_{a5})}{2} + \frac{(M_{a4} - M_{a5})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t4} = \frac{7.091 \times 3.95^2}{8} - \frac{(5.070 + 5.022)}{2} + \frac{(5.070 - 5.022)^2}{2 \times 7.091 \times 3.95^2}$$

$$M_{T4} = 8.784 \text{ Kn.m}$$

- ♦ Moment maxi en travée 5 (En chargeant la travée 5)

$Ma5 = 5.022 \text{ KN.m}$, et $Ma6 = 5.022 \text{ KN.m}$

$$M_{t5} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a5} + M_{a6})}{2} + \frac{(M_{a5} - M_{a6})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t5} = \frac{7.091 \times 3.20^2}{8} - \frac{(5.022 + 5.022)}{2} + \frac{(5.022 - 5.022)^2}{2 \times 7.091 \times 3.20^2}$$

$$M_{T5} = 4.054 \text{ Kn.m}$$

- ♦ Moment maxi en travée 6 (En chargeant la travée 6)

$Ma6 = 5.022 \text{ KN.m}$, et $Ma7 = 6.155 \text{ KN.m}$

$$M_{t6} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a6} + M_{a7})}{2} + \frac{(M_{a6} - M_{a7})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t6} = \frac{7.091 \times 3.95^2}{8} - \frac{(5.022 + 5.070)}{2} + \frac{(5.022 - 5.070)^2}{2 \times 7.091 \times 3.95^2}$$

$$M_{T6} = 8.784Kn.m$$

- ♦ Moment maxi en travée 7 (En chargeant la travée 7)

$$Ma7 = 6.155KN.m, \text{ et } Ma8 = 4.813KN.m$$

$$M_{t7} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a7} + M_{a8})}{2} + \frac{(M_{a7} - M_{a8})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t7} = \frac{7.091 \times 3.25^2}{8} - \frac{(5.070 + 4.813)}{2} + \frac{(5.070 - 4.813)^2}{2 \times 7.091 \times 3.25^2}$$

$$M_{T7} = 4.421Kn.m$$

- ♦ Moment maxi en travée 8 (En chargeant la travée 8)

$$Ma8 = 4.813KN.m, \text{ et } Ma9 = 12.389KN.m$$

$$M_{t8} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a8} + M_{a9})}{2} + \frac{(M_{a8} - M_{a9})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t8} = \frac{7.091 \times 3.80^2}{8} - \frac{(4.813 + 12.389)}{2} + \frac{(4.813 - 12.389)^2}{2 \times 7.091 \times 3.80^2}$$

$$M_{T8} = 4.479Kn.m$$

- ♦ Moment maxi en travée 8 (En chargeant la travée 8)

$$Ma9 = 12.389KN.m, \text{ et } Ma10 = 0KN.m$$

$$M_{t9} = \frac{PL^2}{8} - \frac{(M_{a9} + M_{a10})}{2} + \frac{(M_{a9} - M_{a10})^2}{2Pl^2}$$

$$M_{t9} = \frac{7.091 \times 5.25^2}{8} - \frac{(12.389 + 0)}{2} + \frac{(12.389 - 0)^2}{2 \times 7.091 \times 5.25^2}$$

$$M_{T9} = 18.629Kn.m$$

III.2.1.7.3 Calcul l'effort tranchant :

- ♦ Effort tranchant sur appui 1 (En chargeant la travée suivante)

$$V_{w1} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_w - M_e}{l} \Leftrightarrow V_{u1} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a1} - M_{a2}}{l} = \frac{7.091 \times 5.25}{2} + \frac{0 - 12.389}{5.25} = 16.269KN$$

- ♦ Effort tranchant sur appui 2 (En chargeant les travées encadrant l'appui 2)

$$\text{A gauche de l'appui: } V_{u2} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a1} - M_{a2}}{l} = -\frac{7.091 \times 5.25}{2} + \frac{0 - 12.389}{5.25} = -20.958KN$$

$$\text{A droite de l'appui: } V_{u2} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a2} - M_{a3}}{l} = \frac{7.091 \times 3.80}{2} + \frac{12.389 - 4.813}{3.80} = 15.467Kn$$

- ♦ Effort tranchant sur appui 3 (En chargeant les travées encadrant l'appui 3)

A gauche de l'appui :

$$V_{u3} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a2} - M_{a3}}{l} = -\frac{7.091 \times 3.80}{2} + \frac{12.389 - 4.813}{3.80} = -11.479 \text{Kn}$$

$$\text{A droite de l'appui } V_{u3} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a3} - M_{a4}}{l} = \frac{7.091 \times 3.25}{2} + \frac{4.813 - 5.070}{3.25} = 11.444 \text{Kn}$$

➤ *Effort tranchant sur appui 4 (En chargeant les travées encadrant l'appui 4)*

$$\text{A gauche de l'appui : } V_{u4} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a3} - M_{a4}}{l} = -\frac{7.091 \times 3.25}{2} + \frac{4.813 - 5.070}{3.25} = -11.602 \text{Kn}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u4} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a4} - M_{a5}}{l} = \frac{7.091 \times 3.95}{2} + \frac{5.070 - 5.022}{3.95} = 14.017 \text{Kn}$$

➤ *Effort tranchant sur appui 5 (En chargeant les travées encadrant l'appui 5)*

A gauche de l'appui :

$$V_{u5} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a4} - M_{a5}}{l} = -\frac{7.091 \times 3.95}{2} + \frac{5.070 - 5.022}{3.95} = -13.993 \text{Kn}$$

$$\text{A droite de l'appui : } V_{u5} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a5} - M_{a6}}{l} = \frac{7.091 \times 3.20}{2} + \frac{5.022 - 5.022}{3.20} = 11.346 \text{Kn}$$

➤ *Effort tranchant sur appui 6 (En chargeant les travées encadrant l'appui 6)*

A gauche de l'appui :

$$V_{u6} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a5} - M_{a6}}{l} = -\frac{7.091 \times 3.20}{2} + \frac{5.022 - 5.022}{3.20} = -11.346 \text{Kn}$$

$$\text{A droite de l'appui } V_{u6} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a6} - M_{a7}}{l} = \frac{7.091 \times 3.95}{2} + \frac{5.022 - 5.070}{3.95} = 13.993 \text{Kn}$$

➤ *Effort tranchant sur appui 7 (En chargeant les travées encadrant l'appui 7)*

A gauche de l'appui :

$$V_{u7} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a6} - M_{a7}}{l} = -\frac{7.091 \times 3.95}{2} + \frac{5.022 - 5.070}{3.95} = -14.017 \text{Kn}$$

$$\text{A droite de l'appui } V_{u7} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a7} - M_{a8}}{l} = \frac{7.091 \times 3.25}{2} + \frac{5.070 - 4.813}{3.25} = 11.602 \text{Kn}$$

➤ *Effort tranchant sur appui 8 (En chargeant les travées encadrant l'appui 8)*

A gauche de l'appui :

$$V_{u8} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a7} - M_{a8}}{l} = -\frac{7.091 \times 3.25}{2} + \frac{5.070 - 4.813}{3.25} = -11.444 \text{Kn}$$

A droite de l'appui :

$$V_{u8} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a8} - M_{a9}}{l} = \frac{7.091 \times 3.80}{2} + \frac{4.813 - 12.389}{3.80} = 11.479 \text{Kn}$$

➤ Effort tranchant sur appui 9 (En chargeant les travées encadrant l'appui 9)

A gauche de l'appui :

$$V_{u9} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a8} - M_{a9}}{l} = -\frac{7.091 \times 3.80}{2} + \frac{4.813 - 12.389}{3.80} = -15.467 \text{Kn}$$

A droite de l'appui $V_{u9} = \frac{Pl}{2} + \frac{M_{a9} - M_{a10}}{l} = \frac{7.091 \times 5.25}{2} + \frac{12.389 - 0}{5.25} = 20.974 \text{Kn}$

➤ Effort tranchant sur appui 10 (En chargeant les travées encadrant l'appui 10)

$$V_{u10} = -\frac{Pl}{2} + \frac{M_{a9} - M_{a10}}{l} = -\frac{7.091 \times 5.25}{2} + \frac{12.389 - 0}{5.25} = -16.254 \text{Kn}$$

III.2.1.7.4 déterminer les notations des efforts internes

<i>notation</i>	<i>Définition des notation</i>
M_t	<i>moments maximums en travées</i>
M_a	<i>moments maximums sur appuis</i>
$T \text{ max}$	<i>efforts tranchants maximums</i>

Tab III.2: *déterminer les indice des effort internes*

III.2.1.7 .5 Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A'ELU :

Niveau		Terrasse Inaccessible								
Type1										
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M_a	0	12.389	4.813	5.070	5.022	5.022	5.070	4.813	12.389	0
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	/
M_t	18.629	4.479	4.421	8.784	4.054	8.784	4.421	4.479	18.629	/
T_{max}	16.269	-20.958	-11.479	14.017	-13.993	13.993	-14.017	11.479	20.974	-16.254
Type2										
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8		
M_a	0	4.566	4.128	4.813	3.067	2.240	3.195	0		
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	6-8	/		

<i>Mt</i>	6.937	-0.619	8.331	5.443	0.904	3.753	3.843	/
<i>T max</i>	9.919	-12.772	13.293	-13.653	-10.986	9.219	9.991	-7.382
<i>Type3</i>								
<i>Appuis</i>	1	2	3	4	5			
<i>M_a</i>	0	5,898	4,128	4,566	0			
<i>Travées</i>	1-2	2-3	3-4	4-5	/			
<i>Mt</i>	6.646	7.802	-0.619	6.937	/			
<i>T max</i>	9.708	13.939	-13.007	12.772	-9.919			
<i>Type4</i>								
<i>Appuis</i>	1			2				
<i>M_a</i>	0			0				
<i>Travées</i>	1-2			/				
<i>Mt</i>	13.830			/				
<i>T max</i>	14.005			-14.005				

Tableau III.3: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.U plancher terrasse

III.2.1.7 .6 Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A'ELS :

Niveau		Terrasse Inaccessible								
Type1										
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
M_a	0	9.000	3.496	3.683	3.648	3.648	3.683	3.496	9.000	0
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	7-8	8-9	9-10	/
M_t	13.634	3.306	3.251	6.439	2.984	6.439	3.251	3.306	13.634	/
T_{max}	11.886	-15.314	-8.395	10.241	-10.224	10.224	-10.241	8.395	15.314	-11.886
Type2										
Appuis	1	2	3	4	5	6	7	8		
M_a	0	3.317	2.999	3.491	2.228	1.628	2.321	0		
Travées	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	6-7	6-8	/		
M_t	5.077	-0.434	6.106	3.993	0.671	2.753	2.813	/		

<i>T max</i>	7.253	-9.326	9.713	-9.975	-8.029	6.738	7.294	-5.399
<i>Type3</i>								
<i>Appuis</i>	1	2	3	4	5			
<i>M_a</i>	0	4.285	2.99	3.317	0			
<i>Travées</i>	1-2	2-3	3-4	4-5	/			
<i>M_t</i>	4.866	5.721	-0.434	5.077	/			
<i>T max</i>	7.101	10.182	-9.505	9.326	-7.253			
<i>Type4</i>								
<i>Appuis</i>	1				2			
<i>M_a</i>	0				0			
<i>Travées</i>	1-2				/			
<i>M_t</i>	10.105				/			
<i>T max</i>	8.419				-8.419			

Tableau III.4: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.S plancher terrasse

III.2.1.7.8 Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A l'ELU :

Niveau		Etage courant /RDC					
Type1							
Appuis	$P_u^r \cdot x.b = 3.789kn/ml$	1	2	3	4	5	
M_a		0	9.292	3.610	5.390	0	
Travées	$P_u \times b = 6,392KN/M$	1-2	2-3	3-4	4-5	/	
Mt		17.621	5.261	3.963	9.917	/	
$T max$		15.009	-18.549	-10.65	13.989	-11.260	
Type2							
Appuis	$P_u^r \cdot x.b = 3.789kn/ml$	1	2	3	4	5	6
M_a		0	3.424	3.096	3.610	2.478	0
Travées	$P_u \times b = 6,392KN/M$	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	/
Mt		6.559	0.100	8.186	5.405	2.077	/
$T max$		9.157	-11.297	12.010	-12.280	-10.039	-5.153
Type3							
Appuis	$P_u^r \cdot x.b = 3.789kn/ml$	1	2	3	4	5	

M_a		0	4.424	3.096	3.424	0
Travées	$P_u \times b = 6,392 \text{KN/M}$	1-2	2-3	3-4	4-5	/
Mt		6.372	7.787	0.100	6.559	/
T_{max}		9.026	12.494	-11.795	11.297	-9.157
Type3						
Appuis	$P_u^r \times b = 3.789 \text{kn/ml}$	1	2	3		
M_a		0	5,640	0		
Travées	$P_u \times b = 6,392 \text{KN/M}$	1-2	2-3	/		
Mt		8.890	5.855	/		
T_{max}		10.661	-13.629	-8.652		
Type5						
Appuis	$P_u^r \times b = 3.789 \text{kn/ml}$	1	2			
M_a		0	0			
Travées	$P_u \times b = 6,392 \text{KN/M}$	1-2	/			
Mt		12.466	/			
T_{max}		12.624	-12.624			

Tableau III.5: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l' efforts tranchant a L'E.L.U
Etage courant /RDC

III.2.1.7.9 Récapitulatif des sollicitations de calcul pour les différents types des poutrelles:

A'ELS :

Niveau		Etage courant /RDC					
Type1							
Appuis	$P_u \cdot x.b = 3.452kn/ml$	1	2	3	4	5	
M_a		0	8.465	3.289	4.911	0	
Travées	$P_u \times b = 4.609Kn/ml$	1-2	2-3	3-4	4-5	/	
M_t		11.929	2.644	2.012	6.701	/	
T_{max}		10.486	-13.711	-7.395	10.346	-7.859	
Type2							
Appuis	$P_u \cdot x.b = 3.452kn/ml$	1	2	3	4	5	6
M_a		0	3.120	2.821	3.289	2.258	0
Travées	$P_u \times b = 4.609Kn/ml$	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	/
M_t		4.443	-0.547	5.266	3.323	1.314	/
T_{max}		6.399	-8.349	8.634	-8.880	-7.172	-3.480
Type3							
Appuis	$P_u \cdot x.b = 3.452kn/ml$	1	2	3	4	5	

M_a		0	4.030	2.821	3.120	0
Travées	$P_u \times b = 4.609 \text{Kn/ml}$	1-2	2-3	3-4	4-5	/
M_t		4.237	4.905	-0.547	4.443	/
$T \text{ max}$		6.250	9.075	-8.439	8.349	-6.399
Type3						
Appuis	$P_u \times b = 3.452 \text{kn/ml}$	1	2	3		
M_a		0	5.138	0		
Travées	$P_u \times b = 4.609 \text{Kn/ml}$	1-2	2-3	/		
M_t		5.949	3.787	/		
$T \text{ max}$		7.405	-10.109	-5.909		
Type5						
Appuis	$P_u \times b = 3.452 \text{kn/ml}$	1	2			
M_a		0	0			
Travées	$P_u \times b = 4.609 \text{Kn/ml}$	1-2	/			
M_t		8.989	/			
$T \text{ max}$		9.103	-9.103			

Tableau III6: Valeur des moments fléchissant aux appuis, travées et l'efforts tranchant a L'E.L.S Etage courant /RDC

III.2.1.7.10 Diagramme des efforts tranchants et des moments fléchissant :

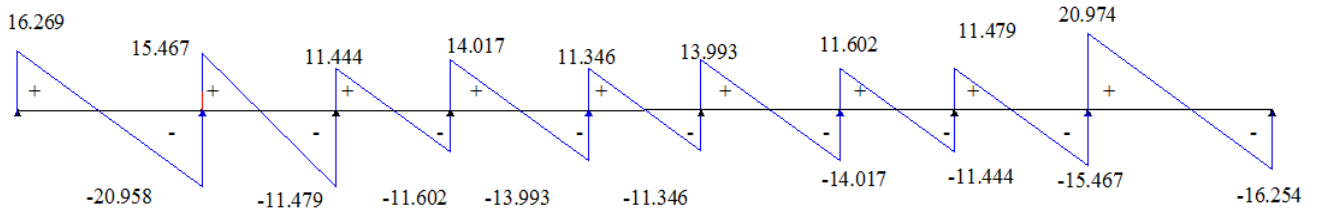


Figure III.2: Diagramme des efforts tranchants en KN à E.L.U

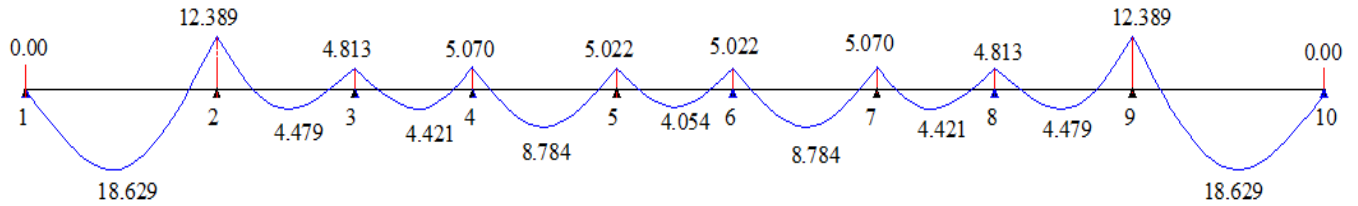


Figure III.3. Diagramme des moments fléchissant en Kn.m à E.L.U

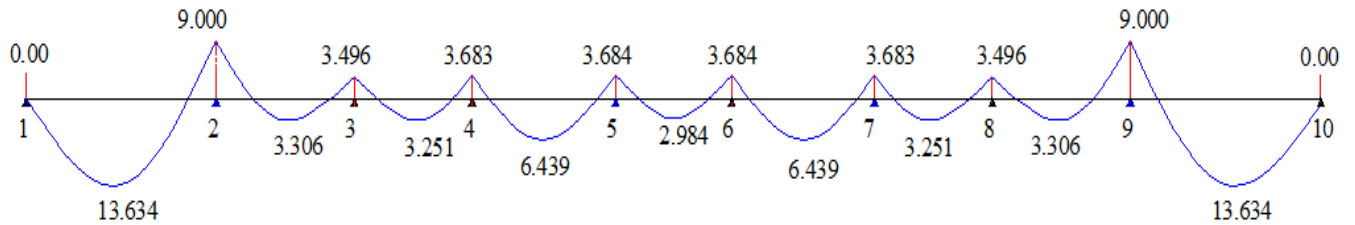


Figure III.4. Diagramme des moments fléchissant en Kn.m à E.L.S

AN : Pour le ferrailage des poutrelles ; on choisira le cas plus défavorable qui donnera les moments fléchissant maximaux.

E.L.U

E.L.S

$$M_{appui}^{Max} = - 12.389K N.m$$

$$M_{appui}^{Max} = - 9.000K N.m$$

$$M_t^{Max} = 18.629KN.m$$

$$M_t^{Max} = 12,389 K N.m$$

$$T^{Max} = 20.974K N$$

III.2.1.8. Ferrailage des poutrelles: (flexion simple)

➤ Poutrelle type (1) niveau de terrasse:

a. **ELU:**

➤ **En travée :**

$$M_{u.trav} = 18.629KN.m = 18,629 \times 10^{-3} MN.m$$

$$d = 0.9 \times h = 0.9 \times 0.21 = 0.189m$$

Le moment fléchissant (M_{table}) équilibré par la table est :

$$M_t = \overline{\sigma}_b b d_{0-} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE 400 \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,17MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

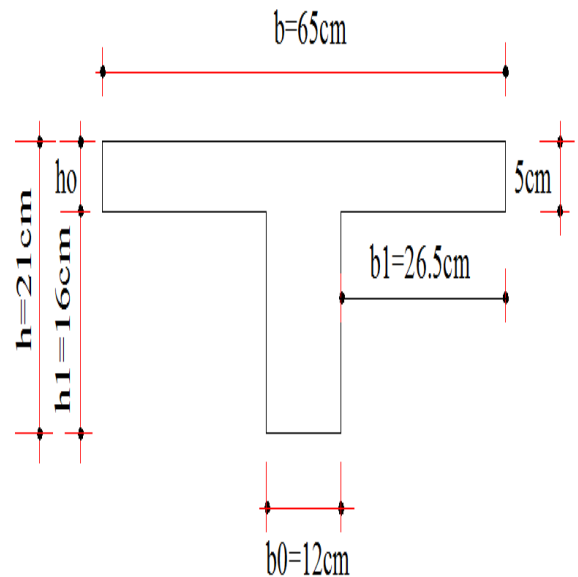


Figure III.5: Dimension poutrelles

$$M_t = \overline{\sigma}_b b d_{0-} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14.17 \times 0.65 \times 0.05 \times \left(0.189 - \frac{0.05}{2} \right)$$

$$M_t = 0.0755 MN.m$$

$M_{u.tra} = 0.01863 MN.m < M_t = 0.0755 MN.m \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous emmène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$(b \times h) = (65 \times 21) cm^2$$

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_{u.tra}}{\overline{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{18.163 \times 10^{-3}}{14.17 \times 0.65 \times (0.189)^2} = 0,055$$

$$\mu = 0,055 \leq \mu_l = 0.392 (\text{acier FeE 400})$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,071$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 0.972$$

$$A = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{18,163 \times 10^3}{348 \times 0,972 \times 0,189} = 2,84 cm^2$$

$$A_{cal} = 2,84 cm^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,65 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 1,483 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 2,83 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

➤ **En appui :**

$$M_{u,appui} = 12,389 \text{ KN.m} = 12,389 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

Le moment équilibre par la table :

$$M_t = \bar{\sigma}_b b d_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 14,17 \times 0,65 \times 0,05 \times \left(0,189 - \frac{0,05}{2} \right)$$

$$M_t = 0,0755 \text{ MN.m}$$

On a : $M_t > M_{t, appui} \Rightarrow$ l'axe neutre sera à l'intérieur de la table de compression, donc Le calcul du ferrailage se fait comme une section rectangulaire $(b_0 \times h) = (12 \times 21) \text{ cm}^2$.

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu = \frac{M_{u,appui}}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{12,389 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,12 \times (0,189)^2} = 0,204$$

$$\mu = 0,204 \leq \mu_l = 0,392 \text{ (acier FeE 400)}$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,288$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,885$$

$$A = \frac{M_{u,appui}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{12,389 \times 10^3}{348 \times 0,885 \times 0,189} = 2,13 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 2,13 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times \frac{2,1}{400} = 0,274 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{St} \geq 2,13 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_{st} = 2T12=2,26 \text{ cm}^2$

b. Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :

Ce type de poutrelle est soumis à des fissurations peu nuisibles et par conséquent on ne vérifie que les contraintes dans le béton. Dans ces conditions, la vérification des contraintes se simplifie comme suite :

$$\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

❖ ELS:

➤ **En travée :**

$$M_u = 18,629 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 13,634 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{18,629}{13,634} = 1.37$$

$$\alpha_{TRAVEE} \leq \frac{1.37 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{TRAVEE} = 0.071 < 0.44 \dots\dots\dots CV$$

➤ **En appui :**

$$M_{u,appui} = 12,389 \text{ KN.m} = 12,389 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_u = 12,389 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 9,000 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_s} = \frac{12,389}{9,000} = 1.38$$

$$\alpha_{TRAVEE} \leq \frac{1.38 - 1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{TRAVEE} = 0.288 < 0.44 \dots\dots\dots CV$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton

$$\Rightarrow \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$$

c. Armature transversale :

➤ **Vérification au cisaillement :**

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable. $T_u^{\max} = 20,974Kn$

la condition suivante doit être vérifiée :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_{ad} = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5MPa \right)$$

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 MPa) = 3,33 MPa$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{20,974 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,97 MPa \quad \tau_u = 0,97 MPa \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 MPa \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Calcul des armatures transversales:**

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale

suivante :
$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b_0 : Largeur d'âme de la nervure.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b_0}{10} \right) = \min \left(\frac{210}{35} ; 12 ; \frac{120}{10} \right)$$

$$\phi_t \leq \min (6 ; 12 ; 12)$$

$$\phi_t \leq 6mm$$

Armatures ronds lisses $\phi_t = 6mm$ avec une nuance d'acier FeE235

On adopte l' $\phi_t = 6mm \Rightarrow A_t = 2\phi6 = 0,57cm^2$

➤ **Calcul d'espacement des cadres:**

D'après le R.P.A 99 V2003 on a :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi, 30\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83 \text{cm}$$

➤ **zone nodale :**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi \text{ min}, 30\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{21}{4}, 12 \times 1,2, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(5.25, 14.4, 30) \Rightarrow S_t = 5 \text{cm}$$

➤ **zone courante:**

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{21}{2} \text{ On prend : } S'_t = 10 \text{cm}$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$\frac{A_t f_e}{b_0 S'_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}, 0.4 \text{MPa}\right)$$

L'acier utilisé pour les armatures transversales est le : EeE215

$$\frac{0.57 \times 215}{12 \times 10} \geq \max\left(\frac{0.16}{2}, 0.4 \text{MPa}\right) \Rightarrow 1.02 \geq 0.4 \dots\dots\dots \text{CV}$$

➤ **Condition aux glissement :**

➤ **En appui :**

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} \leq 0 \quad \text{Avec: } \begin{cases} T_u^{\max} = 20,974 \text{Kn} \\ M_u = 12,389 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T_u - \frac{M_u}{0.9d} = 20.974 - \frac{12,389}{0.9 \times 0,189} = -51,86$$

$$\Rightarrow -51,86 \leq 0 \dots\dots\dots \text{CV}$$

d. Vérification de la flèche :

D'après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \text{b) } \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{S \text{ trav}}}{M_{S \text{ appui}}} \\ \text{c) } \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \end{array} \right.$$

Avec : L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{s \text{ trav}}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{s \text{ appui}}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendues.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

➤ **Vérification des conditions**

a. $\frac{h}{L} = \frac{21}{525} = 0,04 \leq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow$ Condition non vérifiée

b. $\frac{h}{L} = \frac{21}{525} = 0,04 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{13,634}{9,000} = 0,15 \rightarrow$ Condition non vérifiée

c. $\frac{A}{b_0 \cdot d} = \frac{3,08}{12 \times 18,9} = 0,0136 \geq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \rightarrow$ Condition non vérifiée

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Calcul de la flèche :**

D'après le BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées la flèche totale est :

$$f \leq \bar{f}$$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

L : la portée maximale des poutrelles

Dans notre cas : $L=5,25m \Rightarrow \bar{f} = 0,5cm + \frac{525}{1000} = 1,025cm .$

$\bar{f} = 10,25 \times 10^{-3} m$

Calcul le Moment d'inertie de la section totale homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_{st} \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2$$

$$I_0 = \frac{0.65 \times 0.21^3}{12} + 15 \times 3,39 \times 10^{-4} \left(\frac{0.21}{2} - 0.021 \right)^2 \quad \text{Car } d' = 0.1h = 0.021m$$

$$I_0 = 5,38 \times 10^{-4} m^2$$

Pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{3,08 \times 10^{-4}}{0.12 \times 0.189} = 0.01358$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \frac{0.12}{0.65} \right) \times 0.01358} = 3,03$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01358 \times 348 + 2.1} = 0.83$$

$$I_f = \frac{1,1 \cdot I_0}{(1 + \lambda_i \cdot \mu)} = \frac{1.1 \times 5.38 \times 10^{-4}}{(1 + 3,03 \times 0.83)} = 1.68 \times 10^{-4} m^4$$

Calcul des modules de déformation:

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{1/3} = 32164,2 MPa.$$

$$E_v = 3700 (f_{c28})^{1/3} = 10818,87 MPa$$

Calcul de la flèche réelle :

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}}$$

$$f = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{13,634 \times 10^{-3} \times 5,25^2}{10 \times 32164,2 \times 1,68 \times 10^{-4}} = 6,95 \times 10^{-3} m$$

Donc :

$$f = 6,95 \times 10^{-3} m < 10,25 \times 10^{-3} m \dots \dots \dots CV$$

III.2.1.8.1 récapitulatif du ferrailage des poutrelles:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	Types	Armature longitudinal (cm ²)				Armature transversal (cm ²)
		A _{ST} Calculé (cm ²)		A _{ST} choisit (cm ²)		A _{ST} (cm ²)
		Travée	Appui	Travée	Appui	
Terrasse inaccessible	1	2,83	2,13	2T14	2T12	Ø6
	2	1,28	0,76	2T10	2T10	
	3	1,20	0,95	2T10	2T10	
	4	2,15	0,00	2T12	1T10	
Etage courant	1	2,75	1,54	2T14	2T12	
	2	1,26	0,57	2T10	2T10	
	3	1,20	0,70	2T10	2T10	
	4	1,37	0,90	2T10	2T10	
	5	1,93	0,00	2T12	2T10	

Tableau III.7 ferrailage des poutrelles

➤ **L'encrage des barres :**

L_s : Longueur de scellement.

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 « pour les armatures haute adhérence ».

τ_s : contrainte d'adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \cdot \psi_s^2 \cdot f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1$$

$$\tau_{su} = 2,835 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \cdot \tau_{su}}$$

$$L_1 = 6 \cdot \phi \quad ; \quad L_2 = L_s - \alpha L_1 - \beta \cdot r \quad ; \quad r = 5,5 \phi \quad ; \quad L > L_2 + r + \phi / 2$$

On adopte un crochet à 90° ; α=2.31 ; β=3.28

$\emptyset(mm)$	τ_{su}	$L_S(Cm)$	$L_1(Cm)$	$r(Cm)$	$L_2(Cm)$	$L(Cm)$
12	2.835	42.328	7.2	6.6	4.048	15
10		35.27	6	5.5	3.37	10

Tableau III.8: l'ancrage des armatures

➤ **III.2.2 Ferrailage de la dalle de compression :**

D'après le règlement CBA :

La dalle de compression a une épaisseur de 5cm armée par treillis soudés de diamètre $\phi 5mm$, dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

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

Soit : A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures.

(A en : cm^2 pour mètre de nervures).

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles. $L_1=65$ cm.

A_1 : la section des armatures perpendiculaire aux poutrelles (A.P).

A_2 : la section des armatures parallèle aux poutrelles (A.R).

Pour les armatures perpendiculaires aux nervures :

$$A_1 \geq \frac{4L}{f_e} \quad \text{Avec: } f_e=500MPa \text{ et } L=65cm$$

$$\Rightarrow A_1 \geq 0.52Cm^2 / ml$$

On prend : $6\phi 5=1,18$ cm^2/ml

$$S_t = \frac{100}{6} = 16.67Cm$$

On adopte : $St=15cm$

Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0.26Cm^2 / ml$$

On prend : $3\phi 5 = 0,59$ cm^2/ml

$$S_t = \frac{100}{3} = 33,33Cm$$

On adopte : $St=15cm$

Donc : On adopte un treillis soude de $\varnothing 6$ espacement $(15 \times 15) cm^2$.

➤ **III.2.3 Schéma de ferrailage des poutrelles et dalle de compression :**

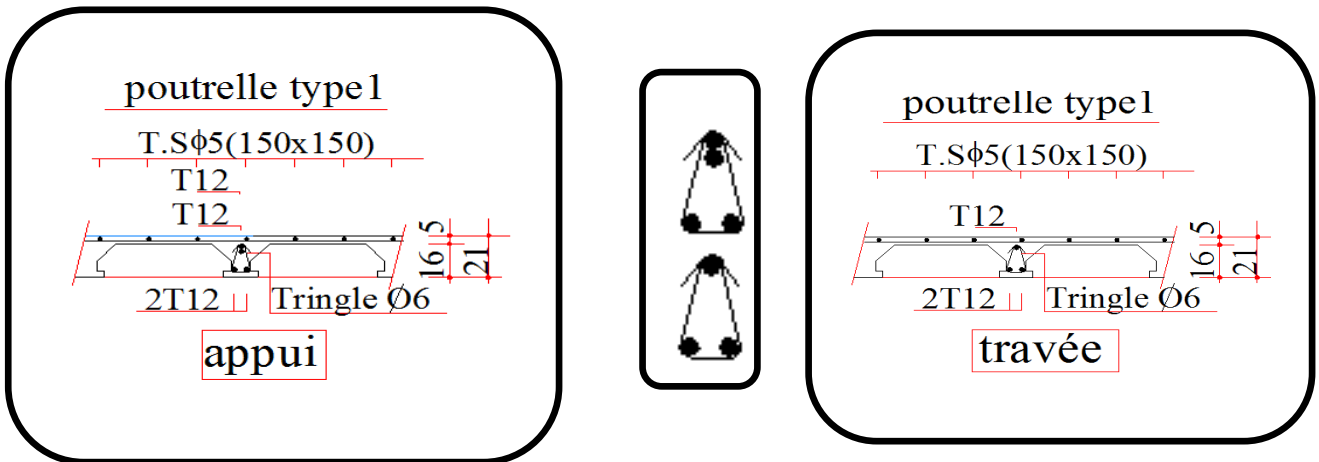


Figure III.6.: ferrailage des poutrelles type1

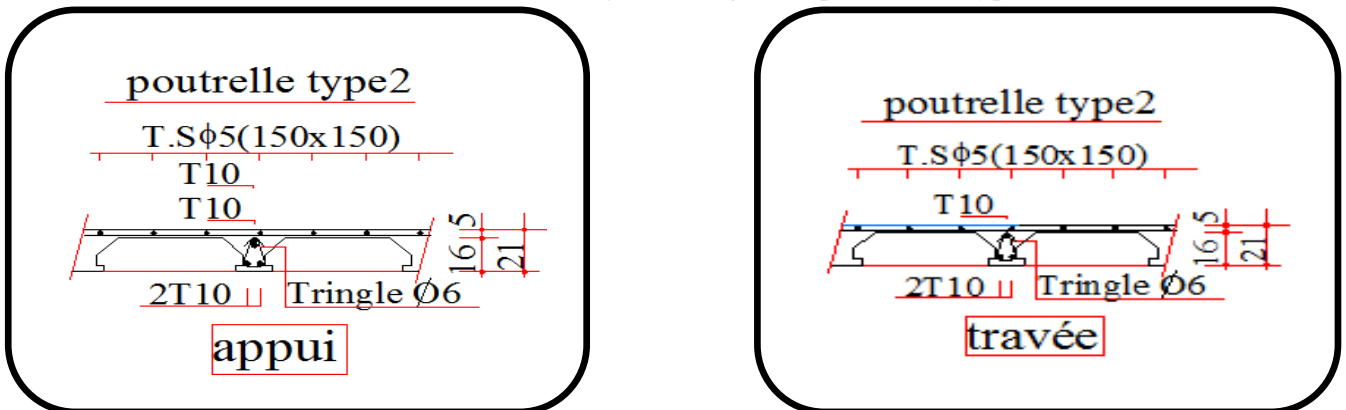


Figure III.7.: ferrailage des poutrelles type2

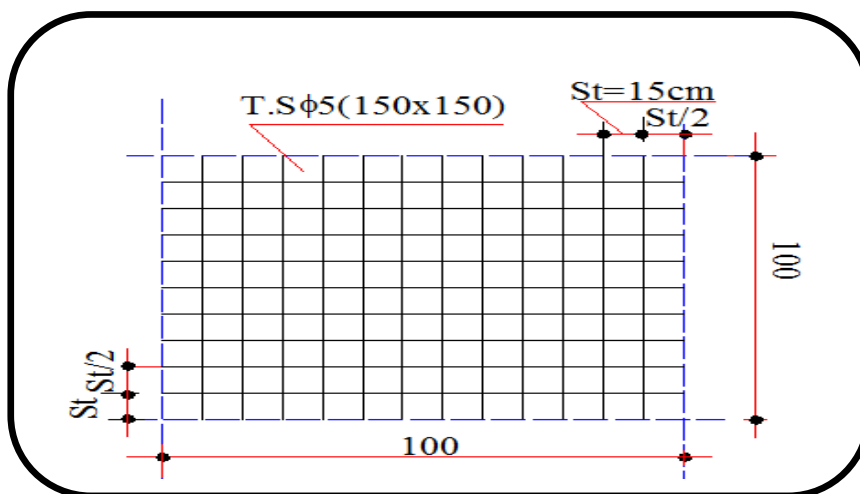


Figure III.8.: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

III-3 Étude de la dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques généralement rectangulaires de dimensions L_x et L_y ($L_x \leq L_y$) et d'épaisseur h_d dont les appuis sont des poutres ou des voiles en béton armé (dalles partiellement ou totalement encastrées sur le contour) ou des murs en maçonnerie (dalles simplement appuyée sur le contour).

Niveau	G(kn)	Q(kn)	ELU		ELU	
			$q_u=1.35G+1.5Q$ (kn/ml)	P_u (kn)	$q_s=G+Q$ (kn/ml)	P_s (kn)
Etage courant	6,35	3,50	9,85	2200	9,850	44
Terrasse accessible	7,78	1,00	8,78	2000	8,780	40
Terrasse inaccessible	4,34	5,00	9,34	1800	9,340	36

Tableau III.9: les différents descentes des charges de la dalle pleine

III.3.1 Mode d'encastrement :

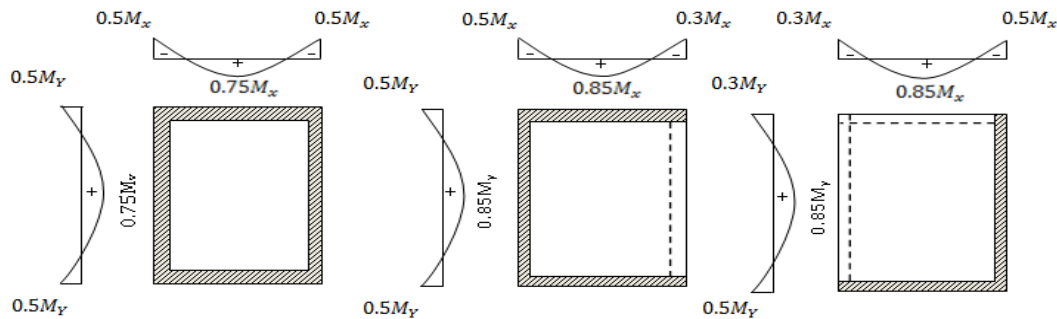


Figure III.9. Schéma représentatif des différents types de panneaux de dalle avec diagrammes des moments fléchissant.

Type I :

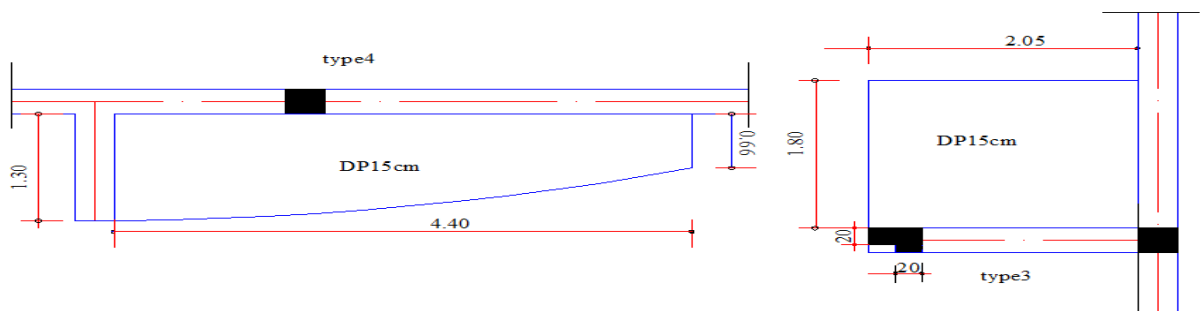


Figure III.10: panneau de rive dont deux appuis assurent un encastrement partiel

Type II :

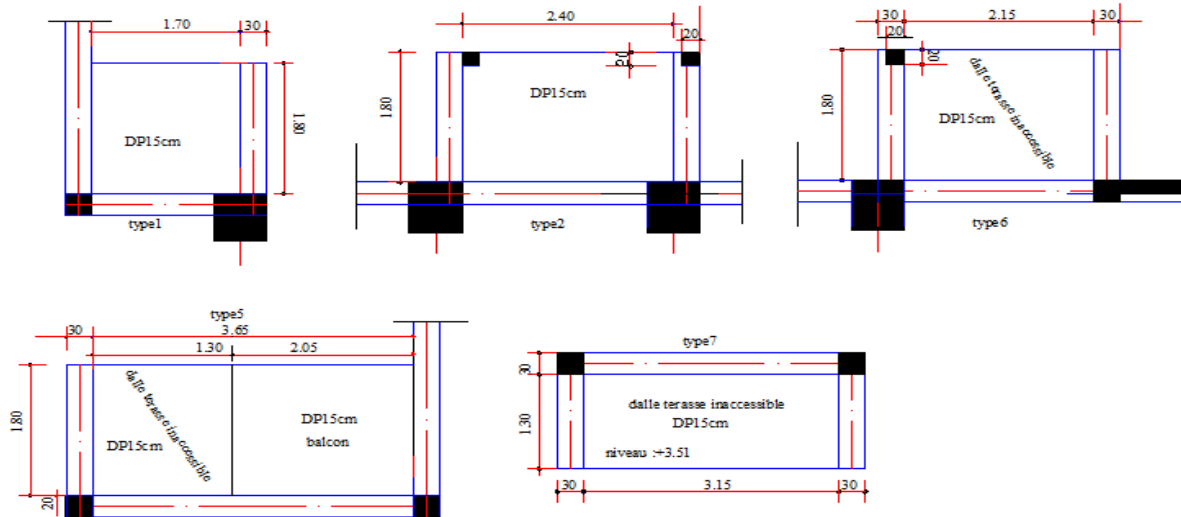


Figure III.11: panneau de rive dont un seul appui assure un encastrement partiel.

Type III :

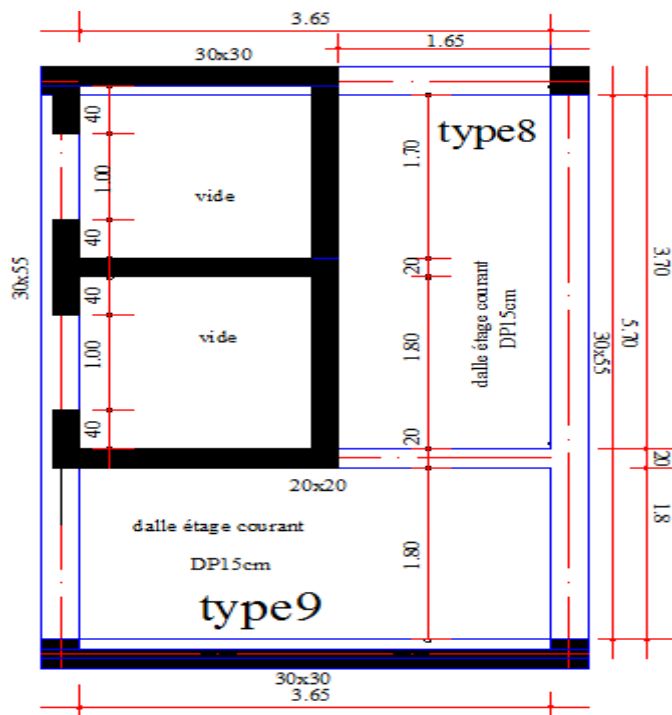


Figure III.12 : Panneaux continus au-delà de leurs appuis

III.3.2Diamètre des armatures :

Le diamètre des armatures à utiliser sera au plus égal au dixième de l'épaisseur de la dalle.

$$\phi_{\max} \leq \frac{e}{10} \text{ avec : } e = 15\text{cm.}$$

$$\Rightarrow \phi_{\max} \leq \frac{15}{10} = 1,5\text{cm}$$

On prend: $\phi = 12\text{mm}$

III.3.4 Calcul de l'enrobage :

La fissuration est considérée comme peu nuisible : On prend : $a = 1\text{ cm}$.

$$\begin{cases} C_x = a + \frac{\phi}{2} \\ C_y = a + \phi + \frac{\phi}{2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} C_x = (10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 15\text{mm} \\ C_y = (10 + 10 + \frac{10}{2})\text{mm} = 25\text{mm} \end{cases}$$

$$d_x = e - C_x = 15 - 1,5 = 13,5\text{cm}$$

$$d_y = e - C_y = 15 - 2,5 = 12,5\text{cm}$$

III.3.4 Calcul des sollicitations :

III.3.4.1 Combinaisons fondamentales :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$q_u = 1.35G + 1.5Q$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$P_u = q_u \times 1,00$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$q_{ser} = G + Q$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$P_s = q_s \times 1,00$$

Niveau	G (kn/m ²)	Q (kn/m ²)	ELU		ELS	
			$q_u = 1.35G + 1.5Q$ (kn/m ²)	$q_u \times 1.00$ (kn/ml)	$q_s = G + Q$ (kn/m ²)	$q_s \times 1.00$ (kn/ml)
Terrasse inaccessible	7,78	1,00	12,003	12,003	8,780	8,780
Terrasse accessible	5,35	5,00	14,723	14,723	10,350	10,350
Etage courant -balcon	6,35	3,50	13,823	13,823	9,850	9,850
Etage courant	6,35	1,75	11,198	11,198	8,100	8,100

Tableau.III.10. Evaluation des différentes descentes des charges pour chaque panneau

III.3.4.2 Calcul des moments fléchissant

➤ **Etat limite ultime (E.L.U) :**

$$\begin{cases} M_{0x}^u = \mu_x^u \times P_u \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_{0y}^u = \mu_y^u \times M_{0x}^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S) :**

$$\begin{cases} M_{0x}^{ser} = \mu_x^{ser} \times P_s \times l_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_{0y}^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_{0x}^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

➤ **Coefficient de poisson :**

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0,2 & \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

➤ **Calcul α :**

Panneau	Lx(m)	Ly(m)	$\alpha=Lx/Ly$	Observation
1	1.7	1.80	0,9444	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive
2	1.8	2.4	0,7500	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive
3	1.8	2.05	0,8780	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive
4	1.30	4.40	0,2955	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans un seul sens Panneau de rive
5	1.80	3.65	0,4932	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive
6	1.80	2.15	0,8372	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive
7	1.30	3.15	0,4127	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans les deux sens Panneau de rive
8	1.65	3.70	0,4459	$\alpha \geq 0,40$ La dalle portant dans les deux sens Panneau intermédiaire
9	1.80	3.65	0,4932	$\alpha \geq 0,4$ La dalle portant dans les deux sens Panneau intermédiaire

Tableau.III.11. Déterminer la valeur de α et les sens porteur

III.3.4.3 Calcul des moments fléchissant pour panneau le plus sollicité:

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Plancher (RDC)	ELU($\nu = 0$)		ELS($\nu = 0.2$)	
Sens	M_a [kn.m]	M_t [kn.m]	M_a [kn.m]	M_t [kn.m]
Sens X-X	2,150	3,655	1,579	2,685
Sens Y-X	0,943	1,604	1,060	1,802

Tableau.III.12 Evaluation des moments fléchissant des panneaux

III.3.4.5 Calcul des moments fléchissant à l'E.L.U:

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Panneau	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	P_u (kn/ml)	Selon x-x ELU ($\nu = 0$)				Selon y-y ELU ($\nu = 0$)			
			μ_{ux}	M_{0x}	M_{tx} (kn.m)	M_{ax} (Kn.m)	μ_{uy}	M_{0y} (kn.m)	M_{ty} (kn.m)	M_{ay} (kn.m)
1	0,944	13,823	0,041	1,662	1,413	0,831	0,737	1,225	1,041	0,613
2	0,750	13,823	0,062	2,777	2,360	1,388	0,509	1,413	1,201	0,707
1/T.ac	0,944	14,723	0,041	1,770	1,505	0,885	0,737	1,305	1,109	0,652
2/T.ac	0,750	14,723	0,062	2,958	2,514	1,479	0,509	1,502	1,277	0,751
3	0,878	13,823	0,048	2,159	1,835	0,648	0,873	1,887	1,604	0,943
4	0,295	13,823	0,25	5,840	4,964	1,752	0,25	1,460	1,241	0,730
5	0,493	13,823	0,096	4,300	3,655	2,150	0,250	1,075	0,914	0,538
6	0,837	12,003	0,052	2,034	1,729	1,017	0,250	1,346	1,144	0,673
7	0,413	12,003	0,107	2,189	1,861	1,095	0,250	0,547	0,465	0,274
8	0,446	11,198	0,102	3,129	2,347	1,565	0,250	0,782	0,587	0,391
9	0,493	11,198	0,096	3,483	2,612	1,742	0,250	0,871	0,653	0,435

Tableau.III.13. Evaluation des moments fléchissant des panneaux a E.L.U

III.3.4.6 les moments maximaux aux appuis et travées à E.L.S :

Panneau	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	Ps (kn/ml)	Selon x-x ELS ($\nu = 0,2$)				Selon y-y ELS ($\nu = 0,2$)			
			μ_{ux}	M_{0x}	M_{tx} (kn.m)	M_{ax} (Kn.m)	μ_{uy}	M_{0y} (kn.m)	M_{ty} (kn.m)	M_{ay} (kn.m)
1	0,944	9,850	0,0486	1,383	1,176	0,692	0,9138	1,264	1,074	0,632
2	0,750	9,850	0,0685	2,186	1,858	1,093	0,923	2,018	1,715	1,009
1/T.acc	0,944	10,350	0,0486	1,454	1,236	0,727	0,9138	1,329	1,129	0,664
2/T.acc	0,750	10,350	0,0685	2,297	1,953	1,149	0,9230	2,120	1,802	1,060
3	0,878	9,850	0,0552	1,762	1,497	0,528	0,8161	1,438	1,222	0,719
4	0,295	9,850	0,25	4,162	3,537	1,248	0,25	1,041	0,884	0,520
5	0,493	9,850	0,0990	3,159	2,685	1,579	0,3674	1,161	0,987	0,580
6	0,837	8,780	0,0543	1,545	1,313	0,772	0,7603	1,175	0,998	0,587
7	0,413	8,780	0,1102	1,635	1,390	0,817	0,3034	0,496	0,422	0,248
8	0,446	8,100	0,1056	2,328	1,746	1,164	0,3298	0,768	0,576	0,384
9	0,493	8,100	0,0990	2,598	1,948	1,299	0,3674	0,955	0,716	0,477

Tableau.III.14. Evaluation des moments fléchissant des panneaux a E.L.S

III.3.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine :

➤ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

➤ **E.L.U :** $M_{tx}^u = 3,655 Kn.m$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{3.655 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,135)^2} = 0,014$$

$$\mu = 0,014 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées

ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014 \mu}) = 0,018$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,993$$

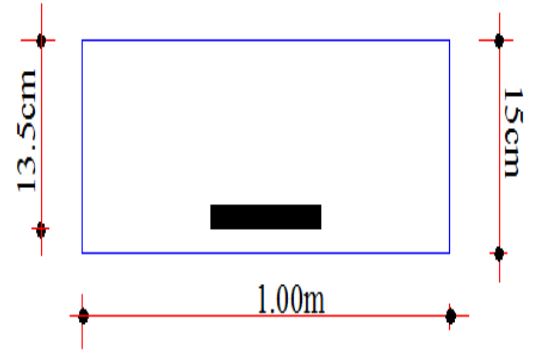


Figure III.13: Dimension de la dalle pleine en travée X-X

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{3.655 \times 10^3}{348 \times 0,993 \times 13,5} = 0,783 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 1,63 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après BAEL 91 pour les dalles rectangulaires:

$$\alpha = L_x / L_y \text{ et } \alpha \leq 1$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-0,018)/2$$

$$f_x \geq 0,01193$$

$$f_x \geq 1,19\%$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min (3e; 33cm)$$

$$S_t \leq \min (3 \times 15; 33cm) = 33cm.$$

On adopte: $S_t = 25cm$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.3.5.1 Déterminer les armatures de chaque panneau- en travée- :

Panneau x-x	M _{tx} (KN.m)	b (m)	d (cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
1	1,413	1,00	13,5	0,014	0,007	0,997	0,302	1,63	4T10=3,14
2	2,360	1,00	13,5	0,005	0,011	0,995	0,505	1,63	4T10=3,14
1/T.acc	1,505	1,00	13,5	0,009	0,007	0,997	0,321	1,63	4T10=3,14
2/T.acc	2,514	1,00	13,5	0,006	0,012	0,995	0,538	1,63	4T10=3,14
3	1,835	1,00	13,5	0,010	0,009	0,996	0,392	1,63	4T10=3,14
4	4,964	1,00	13,5	0,007	0,024	0,990	1,067	1,63	4T10=3,14
5	3,655	1,00	13,5	0,019	0,018	0,993	0,783	1,63	4T10=3,14
6	1,729	1,00	13,5	0,014	0,008	0,997	0,369	1,63	4T10=3,14
7	1,861	1,00	13,5	0,007	0,009	0,996	0,398	1,63	4T10=3,14
8	2,347	1,00	13,5	0,007	0,011	0,995	0,502	1,63	4T10=3,14
9	2,612	1,00	13,5	0,009	0,013	0,995	0,559	1,63	4T10=3,14

Tableau.III.15.ferrailages des panneaux en travée.

➤ **E.L.S:** la vérification à l'E.L.S est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. Fissuration peu nuisible
2. Acier FeE400

$$3. \quad \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} \text{ et } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{3,655}{2,685} = 1,36$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

On constate : $\alpha = 0.018 \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \dots \dots \dots CV$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Aucune vérification pour σ_s

Toutes les conditions sont vérifiées : $\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

b) En appuis :

➤ **E.L.U :** $M_{ax}^u = 2,150Kn.m$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{2.150 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1.00 \times (0.135)^2} = 0,008$$

$$\mu = 0,008 < \mu_{AB} = 0,186$$

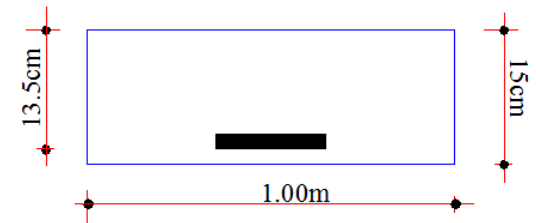


Figure III.14: Dimension de la dalle pleine en appui X-X

Donc les armatures comprimées

ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014\mu}) = 0,01$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{2.150 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 13.5} = 0,459 cm^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,63 cm^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{min})$$

$$A_{St} \geq 1.63 cm^2 / ml$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après BAEL 91 pour les dalles rectangulaires:

$$\alpha = L_x/L_y \text{ et } \alpha \leq 1$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-0,01)/2$$

$$f_x \geq 0,0196$$

$$f_x \geq 1,96\%$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min(3e; 33\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 15; 33\text{cm}) = 33\text{cm}.$$

On adopte: $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.3.5.2 Déterminer les armatures de chaque panneau -en appui -:

Panneau x-x	M _{ax} (KN.m)	b(m)	d(cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
1	0,831	1,00	13,5	0,003	0,004	0,998	0,177	1,63	4T10=3,14
2	1,388	1,00	13,5	0,005	0,007	0,997	0,296	1,63	4T10=3,14
1/T.acc	0,885	1,00	13,5	0,003	0,004	0,998	0,189	1,63	4T10=3,14
2/T.acc	1,479	1,00	13,5	0,006	0,007	0,997	0,316	1,63	4T10=3,14
3	0,648	1,00	13,5	0,003	0,003	0,999	0,138	1,63	4T10=3,14
4	1,752	1,00	13,5	0,007	0,009	0,997	0,374	1,63	4T10=3,14
5	2,150	1,00	13,5	0,008	0,010	0,996	0,459	1,63	4T10=3,14
6	1,017	1,00	13,5	0,004	0,005	0,998	0,217	1,63	4T10=3,14
7	1,095	1,00	13,5	0,004	0,005	0,998	0,234	1,63	4T10=3,14
8	1,565	1,00	13,5	0,006	0,008	0,997	0,334	1,63	4T10=3,14
9	1,742	1,00	13,5	0,007	0,008	0,997	0,372	1,63	4T10=3,14

Tableau.III.16.ferrailages des panneaux en appuis

➤ **E.L.S:** la vérification à l'E.L.S est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. Fissuration peu nuisible

2. Acier FeE400

$$3. \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}}$ et $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{2,150}{1,579} = 1,36$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.01$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,36 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.43$$

On constate : $\alpha = 0.01 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.43 \dots \dots \dots CV$

Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues Aucune vérification pour σ_s

III.3.5.3la vérification à l'E.L.S pour chaque panneau

Panneau	Selon X-X			Selon Y-Y		
	$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha_{Travée}$	$\gamma = \frac{M_{ty}^u}{M_{ty}^{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	$\alpha_{Travée}$
1	1.202	0.351	0.007	0.969	0.235	0.006
2	1.270	0.385	0.011	0.700	0.100	0.007
1/T.acc	1.218	0.359	0.007	0.982	0.241	0.006
2/T.acc	1.287	0.394	0.012	0.709	0.104	0.007
3	1.226	0.363	0.009	1.313	0.406	0.009
4	1.403	0.452	0.024	1.404	0.452	0.007
5	1.361	0.431	0.018	0.926	0.213	0.005
6	1.317	0.408	0.008	1.146	0.323	0.006
7	1.339	0.419	0.009	1.102	0.301	0.003
8	1.344	0.422	0.011	1.019	0.260	0.003
9	1.341	0.420	0.013	0.912	0.206	0.004

Tableau.III.16 les conditions de la vérification à l'E.L.S

Toutes les conditions sont vérifiées : $\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Toutes les valeur de α sont $\leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ donc la vérification à l'E.L.S est inutile

➤ **III.3.5.4 Calcul le ferrailage suivant Sens Y-Y :**

c) **En travées :**

➤ **E.L.U :** $M_{tx}^u = 1,604 \text{ Kn.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{1,604 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,125)^2} = 0,007$$

$$\mu = 0,007 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,014\mu}) = 0,009$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,996$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1,604 \times 10^3}{348 \times 0,996 \times 12,5} = 0,37 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 1,51 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après BAEL 91 pour les dalles rectangulaires:

$$\alpha = L_x / L_y \text{ et } \alpha \leq l$$

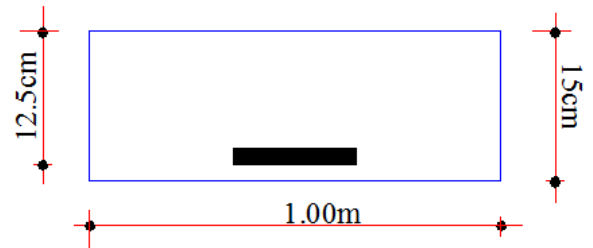


Figure III.15: Dimension de la dalle pleine

en travée Y-Y

$$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-0,009)/2$$

$$f_x \geq 0,01196$$

$$f_x \geq 1,20\%$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min (4e; 40cm)$$

$$S_t \leq \min (4 \times 15; 40cm) = 40cm.$$

On adopte: $S_t = 25cm$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

III.3.5.5 Déterminer les armatures de chaque panneau- en travée- :

Panneau x-x	M _{ty} (KN.m)	b (m)	d (cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
1	1,041	1,00	12,5	0,005	0,006	0,998	0,240	1,51	4T10=3,14
2	1,201	1,00	12,5	0,005	0,007	0,997	0,277	1,51	4T10=3,14
1/T.acc	1,109	1,00	12,5	0,005	0,006	0,997	0,256	1,51	4T10=3,14
2/T.acc	1,277	1,00	12,5	0,006	0,007	0,997	0,294	1,51	4T10=3,14
3	1,604	1,00	12,5	0,007	0,009	0,996	0,370	1,51	4T10=3,14
4	1,241	1,00	12,5	0,006	0,007	0,997	0,286	1,51	4T10=3,14
5	0,914	1,00	12,5	0,004	0,005	0,998	0,211	1,51	4T10=3,14
6	1,144	1,00	12,5	0,005	0,006	0,997	0,264	1,51	4T10=3,14
7	0,465	1,00	12,5	0,002	0,003	0,999	0,107	1,51	4T10=3,14
8	0,587	1,00	12,5	0,003	0,003	0,999	0,135	1,51	4T10=3,14
9	0,653	1,00	12,5	0,003	0,004	0,999	0,150	1,51	4T10=3,14

Tableau.III.17. calcul les sections des armatures longitudinal des panneaux en travée

➤ **E.L.S:** la vérification à l'E.L.S est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. Fissuration peu nuisible
2. Acier FeE400

$$3. \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

Avec : $\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}}$ et $\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$

$$\gamma = \frac{M_{tx}^u}{M_{tx}^{ser}} = \frac{1,604}{1,802} = 0,89$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.009$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0.89 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.195$$

On constate : $\alpha = 0.009 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.195 \dots \dots \dots CV$

Fissuration peu nuisible \Rightarrow les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Aucune vérification pour σ_s

Toutes les conditions sont vérifiées : $\Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

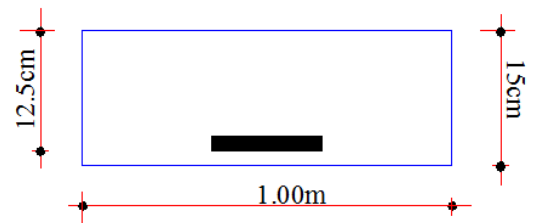
d) **En appuis :**

➤ **E.L.U:** $M_{ax}^u = 0,943Kn.m$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{0.943 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,125)^2} = 0,004$$

$$\mu = 0,004 < \mu_{AB} = 0,186$$



Donc les armatures comprimées

ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 MPa$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.014}) = 0,005$$

Figure III.16: Dimension de la dalle pleine en appui Y-Y

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{0,943 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 12,5} = 0,217 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 12,5 \times \frac{2,1}{400} = 1,51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{St} \geq 1.51 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Pourcentage minimale des armatures :**

D'après BAEL 91 pour les dalles rectangulaires:

$$\alpha = L_x / L_y \text{ et } \alpha \leq 1$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-\alpha)/2$$

$$f_x \geq 0,8\%(3-0,005)/2$$

$$f_x \geq 0,01198$$

$$f_x \geq 1,20\%$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min (4e; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 15; 40\text{cm}) = 40\text{cm}.$$

On adopte: $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/ml$$

III.3.5.6 Déterminer les armatures de chaque panneau en appui :

Panneau x-x	M _{ay} (KN.m)	b (m)	d (cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
1	0,613	1,00	12,5	0,003	0,003	0,999	0,141	1,51	4T10=3,14
2	0,707	1,00	12,5	0,003	0,004	0,998	0,163	1,51	4T10=3,14
1/T.acc	0,652	1,00	12,5	0,003	0,004	0,999	0,150	1,51	4T10=3,14
2/T.acc	0,751	1,00	12,5	0,003	0,004	0,998	0,173	1,51	4T10=3,14
3	0,943	1,00	12,5	0,004	0,005	0,998	0,217	1,51	4T10=3,14
4	0,730	1,00	12,5	0,003	0,004	0,998	0,168	1,51	4T10=3,14
5	0,538	1,00	12,5	0,002	0,003	0,999	0,124	1,51	4T10=3,14
6	0,673	1,00	12,5	0,003	0,004	0,998	0,155	1,51	4T10=3,14
7	0,274	1,00	12,5	0,001	0,002	0,999	0,063	1,51	4T10=3,14
8	0,391	1,00	12,5	0,002	0,002	0,999	0,090	1,51	4T10=3,14
9	0,435	1,00	12,5	0,002	0,002	0,999	0,100	1,51	4T10=3,14

Tableau.III.18. calcul les sections des armatures longitudinal des panneaux en appuie

➤ **E.L.S:** la vérification à l'E.L.S est inutile si les conditions suivantes sont vérifiées :

1. Fissuration peu nuisible
2. Acier FeE400

$$3. \alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} \text{ et } \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}} = \frac{0,943}{1,060} = 0,89$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.005$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{0,89 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0.195$$

On constate : $\alpha = 0.005 \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.195 \dots \dots \dots CV$

Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Aucune vérification pour σ_s

Toutes les conditions sont vérifiées : $\Rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

Panneau	Selon X-X			Appui Selon Y-Y		
	$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α_{Appui}	$\gamma = \frac{M_{ax}^u}{M_{ax}^{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α_{Appui}
1	1,201	0,350	0,004	0,970	0,235	0,003
2	1,270	0,385	0,007	0,701	0,100	0,004
1/T.acc	1,217	0,359	0,004	0,982	0,241	0,004
2/T.acc	1,287	0,394	0,007	0,708	0,104	0,004
3	1,227	0,364	0,003	1,312	0,406	0,005
4	1,404	0,452	0,009	1,404	0,452	0,004
5	1,362	0,431	0,010	0,928	0,214	0,003
6	1,317	0,409	0,005	1,147	0,323	0,004
7	1,340	0,420	0,005	1,105	0,302	0,002
8	1,345	0,422	0,008	1,018	0,259	0,002
9	1,341	0,421	0,008	0,912	0,206	0,002

Toutes les valeurs de α sont $\leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ donc la vérification à l'E.L.S est inutile

III.3.5.7 Vérification des contraintes de cisaillement

➤ **T_u^{max}** :

$$T_x^u = \frac{P_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

$$T_y^u = \frac{P_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4}$$

Le panneau le plus sollicité est le panneau (5) :

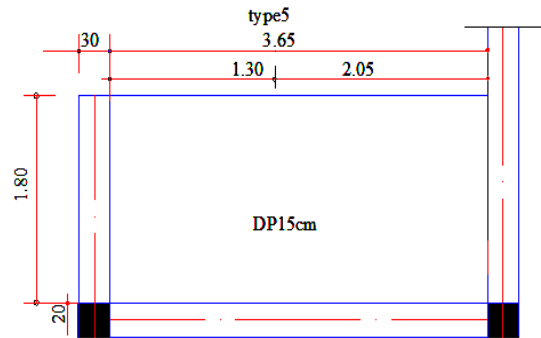


Figure III.17: Dimension des panneaux le plus sollicité

$$T_x^u = \frac{13,823 \times 1,80}{2} \times \frac{3,65^4}{3,65^4 + 1,80^4} = 0,695 \text{ KN} / m_L$$

$$T_y^u = \frac{13,823 \times 3,65}{2} \times \frac{1,80^4}{3,65^4 + 1,80^4} = 23,818 \text{ KN} / m_L$$

$$T_u = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow T_u = 23,818 \text{ kN} / m_L$$

➤ **Calcul l'effort tranchant** :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = \frac{23,818 \times 10^3}{(100 \times 14,5) \times 100} = 0,164 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,00 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,164 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

➤ **Vérification de la flèche** :

D'après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{a) } \frac{e}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{0x}^{ser}} \\ \text{b) } \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{fe} \end{array} \right.$$

➤ **Vérification des conditions**

$$\frac{e}{L_x} = \frac{15}{180} = 0,083$$

$$\frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = \frac{3,655}{20 \times 4,300} = 0.0425$$

➤ $\frac{e}{L_x} = 0,083 > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_x^{ser}} = 0.0425 \dots \dots \dots CV$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{3,14}{100 \times 14,5} = 0,0022$$

$$\frac{2}{fe} = \frac{2}{400} = 0,005$$

➤ $\rho = \frac{A}{b \times d} = 0,0022 < \frac{2}{fe} = 0,005 \dots \dots \dots CV$

Les deux conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche est inutile

III.4- Etude L'escalier:

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant de passer à pied d'un niveau à un autre.

III.4.1 Charge permanente et exploitation aux différentes volées :

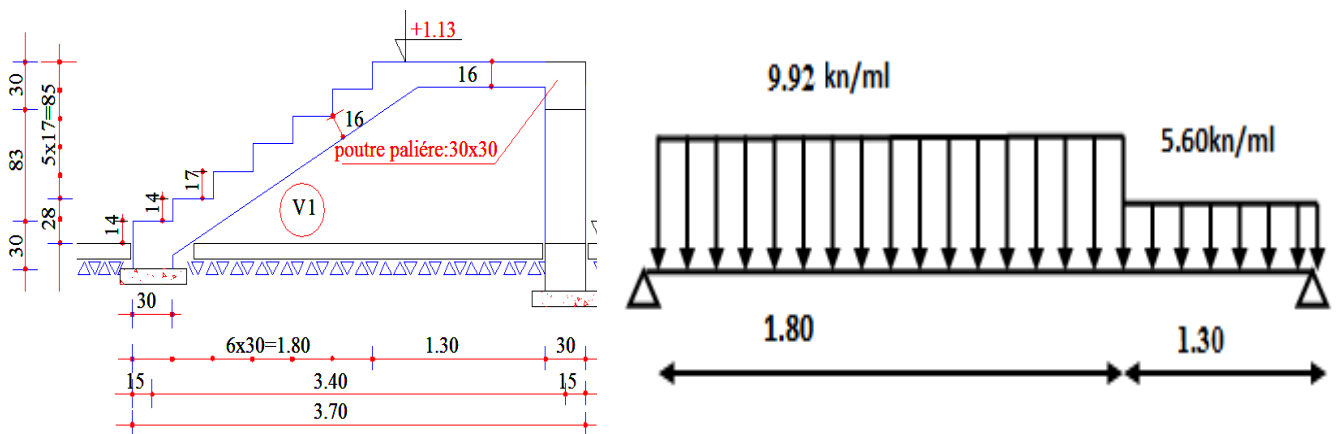
volée	G (kg/m ²)	Q(kg/m ²)
N° 1	992.39	250
N° 2	994.48	250
N° 3	1010.01	250

III.4.2 Combinaison d' action :

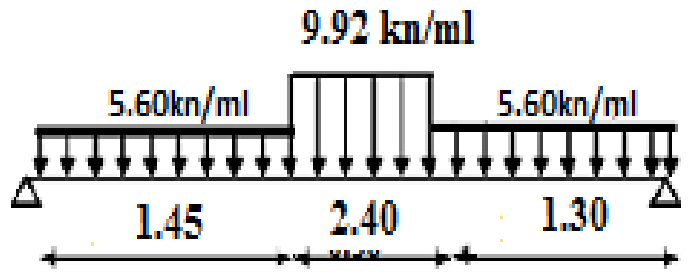
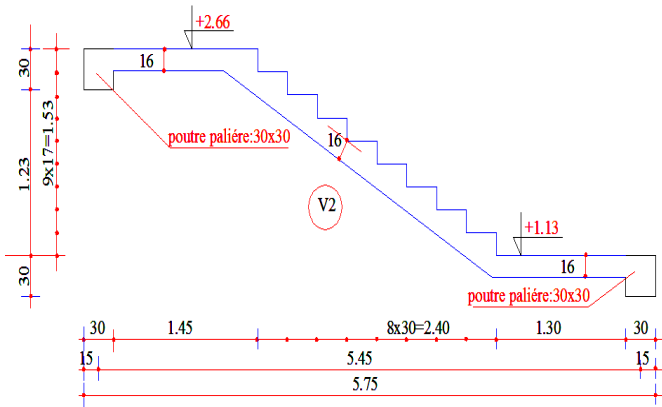
volée	G kn/ml paillasse	Q kn/ml palier	Q kn/ml	qu1 =1.35G+1.5Q (kn/ml)	qu2 =1.35G+1.5Q (kn/ml)	qs1 =G+Q (kn/ml)	qs2=G+Q (kn/ml)
N° 1	9.92	5.60	2.50	17,142	11,310	12,420	8,100
N° 2	9.94	5.60	2.50	17,169	11,310	12,440	8,100
N° 3	10.10	5.60	2.50	17,385	11,310	12,600	8,100

➤ **ESCALIER N°01**

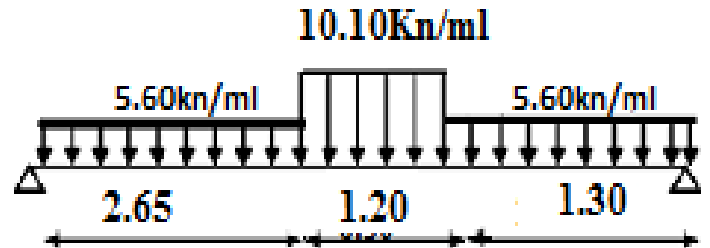
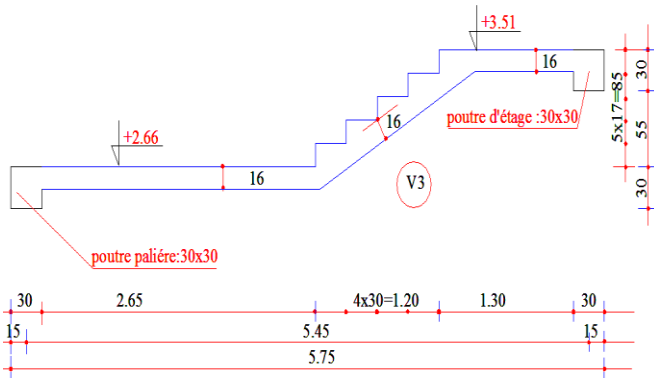
Type 01 :



Type02 :

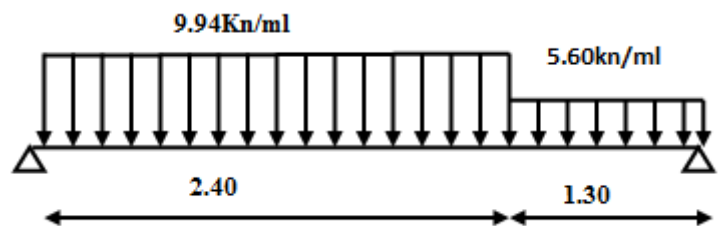
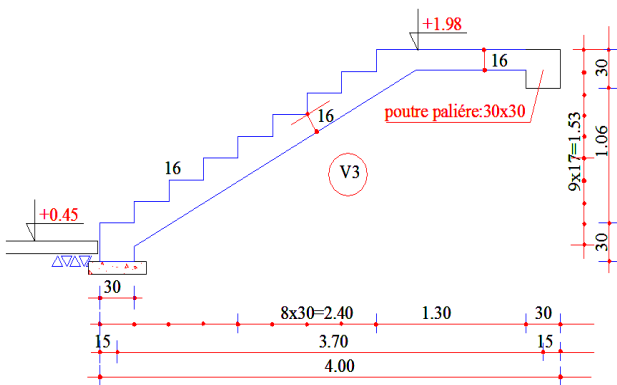


Type03 :

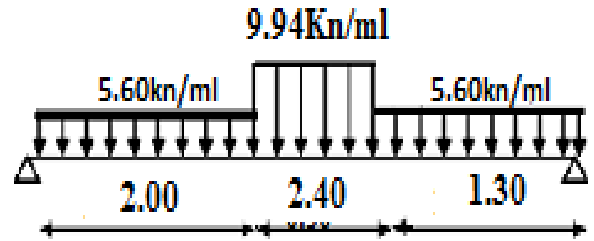
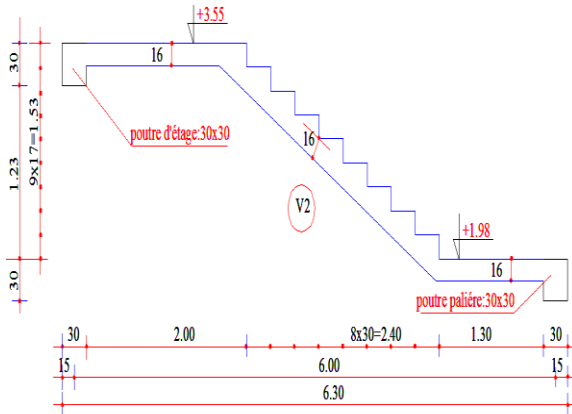


➤ **ESCALIER N°01**

Type04 :



Type05 :



III.4.3 Détermination des forces internes :

Le calcul du moment fléchissant et l'effort tranchant se fait pour une poutre isostatique simplement appuyée, et notre exemple de calcul sera la volée 01 (type1) et volée 03 (type3) pour escalier N°1 et volée 03 (type4) et volée 02 (type5) pour escalier N°2.

➤ **ESCALIERN°1 :**

➤ **Volée N°01-Type01- :**

ELU :

$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 45,56kn$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B (3.10) - 11.31x(1.30)(2.45) - 17.142x1.80x0.9 = 0$$

$$R_B = 20.58kn$$

$$R_A = 24.98kn$$

Section 1-1: $0 < x < 1.80$

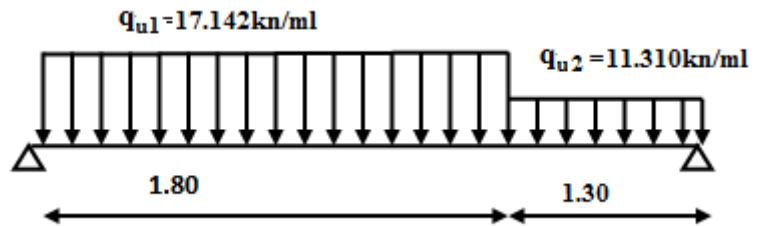
$$M(x) = R_A \cdot x - 17.142 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.80) = 17.19kn.m \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 17.142 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 24.98kn \text{ et} \\ T(1.80) = -5.88Kn \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 17.142 = 1.46m$$

$$\Rightarrow x = 1.46m$$

$$M_{max} = M(1.46) = 18.20 kn.m$$



Section 2-2: $0 < x < 1.30$

$$M(x) = R_B \cdot x - 11.31 x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 17.20 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 11.31 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -20.10 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -5.88 \text{ Kn} \end{cases}$$

ELS :

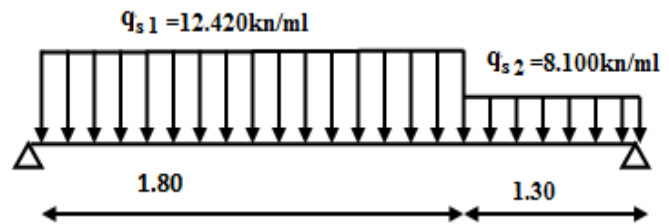
$$R_A + R_B - q_{s1} L_1 - q_{s2} L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 32.88 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B (3.10) - 8.10x (1.30)(2.45) - 12.42x(1.80) \times 0.9 = 0$$

$$R_B = 14.81 \text{ kn}$$

$$R_A = 18.07 \text{ kn}$$



Section 1-1: $0 < x < 1.80$

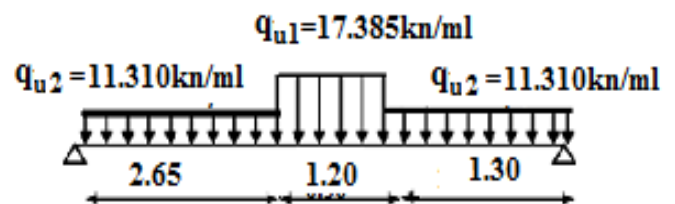
$$M(x) = R_A \cdot x - 12.42 x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.80) = 12.41 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 12.42 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 18.07 \text{ kn et} \\ T(1.80) = -4.29 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ si } T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 12.42$$

$$\Rightarrow x = 1.45 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.45) = 13.14 \text{ kn.m}$$



Section 2-2: $0 < x < 1.30$

$$M(x) = R_B \cdot x - 8.10 x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 12.41 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 8.10 \cdot x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -14.81 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -4.28. \end{cases}$$

➤ ESCALIERN°1 :

➤ Volée N°03-Type03- :

ELU :

$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 - q_{u1} L_3 = 0$$

$$R_A + R_B = 65.54 \text{ kn}$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B (5.15) - 11.31x(1.30)(4.50) - 17.385(1.20)x(3.25) - 11.31x(2.65)(1.325) = 0$$

$$R_B = 33.72 \text{ kn}$$

$$R_A = 31.81 \text{ kn}$$

Section 1-1: $0 < x < 2.65$

$$M(x) = R_A \cdot x - 11.31 x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.65) = 44.58 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 11.31 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 31.81 \text{ kn et} \\ T(2.65) = 1.84 \text{ Kn} \end{cases}$$

Section 2-2: $2.65 < x < 3.85$

$$M(x) = R_A \cdot x - 11.31 (2.65)(x-1.325) - 17.385 \cdot (x-2.65) / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(2.65) = 44.58 \text{ et} \\ M(3.85) = 34.27 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 11.31 (2.65) - 17.385 (x-2.65) \Rightarrow \begin{cases} T(2.65) = 1.84 \text{ kn et} \\ T(3.85) = -19.02 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = [R_A - 11.31 (2.65)] / 17.385 + 2.65$$

$$\Rightarrow x = 2.75 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.92) = 44.68 \text{ kn.m.}$$

Section 3-3: $0 < x < 1.30$

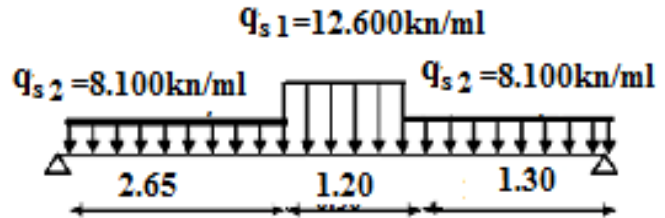
$$M(x) = R_B \cdot x - 11.31 x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 17.20 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 11.31 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -20.10 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -5.88 \text{ Kn} \end{cases}$$

ELS :

$$R_A + R_B - q_{s1} L_1 - q_{s2} L_2 - q_{s1} L_3 = 0$$

$$R_A + R_B = 47.12 \text{ kn}$$



$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B (5.15) - 8.10 x (1.30) (4.50) - 12.60 (1.20) x (3.25) - 8.10 (2.65) (1.325) = 0$$

$$R_B = 24.27 \text{ kn}$$

$$R_A = 22.85 \text{ kn}$$

Section 1-1: $0 < x < 2.65$

$$M(x) = R_A \cdot x - 8.10 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.65) = 32.11 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 8.10 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 22.85 \text{ kn et} \\ T(2.65) = 1.39 \text{ Kn} \end{cases}$$

Section 2-2: $2.65 < x < 3.85$

$$M(x) = R_A \cdot x - 8.10 (2.65)(x-1.325) - 12.60 (x-2.65) \frac{2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.65) = 32.11 \text{ et} \\ M(3.85) = 24.70 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 8.10 (2.65) - 12.60 (x-2.65) \Rightarrow \begin{cases} T(2.65) = 1.39 \text{ kn et} \\ T(3.85) = -13.74 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = [R_A - 8.10 (2.65)] / 12.60 + 2.65$$

$$\Rightarrow x = 2.76 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.92) = 32.19 \text{ kn.m.}$$

Section 3-3: $0 < x < 1.30$

$$M(x) = R_B \cdot x - 8.10 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 12.41 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 8.10 \cdot x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -14.81 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -4.28. \end{cases}$$

III.4.3.1 Résultat de calcul des moments pour escaliers N°1 :

	types	ELU			ELS		
		M_{app} (kn/m ²)	M_{trav} (kn/m ²)	T_{trav} (kn/m ²)	M_{app} (kn/m ²)	M_{trav} (kn/m ²)	T_{trav} (kn/m ²)
solllicitations	1	0	18.20	24.98	0	13.14	18.07
	2	0	44.68	31.81	0	32.19	22.85

Tableau III.19: les efforts internes pour les deux types d'escaliers N°1

➤ **ESCALIERN°2 :**

➤ **Volée N°03-Type04- :**

ELU :

Type04 :

$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 56,43kn$$

$$\sum M/A = 0 \Rightarrow R_B(3.70) - 11.31x(1.30)(3.05) - 17.385x2.40x1.20 = 0$$

$$R_B = 25.65kn$$

$$R_A = 30.77kn$$

Section 1-1: 0 < x < 2.40

$$M(x) = R_A \cdot x - 17.385 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.40) = 23.78kn.m \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 17.385 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 30.77kn \text{ et} \\ T(2.40) = -10.95Kn \end{cases}$$

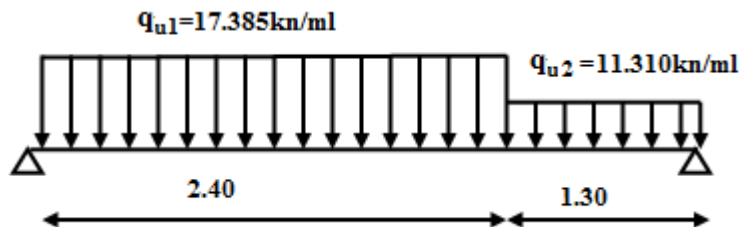
$$M_{max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 17.385$$

$$\Rightarrow x = 1.77m$$

$$M_{max} = M(1.77) = 27.23 kn.m$$

Section 2-2: 0 < x < 1.30

$$M(x) = R_B \cdot x - 11.31 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 17.20kn.m \end{cases}$$

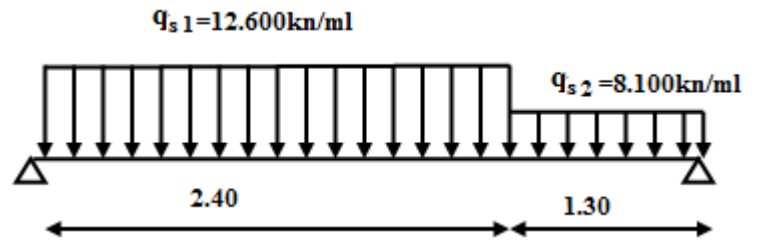


$$T(x) = -R_B + 11.31 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -20.10 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -5.88 \text{ Kn} \end{cases}$$

➤ **ELS :**

$$R_A + R_B - q_{s1} L_1 - q_{s2} L_2 = 0$$

$$R_A + R_B = 40.77 \text{ kn}$$



$$\sum M_{/A} = 0 \Rightarrow R_B (3.70) - 8.10x(1.30)(3.05) - 12.60x2.40x1.20 = 0$$

$$R_B = 18.49 \text{ kn}$$

$$R_A = 22.28 \text{ kn}$$

Section 1-1: $0 < x < 2.40$

$$M(x) = R_A \cdot x - 12.60 x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.40) = 17.18 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 12.60 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 22.28 \text{ kn et} \\ T(2.40) = -7.96 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = R_A / 12.42$$

$$\Rightarrow x = 1.77 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(1.77) = 19.70 \text{ kn.m}$$

Section 2-2: $0 < x < 1.30$

$$M(x) = R_B \cdot x - 8.10 x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 12.41 \text{ kn.m} \end{cases}$$

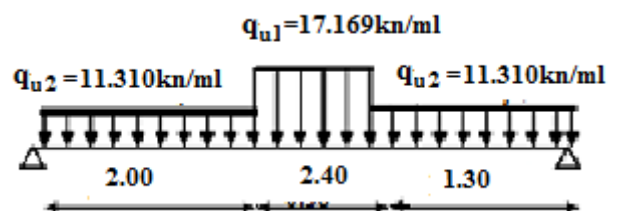
$$T(x) = -R_B + 8.10 \cdot x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -14.81 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -4.28 \end{cases}$$

➤ **ESCALIERN°2 :**

➤ **Volée N°02-Type05- :**

➤ **ELU :**

$$R_A + R_B - q_{u1} L_1 - q_{u2} L_2 - q_{u1} L_3 = 0$$



$$R_A + R_B = 78.53 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = 0 \Rightarrow R_B(5.70) - 11.31x(1.30)(5.05) - 17.169x(2.40)x(3.20) - 11.31x(2.00)(1.00) = 0$$

$$R_B = 40.13 \text{ kn}$$

$$R_A = 38.40 \text{ kn}$$

Section 1-1: $0 < x < 2.00$

$$M(x) = R_A \cdot x - 11.31 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.00) = 54.18 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 11.31 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 38.40 \text{ kn et} \\ T(2.00) = 15.78 \text{ Kn} \end{cases}$$

Section 2-2: $2.00 < x < 4.40$

$$M(x) = R_A \cdot x - 11.31(2.00)(x-1) - 17.169 \cdot \frac{(x-2)^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(2.00) = 54.18 \text{ et} \\ M(4.40) = 42.61 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 11.31(2.00) - 17.169(x-2) \Rightarrow \begin{cases} T(2.00) = 15.78 \text{ kn et} \\ T(4.40) = -25.43 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = [R_A - 11.31(2.00)] / 17.169 + 2$$

$$\Rightarrow x = 2.92 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.92) = 61.43 \text{ kn.m.}$$

Section 3-3: $0 < x < 1.30$

$$M(x) = R_B \cdot x - 11.31 \frac{x^2}{2} \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 17.20 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 11.31 x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -20.10 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -5.88 \text{ Kn} \end{cases}$$

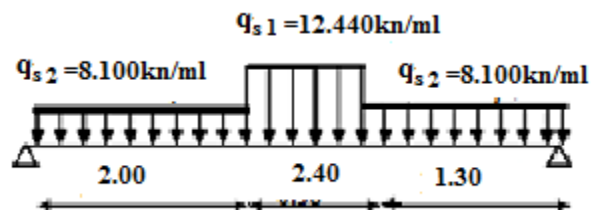
♦ **ELS :**

$$R_A + R_B - q_{s1} L_1 - q_{s2} L_2 - q_{s1} L_3 = 0$$

$$R_A + R_B = 56.59 \text{ kn}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow R_B(5.70) - 8.10x(1.30)(5.05) - 12.44x(2.40)x(3.20) - 8.10x(2.00)(1.00) = 0$$



$$R_B = 28.93 \text{ kn}$$

$$R_A = 27.65 \text{ kn}$$

Section 1-1: $0 < x < 2.00$

$$M(x) = R_A \cdot x - 8.10 \cdot x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(2.00) = 39.10 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 8.10 \cdot x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = 27.65 \text{ kn et} \\ T(2.00) = 11.45 \text{ Kn} \end{cases}$$

Section 2-2: $2.00 < x < 4.40$

$$M(x) = R_A \cdot x - 8.10 \cdot (2.00)(x-1) - 12.44 \cdot (x-2)^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(2.00) = 39.10 \text{ et} \\ M(4.40) = 30.75 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = R_A - 8.10 \cdot (2.00) - 12.44 \cdot (x-2) \Rightarrow \begin{cases} T(2.00) = 11.45 \text{ kn et} \\ T(4.40) = -18.41 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$M_{max} \text{ si } : T(x) = 0 \Rightarrow x = [R_A - 8.10 \cdot (2.00)] / 12.44 + 2$$

$$\Rightarrow x = 2.92 \text{ m}$$

$$M_{max} = M(2.92) = 44.37 \text{ kn.m.}$$

Section 3-3: $0 < x < 1.30$

$$M(x) = R_B \cdot x - 8.10 \cdot x^2 / 2 \Rightarrow \begin{cases} M(0) = 0 \text{ et} \\ M(1.30) = 12.41 \text{ kn.m} \end{cases}$$

$$T(x) = -R_B + 8.10 \cdot x \Rightarrow \begin{cases} T(0) = -14.81 \text{ kn et} \\ T(1.30) = -4.28. \end{cases}$$

III.4.3.2 Résultat de calcul des moments pour escalier N°02 :

types	ELU			ELS		
	M_{app} (kn/m ²)	M_{trav} (kn/m ²)	T_{trav} (kn/m ²)	M_{app} (kn/m ²)	M_{trav} (kn/m ²)	T_{trav} (kn/m ²)
4	0	27.23	30.77	0	19.70	22.28

cta tion	5	0	61.43	38.40	0	44.37	27.65
-------------	---	---	-------	-------	---	-------	-------

Tableau III.20: les efforts internes pour les deux types d'escaliers N°2

III.4.4 Détermination du ferrailage:

Le calcul du ferrailage se fait suivant la méthode de la flexion simple.

$$b = 1 \text{ m. } d = 0.9 h = 0.144 \text{ m avec } h = 16 \text{ cm}$$

♦ **E.L.U :**

a. En travée :

$$M_{UT} = 0.85 \times M_u = 0.85 \times 27.23 = 23.15 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{UT}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.02315}{1.00 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.079 < \mu_l = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.103$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.138 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UT}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UT}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{23.15 \times 10}{0.138 \times 348} = 4.82 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 4,82 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

$$\text{On choisit : } A_{st} = 4T14 \quad ; \quad A_{st} = 6.15 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{6.15}{4} = 1.54 \text{ cm}^2$$

On choisit 3T10 de section 2.36 cm²/ml

➤ **En appui :**

$$M_{Uapp} = 0.50 \times M_u = 0.50 \times 27.23 = 13.62 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_{Uapp}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.01362}{1.00 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.0463 < \mu_l = 0.392$$

La section est de simple armature, les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.059$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.141 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UT}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UT}}{Z \cdot \sigma_{st}} = \frac{13.62 \times 10}{0.141 \times 348} = 2.78 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 14,4 \times \frac{2,1}{400} = 1,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 2,78 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ **Choix des armatures :**

On choisit : $A_{st} = 4T10$; $A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$

➤ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2$$

On choisit 3T10 de section 2.36 cm²/ml

Condition du RPA version 2003 :

$$A_{\min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 0.5 \times 10^{-2} \times 100 \times 16 = 8 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

Car on a choisi : $4T14+4T10=9.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

L'ELS :

En travée : $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ Avec : $\gamma = \frac{M_U}{M_S}$

$M_{UT} = 0.85xM_u = 0.85x27.23 = 23.15 \text{ KN.m}$

$M_{ST} = 0.85xM_s = 0.85x19.70 = 16.75 \text{ KN.m}$

$\gamma = \frac{23.15}{16.75} = 1.38$

$\alpha_{TRAVEE} \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.44 \Rightarrow \alpha_{TRAVEE} = 0.103 \leq 0.44 \dots\dots\dots CV$

- En appuis:

$M_{Uapp} = 0.50xM_u = 0.50x27.23 = 13.62 \text{ kN.m}$

$M_{Sapp} = 0.50xM_s = 0.50x19.70 = 9.85 \text{ KN.m}$

$\gamma = \frac{13.62}{9.85} = 1.38$

$\alpha \leq \frac{1.38-1}{2} + \frac{25}{100} \Rightarrow \alpha_{APPUIS} = 0.059 < 0.44 \dots\dots\dots CV$

Donc : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Vérification au cisaillement :

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable

$\tau_u = \frac{T_{U \max}}{bd} = \frac{30.77x10^{-3}}{1.00x0.144} = 0.214 \text{ MPa.}$

Pour Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa}\right)$

$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

donc : $\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots CV$

Vérification de la flèche :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$\left\{ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{M_{SER}}{M_u} \dots\dots\dots (1) \right.$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(2)$$

Avec h : hauteur de la cage d'escalier = 3.06 m.
 L : la distance entre appui.

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \Leftrightarrow \frac{3.06}{3.70} \geq \frac{1}{18} \cdot \frac{19.70}{27.23} \Leftrightarrow 0.82 \geq 0.040 \dots\dots\dots CV \\ (2) \Leftrightarrow \frac{3.06}{3.70} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow 0.82 \geq 0.062 \dots\dots\dots CV \end{array} \right.$$

Donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

III.5 Etude de La poutre palière:

III.5 .1.Prédimensionnement:

D après le BAEL91, le critère de rigidité est:

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

$$\Rightarrow \frac{2.90}{15} \leq h \leq \frac{2.90}{10} \Rightarrow 0,19 \leq h \leq 29$$

On prend: $\left\{ \begin{array}{l} h=30cm. \\ b=30cm \end{array} \right.$

dimensions des poutres doivent respecter l article :7.5.1 de RPA 99 suivant :

- ♦ $b \geq 20 \text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h \geq 30 \text{ cm.} \Rightarrow h = 30\text{cm} > 30\text{cm}$ vérifie.
- ♦ $h/b \leq 4 \Rightarrow h/b = 1 < 4$

III.5 .2Charges qui agissent sur la poutre palière:

La poutre palière est soumise à :

1. Son poids propres : $G_p = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25\text{KN/ml}$
2. Poids du mur situé sur la poutre : $1.90 \times 4.30 = 8.17\text{KN/m}$
3. Réaction du palier sur la poutre : $RB = 25.65\text{kn}$

III.5 .3Combinaison de charge :

$$q_u = 1,35(G_p + G_{mur}) + q_{réac} = 1.35(2.25 + 8.17) + 25.65 = 39.717\text{KN / ml}$$

$$q_s = (G_p + G_{mur}) + q_{réac} = (2.25 + 8.17) + 25.65 = 36.07\text{KN / ml}$$

$$M_0 = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{39.717 \times 2.90^2}{8} = 41.75 \text{ Kn.m}$$

$$R_a = R_b = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{39.717 \times 2.90}{2} = 57.59 \text{ Kn}$$

III.5.4 Ferrailage de la poutre palière :

en travée :

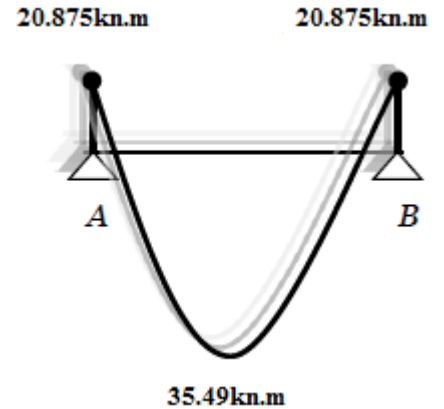
$$M_{t,max} = 0.85M_0 = 0.85 \times 41.75 = 35.49 \text{ Kn.m}$$

en appui

$$M_{a,max} = 0.50M_0 = 0.50 \times 41.75 = 20.875 \text{ Kn.m}$$

$$h = 30 \text{ cm}, d = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm}, f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \text{ et } \mu_1 = 0.392 \quad \mu = \frac{M_{UT}}{bd^2 f_{bc}} = \frac{0.02315}{1.00 \times (0.144)^2 \times 14.17} = 0.079 < \mu_1 = 0.392$$



	M_u (KN.M)	$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$	α	$Z = d(1 - 0.4\alpha)$ (CM)	σ_s (MPA)	$A_{st} = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_{st}}$ (CM ²)	$A_{s.ADOPT}$ (CM ²)	CHOIX
Travée	35.49	0,114 $\mu_1 \Rightarrow A' = 0$	0,152	0,254	348	4.02	4.62	3HA14
Appui	20.875	0,067 $\mu_1 \Rightarrow A' = 0$	0,087	0.261	348	2.30	3.39	3HA12

Tableau (III.21) : Ferrailage de la poutre palière

III.5.5 Verification:

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_s \geq A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$$A_s^{\min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 30 \times 27 \times 2.1}{400} = 0.98 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4.62 \text{ cm}^2 \geq A_s^{\min} = 0.98 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots CV$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}$, tel que :

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{bd} = \frac{57,59 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,27} = 0,711\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification des contraintes**

➤ On doit vérifier que :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1- \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} . \\ 2- \sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} \end{array} \right.$$

Selon le BAEL91 : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$

$$\frac{1}{2}by^2 + 15A'_s(y-c) - 15A_s(d-y) = 0$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow A'_s = 0$$

$$\frac{1}{2}b_0y^2 - 15A_s(y-c) = 0$$

$$\frac{1}{2}b_0y^2 - 15A_s(d-y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 4.62(27-y) = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 615.648$$

$$Y = (-69.3 + 615.648) / 100 = 5.46\text{Cm}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta.A_s(d-y)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.46^3}{3} + 15 \times 4.62(27 - 5.46)^2 = 37578.943\text{cm}^4$$

$$I = 3.7578\text{m}^2$$

➤ **Calcul :** $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$ et $\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y)$

$$q_s = (G_p + G_{mur}) + q_{réac} = (2.25 + 8.17) + 25.65 = 36.07\text{KN} / \text{ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{36.07 \times 2.90^2}{8} = 37.92\text{Kn.m}$$

$$q_s = (G_p + G_{mur}) + q_{réac} = (2.25 + 8.17) + 25.65 = 36.07\text{KN} / \text{ml}$$

$$M_{0s} = \frac{q_u J^2}{8} = \frac{37.07 \times 2.90^2}{8} = 37.92 \text{ Kn.m}$$

➤ **en travée :**

$$M_{t.s} = 0.85 M_{0s} = 0.85 \times 37.92 = 32.27 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{32.27 \times 10^3}{3.7578 \times 10^{-4} \times 10^9} \times 5.46 \times 10 = 4.69 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 32.27 \times 10^3}{3.7578 \times 10^{-4}} (27 - 5.46) = 277.46 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

➤ **en appui**

$$M_{a..s} = 0.50 M_{0s} = 0.50 \times 37.92 = 18.96 \text{ Kn.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{18.96 \times 10^3}{3.7578 \times 10^{-4} \times 10^9} \times 5.46 \times 10 = 2.75 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = \frac{\eta M_{ser}}{I} (d - y) = \frac{15 \times 18.96 \times 10^3}{3.7578 \times 10^{-4}} (27 - 5.46) = 163.02 \text{ MPa} < 400 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le B.A.E.L91, si les trois conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche

$$1- \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{30}{290} = 0,103 > 0,0625 \dots \text{CV}$$

$$2- \quad \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.62}{30 \times 27} = 0.0057 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \text{CV}$$

$$3- \quad \frac{h}{L} > \frac{M_t^{ser}}{20 M_0^{ser}} \Rightarrow \frac{30}{290} = 0.103 > \frac{32.27}{20 \times 37.92} = 0.0426 \dots \text{CV}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.5. 6 Calcul des armatures transversales:

Le diamètre des armatures transversales est de :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(8,57 \text{ 14mm}, 30\text{mm}).$$

On adopte $\phi_t = 6\text{mm}$.

La section d'armatures transversales est $A_t = 4.03 \text{ cm}^2$

Pour l'espacement, nous avons d'après le **BAEL91** ce qui suit:

➤ Calcul d'espacement des cadres:

D'après le **R.P.A 99 V2003** on a :

$$\begin{cases} \frac{A_t}{S_t} \geq 0,003b_0 \\ S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t, 30\right) \dots\dots\dots \text{zone nodale} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{zone courante} \end{cases}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq \frac{A_t}{0,036} = 15,83 \text{ cm}$$

➤ zone nodale :

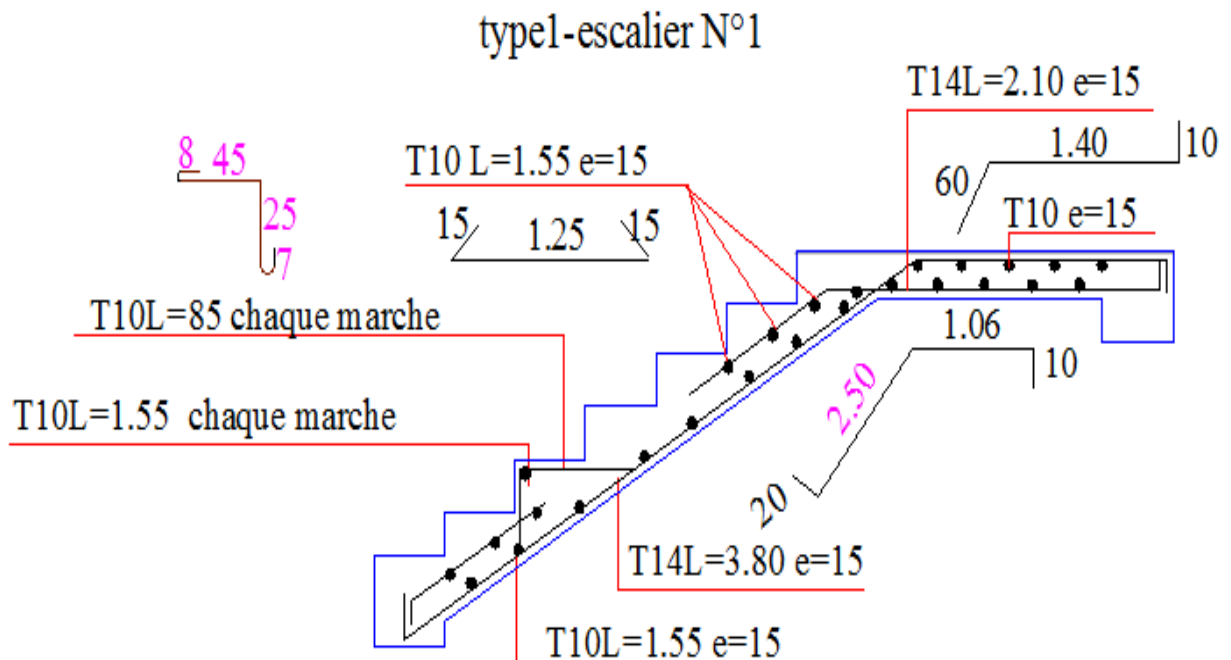
$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}, 12\phi_t, 30\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{30}{4}, 12 \times 1.4, 30\right)$$

$$\Rightarrow S_t \leq \min(7.5, 16.8, 30) \Rightarrow S_t = 7.50 \text{ cm}$$

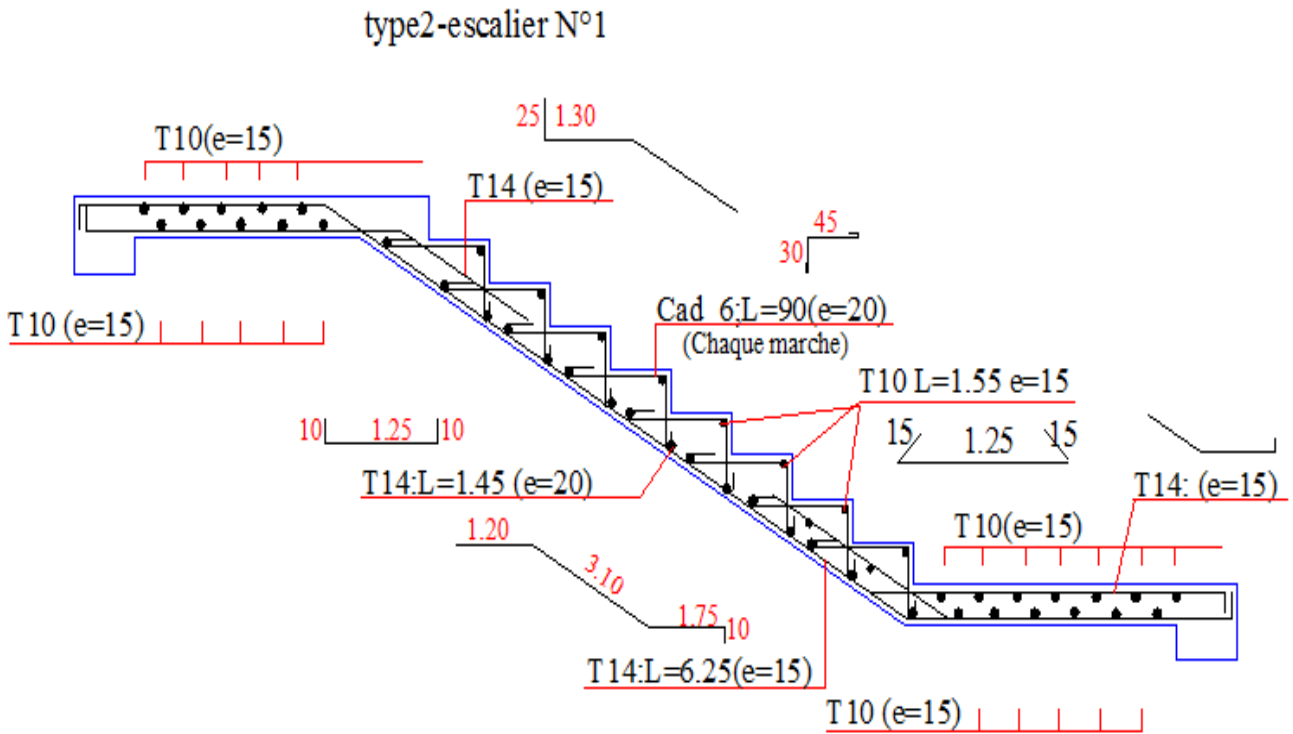
➤ zone courante:

$$S'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_t \leq \frac{30}{2} = 15 \text{ On prend : } S'_t = 15 \text{ cm}$$

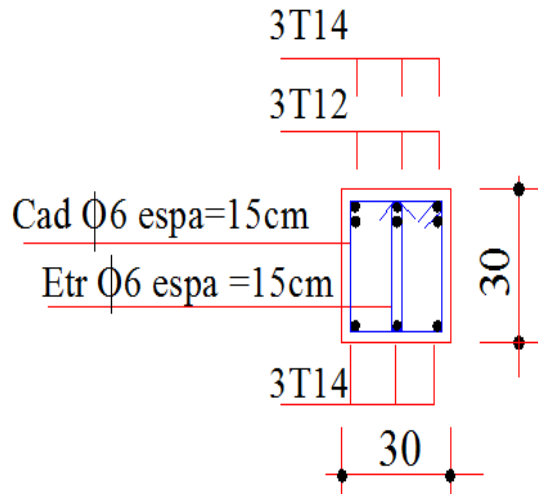
➤ Ferraillage d'escalier et la poutre palière :



Ferrailage d'escalier*01-type-1-



Ferrailage d'escalier*01-type-2-



Ferrailage de poutre palière

III.6 Etude de l'acrotère :

III.6 .1 Introduction :

L'acrotère : muret en béton armé situé en bordure d'une toiture-terrasse. L'acrotère est dit bas lorsque sa hauteur, mesurée par rapport à la couche de protection, est inférieure à 30-cm et haut dans le cas contraire. Un acrotère haut peut faire office de garde-corps dans le cas d'une toiture-terrasse accessible. La partie saillante de l'acrotère empêchant l'eau de pluie de s'infiltrer derrière le relevé d'étanchéité

III.6 .2 Calcul du ferrailage :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée pour une bande de 1,00 m de largeur.

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal NG dû au poids propre et un moment de flexion à la base dû à la charge d'exploitation horizontale égale à 1KN/ml due à la main courante

L'acrotère sera étudié en flexion composée, et puisqu'elle est exposée aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable dans ce cas, le calcul se fait à l'ELU et l'ELS.

III.6 .3 Détermination des sollicitations :

La surface de l'acrotère est : $S=820\text{cm}^2 = 0,082\text{m}^2$

La masse volumique = 2500 Kg /m3.

- ◆ Charge permanente : $G = 205\text{kg/ml}$
- ◆ Charge d'exploitation (vent) : $Q = 100 \text{ kg/m}^2$
- ◆ La charge horizontale: $F_p = 78.72 \text{ kg/ml}$

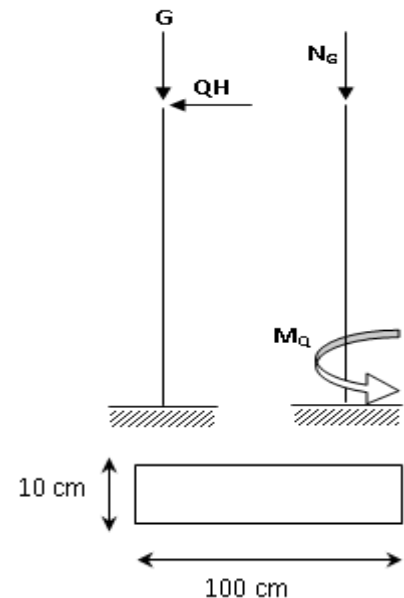
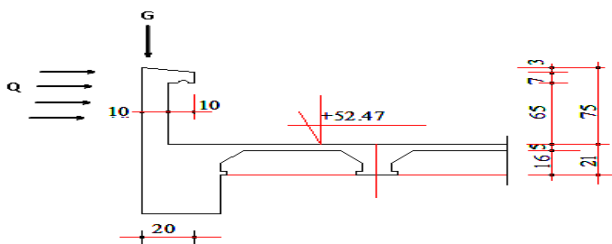


Figure III.18.schéma statique

D'après le R.P.A 99 (version 2003), les éléments de structure secondaires doivent être vérifiés aux forces horizontales selon la formule suivante :

$$F_p = 4 X A X C_p X W_p$$

Il faut vérifier que: $F_p < 1,5Q$

$$F_p = 78.72 \text{ kg/ml}$$

$$1,5Q = 1,5 \times 1,00 = 1,05 \text{ KN/ml}$$

Donc $F_p = 0,7872 \text{ kn/ml} < 1,5Q = 1,05 \text{ KN/ml} \dots \dots \dots \text{condition Vérifiée}$

❖ Pour le ferrailage on prend une bande de 1m de longueur:

$$G = 2,05 \text{ kn/ml} \qquad Q = 1,00 \text{ kn/ml}$$

III.6.4 -Évaluation et combinaison des charges :

➤ **E.L.U**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35 G = 2,768 \text{ KN.} \\ M_u = 1,5 Q h^2 / 2 = 1,5 \times 1,00 \times 0,75^2 / 2 = 0,422 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

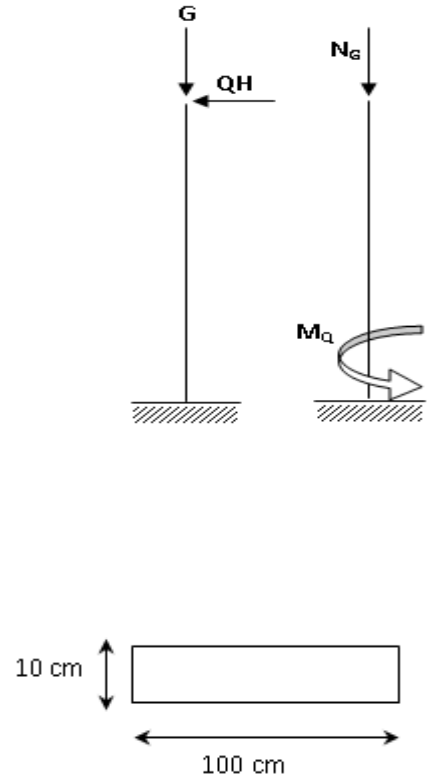
➤ **E.L.S**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{ser} = G = 2,05 \text{ KN.} \\ M_s = Q h^2 / 2 = 1,00 \times 0,75^2 / 2 = 0,281 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

La section du béton (bxh) est (100x10) cm²

$$d = 0,9h_0 = 0,9 \times 10 = 9 \text{ cm}$$

$$c = h_0 - d = 10 - 9 = 1 \text{ cm}$$



$f_{c28} \text{ (MPa)}$	$d \text{ (cm)}$	$\sigma_{bc} \text{ (MPa)}$	$\sigma_s \text{ (MPa)}$	$f_e \text{ (MPa)}$	$c=c' \text{ (cm)}$
25	9	14,17	348	400	1

Tableau (III.22) : Caractéristiques géométriques et mécaniques

➤ **E.L.U :**

a) Calcul de L'excentricité:

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

$$e = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e = \frac{0,422}{2,768} = 0,152 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 15,2 \text{ cm}$$

➤ **Vérification de la section :**

$$e_a = \left(e + \frac{h_0}{2} - c \right)$$

$$e_a = \left(15.2 + \frac{10}{2} - 1 \right) = 19.20 \text{ cm}$$

e_a : excentricité du centre de pression par rapport aux aciers tendus

$$M_a = N_u \left(e + \frac{h_0}{2} - c \right) = 2.768 \times 19.20 \times 10^{-2}$$

$$M_a = 0.5314 \text{ Kn.m} = 5.314 \times 10^{-4} \text{ MN.m}$$

$$N_u (d - c) - M_a \leq (0.33h - 0.81c) f_{bc} b h_0$$

$$N_u (d - c) - M_a = 2.768(0.09 - 0.01) - 0.5314 = -0.310$$

$$(0.33h - 0.81c) f_{bc} b h_0 = (0.33 \times 0.75 - 0.81 \times 0.01) \times 25 \times 1.00 \times 0.1 = 0.560$$

$N_u (d - c) - M_a = -0.310 \leq (0.33h - 0.81c) f_{bc} b h_0 = 0.560 \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

➤ **Calcul de ferrailage (ELU)**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{5.314 \times 10^{-4}}{1.00 \times (0.09)^2 \times 14.17} = 0.0463 < \mu_t = 0.392$$

La section de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.059$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.088 \text{ m}$$

$$A_{st} = \frac{M_{UT}}{Z \cdot \sigma_{st}}$$

$$A_{st} = \frac{1}{\sigma_{st}} \left[\frac{M_a}{Z} - N_u \right]$$

$$A_{st} = \frac{1}{348} \left[\frac{0.5314 \times 10}{0.088} - 2.768 \times 10 \right] = 0.094 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 9 \times \frac{2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 1,09 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Choix des armatures :**

On choisit : $A_{st} = 3T8$; $A_{st} = 1.51 \text{ cm}^2$

Avec un espacement $St \leq 1.51/3 = 0.50 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$.

➤ **Armatures de répartition :**

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

$$A_r = \frac{1.51}{4} = 0.38 \text{ cm}^2$$

On choisit $4\phi 6$ de section $1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **E.L.S**

➤ **Vérification des contraintes :**

Calcul de L'excentricité:

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

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

$$e = \frac{0.281}{2.05} = 0.137 \text{ m}$$

$$\Rightarrow e = 13.7 \text{ cm}$$

$$e' = \frac{h_0}{6} = \frac{10}{6} = 1.67 \text{ cm} < 13.7 \text{ cm}$$

$$x = \frac{h_0}{2} + e_1 - e = 0.05 + e_1 - 0.137$$

$$e_1^3 + p.e_1 + q = 0$$

$$p = -3 \left(e - \frac{h_0}{2} \right)^2 + \frac{6nx A_{st}}{b} \left(e - \frac{h_0}{2} + d \right)$$

$\eta = 15$: c'est le coefficient d'équivalence acier - béton

$$p = -3 \left(0.137 - \frac{0.10}{2} \right)^2 + \frac{6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1} \left(0.137 - \frac{0.10}{2} + 0.09 \right)$$

$$p = -0.0203 \text{ m}^2$$

$$q = 2 \left(e - \frac{h_0}{2} \right)^3 - \frac{6nx A_{st}}{b} \left(e - \frac{h_0}{2} + d \right)^2$$

$$q = 2 \left(0.137 - \frac{0.10}{2} \right)^3 - \frac{6 \times 15 \times 1.51 \times 10^{-4}}{1} \left(0.137 - \frac{0.10}{2} + 0.09 \right)^2$$

$$q = -0.0011 \text{ m}^3$$

➤ **Méthode de itérations successives :**

$$e_1 = \sqrt[3]{-p.e_1 - q} = 0,157.$$

Après les calcul On prend la valeur de : $e_1 = 0.164m$.

$$x = \frac{h_0}{2} + e_1 - e = 0.05 + 0.164 - 0.137$$

$$x = 0.077m$$

$$s = \frac{b \cdot x^2}{2} - \eta \cdot A_{st} (d - x)$$

$$s = \frac{1x \cdot 0.077^2}{2} - 15x1.51x10^{-4} (0.09 - 0.077)$$

$$s = \frac{1x \cdot 0.077^2}{2} - 15x1.51x10^{-4} (0.09 - 0.077)$$

$$S = 0.02935m^3$$

➤ **Calcul des contraintes :**

Béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s \cdot x}{S}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{2.05x0.077}{0.002935} x10^{-3} = 0.0538MPa$$

Acier :

$$\sigma_{st} = \eta \frac{N_s \cdot (d - x)}{S}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{2.05(0.09 - 0.077)}{0.002935} x10^{-3} = 0.136MPa$$

➤ **Calcul des contraintes admissibles :**

Béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6x f_{c28} = 0.6x25$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa$$

Acier :

Fissuration est préjudiciable par ce que l'acrotère exposer aux intempéries.

La contrainte de l'acier a L'ELS est :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left[\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right] \quad \text{Avec : } \eta = 1.6 \quad [HA]$$

$$\Rightarrow \overline{\sigma}_{st} = 201.63Mpa$$

Vérification :

$$\sigma_{bc} = 0.538MPa \leq \overline{\sigma}_{bc} = 15Mpa \dots \dots \dots CV$$

$$\sigma_{st} = 0.136Mpa \leq \overline{\sigma}_{st} = 201.63Mpa \dots \dots \dots CV$$

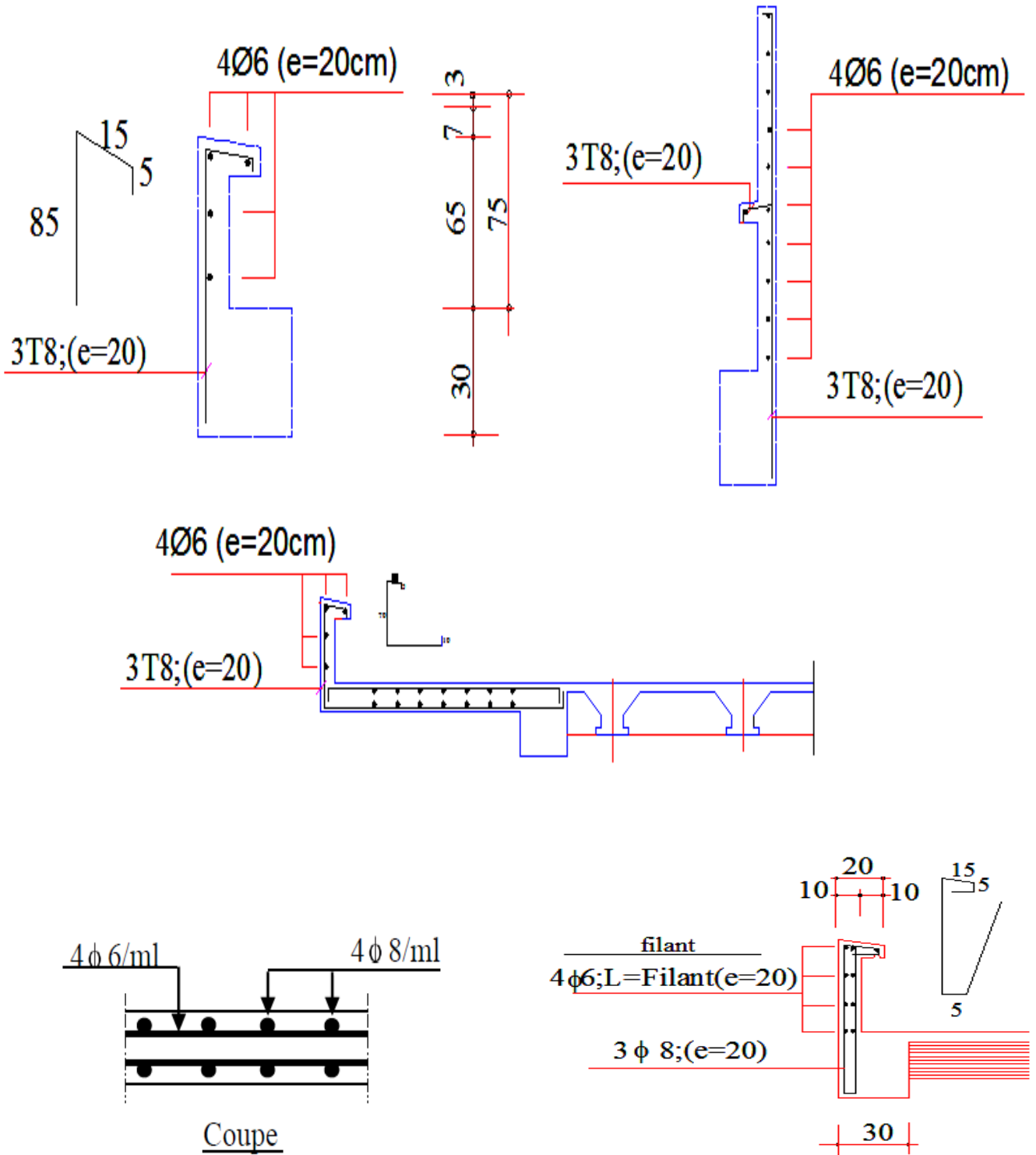


Figure III.19: coffrage et ferrailage de l'acrotère

III.7 Etude de L'ascenseur :

III.7 .1 Introduction :

Un ascenseur est un dispositif mobile assurant le déplacement des personnes ou des chargements depuis un niveau d'accueil jusqu'à un autre niveau choisi. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigant.

Cet appareil élévateur est installé dans une gaine délimité par des parois, un plafond et un fond de cuvette. Les composants principaux sont :

- ♦ **Cabine** (le moteur électrique; le contre poids; les câbles): organe destiné à recevoir les personnes ou les charges à transporter.
- ♦ **Treuil** : Une poulie de traction est actionnée par un moto-réducteur. Elle entraîne des câbles dont une extrémité est fixée à la cabine d'ascenseur et l'autre à un contrepoids.
- ♦ le contrepoids.

Notre bâtiment comporte deux ascenseurs identiques

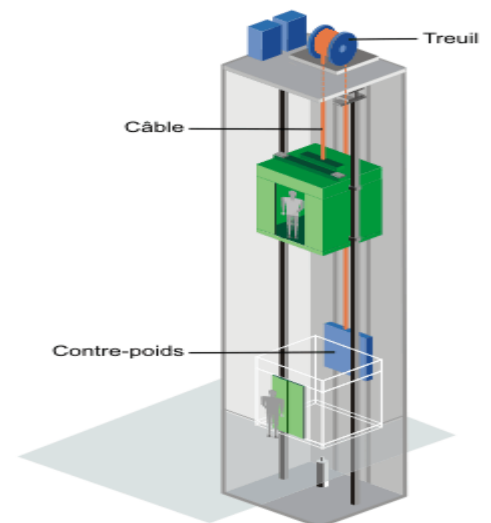
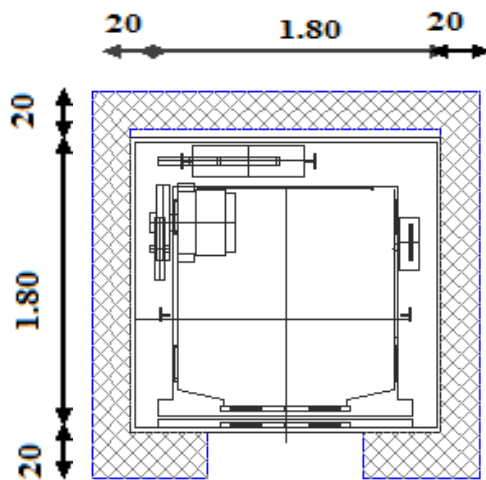


Figure III.20 : Dimensions de l'ascenseur **Figure III.21:** Schéma d'un ascenseur Mécanique

III.7 .1 Etude de l'ascenseur :

Notre ouvrage comporte les ascenseurs destinés principalement au transport des personnes et pour un immeuble à usage d'habitation; d'après la norme française

(NFP82-208), la charge nominale est de 600 kg pour 8 personnes avec une Surface utile de la cabine de 1,54 m².

➤ **Les dimensions sont :**

la cabine : $L_1 \times P_1 \times h_1$

-Largeur de la cabine = 1,10m

-Profondeur de la cabine = 1.40m

-Hauteur de la cabine : 2,20m

la gaine : $L_2 \times P_2$

- L_2 :Largeur de la gaine : 1.80m

- P_2 :Profondeur de la gaine : 1.80m

Le passage libre : $L_3 \times h_3$

-Largeur du passage libre : 0,80m

-Hauteur du passage libre : 2,00m

Le voile :

-Epaisseur de voile : $e = 20\text{cm}$

-Hauteur de course : $C = 55.47 \text{ m}$.

III.7 .3 Descente de charges:

➤ **Surcharge d'exploitation :**

$$Q = 600 \text{ daN (08 personnes)}$$

a. **Charges permanentes :**

I. **Masse de la cabine :** est composée de la somme des masses suivantes :

♦ **Masse des cotés :**

La masse de la surface des cotés, augmentée de 10% à raison de 11.5 daN/m^2 :

$$S_1 = (L_1 + 2 \cdot P_1) \cdot H_1 = (1,10 + 2 \times 1,40) \times 2,20 = 8,58 \text{ m}^2$$

$$M_1 = (11,5 + 0,1 \times 11,5) \times 8,58 = 108,54 \text{ daN}$$

♦ **Masse du plancher :**

La masse du plancher à raison de 70 daN/m^2 pour appareils de 300 à 600 daN de charge :

$$S_2 = L_1 \cdot P_1 = 1,10 \times 1,40 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$M_2 = 70 \times 1,54 = 107,8 \text{ daN}$$

♦ **Masse du toit :**

La masse du toit à raison de 20 daN/m² :

$$S_3 = L_1 \cdot P_1 = 1,10 \times 1,40 = 1,54 \text{ m}^2$$

$$M_3 = 20 \times 1,54 = 30,8 \text{ daN}$$

♦ **Masse de l'arcade :**

La masse de l'arcade à raison de partie fixe de 60 daN plus 60 daN/m de largeur de cabine de 300 daN à 600 daN de charge :

$$M_4 = 60 + (60 \times L_1) = 60 + (60 \times 1,10) = 126 \text{ daN}$$

♦ **Masse de la porte de la cabine :**

Partie fixe de 80 daN plus 25 daN/m² de surface de porte

$$M_5 = 80 + (25 \times L_3 \cdot h_3) = 80 + (25 \times 0,8 \times 2) = 120 \text{ daN}$$

♦ **Masse du parachute :**

Parachute à prise amortie $\Rightarrow M_6 = 100 \text{ daN}$

♦ **Masse des accessoires :**

$$M_7 = 80 \text{ daN}$$

♦ **Masse des poulies de mouflage :**

Deux poulies supplémentaires $\Rightarrow M_8 = 30 \times 2 = 60 \text{ daN}$

Donc le poids mort est égal à :

$$P_T = \sum M_i = 108,54 + 107,80 + 30,8 + 126 + 120 + 100 + 80 + 60 = 733,14 \text{ daN}$$

2. **Masse du contrepoids :**

$$M_p = P_T + \frac{Q}{2} = 733,14 + \frac{600}{2} = 1033,14 \text{ daN}$$

3. **Masse du câble :**

Détermination du diamètre du câble, d'après la norme NF 82-210 C_s doit être pour cet appareil au minimum égal à 12 et le rapport D/d au minimum égal à 40 et aussi selon l'abaque de détermination de suspentes.

$$\left\{ \begin{array}{l} D/d = 40 \Rightarrow d = D/40 = 500/40 \Rightarrow d = 12,5 \text{ mm.} \\ C_s = 13 \end{array} \right.$$

D : diamètre de la poulie de mouflage pris entre 400 et 800 mm

d : diamètre du câble

C_s : coefficient de sécurité (abaque de détermination des suspentes)

$$C_s = \frac{C_r}{M} \Rightarrow C_r = C_s \cdot M$$

M : égal à la somme de la charge utile *Q*, poids mort *P* et la masse des câbles qui est considérée comme négligeable par rapport aux deux autres.

C_r : charge de rupture effective.

$$C_r = C_s \cdot M \Rightarrow C_r = 13 \times (600 + 733,14) \Rightarrow C_r = 17330,82 \text{ daN}$$

Pour obtenir la charge de rupture minimale nécessaire *C_m*, il convient de faire intervenir le coefficient de câblage qui est égal à 0.85 donc:

$$C_m = \frac{C_r}{0,85} \Rightarrow C_m = \frac{17330,82}{0,85} = 20389,20 \text{ daN}$$

$$C_m \text{ égal aussi : } C_m = C_r(\text{cable}) \cdot n \cdot m$$

Avec :

m : type de mouflage ;

n : nombre de câble et

C_r (câble) : charge de rupture par câble en fonction du diamètre.

$$d = 12,5 \text{ mm} \Rightarrow C_r(\text{cable}) = 8152 \text{ daN (voir tableau suivant) :}$$

Diamètre des câbles [mm]	Diamètres des fils [mm]	Section [mm ²]	Masse linéaire <i>M_L</i> [daN/m]	Charge admissible totale <i>C_r</i> [daN]
7,87	0,5	21,05	0,203	3223
9,48	0,6	30,26	0,293	4650
11,00	0,7	41,27	0,396	6232
12,6	0,8	53,34	0,515	8152
14,2	0,9	67,98	0,656	10805
15,5	1,0	83,84	0,810	12830

Tableau III.23Caractéristiques des câbles.

$$n = \frac{20389.2}{2 \times 8152} \Rightarrow n = 1.25 \quad \text{On prend : } n = 2 \text{ câbles.}$$

Masse totale des câbles M_c :

$$M_c = M_L \cdot n \cdot C \quad \text{Avec :}$$

M_L : masse linéaire du diamètre d'un seul câble $d = 12.5\text{mm}$ $\xrightarrow{\text{tableau}}$ $M_L = 0.515 \text{ daN/m}_L$

C : course du câble (hauteur du course) $\Rightarrow C = 33.66\text{m}$.

$$M_c = 0,515 \times 2 \times 32,60 = 34,66 \text{ daN.}$$

4. Masse du treuil :

$$M_{\text{og}} = 1200 \text{ daN}$$

Résumé :

- ♦ Poids mort = 733,14 daN
- ♦ Masse du câble = 34,66 daN
- ♦ Masse du contrepoids = 1033,14 daN
- ♦ Treuil en haut + moteur = 1200 daN
- ♦ $G = 2998,78 \text{ daN}$

III.7.4 Combinaisons fondamentales :

♦ Etat limite ultime :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 2998,78 + 1,5 \times 600 = 4948,35 \text{ daN.}$$

♦ Etat limite de service :

$$q_{\text{ser}} = G + Q = 2998,78 + 600 = 3598,78 \text{ daN.}$$

III.7.5 Etude du plancher :

III.7.5.1 Vérification de la dalle au poinçonnement :

La dalle de l'ascenseur risque le poinçonnement sous l'effet de la force concentrée appliquée par l'un des appuis du moteur (supposé appuyer sur 04 cotes) .

La charge totale ultime : $q_u = 4948,35 \text{ daN}$

Chaque appui reçoit le $\frac{1}{4}$ de cette charge q_u

➤ Vérification de poinçonnement :

Soit : q_a la charge appliquée sur chaque appui

$$q_a^u = \frac{q_u}{4} \Rightarrow q_a^a = 1236,73 \text{ daN}$$

$$q_a^{ser} = \frac{q_{ser}}{4} \Rightarrow q_a^a = 899,43 daN$$

Selon le BAEL 91 la condition de non poinçonnement à vérifier est :

$$Si : q_a^u \leq \frac{0.045 \times Uc \times f_{c28} \times h}{\gamma_b} \Rightarrow : \text{les armatures transversales ne}$$

sont pas nécessaires Avec :

q_a^u : charge ultime pour chaque appui;

Uc : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen;

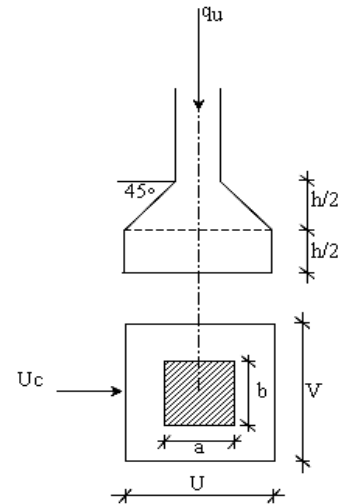
La charge concentrée q_a est appliquée sur un carré de

$$(a \times b) = (10 \times 10) \text{ cm}^2$$

h : épaisseur de la dalle égale à 20cm;

U, V : représentent les cotes du rectangle ($U//Lx$ et $V//Ly$)

sur lequel la charge Q_u s'applique, compte tenu de la diffusion à 45degré dans le béton.



$$U = a + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow U = 30 \text{ cm.}$$

$$V = b + 2 \cdot \frac{h}{2} = 10 + 2 \times \frac{20}{2} \Rightarrow V = 30 \text{ cm.}$$

Donc :

$$Uc = 2 \times [U+V] \Rightarrow Uc = 120 \text{ cm.}$$

$$q_a^u = 12367,3 \text{ N} < \frac{0.045 \times 1200 \times 25 \times 200}{1,5} = 180000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc La dalle résiste au poinçonnement.

III.7.5.2 Calcul des sollicitations :

L'étude des dalles soumises à des charges localisées sera faite à l'aide des abaques de **PIGEAUD** et en plaçant les charges au centre ; leur moments seront par mètre linéaire.

$$\begin{cases} M_x = q_a \times (M_1 + \nu.M_2) \text{ et} \\ M_y = q_a \times (M_2 + \nu.M_1). \end{cases}$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson.

M_1, M_2 : sans dimensions, sont donnés à partir des rapports U/L_x et V/L_y dans les abaques

suivants $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_x^u = q_a^u \times M_1$$

$$M_y^u = q_a^u \times M_2$$

➤ **Etat limite ultime de service :**

$$M_x^{ser} = q_a^{ser} \times (M_1 + 0.2 \times M_2)$$

$$M_y^{ser} = q_a^{ser} \times (M_2 + 0.2 \times M_1)$$

La charge au m^2 sera :

$$\left\{ \begin{array}{l} Q_a^u = \frac{q_a^u}{V \times U} = \frac{1236,73}{0,25^2} = 19787,68 \text{ daN/m}^2 \text{ et} \\ Q_a^{ser} = \frac{q_a^{ser}}{V \times U} = \frac{899,43}{0,25^2} = 14390,88 \text{ daN/m}^2. \end{array} \right.$$

III.7.5.3 Calcul des moments dus aux charges concentrées :

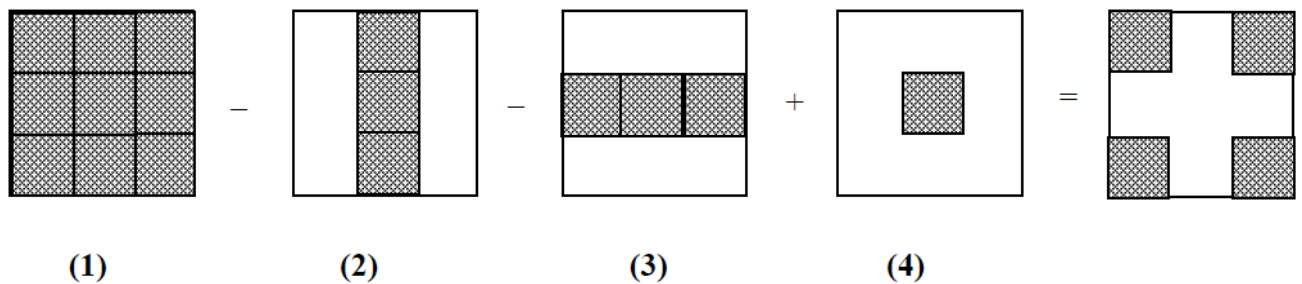
Lorsque la charge n'est pas concentrique, on procède de la façon suivante :

Soit pour **fig.V.5** une dalle de dimension ($L_x \times L_y$) soumise à une charge concentrique (A) répartie sur un rectangle ($U \times V$).

On divise la dalle en rectangles fictifs donnant les charges symétriques :

04 rectangles symétriques A ; 02 rectangles symétriques B ; 02 rectangles symétriques C et 01 rectangle au centre D.

b).Distances des rectangles :



1) le rectangle (1) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U=1,16\text{cm} \\ V=1,16\text{cm} \end{array} \right.$$

2) le rectangle (2) :

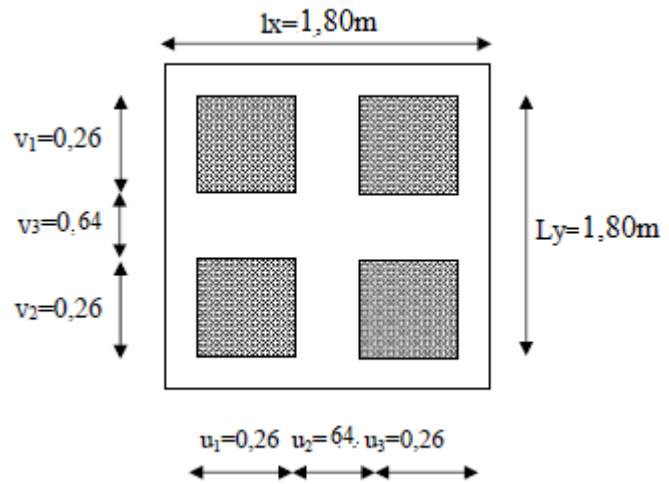
$$\left\{ \begin{array}{l} U=0,64\text{cm} \\ V=1,16\text{cm} \end{array} \right.$$

3) le rectangle (3) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U=1,16\text{cm} \\ V=0,64\text{cm} \end{array} \right.$$

4) le rectangle (4) :

$$\left\{ \begin{array}{l} U=0,64\text{cm} \\ V=0,64\text{cm} \end{array} \right.$$



Il est évident que les moments produits par la charge non concentrique A seront donnés par :

$$A = \frac{I - II - III + IV}{4}$$

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1,80}{1,80} = 1,00 > 0,4 \quad \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

Donc :

$$M_{x_C} = (M_{xI} - M_{xII} - M_{xIII} + M_{xIV})/4$$

$$M_{y_C} = (M_{yI} - M_{yII} - M_{yIII} + M_{yIV})/4$$

Avec :

$$M_x = (M_1 + v M_2) \times q_u = (M_1 + v M_2) \times (4 \times Q_a)$$

$$\Rightarrow M_x / 4 = (M_1 + v M_2) \times Q_a$$

$$M_y = (M_2 + v M_1) \times q_u = (M_2 + v M_1) \times (4 \times Q_a)$$

$$\Rightarrow M_y / 4 = (M_2 + v M_1) \times Q_a$$

$$Q'_a = Q_a \times S \quad S = U \times V$$

	I	II	III	IV
U en [m]	1,16	0,64	1,16	0,64
V en [m]	1,16	1,16	0,64	0,64
S en [m ²]	1,35	0,74	0,74	0,41
U/L_x	0,75	0,41	0,41	0,23
V/L_y	0,64	0,64	0,36	0,36
M_1	0,032	0,093	0,120	0,242
M_2	0,360	0,539	0,750	0,950
$Q_a^u = Q_a^u \times S$ en [N]	26 626,30	14 690,37	14 690,37	8 105,03
$Q_a^{ser} = Q_a^{ser} \times S$ en [N]	19 364,37	10 683,79	10 683,79	5 894,50
M_x^U en [N.m]	6 332,06	18 402,54	23 745,22	47 799,57
M_y^U en [N.m]	71 235,65	106 655,60	148 407,60	187 982,96
M_x^{ser} en [N.m]	4 605,08	13 383,52	17 269,06	34 762,94
M_y^{ser} en [N.m]	51 807,17	77 566,84	107 931,60	136 713,36
M_{xc}^U en [N.m]	2 995,97			
M_{yc}^U en [N.m]	1 038,85			
M_{xc}^{ser} en [N.m]	2 178,86			
M_{yc}^{ser} en [N.m]	755,52			

Tableau III.24 Tableau récapitulatif des résultats.

➤ **Descente des charges :**

Dalle machine : ($e_p = 15\text{cm}$) $\Rightarrow G = 0,15 \times 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$

La dalle n'est pas accessible, alors la surcharge d'exploitation $Q = 100 \text{ daN/m}^2$

➤ **Combinaison fondamentale :**

Etat limite ultime (E.L.U.) :

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

$$q_u = 1,35 \times 375 + 1,5 \times 100 = 656,25 \text{ daN/m}^2.$$

Pour une bande de 1m de largeur :

$$q_u = \bar{q}_u \times 1,00 = 656,25 \text{ daN/m}_L.$$

♦ **Etat limite de service (E.L.S.):**

$$q_{ser} = G + Q$$

$$q_{ser} = 375 + 100 = 475 \text{ daN/m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\begin{cases} M_x^u = \mu_x^u \times \bar{q}_u \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$\begin{cases} M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times \bar{q}_{ser} \times L_x^2 & \text{Suivant la direction } L_x; \\ M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} & \text{Suivant la direction } L_y. \end{cases}$$

Avec : μ_x et $\mu_y = f(\rho, \nu)$

➤ **Coefficient de poisson :**

$$\Rightarrow \begin{cases} \nu = 0 & \text{Etats limites ultimes (béton fissuré) et} \\ \nu = 0,2 & \text{Etats limites de service (béton non fissuré).} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments dus aux charges réparties :**

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1,00$$

$$\mu_x^u = 0,037 \quad \text{et} \quad \mu_y^u = 1,00$$

$$M_x^u = \mu_x^u \times q_u \times L_x^2 = 0,037 \times 656,25 \times 1,80^2 = 78,67 \text{ daN.m}$$

$$M_y^u = \mu_y^u \times M_x^u = 1,00 \times 78,67 = 78,67 \text{ daN.m}$$

➤ **Etat limite de service :**

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1,80}{1,80} = 1,00$$

On a: $\mu_x^{ser} = 0,044$ et $\mu_y^{ser} = 1,00$

$$M_x^{ser} = \mu_x^{ser} \times q_{ser} \times L_x^2 = 0,044 \times 475 \times 1,8^2 = 67,72 \text{ daN.m}$$

$$M_y^{ser} = \mu_y^{ser} \times M_x^{ser} = 1,00 \times 67,72 = 67,72 \text{ daN.m}$$

III.7.5 4 Moments totaux sollicitant la dalle machine :

Ce sont les moments dus aux charges concentrées et les moments dus aux charges réparties :

➤ **Etat limite ultime (E.L.U.) :**

$$M_{xt}^u = (M_{xc}^u + M_x^u) = (2995,97 + 786,7) \Rightarrow M_{xt}^u = 3782,67 \text{ N}$$

$$M_{yt}^u = (M_{yc}^u + M_y^u) = (1038,85 + 786,70) \Rightarrow M_{yt}^u = 1825,55 \text{ N}$$

➤ **Etat limite de service (E.L.S.) :**

$$M_{xt}^{ser} = (M_{xc}^{ser} + M_x^{ser}) = (2178,86 + 677,2) \Rightarrow M_{xt}^{ser} = 2856,06 \text{ N}$$

$$M_{yt}^{ser} = (M_{yc}^{ser} + M_y^{ser}) = (1432,72 + 677,2) \Rightarrow M_{yt}^{ser} = 2109,92 \text{ N}$$

- Moment max en travée : $M_t = 0,75 \times M_{xt}$ et
- Moment max en appuis : $M_a = -0,5 \times M_{xt}$

Calcul Les Moment En Appui Et Travée :

Moments	M_{tx}^u	M_{tx}^{ser}	M_{ax}^u	M_{ax}^{ser}	M_{ty}^u	M_{ty}^{ser}	M_{ay}^u	M_{ay}^{ser}
	[daN.]	[daN.]	[daN.]	[daN.]	[daN.]	[daN.]	[daN.]	[daN.]
calcul	264,79	199,92	189,13	142,80	127,79	100,29	91,28	71,64

Tableau III.25. Tableau récapitulatif des sollicitations maximales.

III.7 .5.5 Calcul du ferrailage de la dalle pleine

En travées :

sens	M _{tx} (KN.m)	b (m)	d (cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
x-x	264,79	1,00	13,5	0,0103	0,013	0,995	0,57	1,20	4T10=3,14
y-y	127,79	1,00	13,5	0,005	0,006	0,998	0,273	1,20	4T10=3,14

Tableau.III.26. ferrailages des panneaux en travée.

En appui :

sens	M _{ax} (KN.m)	b (m)	d (cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
x-x	189,13	1,00	12,5	0,009	0,011	0,996	0,437	1,20	4T10=3,14
y-y	91,28	1,00	12,5	0,004	0,005	0,998	0,210	1,20	4T10=3,14

Tableau.III.27.ferrailages des panneaux en appui.

➤ **Condition de non fragilité :** (A4.2.1 CBA93)

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2 / m_L$$

III.7 .5 .6 la vérification à l'E.L.S pour chaque panneau

Panneau	Selon X-X			Selon Y-Y		
	$\gamma = \frac{M_x^u}{M_x^{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α _{Travée}	$\gamma = \frac{M_x^u}{M_x^{ser}}$	$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α _{Travée}
tavée	1,32	0,41	0,013	1,27	0,39	0,006
appui	1,32	0,41	0,011	1,27	0,39	0,005

Tableau.III.28 les conditions de la vérification à l'E.L.S

On constate : $\alpha \leq \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$ C.V

Fissuration peu nuisible ⇒ les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Aucune vérification pour σ_s

Toutes les conditions sont vérifiées : $\Rightarrow \sigma_b \leq \overline{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

Tu max :

$$T_x^u = q_a^u + q_u \times \frac{L_x}{2}$$

$$T_x^u = 1236,73 + 656,25 \times \frac{1,80}{2} = 1827,35 \text{ daN}$$

Calcul : τ_u

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{1827,35 \times 10}{(100 \times 13,5) \times 100} = 0,13 \text{MPa}$$

$$\overline{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,00 \text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,13 \text{MPa} < \overline{\tau}_u = 1 \text{MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right. \Rightarrow \text{Les armatures transversales ne sont pas}$$

➤ **Verification de la fleche :**

➤ **Condition de la flèche :** (B.7.5 p 97 BAEL 91 mod.99)

$$\frac{h_d}{L_x} > \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{ax}^{ser}}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d_x} < \frac{2}{f_e}$$

➤ **Vérification si la flèche est nécessaire:**

▪ $\frac{h_d}{L_x} \geq \frac{M_{tx}^{ser}}{20 M_{ax}^{ser}} \Rightarrow \frac{h_d}{L_x} = \frac{15}{180} = 0,083 > \frac{199,92}{20 \times 142,8} = 0,07 \dots\dots \text{condition vérifiée}$

▪ $\rho = \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0023 < \frac{2}{400} = 0,005 \dots\dots \text{condition vérifiée ; } f_e \text{ en (MPa)}$

➤ **Conclusion :** les 02 conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Chapitre IV

Chapitre IV : Etude sismique

IV-1 Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs de différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignant la surface du sol.

Les vibrations du sol (horizontales et verticales) provoquées par le passage des ondes Sismiques entraînent les constructions dans leurs mouvements.

Les déplacements à la base de la construction provoqués par ces dernières engendrent Des forces d'inertie qui sont proportionnelles au poids de la construction.

Il est donc nécessaire de construire des structures résistantes aux séismes en zone Sismique.

Pour cela l'application de règle parasismique actuelle " RPA99 version2003 " concerne le calcul des charges sismiques et les dispositions constructives sont obligatoires pour toutes les constructions abritant des personnes, situées dans toutes les zones sauf 0

IV-2 Objectif de l'étude dynamique:

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. et le dimensionnement des éléments de résistance afin d'obtenir une sécurité jugée satisfaisante pour l'ensemble de l'ouvrage et d'assurer le confort des occupants.

IV.3.1la méthode de calcul :

L'étude sismique à pour but de calculer les forces sismiques ; ce calcul peut être mené par les trois méthodes qui sont :

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

IV.3.2 Méthode statique équivalente:**IV.3.2.1 Principe:**

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.3.2.2 Condition d'application :

Cette méthode peut être utilisée dans les conditions suivantes :

1. Régularité en plan :

- ♦ $\frac{l_x}{L_x} = \frac{5.25}{36.00} = 0.15 \leq 0.25 \dots \dots \text{condition vérifiée}$
- ♦ $\frac{l_y}{L_y} = \frac{5.85}{16.15} = 0.36 \geq 0.25 \dots \dots \text{condition non vérifiée}$
- ♦ $0.25 \leq \frac{l_x}{L_y} = \frac{36.00}{16.15} = 2.23 \leq 4 \dots \dots \text{condition vérifiée}$

Donc la structure est irrégulière en plan.

2. Régularité en élévation : la structure est classée régulière en élévation .

3. Zone I si $H < 65m$: On a $h=55.47m < 65m \dots \dots \text{condition vérifiée}$.

4. La condition complémentaire suivante : si la structure est représenté en configuration irrégulière pour Zone I : tous groupe.

La méthode statique équivalente n'est pas applicable.

IV.3.3. Méthode d'analyse modale spectrale**IV.3.3.1 - Principe :**

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas.

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3.3.2 Hypothèses de calcul. :

- ♦ Les masses sont supposées concentrées au niveau du plancher.
- ♦ Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte

♦ Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans (vis-à-vis des déplacements horizontaux).

Dans notre cas on va appliquer la méthode dynamique (méthode d'analyse modale spectrale) en utilisant le logiciel de calcul « **Autodesk Robot-Bat 2009** ».

IV.3.3.3. Présentation du logiciel :

Robot Bat est un logiciel de calcul, d'analyse et de conception d'une variété très large de structures.

Ce système qui est basé sur la méthode des éléments finis, possède plusieurs caractéristiques qui facilitent le travail de l'ingénieur :

- Il donne plusieurs possibilités de création du modèle.
- Il calcule automatiquement le centre de gravité et le centre d'inertie de chaque niveau ainsi que le poids total de la structure.
- Contient une instruction qui détermine les erreurs et spécifie leur position « vérifier structure ».
- Il permet un affichage des résultats sous forme de tableaux et graphiques bien détaillés comme il donne le maximum des efforts internes (moment fléchissant M , effort tranchant T , efforts normales, contraintes σ ...).

IV.3.3.4 Etapes de modélisation :

Pour la modélisation nous avons suivi les étapes suivantes :

- ♦ Choix du plan de travail : notre structure est un modèle tridimensionnel ;
- ♦ Choix de l'unité du travail ; kN et m ;
- ♦ Création graphique du modèle en utilisant l'interface du Robot Bat
- ♦ Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments barres, les voiles et les dalles pleines par des panneaux.
- ♦ On introduit les propriétés du matériau utilisé: les propriétés du béton .
- ♦ On introduit les propriétés de chaque élément de la structure : la section et le matériau utilisé.
- ♦ On introduit les conditions aux limites.
- ♦ Détermination des charges : pour notre cas, on a trois types :
 1. Charge permanente G : due au poids total de la structure et elle est distribuée par les planchers aux poutres principale et secondaire.

2. Charges d'exploitation Q : les charges d'exploitation distribuées par les planchers aux poutres.
 3. Les forces sismiques E : dues aux masses concentrées au centre de gravité de chaque niveau après l'introduction du spectre de réponse dans les trois directions (X, Y et Z).
- ◆ Vérification des erreurs.
 - ◆ Lancement de l'analyse.
 - ◆ Interprétation des résultats.
 - ◆ Détermination du spectre de réponse.

IV.4.1 Modélisation:

Notre structure est irrégulière en plan donc d'après l'article 4.3.2.b du RPA 99, on doit la représenter par un modèle tridimensionnel encastré à la base avec des masses concentrées au niveau des centres du nœud maître de la structure (notion de diaphragme).

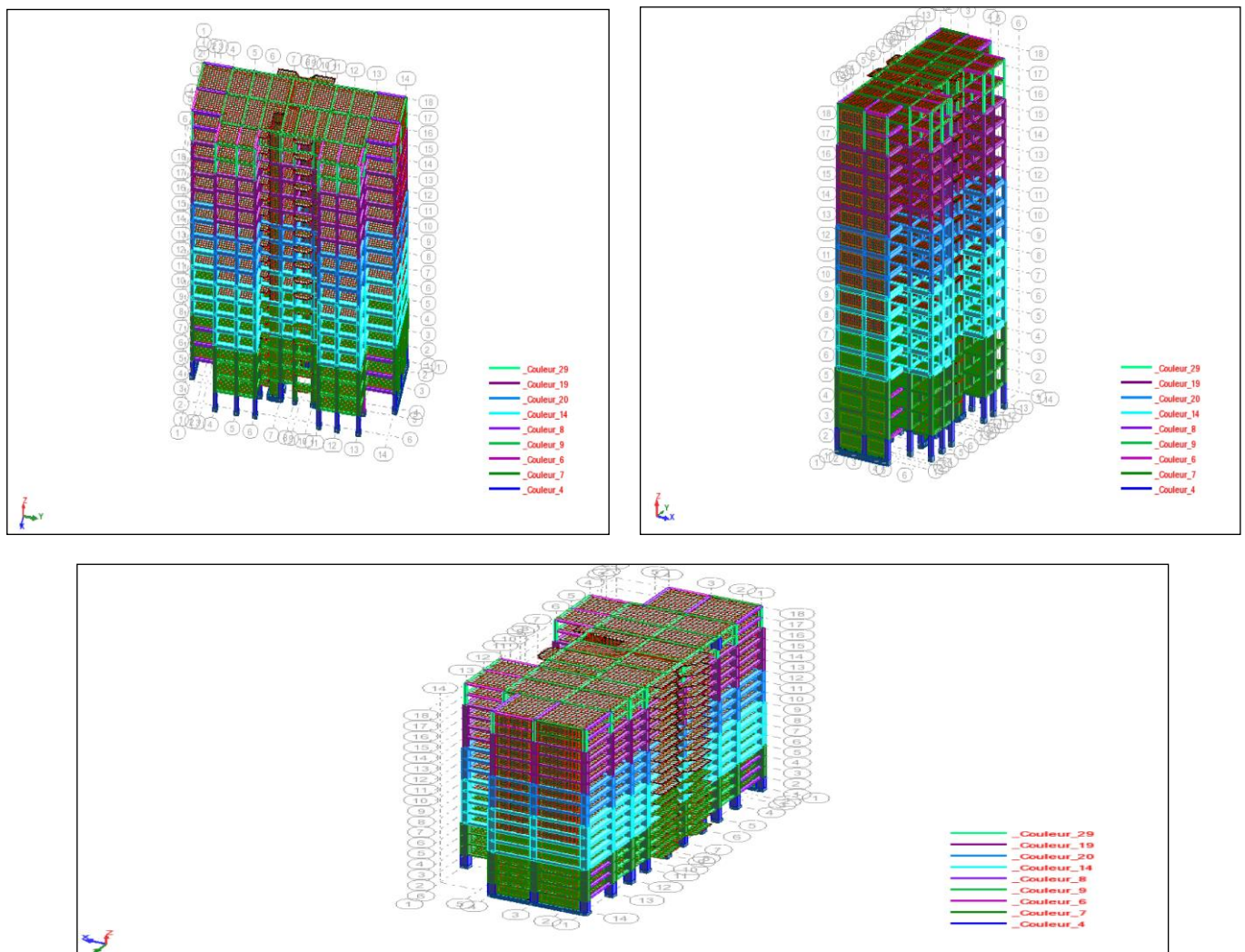


Figure.IV.1. Modélisation de la structure par l'interface de robot bat.

IV.4.2 Les combinaisons de charges :

$$E.L.U: 1,35G + 1,5Q$$

$$E.L.S: G + Q$$

$$E.L.A: G + Q + E_x$$

$$E.L.A: G + Q + E_y$$

$$E.L.A: G + Q - E_x$$

$$E.L.A: G + Q - E_y$$

$$E.L.A: 0,8G + E_x$$

$$E.L.A: 0,8G + E_y$$

$$E.L.A: 0,8G - E_x$$

$$E.L.A: 0,8G - E_y$$

$$E.L.A: G + Q + 1,2 E_x$$

$$E.L.A: G + Q + 1,2 E_y$$

$$E.L.A: G + Q - 1,2 E_x$$

$$E.L.A: G + Q - 1,2 E_y$$

IV.5 Calcul de la force sismique totale :

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales orthogonales selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure

W : Poids total de la structure

IV.6 Détermination des paramètres du spectre de réponse:**IV.6.1 Coefficient d'accélération A :**

- wilaya de kenchela : **Zone(1)**

- Bâtiment d'habitation collective sa hauteur totale 48m : **Groupe d'usage 1B**

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A=0.12**

IV.6.2 Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=5**

IV.6.3 Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de:

- la redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- la régularité en plan et en élévation
- la qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule:

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \dots\dots\dots (tableau 4.4).$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

IV.6.3.1 Conditions minimales sur les files de contreventement :

D'après le RPA99, chaque file de portique doit comporte à tous les niveaux au moins trois travées dont le rapport des portées est < 1,5.

♦ **Sens longitudinal** : (9 travée) :

travée	1	2	3	4	5	6	7	8	9
L	5,40	3,50	3,25	4,10	3,20	4,10	3,25	3,50	5,40
L_x/L_{x+1}	1,54		0,79		0,78		0,93		
L_x/L_{x+1}		1,08		1,28		1,26		0,64	

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{5.40}{3.50} = 1.54 > 1,50 \quad \text{Critère non observé} \quad P_q = 0,05$$

Critère non observé $P_q=0,05$

♦ *Sens transversal : 1^{ère} portique :(3 travée) :*

travée	1	2	3
L	5,20	5.75	4,40
L_y/L_{y+1}	0,90		
L_y/L_{y+1}		1,31	

Critère observé $P_q=0$

♦ *Sens transversal : 2^{ème} portique (3 travée)*

travée	1	2	3
L	5,20	5.75	4,15
L_n/L_{n+1}	0,90		
L_n/L_{n+1}		1,39	

Critère observé $P_q=0$

Critère non observé $P_q=0$

IV.6.3.2 Redondance en plan :

Chaque étage devra avoir ; en plan ; au moins (4) files de portiques ; ces files de Contreventement devront être disposés symétriquement autant que possible avec un Rapport entre valeur maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

♦ *sens longitudinal : (4 files) :*

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} < 1,50 \Rightarrow \frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{5.40}{3.50} = 1.69 > 1,50 \Rightarrow \text{Critère non observé } P_q=0,05$$

♦ *sens transversal (12 files) :*

$$\frac{l_{\max}}{l_{\min}} < 1,50 \Rightarrow \frac{l_{\max}}{l_{\min}} = \frac{5.75}{3.20} = 1,80 > 1,50 \Rightarrow \text{Critère non observé } P_q=0,05$$

Critère non observé $P_q=0,05$

IV.10.3.3 Régularité en plan :

1-Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.

2- L'excentricité ($D_{\text{centre de gravité des masses}} - D_{\text{centre des rigidité}}$) ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action séismique considérée.

3.1-La structure a une forme compacte, et le rapport :

$$\text{Longueur} / \text{largeur} = 36,00 / 16,15 = 2,23 < 4$$

3.2- la somme des dimensions de parties rentrantes ou saillantes du bâtiment dans une direction donnée n'excède pas 25 %.

$$\frac{l_x}{L_x} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{l_x}{L_x} = \frac{5,25}{36,00} = 0,15 \leq 0,25 \dots \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{Critère observé}$$

$$\frac{l_y}{L_y} \leq 0,25 \Rightarrow \frac{l_y}{L_y} = \frac{5,85}{16,15} = 0,36 \geq 0,25 \dots \text{condition non vérifiée} \Rightarrow \text{Critère non observé}$$

$$0,25 \leq \frac{l_x}{L_y} \leq 4 \Rightarrow 0,25 \leq \frac{36,00}{16,15} = 2,23 \leq 4 \dots \text{condition vérifiée} \Rightarrow \text{Critère observé}$$

4- la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de se dernier.

Donc :

Selon x-x Critère observé $P_q=0$

Selon y-y Critère non observé $P_q=0,05$

IV.6.3.4 Régularité en élévation :

- ♦ Le système de contreventement ne comporte pas d'éléments porteurs verticaux discontinus dont la charge ne se transmette pas directement à la fondation.
- ♦ La masse des différents niveaux reste diminuée progressivement et sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- ♦ la variation des dimensions en plan du bâtiment entre deux niveaux successifs ne dépasse 20%.
- ♦ la plus grande dimension latérale du bâtiment n'excède pas 1,5fois sa plus petite dimension.

Donc : La structure est classée régulièrement en élévation $p_q = 0$

IV.6.3.5 Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

$$p_q = 0,05$$

IV.6.3.6 Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : $p_q = 0,10$

Critère Q	P_q	
	P_{qx}	P_{qy}
1. Condition minimales sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0,05	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0,05	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0,10	0,10
la somme $\sum_1^6 P_q$	0,25	0,25

Tableau IV.1: Valeur de Pénalité P_q en fonction de critère de qualité

- ♦ Sens longitudinal : $Q_x = 1 + \sum_1^6 P_{qx} = 1 + 0,25 = 1,25$
- ♦ Sens transversal : $Q_y = 1 + \sum_1^6 P_{qy} = 1 + 0,25 = 1,25$

IV.6.4 Facteur de correction d'amortissement « η » :

η : Facteur de correction d'amortissement

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,70 \quad (\text{Art 4.3}).$$

Où (ξ %) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$\xi = 10$ % pour un contreventement par voile.

$$\text{Donc : } \eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} = \sqrt{7/(2 + 10)} = 0,76 \geq 0,70$$

IV.6.5 Période T1 et T2 du site considérée :

D'après le RPA99, Le site est considéré comme *ferme* (S2).

$$\begin{cases} T_1=0,15 \text{ S} \\ T_2=0,40 \text{ S} \end{cases} \quad (\text{tableau 4.7}).$$

IV.6.7 Spectre de réponse :

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

Avec :

S_a/g : Accélération spectrale.

T : Période fondamentale de la structure.

g : Accélération de la pesanteur.

IV.6.6 Caractéristiques de l'ouvrage :

Zone I: sismicité faible.

Groupe 1B : ouvrages de grande importance

Site S2 : $T_1= 0,15 \text{ s}$ et $T_2=0,40 \text{ s}$

Système de contreventement : $R=5$ (portiques + voiles)

Coefficient d'accélération de la zone $A=0,12$

Facteur de qualité $Q=1,25$

Amortissement : $x = 7.00 \%$

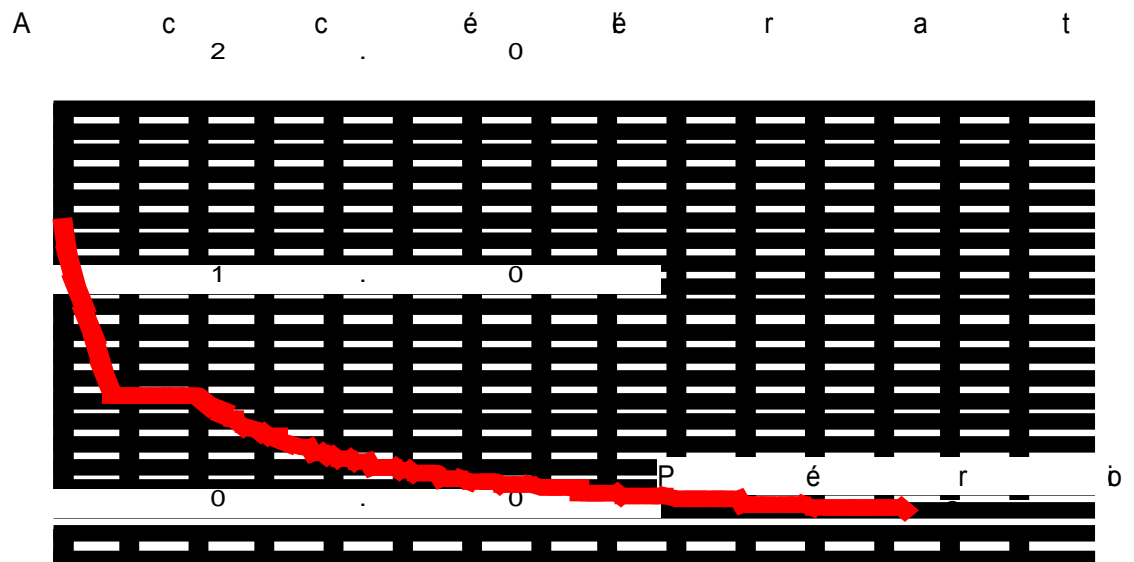


Figure IV.2: Diagramme de spectre de réponse

IV.7.1 Estimation de la période fondamentale de la structure :

La formule empirique :

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 52,47\text{m}$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage

Portiques contreventés par des voiles avec remplissage en maçonnerie $\Rightarrow C_T = 0,05$

$$1. T = C_T \cdot h_N^{3/4} = 0,05 \times (52,47)^{3/4} = 0,975 \text{ S}$$

$$2. T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

D : dimension du bâtiment mesurée a sa base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 36,00 \text{ m}$$

$$D_y = 16,15 \text{ m}$$

2.1 - sens longitudinal X-X :

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D_x}} = 0,09 \cdot \frac{52,47}{\sqrt{36,00}} = 0,79 \text{ S}$$

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{0,97; 0,79\} = 0,79 \text{ S}$$

2.2 - sens transversal Y-Y :

$$T = 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D_y}} = 0,09 \cdot \frac{52,47}{\sqrt{16,15}} = 1,18 \text{ s}$$

$$T = \min \left\{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right\} = \min \{0,97; 1,18\} = 0,97 \text{ s}$$

IV.7.2 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3\text{s} \\ 2,5\eta (T_2/3)^{2/3} (3/T)^{5/3} & T > 3\text{s} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : Période caractéristique associée à la catégorie du site.

$$T_2 = 0,40 \text{ s} ; \eta = 0,76 ; T_x = 0,79 \text{ s} ; T_y = 0,97 \text{ s}$$

♦ sens longitudinal X-X :

$$T_2 \leq T_x \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3}$$

$$0,40 \leq T_x \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_x = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,40}{0,79} \right)^{2/3} = 1,21$$

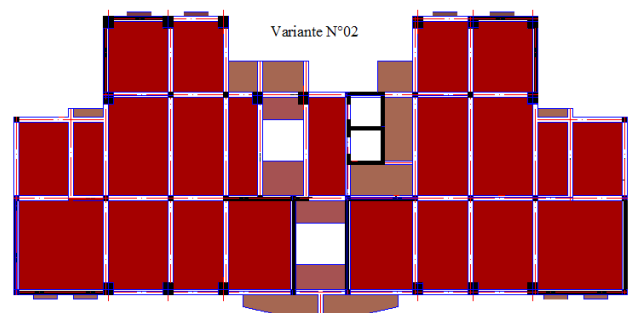
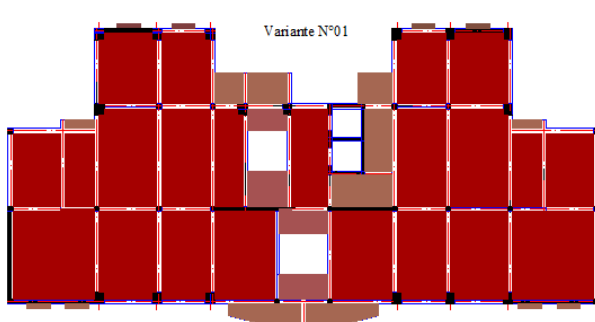
♦ sens transversal Y-Y :

$$T_2 \leq T_y \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \cdot \eta \cdot \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3}$$

$$0,40 \leq T_y \leq 3,0 \text{ s} \Rightarrow D_y = 2,5 \cdot 0,76 \cdot \left(\frac{0,40}{0,97} \right)^{2/3} = 1,05$$

IV.7.3 La disposition des voiles :

Les différentes variantes sont les suivants :



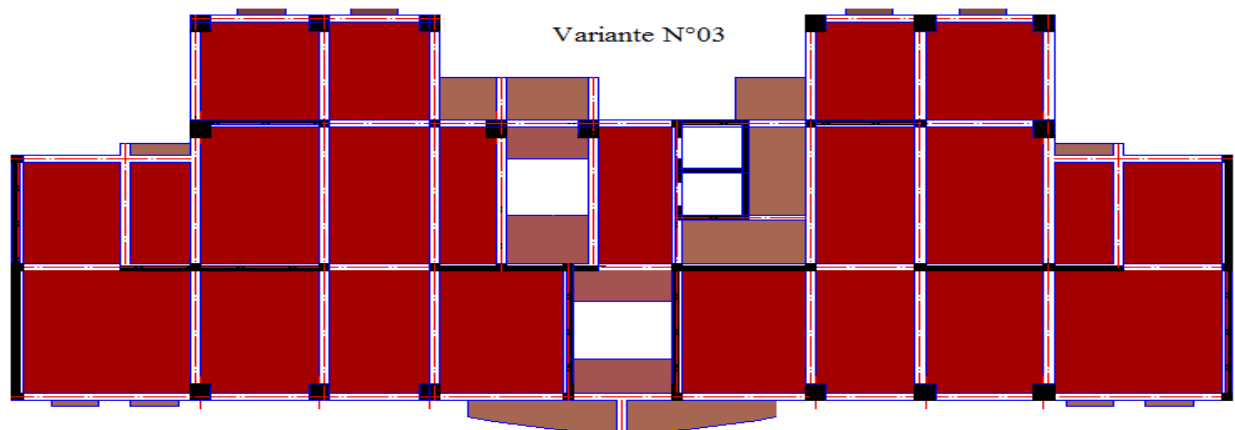


Figure IV.3: disposition des voiles

Variantes	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]	Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]
Variante N°01	1,26	98,7	9,65	0,07	98,7	9,65	0,07
Variante N°02	1,09	67,52	7,24	0,04	67,52	7,24	0,04
Variante N°03	0.83	58.37	6.72	0.02	58.37	6.72	0.02

Tableau IV.2 : Résultats de l'analyse des variantes.

D'après le RPA99v2003 : la valeur de T calculés ne doit pas dépasser 30% de celle estimé à partir des formules empiriques.

Parmi les 3 variantes précédentes on considère la 3^{ème} qui permet d'avoir une faible période

IV.8 Calcul du poids de la structure W :

$$W = \sum_1^n W_i = \sum_i^n W_{Gi} + \beta \sum_i^n W_{Qi} \quad \text{Avec :} \quad W_i = W_{Gi} + \beta \cdot W_{Qi}$$

Avec :

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes .

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation.

B : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5).

D'après RPA99 ; $B = 0,2$

$\sum W_{G_i}$: Résultante des réactions verticales due aux charges permanentes

$\sum W_{Q_i}$: Résultante des réactions verticales due aux charges d'exploitation

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure on a le tableau suivant qui est donné par le logiciel rabout :

Niveaux(m)	$W_{étage}$ (Kg)
RDC	503015,01
1	503015,01
2	503015,01
3	716812,2
4	708086,45
5	708086,45
6	708086,45
7	708086,45
8	588715,11
9	588715,11
10	588715,11
11	488443,19
12	488443,19
13	488443,19
14	488443,19
15	389580,16
16	399495,96
$\sum W_i$	9567197,24Kg

Tableau IV.3: le poids des différents niveaux de la structure

IV.9. Caractéristiques géométriques de la structure :**IV.9.1 Calcul de centre de torsion :**

Pour la détermination du centre de torsion, on utilise les formules suivantes :

$$X_t = \frac{\sum (I_{xi} \cdot X_i)}{I_{xi}}$$

$$Y_t = \frac{\sum (I_{yi} \cdot Y_i)}{I_{yi}}$$

X_t : L'abscisse du centre de torsion.

Y_t : L'ordonnée du centre de torsion.

I_{xi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (ox).

I_{yi} : Moment d'inertie par rapport à l'axe (oy).

x_i : L'abscisse du centre de gravité de l'élément.

y_i : l'ordonnée du centre de gravité de l'élément.

Pour les poteaux :

$$I_{xi} = \frac{bxa^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{axb^3}{12}$$

Pour les voiles:

Les dimensions sont constantes, alors :

$$I_{xi} = \frac{b'xL^3}{12}$$

$$I_{yi} = \frac{Lxb'^3}{12}$$

IV.9.2.1 Calcul de l'excentricité :

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- ◆ Excentricité théorique.
- ◆ Excentricité accidentelle.

IV.9.3. Excentricité théorique :

C'est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, elle est donnée par les formules suivantes :

$$e_{xt} = |X_m - X_t|$$

$$e_{yt} = |Y_m - Y_t|$$

X_m, Y_m : Les coordonnées du centre de masse.

X_t, Y_t : Les coordonnées du centre de torsion.

IV.9.4 Excentricité accidentelle :

D'après le RPA99 version 2003 (formule 4.3.7), On a :

$$e_{acc} = 5\%L \quad \text{Avec :} \quad L_x = 36,00 \text{ m} \Rightarrow e_{acc.x} = 0,05 \times 36,00$$

$$e_{acc.x} = 1,80 \text{ m}$$

$$L_y = 16,15 \text{ m} \Rightarrow e_{acc.y} = 0,05 \times 16,15$$

$$e_{acc.y} = 0,81 \text{ m}$$

➤ **Coordonnées du nœud maître :**

Si On a : $e_{th} < e_{acc} \Rightarrow X_{NM} = X_t + e_{acc}$

IV.9.5 Centre de masse :

Les masses sont considérées comme concentrées au niveau des planchers. Il est donc nécessaire de connaître les centres de masses qui représentent les points d'application des forces sismiques latérales.

Le centre de masses sera déterminé pour chaque niveau, en considérant tous les éléments qui ont une influence sur la stabilité du bâtiment ; planchers, poteaux, poutres, murs. ...etc

Ce centre sera déterminé en utilisant la relation suivante :

$$X_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot X_{Gi})}{W_i}$$

$$Y_{Mi} = \frac{\sum (W_i \cdot Y_{Gi})}{W_i}$$

W_i : Poids propre de l'élément (i) du niveau considéré.

X_{Mi}, Y_{Mi} : coordonnées du centre de masse de l'élément (i) du niveau considéré par rapport au repère choisi.

X_{Gi}, Y_{Gi} : coordonnées du centre de masses du niveau considéré.

IV.9.6 Les différentes caractéristique de la structures :sont obtenus par le logiciel robot bat2009 :

Niveaux	Centre des masses		Centre de torsion		Excentricité théorique		Excentricité accidentelle	
	$X_{m[m]}$	$Y_{m[m]}$	$X_{t[m]}$	$Y_{t[m]}$	$e_{xt[m]}$	$e_{yt[m]}$	$e_{acc.x}$	$e_{acc.y}$
RDC	6,16	17,83	4,18	17,18	1,98	0,65	1,80	0,81
1	6,16	17,83	4,18	17,18	1,98	0,65	1,80	0,81
2	6,16	17,83	4,18	17,18	1,98	0,65	1,80	0,81
3	6,43	17,88	4,18	17,18	2,25	0,7	1,80	0,81
4	6,42	17,88	4,14	17,18	2,28	0,71	1,80	0,81
5	6,42	17,88	4,14	17,18	2,28	0,71	1,80	0,81
6	6,42	17,88	4,14	17,18	2,28	0,71	1,80	0,81
7	6,42	17,88	4,14	17,18	2,28	0,71	1,80	0,81
8	6,29	17,85	4,06	17,12	2,23	0,73	1,80	0,81
9	6,29	17,85	4,06	17,12	2,23	0,73	1,80	0,81
10	6,29	17,85	4,06	17,12	2,23	0,73	1,80	0,81
11	6,13	17,81	4,01	17,08	2,12	0,72	1,80	0,81
12	6,13	17,81	4,01	17,08	2,12	0,72	1,80	0,81
13	6,13	17,81	4,01	17,08	2,12	0,72	1,80	0,81
14	6,13	17,81	4,01	17,08	2,12	0,72	1,80	0,81
15	5,82	17,75	3,97	17,06	1,85	0,69	1,80	0,81
16	5,77	17,70	3,96	17,03	1,81	0,67	1,80	0,81

Tableau IV.4: les différents Caractéristiques géométriques de la structure

IV.10 interprétation des résultats :**IV.10.1 Vérification de la résultante des forces sismiques :**

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée..

$$V_t > 80\% V$$

➤ Calcul La résultante de la force sismique totale :

le poids total de la structure est donné par le logiciel robot bat

$$W = 9567197,24 \text{Kg} = 95671,97 \text{KN}$$

1. la méthode statique équivalente:

La force sismique totale V :

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

♦ sens longitudinal X-X :

$$V_{x.st} = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W \quad \text{Donc :}$$

$$V_{x.st} = \frac{0,12 \times 1,21 \times 1,25}{5} \times 95671,97 = 3472,89 \text{KN}$$

$$80\% \cdot V_{x.st} = 2778,31 \text{KN}$$

♦ sens transversal Y-Y :

$$V_{y.st} = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W$$

$$V_{y.st} = \frac{0,12 \times 1,05 \times 1,25}{5} \times 95671,97 = 3013,67 \text{KN}$$

$$80\% \cdot V_{y.st} = 2410,94 \text{KN}$$

IV.10.2 La résultante des forces sismiques :

Après l'interprétation des résultats du fichier Robot Bat, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$V_{x.dyn} = 4083,61 \text{KN} \quad \text{et} \quad V_{y.dyn} = 4324,12 \text{KN}$$

♦ sens longitudinal X-X :

$$V_{x.dyn} = 4083,61 \text{KN} > 80\% V_{x.st} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

♦ *sens transversal Y-Y* :

$$V_{y,dyn} = 4324,12KN > 80\%V_{y,st} \Rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

IV.10.3 Nombre de modes à considérer :

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.3.4), Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des 2 directions d'excitation doit être tel que :

- ♦ la somme des masses modales effectives soit supérieure à 90% au moins de la masse totale de la structure
- ♦ le nombre minimum de modes à retenir est de 03 dans chaque direction considérée.

Dans notre cas, la condition décrite ci-dessus n'est pas satisfaite pour 3 modes.

Donc le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_k \leq 0,20\text{sec}$$

Avec : N : le nombre de niveaux au-dessus du sol ($N = 17$ niveaux)

T_k : le période du mode .

$$\Rightarrow K \geq 3\sqrt{17} \Rightarrow K \geq 13 \text{ modes}$$

IV.10.4 Pourcentage des masses modales effectives :

Résultats de l'analyse dynamique par ROBOT BAT

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masse modale effective (%)			Somme des Masses modales effectives (%)		
			Masse Modale UX [%]	Masse Modale UY [%]	Masse Modale UZ [%]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
1	1.21	0.83	58.37	6.72	0.02	58.37	6.72	0.02
2	1.28	0.78	7.47	62.92	0.00	65.84	69.64	0.03
3	1.49	0.67	0.45	4.55	0.00	66.29	74.20	0.03
4	3.36	0.30	0.03	14.60	0.00	66.32	88.80	0.03
5	4.11	0.24	20.46	0.01	0.08	86.77	88.81	0.11
6	5.25	0.19	0.10	0.07	0.00	86.87	88.87	0.11
7	6.73	0.15	0.00	3.63	0.00	86.87	92.50	0.11
8	8.01	0.12	4.71	0.00	0.28	91.58	92.50	0.39
9	9.88	0.10	0.10	0.00	59.27	91.68	92.50	59.66
10	10.17	0.10	0.11	0.00	1.27	91.78	92.51	60.93
11	10.47	0.10	0.00	1.94	0.03	91.78	94.45	60.96
12	10.97	0.09	0.94	0.00	5.28	92.73	94.45	66.23
13	11.37	0.09	0.12	0.00	0.18	92.85	94.45	66.41
14	11.77	0.08	0.46	0.00	0.00	93.31	94.45	66.42
15	11.97	0.08	0.00	0.00	0.15	93.31	94.45	66.56
16	12.72	0.08	0.00	0.00	2.28	93.31	94.45	68.84
17	12.93	0.08	0.16	0.00	6.22	93.47	94.45	75.06
18	13.05	0.08	0.11	0.00	1.90	93.58	94.46	76.95
19	13.22	0.08	0.16	0.03	0.20	93.73	94.48	77.16
20	13.49	0.07	0.36	0.00	0.66	94.10	94.49	77.81

Tableau IV.5: Période et facteur de participation massique

IV.11 Vérification de la période :

D'après le RPA 99 V2003 (article A.4.2.4.4), La valeur de (T) calculée à partir de la méthode numérique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%

On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de :

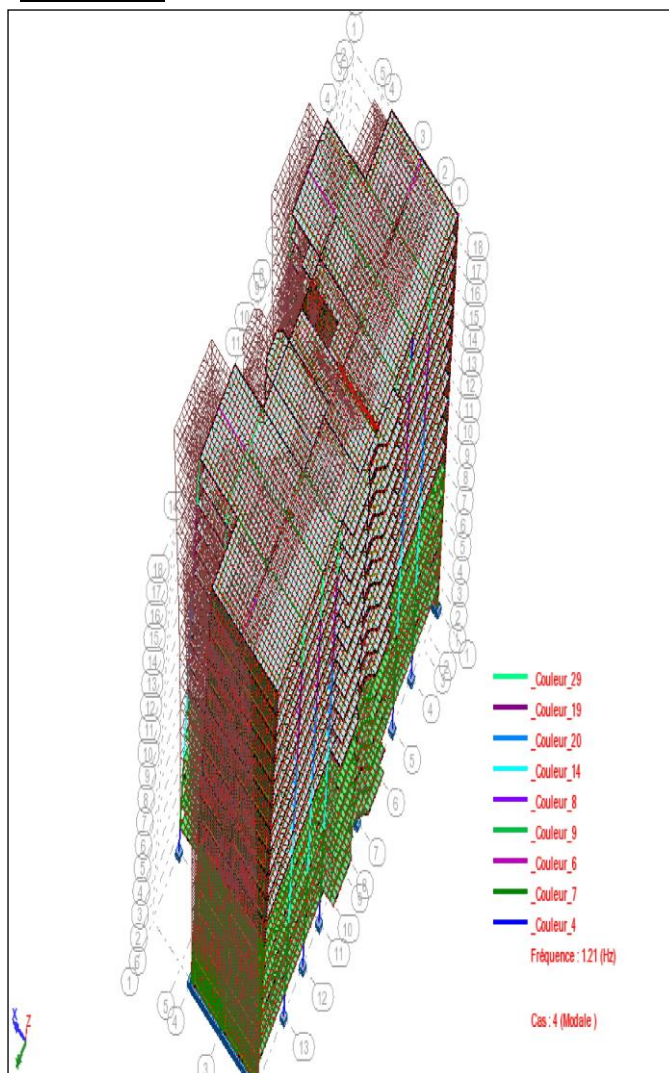
$T = 0.83 \text{ sec}$

Cette période est jugée acceptable comparée à celle formulé par le RPA99/2003 qui est : $T + 30\% T$

$T_{dyn} = 0,83 \text{ s} < 1.30 \times T = 1.3 \times 0.79 = 1,027 \text{ s} \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$

- ◆ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation
- ◆ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- ◆ Les dix sept modes sont suffisants pour que la masse modale dépasse les 90%

Modes : 1



Modes : 1.1

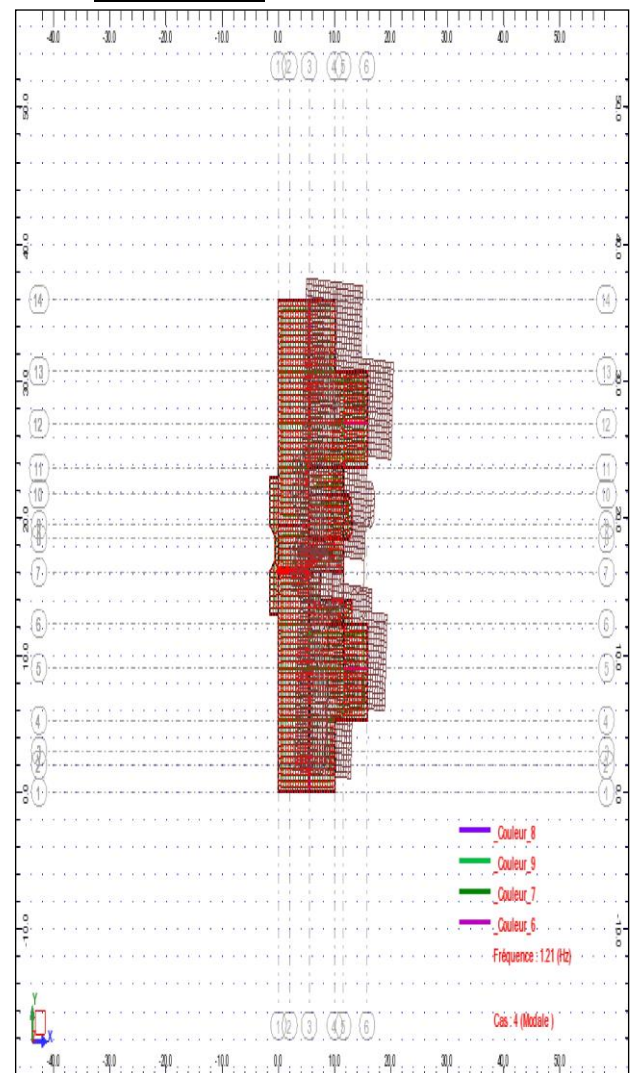


Figure IV .4 : Translation selon X (mode 1)

Modes : 2

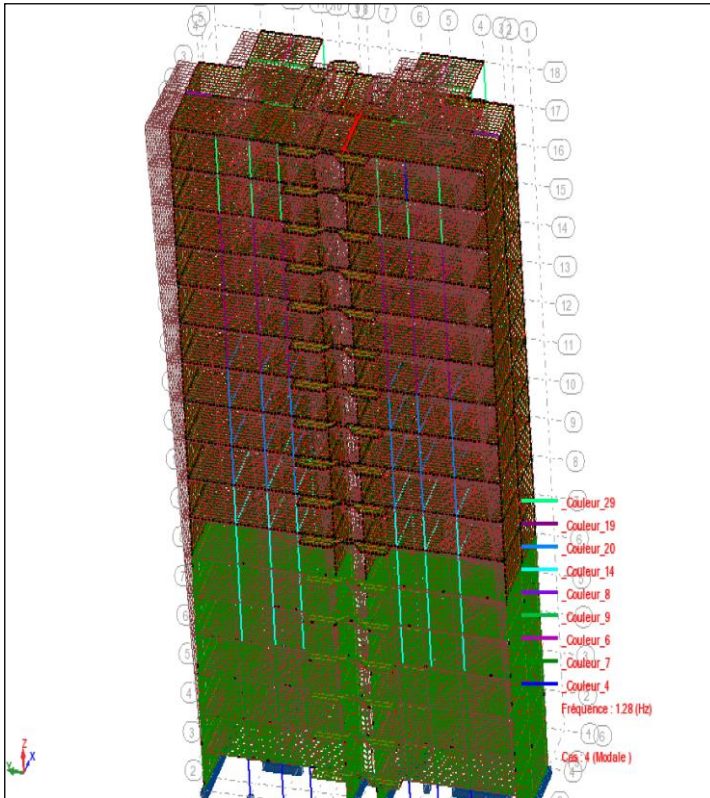
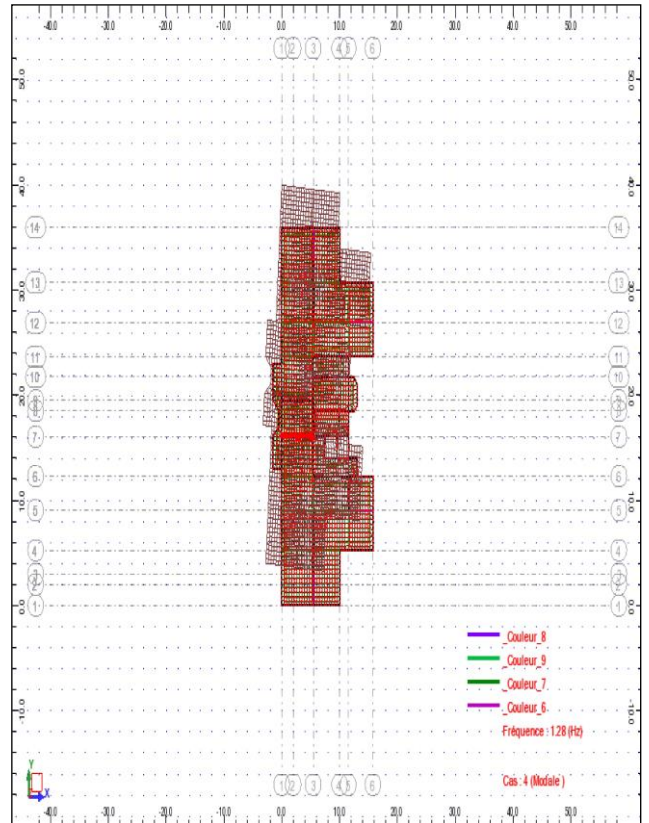


Figure IV.5 : Translation selon Y (mode2)

Modes : 2.1



Modes : 3

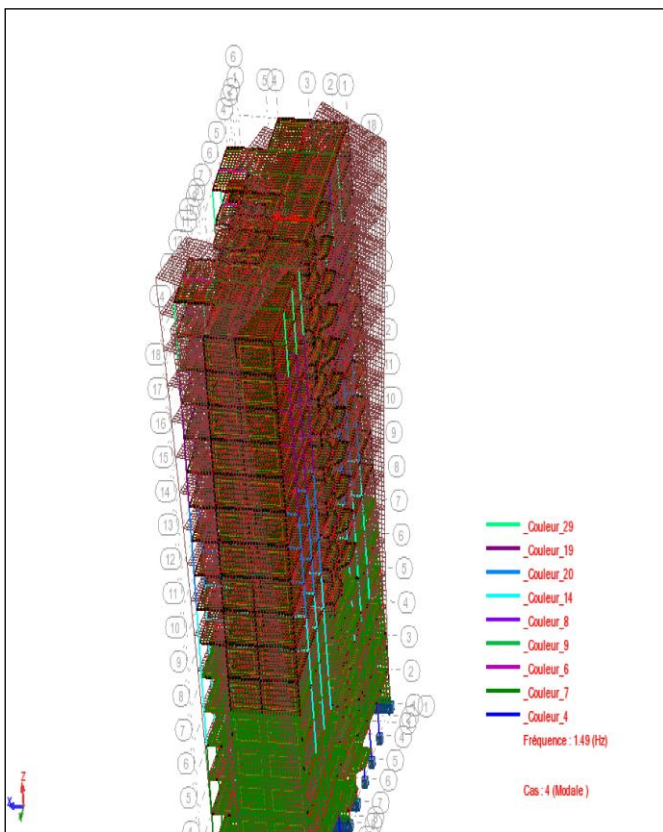
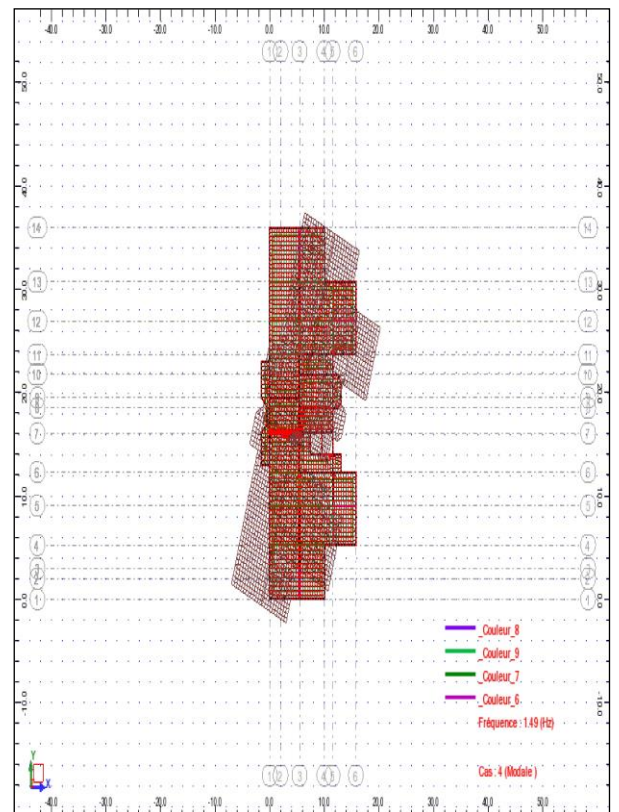


Figure IV.6 : Rotation selon Z (mode 3)

Modes : 3.1



IV.12 Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA99/version2003, consiste en la vérification des déplacements inter-étage, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

1-la stabilité structurelle.

2-l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux.

3-le confort humain durant et après les effets du séisme.

♦ le déplacement horizontal :

D'après le RPA 99 V2003 (article A. 4.4.3), le déplacement horizontal de chaque niveau (K) de la structure est calculé δ_K comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK}$$

Avec :

δ_k : Déplacement horizontal au niveau k ;

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques F_i obtenu par Robot Bat ;

R : Coefficient de comportement de la structure.

♦ Le déplacement horizontal relatif au niveau (K) par rapport au niveau (K-1) : est égal :

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

♦ Déplacement relatif admissible (toléré) :

En effet, selon l'article 5-10 du **RPA99**, l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_k \leq \bar{\Delta}$

$$\bar{\Delta} = 1\% h_e$$

h_e : Hauteur d'étage

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison des charges suivantes :

$$G + Q + E$$

$$\Delta K = \delta_K - \delta_{(K-1)}$$

La vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant :

Niveau	δ_k		$\delta_k(\text{cm})$		$\Delta_k(\text{cm})$		$\bar{\Delta} = 1\%h_e$ (cm)	Observation
	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y	Sens x	Sens y		
RDC	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	35,10	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
1	0,10	0,00	0,50	0,00	0,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
2	0,20	0,00	1,00	0,00	0,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
3	0,30	0,00	1,50	0,00	0,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
4	0,30	0,10	1,50	0,50	0,00	0,50	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
5	0,50	0,10	2,50	0,50	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
6	0,60	0,10	3,00	0,50	0,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
7	0,70	0,10	3,50	0,50	0,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
8	0,80	0,10	4,00	0,50	0,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
9	1,00	0,10	5,00	0,50	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
10	1,10	0,20	5,50	1,00	0,50	0,50	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
11	1,30	0,20	6,50	1,00	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
12	1,50	0,20	7,50	1,00	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
13	1,60	0,20	8,00	1,00	0,50	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
14	1,80	0,30	9,00	1,50	1,00	0,50	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
15	2,00	0,30	10,00	1,50	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$
16	2,20	0,30	11,00	1,50	1,00	0,00	30,60	$\Delta_k \leq \bar{\Delta} \dots CV$

Tableau IV.6: vérification des déplacements suivant le sens X et Y

« R.P.A.99 /version 2003 » et qui est de l'ordre de 1% de la hauteur d'étage \Rightarrow Condition Vérifier.

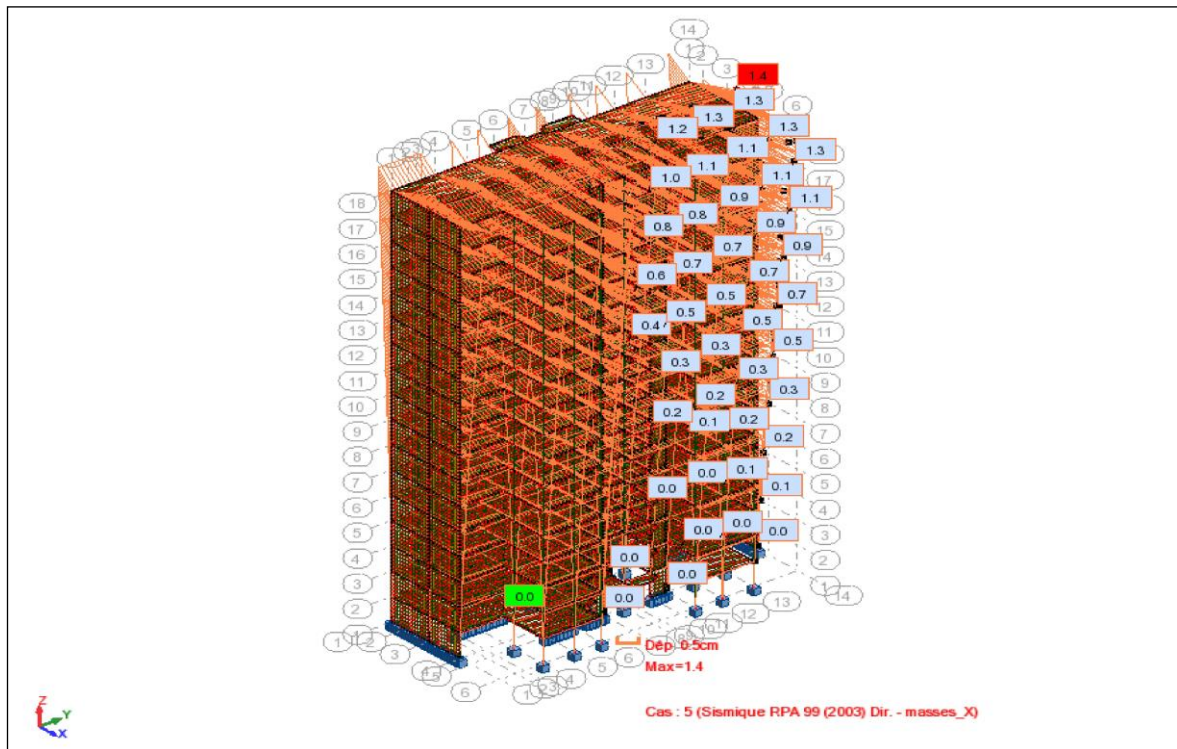


Figure IV.7: les valeurs de déformation

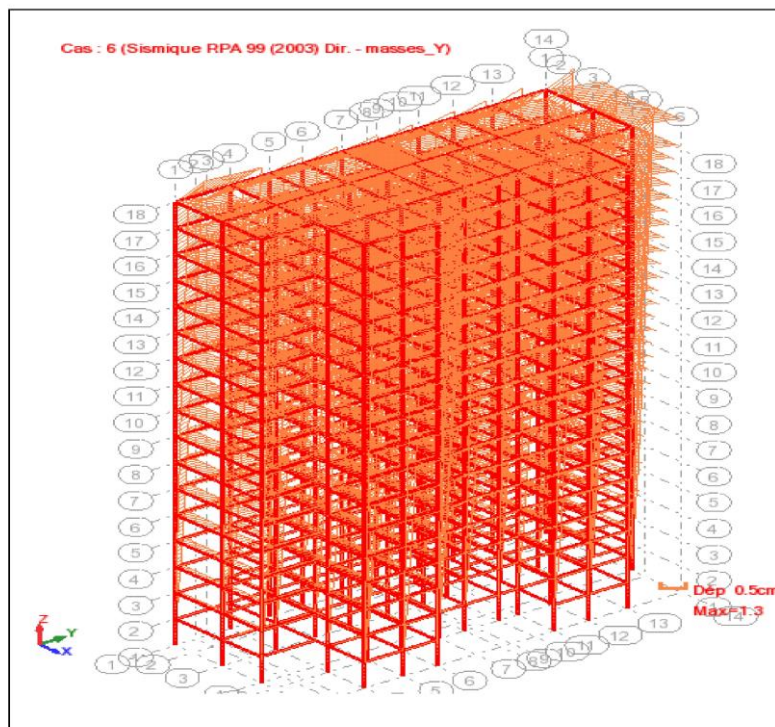


Figure IV.8 : schéma de déformation de la structure

IV.13 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

D'après le RPA 99 V2003 (article A. 4.2.5), La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes

➤ Calcul V:

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{Avec : } \begin{cases} F_t = 0,07 T.V & \text{Si : } T > 0,7S \\ F_t = 0 & \text{Si : } T \leq 0,7S \end{cases}$$

T : la période fondamentale de la structure en secondes

Dans notre cas On a : $T = 0,79S > 0,70S$

$$F_t = 0,07 T.V = 0,07 \times 0,79V = 0,0553 V$$

La force sismique équivalente qui se développe au niveau i est donnée par l'expression:

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : force horizontale au niveau i ,

W_i : Poids propre de l'étage i ;

h_i : Hauteur de l'étage ;

V : Force sismique totale.

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

$$F_i = \frac{(V - F_t)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{(V - 0,055V)W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$F_i = \frac{0,945V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

$$\begin{cases} V_{x.dyn} = 4083,61KN \\ V_{y.dyn} = 4324,12KN \end{cases}$$

RDC :

$$F_{i,x} = \frac{0,945V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{0,945 \times 4083,61 \times 17655,83}{2532597,58} = 26,90KN$$

RDC :

$$F_{i,x} = \frac{0,945V.W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j} = \frac{0,945 \times 4324,12 \times 17655,83}{2532597,58} = 26,90KN$$

Les résultats sont présentés dans le tableau

Niveau	W_i (KN)	h_i	$W_i \times h_i$	F_{ix} (KN)	F_{iy} (KN)
16	3 994,96	52,47	209 615,53	319,40	338,21
15	3 895,80	49,41	192 491,56	293,31	310,58
14	4 884,43	46,35	226 393,42	344,96	365,28
13	4 884,43	43,29	211 447,06	322,19	341,17
12	4 884,43	40,23	196 500,70	299,42	317,05
11	4 884,43	37,17	181 554,33	276,64	292,93
10	5 887,15	34,11	200 810,72	305,98	324,00
9	5 887,15	31,05	182 796,04	278,53	294,94
8	5 887,15	27,99	164 781,36	251,08	265,87
7	7 080,86	24,93	176 525,95	268,98	284,82
6	7 080,86	21,87	154 858,51	235,96	249,86
5	7 080,86	18,81	133 191,06	202,95	214,90
4	7 080,86	15,75	111 523,62	169,93	179,94
3	7 168,12	12,69	90 963,47	138,60	146,77
2	5 030,15	9,63	48 440,35	73,81	78,16
1	5 030,15	6,57	33 048,09	50,36	53,32
RDC	5 030,15	3,51	17 655,83	26,90	28,49
$\sum W_i$	95 671,97		2 532 597,58		

Tableau IV.7: résultat des forces sismiques

IV.14. Distribution horizontale des forces sismiques

D'après le RPA 99 V2003 (article 4.2.6), L'effort tranchant au niveau de l'étage k est

$$\text{donné par la formule : } V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure,

V_k : L'effort tranchant au niveau de l'étage k

V : Force sismique totale.

ON a :

$$F_t = 0,055V$$

$$V_k = 0,055V + \sum_{i=k}^n F_i$$

$$V_{kX} = 0,055V_x + \sum_{i=k}^n F_{i,x}$$

$$V_{kX} = 0,055 \times 4083,61 + \sum_{i=k}^n F_{i,x} = 224,60 + \sum_{i=k}^n F_{i,x}$$

$$V_{ky} = 0,055V_y + \sum_{i=k}^n F_{i,y}$$

$$V_{ky} = 0,055 \times 4324,12 + \sum_{i=k}^n F_{i,y} = 237,83 + \sum_{i=k}^n F_{i,y}$$

Exemple de calcul –étage N°14 :

$$V_{kX} = 224,60 + \sum_{i=14}^{16} F_{i,x} = 224,60 + F_{14,x} + F_{15,x} + F_{16,x}$$

$$V_{kX} = 224,60 + 319,40 + 293,31 + 344,96$$

$$V_{kX} = 1182,27 \text{ KN}$$

$$V_{ky} = 0,055 \times 4324,12 + \sum_{i=14}^{16} F_{i,y} = 237,83 + F_{14,y} + F_{15,y} + F_{16,y}$$

$$V_{ky} = 237,83 + 338,21 + 310,58 + 365,28$$

$$V_{ky} = 1251,90 \text{ KN}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	h_i	F_{ix} (KN)	$F_{i,y}$ (KN)	$V_{.kx}$ (KN)	$V_{.ky}$ (KN)
16	52,47	319,40	338,21	544,00	576,04
15	49,41	293,31	310,58	837,30	886,62
14	46,35	344,96	365,28	1 182,27	1 251,90
13	43,29	322,19	341,17	1 504,46	1 593,06
12	40,23	299,42	317,05	1 803,87	1 910,11
11	37,17	276,64	292,93	2 080,51	2 203,05
10	34,11	305,98	324,00	2 386,50	2 527,05
9	31,05	278,53	294,94	2 665,03	2 821,99
8	27,99	251,08	265,87	2 916,11	3 087,86
7	24,93	268,98	284,82	3 185,09	3 372,68
6	21,87	235,96	249,86	3 421,06	3 622,54
5	18,81	202,95	214,90	3 624,00	3 837,44
4	15,75	169,93	179,94	3 793,94	4 017,39
3	12,69	138,60	146,77	3 932,54	4 164,15
2	9,63	73,81	78,16	4 006,35	4 242,31
1	6,57	50,36	53,32	4 056,71	4 295,63
RDC	3,51	26,90	28,49	4 083,61	4 324,12

Tableau IV.8: les efforts tranchants résultants

IV.15. Justification de la stabilité au renversement

La vérification au renversement est nécessaire pour justifier la stabilité d'un Ouvrage sollicité par des efforts d'origine sismique.

Il faut vérifier que :

$$\frac{\text{Moment résistant}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$$

Moment résistant :

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L}{2}$$

Sens x-x:

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{résist.x} = 95\,671,97 \times \frac{16,15}{2} = 772\,551,16 \text{ KN.m}$$

Sens y-y:

$$M_{résist.x} = W_T \frac{L_x}{2}$$

$$M_{résist.x} = 95\,671,97 \times \frac{36,00}{2} = 1\,722\,095,46 \text{ KN.m}$$

Moment de renversement :

$$M_{renv} = \sum F_i \cdot h_i$$

Sens x-x:

$$\begin{aligned} M_{renv.x} = \sum F_{ix} \cdot h_i &= 319,4 \times 52,47 + 293,31 \times 49,41 + 344,96 \times 46,35 \\ &+ 322,19 \times 43,29 + 299,42 \times 40,23 + 276,64 \times 37,17 \\ &+ 305,98 \times 34,11 + 278,53 \times 31,05 + 251,08 \times 27,99 \\ &+ 268,98 \times 24,93 + 235,96 \times 21,87 + 202,95 \times 18,81 \\ &+ 169,93 \times 15,75 + 138,6 \times 12,69 + 73,81 \times 9,63 + \\ &50,36 \times 6,57 = 130\,884,22 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = \frac{772\,551,16}{130\,884,22} = 5,90 > 1,5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

Sens y-y:

$$\begin{aligned} M_{renv.y} = \sum F_{iy} \cdot h_i &= 338,21 \times 52,47 + 310,58 \times 49,41 + 365,28 \times 46,35 \\ &+ 341,17 \times 43,29 + 317,05 \times 40,23 + 292,93 \times 37,17 \\ &+ 324 \times 34,11 + 294,94 \times 31,05 + 265,87 \times 27,99 + \\ &284,82 \times 24,93 + 249,86 \times 21,87 + 214,9 \times 18,81 + \\ &179,94 \times 15,75 + 146,77 \times 12,69 + 78,16 \times 9,63 + \\ &53,32 \times 6,57 + 28,49 \times 3,51 = 138\,592,80 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$\frac{M_{résist}}{M_{renv}} = \frac{1\,722\,095,46}{138\,592,80} = 12,43 > 1,5 \dots \dots \dots \text{CV}$$

⇒ la stabilité de la structure au renversement est vérifiée.

IV.16 Justification de l'interaction portiques – voiles :

Pour un système de contreventement en voiles, les voiles doivent reprendre en plus de la charge sismique horizontale, plus de 20 % de la charge verticale. Cette vérification est Résumée dans le tableau suivant. :

Niveau	Effort vertical repris [kN]	Effort vertical repris [kN]		% d'effort vertical repris [kN]		% d'effort vertical repris par les voiles >20%
	F [kN]	Les poteaux	les voiles	Les poteaux	les voiles	
RDC	3918,62	943,5	2975,11	24	76	C.V
1	3669,94	965,07	2704,86	26	74	C.V
2	3558,44	1071,08	2487,37	30	70	C.V
3	4217,85	1027,85	3190	24	76	C.V
4	4117,68	2409,05	1708,63	59	41	C.V
5	2468,36	1614,23	854,14	65	35	C.V
6	3511,54	2069,63	1441,91	59	41	C.V
7	3303,37	2009,19	1294,18	61	39	C.V
8	3201,55	2434,22	767,33	76	24	C.V
9	2115,18	1105,68	1009,5	52	48	C.V
10	1795,47	1121,74	673,73	62	38	C.V
11	2339,96	1286,99	1052,97	55	45	C.V
12	2034,03	791,58	1242,45	39	61	C.V
13	1682,82	319,91	1362,91	19	81	C.V
14	1510,79	758,71	752,08	50	50	C.V
15	1870,45	1029,93	840,52	55	45	C.V
16	1011,13	160,61	850,52	16	84	C.V
Effort vertical total à la base [kN]	46327,18	21118,97	25208,21	46	54	C.V
Effort tranchant total à la base max[kN]	4 324,12	212,71	4 111,41	5%	95%	>90%...C.V

Tableau IV.9. Vérification La participation des éléments résistants au contreventement.

IV.17 Vérification vis-à-vis de l'effet P-Δ :

D'après le RPA 99 V2003 (article A. 5.9), Les effets du 2^o ordre (ou effet P-Δ) peut être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges exploitation associées au dessus du niveau

"k"
$$P_k = \sum (W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k "

$$V_k = F_i + \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1

h_k : Hauteur de l'étage k

Si : $0.10 < \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du

1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée

Niveau	P_k (KN)	Δ_k (m)		$V_{.kx}$ (KN)	$V_{.ky}$ (KN)	h_k (m)	θ		Observation
		Sens x	Sens y				Sens x	Sens y	
16	3 994,96	0,01	0,00	544,00	576,04	3,06	0,0240	0,0000	$\leq 0,10$
15	3 895,80	0,01	0,00	837,30	886,62	3,06	0,0240	0,0000	$\leq 0,10$
14	4 884,43	0,01	0,05	1 182,27	1 251,90	3,06	0,0152	0,0072	$\leq 0,10$
13	4 884,43	0,005	0,00	1 504,46	1 593,06	3,06	0,0675	0,0000	$\leq 0,10$
12	4 884,43	0,01	0,00	1 803,87	1 910,11	3,06	0,0106	0,0000	$\leq 0,10$
11	4 884,43	0,01	0,00	2 080,51	2 203,05	3,06	0,0088	0,0000	$\leq 0,10$
10	5 887,15	0,005	0,005	2 386,50	2 527,05	3,06	0,0038	0,0036	$\leq 0,10$
9	5 887,15	0,01	0,00	2 665,03	2 821,99	3,06	0,0081	0,0000	$\leq 0,10$
8	5 887,15	0,005	0,00	2 916,11	3 087,86	3,06	0,0036	0,0000	$\leq 0,10$
7	7 080,86	0,005	0,00	3 185,09	3 372,68	3,06	0,0033	0,0000	$\leq 0,10$
6	7 080,86	0,005	0,00	3 421,06	3 622,54	3,06	0,0036	0,0000	$\leq 0,10$
5	7 080,86	0,01	0,00	3 624,00	3 837,44	3,06	0,0068	0,0000	$\leq 0,10$
4	7 080,86	0,00	0,005	3 793,94	4 017,39	3,06	0,0000	0,0030	$\leq 0,10$
3	7 168,12	0,005	0,00	3 932,54	4 164,15	3,06	0,0030	0,0000	$\leq 0,10$
2	5 030,15	0,005	0,00	4 006,35	4 242,31	3,06	0,0030	0,0000	$\leq 0,10$
1	5 030,15	0,005	0,00	4 056,71	4 295,63	3,06	0,0021	0,0000	$\leq 0,10$
RDC	5 030,15	0,00	0,00	4 083,61	4 324,12	3,51	0,0000	0,0000	$\leq 0,10$

Tableau IV.10: Vérification de l'effort p- Δ

On remarque que $\theta < 0,1$ pour tous les niveaux, on peut conclure donc que l'effet P- Δ peut être négligé pour les deux directions.

Chapitre V

Chapitre V : Etude des éléments de Contreventements

V-1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales. Les différentes sollicitations qui seront considérées ultérieurement ont été obtenues lors de l'analyse statique et dynamique de la structure retenue par du logiciel Robot bat 2010

- ◆ Les poteaux seront dimensionnés en flexion composée.
- ◆ Les poutres seront dimensionnées en flexion simple.
- ◆ Les voiles.

Notre structure étant couverte et non soumise à un milieu agressif à l'acier, le calcul se fera dans un cas de fissuration jugée peu préjudiciable.

V-2. Les poteaux :

V-2.1 Combinaison des charges :

- ◆ **Les combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :**

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ G + Q \pm 1,2 E... \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Charges d'exploitation non pondérées.

E : Action du séisme représentée par des composantes horizontales

- ◆ **Les combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 :**

E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

E.L.S : $G + Q$

V-2.2 Vérification de l'effort normal :

L'article (7.4.3.1) du R.P.A99/version 2003 outre les vérifications prescrites par le C.B.A 93 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,30$$

N_d : l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton.

B_c : section brute.

F_{c28} : la résistance caractéristique du béton.

La Vérification des poteaux sous sollicitations normales pour une combinaison sismique (G+Q+1.2 Ex) est représenté dans le tableau suivant :

Tableau (V.1) : Vérification des poteaux sous sollicitation normales

<i>poteaux</i>	N_d (KN)	B_c (cm ²)	F_{c28} (Mpa)	$B_c \cdot f_{c28}$	v	<i>Observation</i>
30x30	456,04	900	25	22500	0,203	$\leq 0,30$
40x55	931,09	2200	25	55000	0,169	$\leq 0,30$
50x65	1642,49	3250	25	81250	0,202	$\leq 0,30$
60x75	2731,34	4500	25	112500	0,243	$\leq 0,30$
60x80	3598,97	4800	25	120000	0,299	$\leq 0,30$

V-2.3.Vérification spécifique sous sollicitations tangentés :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique Doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : La contrainte de cisaillement de calcul sous combinaison sismique

$$\tau_u = \frac{T}{b \cdot d}$$

Avec :

T : effort tranchant

b : largeur de la section du poteau.

d : hauteur utile de la section du poteau.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

Cette contrainte limite doit respecter les valeurs données par le **BAEL91** et le **RPA99**.

d'après RPA99V2003 L'article 7.4.3.2

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot \alpha f_{c28}$$

Avec :

$$Si \begin{cases} \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_d = 0,075 \\ \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_d = 0,04 \end{cases}$$

λ_g : est l'élanement géométrique du poteau

d'après RPA99V2003 L'article 7.4.2.2

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$: la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

$$RDC : L_f = 0,7 \times 3,51 = 2,457 \text{ m}$$

$$Etage : L_f = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m}$$

d'après le BAEL91 : $\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$ en fissuration peu nuisible.

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33; 5 \text{ MPa})$$

$$\bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

nivea ux	Section cm ²	T _{max} (KN)	τ _u (MPa)	λ _{gx}	λ _{gy}	ρ _{dx}	ρ _{dy}	τ̄ _{ux} (MPa) RPA	τ̄ _{uy} (MPa) RPA	τ̄ _{ux} (MPa) BAEL	Obser vation
étage	30x30	155,99	1,73	7,14	7,14	0,075	0,075	1,875	1,875	3,33	CV
	40x55	213,97	0,9723	3,89	5,36	0,04	0,075	1,00	1,875	3,33	CV
	50x65	210,48	0,648	3,30	4,28	0,04	0,04	1,00	1,00	3,33	CV
	60x75	228,25	0,507	2,86	3,57	0,04	0,04	1,00	1,00	3,33	CV
	60x80	258,70	0,539	2,68	3,57	0,04	0,04	1,00	1,00	3,33	CV
RDC	60x80	212,71	0,443	3,07	4,10	0,04	0,04	1,00	1,00	3,33	CV

Tableau V.2: Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

V-2.4.1 Ferrailage de poteaux:

Ce sont des éléments porteurs verticaux, leurs rôles sont de transmettre les charges aux Fondations. Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal. « N »
- Effort tranchant. « T »
- Moment fléchissant. « M » dans les deux sens

Donc ils sont sollicités à la flexion composée. Aussi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- ◆ Section partiellement comprimée.
- ◆ Section entièrement tendue.
- ◆ Section entièrement comprimée

Les armatures sont déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

- ◆ Effort Normal Maximum : N_{max}

$$N_{max} \rightarrow M_{\text{correspondant}} : (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$$

- ◆ Moment Maximum : M_{max}

$$M_{Z_{max}} \rightarrow N_{corr}$$

$$M_{Y_{max}} \rightarrow N_{corr}$$

- ◆ Effort Normal Minimum : N_{min}

$$N_{min} \rightarrow M_{\text{correspondant}} : (M_{Z_{corr}}; M_{Y_{corr}})$$

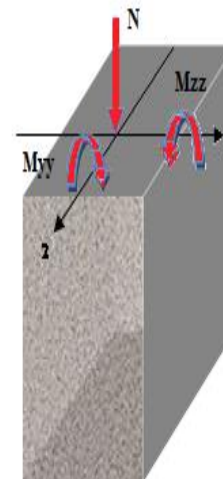


Figure V.1: Sollicitations sur les poteaux

V-2.4.2 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation durable :

$$\gamma_b = 1,50$$

$$\gamma_s = 1,15$$

$$f_{c28} = 25\text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 14,17\text{MPA}$$

$$f_e = 400\text{MPA}$$

$$\sigma_s = 348\text{MPA}$$

$$f_{t28} = 2,1\text{MPA}$$

Situation accidentelles :

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\gamma_s = 1,00$$

$$f_{c28} = 25\text{MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 18,50\text{MPA}$$

$$f_e = 400\text{MPA}$$

$$\sigma_s = 400\text{MPA}$$

V-2.5 Les résultats des sollicitations données par logiciel Robot bat 2009:

Pour la conception de nos poteaux, nous avons cinq types de poteaux à ferrailer :

Type 01 : 30x30

Type 02 : 40x55

Type 03 : 50x65

Type 04 : 60x75

Type 05 : 60x80

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens longitudinal et transversal.

Les différents efforts internes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section Cm^2	1 ^{er} cas			2 ^{eme} cas			3 ^{eme} cas		
	1,35G +1,5 Q		G + Q	G + Q ±1,2 E		G + Q	0,8 G ±E		G + Q
	N_{max} (KN)	M_{max}^{corr} (KN.m)	$M_{ser.max}^{corr}$ (KN.m)	N^{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	$M_{ser.max}^{corr}$ (KN.m)	N^{corr} (KN)	M_{max} (KN.m)	$M_{ser.max}^{corr}$ (KN.m)
30x30	596,63	97,63	58,15	425,53	97,27	58,15	0,19	5,20	7,47
40x55	1079,63	14,01	9,9	26,15	193,34	30,58	0,10	58,66	59,54
50x65	1288,60	57,10	41,64	18,91	316,60	39,91	0,12	23,61	60,89
60x75	2824,16	170,75	126,03	21,45	433,22	53,13	1,67	113,33	10,26
60x80	4477,87	116,80	85,55	165,73	247,86	102,55	26,09	10,43	11,40

Tableau V.3 : Sollicitations des poteaux sous différents combinaisons

V-2.6.1 Calcul les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.4.2)

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets
- Leur pourcentage minimale sera de : $A_s \geq A_{min} = 0.7 \% b.h \dots\dots\dots$ (zone I).
- Leur pourcentage maximal : $A_s \leq A_{max} = 3\% b.h \dots\dots\dots$ en zone courante

$A_s \leq A_{max} = 6\% b.h \dots\dots\dots$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimale en zone I est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,7\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 3\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,7\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

- Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.
- La longueur minimale de recouvrement : $L_{\text{recouv}} = 40 \Phi_L \dots\dots\dots (\text{zone I})$
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25CM. $C \leq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{zone I})$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$\left\{ \begin{array}{l} h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60m \right) \\ \text{et } l' = 2h \end{array} \right.$$

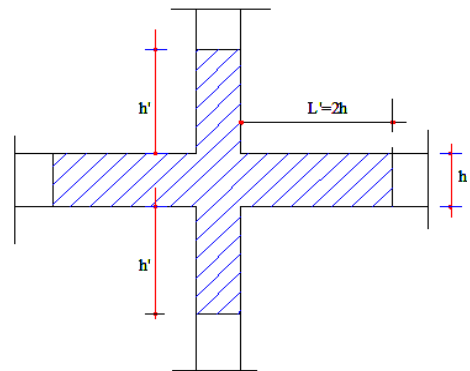


Figure V.2: zone nodales

Calcul du ferrailage longitudinal :

V-2.6.2 Calcul de ferrailage des poteaux

On va prendre un seul type de poteau et on le calcule en flexion composée et les autres sont calculés à l'aide du logiciel Robot bat 2010 et on compare avec le minimum du RPA99 (A_{\min}).

Soit le poteau:

$b = 60 \text{ cm}$

$h = 80 \text{ cm}$

$d = 0,9h = 72 \text{ cm}$

$c = 0,1 \cdot h = 8 \text{ cm}$

Ferrailage longitudinal

1^{er} cas: 1,35G+1,5Q

$N_{\max} = 4477,87 \text{ KN}; M_{\text{corr}} = 116,80 \text{ KN.m}; M_{\text{ser}} = 85,55 \text{ KN.m}$

2^{eme} cas: G + Q ± 1,2 E

$M_{\max} = 247,86 \text{ KN.m}; N_{\text{corr}} = 165,73 \text{ KN.m}; M_{\text{ser}} = 102,55 \text{ KN.m}$

3^{eme} cas: **0.8G+E**

$N_{min} = 26,09 \text{ KN}$; $M_{corr} = 10,43 \text{ KN.m}$; $M_{ser} = 11,40 \text{ KN.m}$

V-2.7 Etat Limite De Stabilité De Forme :

Les sections soumises à un effort normal de compression doivent être justifiées vis à vis de l'état limite de stabilité de forme conformément à l'article A.4.4 du **BAEL91** en adoptant un excentricité totale de calcul : $e = e_1 + e_a + e_2$.

Avec :

e_1 : excentricité du premier ordre.

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

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

e_2 : excentricité due aux efforts du second ordre, liée à la déformation de structure.

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\phi)$$

Avec :

L : longueur du poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau.

h : hauteur totale de la section du poteau dans la direction du flambement.

α : Rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{Où} \quad \alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}} \right)$$

Le coefficient α est compris entre 0 et 1.

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée, ce rapport est généralement pris égale à 2

Les sollicitations de calcul deviennent ainsi : N_u inchangé , $M_u = N_u (e_1 + e_a + e_2)$.

V-2.8 E.L.U: 1^{er} cas:

$$\left\{ \begin{array}{l} Nu = 4477,87 \text{ KN} \\ Mu = 116,80 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'excentricité :

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{116,80}{4477,87} = 0,026m$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2cm, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2cm, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2cm, 1,224) = 0,02m$$

$$\alpha = 10\left(1 - \frac{M_u}{1,5M_{ser}}\right) = 10\left(1 - \frac{116,80}{1,5 \times 85,55}\right)$$

$$\alpha = 0,90 \quad ; \varphi = 2$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h}(2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,80}(2 + 0,90 \times 2)$$

$$e_2 = 0,0653$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,1114m$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{4477,87 \times 10^3}{800 \times 600 \times 14,17} = 0,66$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,66}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,66})} = 0,126$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,126 \times 0,80 = 0,1008$$

$$e = 0,1114m > e_{Nc} = 0,1008 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul le moment de Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2}\right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2}\right)$$

$$M_{uf} = 4477,87 \left(0,1114 + 0,72 - \frac{0,80}{2} \right) = 1931,75 \text{ KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcule le moment réduite ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,15(20)10^4} = 1,739 \text{ ‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,668$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,391$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0,391$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l = 0,391$ la section est doublement armée, donc il faut calculé A_S et A_S'

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{1931,75 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,60 \times 0,72^2} = 0,438$$

$\mu > \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés $A'u \neq 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,810$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,676$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif

$M_{u\text{fictif}}$ et on obtient A_S et A_S' tel que:

Pour HA fe E400 :

$$\begin{cases} A'_{s.\text{fictif}} = \frac{M_{uf} - 0,391 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348(d - d')} \\ A_{s.\text{fictif}} = A'_s + \frac{b \cdot d \cdot f_{bc}}{651} \end{cases}$$

La 1^{ere} section fictive:

$$A'_{s.\text{fictif}} = \frac{M_{uf} - 0,391 \cdot b \cdot d^2 \cdot f_{bc}}{348(d - d')} = \frac{1931,75 \times 10^3 - 0,391 \times 60 \times 72^2 \times 14,17}{348(72 - 8)} = 9,36 \text{ cm}^2$$

La 2^{eme} section fictive:

$$A_{s.fictif} = A'_s + \frac{b.d.f_{bc}}{651} = 9,36 + \frac{60 \times 72 \times 14,17}{651} = 103,39 \text{ cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s.fictif}$$

$$A'_s = A'_{s.fictif} = 9,36 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s.fictif} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 103,39 - \frac{4477,87 \times 10^3}{100 \times 348} = -25,28 < 0$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

la règle du millième :

$$A'_{s.min} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s.min} = 4 \times [(0,80 + 0,6) \times 4] = 22,4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{60 \times 80}{1000}; 0,23 \times 60 \times 72 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \{ 4,80 \text{ cm}^2; 5,22 \text{ m}^2 \}$$

$$A_{s.min} \geq 5,22 \text{ cm}^2$$

Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Armatures maximales :

en zone courante :

$$A_s \leq A_{min} = 3 \% b \cdot h$$

$$A_{min} = 0,03 \times 80 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{max} = 6 \% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,06 \times 80 \times 60 = 288 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 60 \cdot 80 = 33,60 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 33,60 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } A_s = 38,32 \text{ cm}^2 = 16T16 + 4T14$$

La longueur minimale de recouvrement :

2^{eme} cas: E.L.A: G + Q ± 1,2 E

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{\max} = 247,86 \text{ KN.m} \\ N_{\text{corr}} = 165,73 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ser}} = 102,55 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'excentricité :

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{247,86}{165,73} = 1,50 \text{ m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,224) = 0,02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{\text{ser}}}\right) = 10 \left(1 - \frac{247,86}{1,5 \times 102,55}\right)$$

$$\alpha = -6,1131 \quad ; \varphi = 2$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,80} (2 - 6,1131 \times 2)$$

$$e_2 = -0,1759$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 1,3396 \text{ m}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{165,73 \times 10^3}{800 \times 600 \times 18,48} = 0,019$$

$$\text{Donc: } \Psi_1 \leq 0,81$$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,019}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,019})} = 0,1661$$

$$e_{N_c} = \zeta \times h = 0,166 \times 0,80 = 0,1329$$

$$e = 1,3396m > e_{N_c} = 0,1329 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée}$$

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul le moment de Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{u_f} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{u_f} = 165,73 \left(1,3396 + 0,72 - \frac{0,80}{2} \right) = 275,05 \text{ KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif $M_{uFictif}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcule le moment réduite ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,00(20)10^4} = 2\%$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,636$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,379$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0,379$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l = 0,379$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_S et A_S'

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{275,05 \times 10^{-3}}{18,50 \times 0,60 \times 0,72^2} = 0,0478$$

$$\mu < \mu_l \Rightarrow \text{Aciers comprimés } A's = 0$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,061$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif

$M_{u \text{ fictif}}$ et on obtient A_S et A_S' tel que:

La 1^{ere} section fictive:

$$A'_{s.fictif} = 0cm^2$$

La 2^{eme} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{fe}{\gamma_s} = 400Mpa$$

$$A_{s.fictif} = \frac{M_{uf}}{B.d\sigma_s}$$

$$A_{s.fictif} = \frac{275,05 \times 10^3}{0.976 \times 72 \times 400} = 9,79cm^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s.fictif}$$

$$A'_s = A'_{s.fictif} = 0cm^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s.fictif} - \frac{N_u}{100.\sigma_s}$$

$$A_s = 9,79 - \frac{165,73 \times 10^3}{100 \times 400} = 5,65Cm^2$$

On vérifie la section minimale par la règle du millièbre et par la règle de fragilité :

la règle du millièbre :

$$A'_{s.min} = 4cm^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s.min} = 4 \times [(0,80 + 0,6) \times 4] = 22,4cm^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{b.h}{1000}, 0,23bd \frac{f_{t28}}{fe} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \left\{ \frac{60 \times 80}{1000}; 0,23 \times 60 \times 72 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s.min} \geq \max \{ 4,80cm^2; 5,22m^2 \}$$

$$A_{s.min} \geq 5,22cm^2$$

Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Armatures maximales :

en zone courante :

$$A_s \leq A_{min} = 3 \% b.h$$

$$A_{min} = 0.03 \times 80 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{max} = 6\% b \cdot h$$

$$A_{max} = 0,06 \times 80 \times 60 = 288 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{min} = 12 \text{ mm}$.

Armatures minimales :

$$A_{min} = 0,7\% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 60 \cdot 80 = 33,60 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,min} = 33,60 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 38,32 \text{ cm}^2 = 16T16 + 4T14$

3^{eme} cas: 0.8G+E

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{min} = 26,09 \text{ KN} \\ M_{corr} = 10,43 \text{ KN.m} \\ M_{ser} = 11,40 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

L'excentricité :

$$\blacksquare e_1 = \frac{M}{N} = \frac{10,43}{26,09} = 0,40 \text{ m}$$

$$\blacksquare e_a = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm}, \frac{306}{250}\right)$$

$$e_a = \max(2 \text{ cm}, 1,224) = 0,02 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1,5 M_{ser}}\right) = 10 \left(1 - \frac{10,43}{1,5 \times 11,40}\right)$$

$$\alpha = +3,90 \quad ; \quad \phi = 2$$

$$\blacksquare e_2 = \frac{3l_f^2}{10000h} (2 + \alpha\phi) = \frac{3 \times (0,7 \times 3,06)^2}{10000 \times 0,80} (2 + 3,90 \times 2)$$

$$e_2 = 0,1686$$

$$e = e_1 + e_2 + e_a = 0,5886 \text{ m}$$

Calcul le coefficient de remplissage ψ :

$$\Psi_1 = \frac{Nu}{b \cdot h \cdot \sigma_{bc}} = \frac{10,43 \times 10^3}{800 \times 600 \times 18,50} = 0,0029$$

Donc: $\Psi_1 \leq 0,81$

$$\varepsilon = f(\Psi_1)$$

Calcul l'excentricité critique relative ζ :

$$\Psi_1 \leq \frac{2}{3} \Rightarrow \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\Psi_1}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12\Psi_1})}$$

$$\zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0029}}{4 \times (3 + \sqrt{9 - 12 \times 0,0029})} = 0,1666$$

$$e_{Nc} = \zeta \times h = 0,1666 \times 0,80 = 0,1333$$

$e = 0,5886m > e_{Nc} = 0,1333 \Rightarrow$ **Section partiellement comprimée**

Dimensionnement des sections partiellement comprimée :

Calcul le moment de Moment fictif :

$$\text{Avec : } M_{uf} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = N_u \left(e + d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{uf} = 26,09 \left(0,5886 + 0,72 - \frac{0,80}{2} \right) = 23,71 \text{KN.m}$$

On calcul les armatures de la section étudiée soumise à une flexion simple de moment fictif

$M_{uFictif}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées A' :

Calcule le moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2}$$

$$\varepsilon_{se} = \frac{f_e}{\gamma_s E_s} = \frac{400}{1,00(20)10^4} = 2\text{‰}$$

$$\alpha_l = \frac{3,5}{3,5 + \varepsilon_{se}} = 0,636$$

$$\mu_l = 0,8\alpha_l(1 - 0,4\alpha_l) = 0,379$$

Si $\mu_b < \mu_l = 0,379$ la section est simplement armée

Si $\mu_b > \mu_l = 0,379$ la section est doublement armée, donc il faut calculer A_s et A_s'

$$\mu = \frac{M_f}{\sigma_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{23,71 \times 10^{-3}}{18,50 \times 0,60 \times 0,72^2} = 0,0041$$

$\mu < \mu_l \Rightarrow$ Aciers comprimés $A's = 0$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,0052$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,998$$

Détermination des armatures:

On calcule les armatures de la section étudiée soumise à la flexion simple de moment fictif

$M_{u, \text{fictif}}$ et on obtient A_s et A_s' tel que:

La 1^{ère} section fictive:

$$A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La 2^{ème} section fictive:

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ Mpa}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{M_{uf}}{B \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$A_{s, \text{fictif}} = \frac{23,71 \times 10^3}{0,998 \times 72 \times 400} = 0,82 \text{ cm}^2$$

La section réelle de l'acier comprimé est la section trouvée ci-dessus :

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}}$$

$$A'_s = A'_{s, \text{fictif}} = 0 \text{ cm}^2$$

La section d'acier tendu vaut :

$$A_s = A_{s, \text{fictif}} - \frac{N_u}{100 \cdot \sigma_s}$$

$$A_s = 0,82 - \frac{26,09 \times 10^3}{100 \times 400} = 0,17 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{s, \text{min}}$$

On vérifie la section minimale par la règle du millième et par la règle de fragilité :

la règle du millième :

$$A'_{s, \text{min}} = 4 \text{ cm}^2 \times \text{périmètre de la section}$$

$$A'_{s, \text{min}} = 4 \times [(0,80 + 0,6) \times 4] = 22,4 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{s, \text{min}} \geq \max \left\{ \frac{b \cdot h}{1000}, 0,23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \left\{ \frac{60 \times 80}{1000}; 0,23 \times 60 \times 72 \frac{2,1}{400} \right\}$$

$$A_{s,\min} \geq \max \{4,80 \text{ cm}^2; 5,22 \text{ m}^2\}$$

$$A_{s,\min} \geq 5,22 \text{ cm}^2$$

Les Condition imposée par le RPA99/V2003 :

Armatures maximales :

en zone courante :

$$A_s \leq A_{\min} = 3 \% b.h$$

$$A_{\min} = 0,03 \times 80 \times 60 = 144 \text{ cm}^2$$

en zone de recouvrement :

$$A_s \leq A_{\max} = 6 \% b.h$$

$$A_{\max} = 0,06 \times 80 \times 60 = 288 \text{ cm}^2$$

Le diamètre minimum : $\phi_{\min} = 12 \text{ mm}$.

Armatures minimales :

$$A_{\min} = 0,7 \% \cdot (b \cdot h) = 0,007 \cdot 60 \cdot 80 = 33,60 \text{ cm}^2$$

Choix des armatures :

$$A_s \geq A_{s,\min} = 33,60 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_s = 38,32 \text{ cm}^2 = 16T16 + 4T14$

V-2.8.1 .1 Les valeurs des excentricités pour 1^{ère} cas :

1. Situation durable (1,35G+1,5Q)

Pour $N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$:

Les valeurs des excentricités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Section Cm^2	1,35G + 1,5 Q		G + Q	$e_1(m)$	$e_a(m)$	$e_2(m)$	$e = e_1 + e_a + e_2$ (m)
	N_{\max} (KN)	M_{\max}^{corr} (KN.m)	$M_{\text{ser. max}}^{\text{corr}}$ (KN.m)				
30x30	596,63	97,63	58,15	0,1637	0,02	-0,0177	0,1660
40x55	1079,63	14,01	9,9	0,0130	0,02	0,0784	0,1113
50x65	1288,60	57,10	41,64	0,0443	0,02	0,0787	0,1430
60x75	2824,16	170,75	126,03	0,0605	0,02	0,0722	0,1527
60x80	4477,87	116,80	85,55	0,0261	0,02	0,0653	0,1114

Tableau V.4 : valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison 1,35G+1,5Q

V-2.8.1 .2Détermination des sections à l'ELU :

Section Cm ²	e(m)	Ψ_1	ζ	e _{NC} (m)	e < e _{NC}	S.E.C
					e > e _{NC}	S.P.C
30x30	0,1660	0,47	0,1467	0,0440	e > e _{NC}	S.P.C
40x55	0,1113	0,35	0,1539	0,0846	e > e _{NC}	S.P.C
50x65	0,1430	0,28	0,1570	0,1020	e > e _{NC}	S.P.C
60x75	0,1527	0,44	0,1484	0,1113	e > e _{NC}	S.P.C
60x80	0,1114	0,66	0,1265	0,1012	e > e _{NC}	S.P.C

- ◆ S.P.C : Section partiellement comprimée.
- ◆ S.E.C : Section entièrement comprimée

Tableau V.5 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELU

V-2.8.1 .3Calcul les Armatures longitudinales à l'ELU :

Section Cm ²	M _f (KN.m)	μ	A' _{s,fictive} (Cm ²)	A _{s,fictive} (Cm ²)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	observation
30x30	170,56	0,5504	5,91	23,54	5,91	6,41	$\mu > \mu_l$
40x55	357,73	0,2576	0,00	24,48	0,00	-6,54	A _s < 0
50x65	519,32	0,2142	0,00	29,05	0,00	-7,98	A _s < 0
60x75	1 278,46	0,3300	0,00	68,76	0,00	-12,39	A _s < 0
60x80	1 931,75	0,4383	9,36	103,39	9,36	-25,28	A _s < 0

Tableau V.6 : les sections des Armatures longitudinales A_{calculée} à l'ELU

V-2.8.2.1 Les valeurs des excentricités pour 2^{ème} cas

Situation accidentelle G + Q ±1,2 E

Pour: N^{max} → M^{corr}

Les valeurs des excentricités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Section Cm ²	G + Q ±1,2 E		G + Q	e ₁ (m)	e _a (m)	e ₂ (m)	e=e ₁ +e _a +e ₂ (m)
	N _{max} (KN)	M ^{corr} _{max} (KN.m)	M ^{corr} _{ser. max} (KN.m)				
30x30	425,53	97,27	58,15	0,2286	0,02	-0,0139	0,2347
40x55	26,15	193,34	30,58	7,3935	0,02	-1,5591	5,8544
50x65	18,91	316,60	39,91	16,7425	0,02	-1,7740	14,9885
60x75	21,45	433,22	53,13	20,1967	0,02	-1,5915	18,6252
60x80	165,73	247,86	102,55	1,4956	0,02	-0,1759	1,3396

Tableau V.7: valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison G + Q ±1,2 E

V-2.8.2.2 Détermination des sections à l'ELA :

Section Cm ²	e(m)	Ψ ₁	ζ	e _{NC} (m)	e < e _{NC}	S.E.C
					e > e _{NC}	S.P.C
30x30	0,2347	0,2556	0,1580	0,0474	e > e _{NC}	S.P.C
40x55	5,8544	0,0064	0,1665	0,0916	e > e _{NC}	S.P.C
50x65	14,9885	0,0031	0,1666	0,1083	e > e _{NC}	S.P.C
60x75	18,6252	0,0026	0,1666	0,1329	e > e _{NC}	S.P.C
60x80	1,3396	0,0187	0,1661	0,1329	e > e _{NC}	S.P.C

Tableau V.8 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELA pour 2^{ème} cas

V-2.8.2.3 Calcule les Armatures longitudinales à l'ELA :

Section Cm ²	M _f (KN.m)	μ	A' _{s,fictive} (Cm ²)	A _{s,fictive} (Cm ²)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	observation
30x30	150,92	0,3730	0,00	18,584	0,00	7,95	μ < μ _l
40x55	158,85	0,0876	0,00	8,41	0,00	7,75	μ < μ _l
50x65	288,35	0,0911	0,00	12,94	0,00	12,47	μ < μ _l
60x75	405,95	0,0803	0,00	15,69	0,00	15,16	μ < μ _l
60x80	275,05	0,0478	0,00	9,79	0,00	5,65	μ < μ _l

Tableau V.9: les sections des Armatures longitudinales A_{calculée} à l'ELA pour 2^{eme} cas

V-2.8.3 .1 Les valeurs des excentricités pour 3^{eme} cas

Situation accidentelle G ± 0,8 E

Pour: N^{max} → M^{corr}

Les valeurs des excentricités sont résumées dans le tableau ci-dessous :

Section Cm ²	G ± 0,8 E		G + Q	e ₁ (m)	e _a (m)	e ₂ (m)	e=e ₁ +e _a +e ₂ (m)
	N _{max} (KN)	M _{max} ^{corr} (KN.m)	M _{ser. max} ^{corr} (KN.m)				
30x30	0,19	5,20	7,47	27,37	0,02	0,5835	27,9720
40x55	0,10	58,66	59,54	586,60	0,02	0,2218	586,8418
50x65	0,12	23,61	60,89	196,75	0,02	0,3564	197,1264
60x75	1,67	113,33	10,26	67,86	0,02	-2,2992	65,5831
60x80	26,09	10,43	11,40	0,40	0,02	0,1686	0,5886

Tableau V.10 : valeurs des excentricités des poteaux sous la combinaison G ± 0,8 E

V-2.8.3 .2 Détermination des sections à l'ELA :

Section Cm ²	e(m)	Ψ_1	ζ	e _{NC} (m)	e < e _{NC}	S.E.C
					e > e _{NC}	S.P.C
30x30	27,9720	0,00011	0,1667	0,0500	e > e _{NC}	S.P.C
40x55	586,8418	0,00002	0,1667	0,0917	e > e _{NC}	S.P.C
50x65	197,1264	0,00002	0,1667	0,1083	e > e _{NC}	S.P.C
60x75	65,5831	0,00020	0,1667	0,1250	e > e _{NC}	S.P.C
60x80	0,5886	0,0029	0,1666	0,1333	e > e _{NC}	S.P.C

Tableau V.11 : désignations les Section partiellement comprimée et Section entièrement comprimée à l'ELA pour 3^{eme} cas

V-2.8.3 .3 Calcule les Armatures longitudinales à l'ELA :

Section Cm ²	M _f (KN.m)	μ	A' _{s,fictive} (Cm ²)	A _{s,fictive} (Cm ²)	A' _s (Cm ²)	A _s (Cm ²)	observation
30x30	5,34	0,0132	0,00	0,498	0,00	0,493	$\mu < \mu_l$
40x55	58,71	0,0324	0,00	3,015	0,00	3,012	$\mu < \mu_l$
50x65	23,69	0,0075	0,00	1,016	0,00	1,013	$\mu < \mu_l$
60x75	110,02	0,0218	0,00	4,120	0,00	4,079	$\mu < \mu_l$
60x80	23,71	0,0041	0,00	0,825	0,00	0,173	$\mu < \mu_l$

Tableau V.12: les sections des Armatures longitudinales A_{calculée} à l'ELA pour 3^{eme} cas

V-2. 8.4 Détermination des armatures longitudinales :

	<i>Situation durable (1,35G+1,5Q)</i>		<i>Situation accidentelle G + Q ±1,2 E</i>		<i>Situation accidentelle G ±0,8 E</i>		$A_{cal} = \max(A_1; A_2, A_3)$	
<i>Section Cm²</i>	$A'_{s.}$ (Cm ²)	$A_{s.}$ (Cm ²)	$A'_{s.}$ (Cm ²)	$A_{s.}$ (Cm ²)	$A'_{s.}$ (Cm ²)	$A_{s.}$ (Cm ²)	$A_{s. max}^{cal}$ (cm ²)	$A_{s. max}^{cal}$ (cm ²)
30x30	5,91	6,41	0,00	7,95	0,00	0,49	5,91	7,95
40x55	0,00	-6,54	0,00	7,75	0,00	3,01	0,00	7,75
50x65	0,00	-7,98	0,00	12,47	0,00	1,01	0,00	12,47
60x75	0,00	-12,39	0,00	15,16	0,00	4,08	0,00	15,16
60x80	9,36	-25,28	0,00	5,65	0,00	0,17	9,36	5,65

Tableau V.13 : les sections des Armatures longitudinales acceptable

V-2. 8.5 Ferrailage des poteaux :

Les résultats de ferrailage longitudinale sont regroupe dans le tableau suivant:

<i>Section Cm²</i>	A_{min} (cm ²) R.P.A	$A_{s.min}$ (cm ²) B.A.EL	$A'_{s.min}$ (cm ²) B.A.EL	A_{max} (cm ²) Zone courante R.P.A	A_{max} (cm ²) Zone recouvrement R.P.A	A_{cal} (cm ²)	$A_{s. min}^{retenu}$ (cm ²)
30x30	6,30	0,98	9,6	27	54	7,95	9,6
40x55	15,4	2,39	15,2	60	120	7,75	15,4
50x65	21	3,53	18,4	97,5	195	12,47	21
60x75	31,50	4,56	20,8	135	270	15,16	31,50
60x80	33,60	5,22	22,4	144	288	5,65	33,60

Tableau V.14: Ferrailage longitudinale des poteaux selon condition RPA et BAEL

Le choix des armatures longitudinales se présenter dans le tableau suivant :

Section Cm ²	A _{min} (cm ²) R.P.A	Ferrailage longitudinale		
		A _s ^{min} retenue (cm ²)	A _s adopte (cm ²)	CHOIX
30x30	9,6	9,6	12,06	6T16
40x55	15,4	15,4	20,60	8T16+4T12
50x65	21	21	26,25	10T16+4T14
60x75	31,50	31,50	32,16	16T16
60x80	33,60	33,60	36,68	12T16+4T20

Tableau V.15: choix des armatures longitudinales.

La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 25CM.

C= 12,5 cm

V-2. 8.5 Vérification vis -à vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus.

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

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	M _{SER} (KNM)	Y (CM)	I (CM ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observation
30x30	58,15	13,00	57 426,40	13,16	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
40x55	9,9	23,25	338 601,09	0,68	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
50x65	41,64	28,20	585 755,62	2,00	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
60x75	126,03	33,93	970 430,55	4,41	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
60x80	85,55	36,75	1 210566,64	2,60	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}

Tableau (V.16) : Vérification des contraintes à l'ELS.

V-2. 8.6 Calcul des armatures transversales :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots \text{RPA.90 version.2003 article : 7.4.2.2}$$

V_u : effort tranchant de calcul

h_1 : hauteur total de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale .

ρ_a : coefficient correcteur (tient compte de la rupture) .

t : espacement des armatures transversales dont la valeur maximale est fixée en

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,3\% \\ \text{Si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \\ \text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow \rho_a = 3,75 \\ \text{Si } \lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50 \end{array} \right.$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau

d'après RPA99V2003 L'article 7.4.2.2

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

$a \times b$: la section droite du poteau dans la direction de déformation

l_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times l_0$$

RDC : $L_f = 0,7 \times 3.51 = 2,457 \text{ m}$

Etage : $L_f = 0,7 \times 3.06 = 2,142 \text{ m}$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{h} = \frac{214,2}{80} = 2,78 < 5$$

donc : $\lambda_g < 5 \Rightarrow \rho_a = 2,50$

Espacement des armatures transversales :

- Suivant les règles BAEL 91 :

$$t \leq \min(15\phi_L^{\min}; 40\text{cm}; b + 10\text{cm})$$

$$\phi_L^{\min} = 14mm$$

$$t \leq \min(21;40cm;70cm)$$

$$t \leq 21cm \Rightarrow t = 15cm$$

- D'après les règles RPA 99/V2003 : (zone I)

Zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi_L^{\min};15cm)$$

$$\phi_L^{\min} = 14mm$$

$$t \leq \min(14;15cm)$$

$$t \leq 14cm \Rightarrow t = 10cm$$

Zone courante:

$$t' \leq 15\phi_L^{\min}$$

$$t' \leq 18cm \Rightarrow t' = 15cm$$

Diamètre des armatures transversales (BAEL 91) :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{1,4}{3} = 0,47cm$$

Donc on prendra $\phi_t = 8mm$ avec une nuance d'acier FeE235

Détermination de la section des Armatures transversales :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e}$$

$$A_t = \frac{\rho_a V_u \cdot t}{h_1 \cdot f_e} = \frac{2,50 \times 258,70 \times 10^3 \cdot 0,10}{0,80 \times 235} \times 10^{-2} = 2,83cm^2$$

Armatures transversales minimales :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{214,2}{80} = 2,78 < 3$$

$$\text{On a : } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow \frac{A_{t,\min}}{t \cdot b_1} = 0,8\% \Leftrightarrow A_{t,\min} = 0,8\% t \cdot b_1$$

$$A_{t,\min} = 0,8\% t \cdot b = 0,008 \times 10 \times 60 = 4,80Cm^2$$

$$A_t = 7\phi_{10} = 5,50cm^2 \succ A_{t,\min} = 4,80Cm^2 \dots\dots\dots CV$$

Les cadres doivent être fermées par des crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

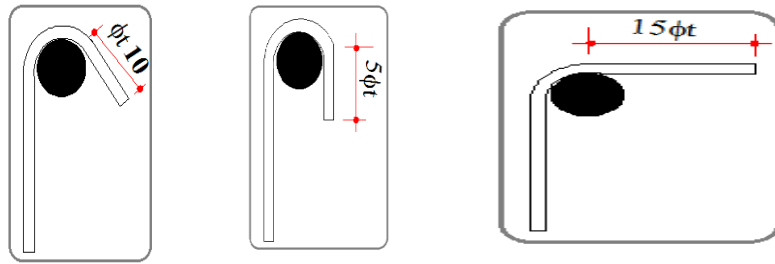


Figure V.3: L'ancrage dépend de la longueur de scellement après le coude

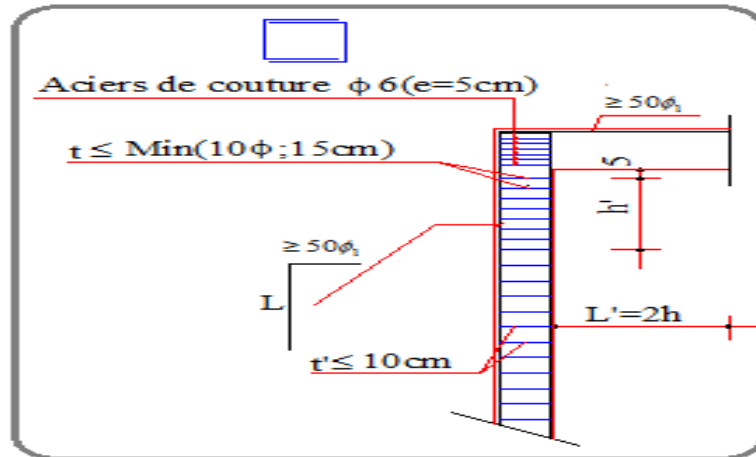


Figure V.4: Détail d'une cour d'armatures transversale

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres ;

$$L' = 2 \cdot h = 2 \times 55 = 110 \text{ cm}$$

h : hauteur de la poutre

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

h' : hauteur de poteau

$$h' = \text{max} \left(\frac{3.06}{6}; 75; 80; 60 \right) = 80 \text{ cm}$$

Longueur de recouvrement :

$$L_r^{\min} = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 85 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage transversal sont regroupés dans le tableau suivant:

Section n Cm^2	h (cm)	$T_{u\ max}$ (KN)	λ_g	ρ_a	f_e	$t(cm)$ Zone nodale (cm)	$t'(cm)$ Zone courante (cm)	A_t calculée (cm^2)	$\phi_i \geq \frac{\phi_{L\ max}}{3}$		choix
									$\phi_{i\ max}$ (mm)	ϕ_i	
30x30	30	155,99	7,14	3,75	235	10	15	1,30	16	5,33	$\Phi 8$
40x55	55	213,97	3,89	2,50	235	10	15	4,14	16	5,33	$\Phi 8$
50x65	65	210,48	3,30	2,50	235	10	15	3,44	16	5,33	$\Phi 8$
60x75	75	228,25	2,86	2,50	235	10	15	3,24	16	5,33	$\Phi 8$
60x80	80	258,70	2,68	2,50	235	10	15	3,44	16	5,33	$\Phi 8$
60x80 (RDC)	80	212,71	2,68	2,50	235	10	15	2,83	16	5,33	$\Phi 8$

Tableau V.17: Ferrailage transversale des poteaux

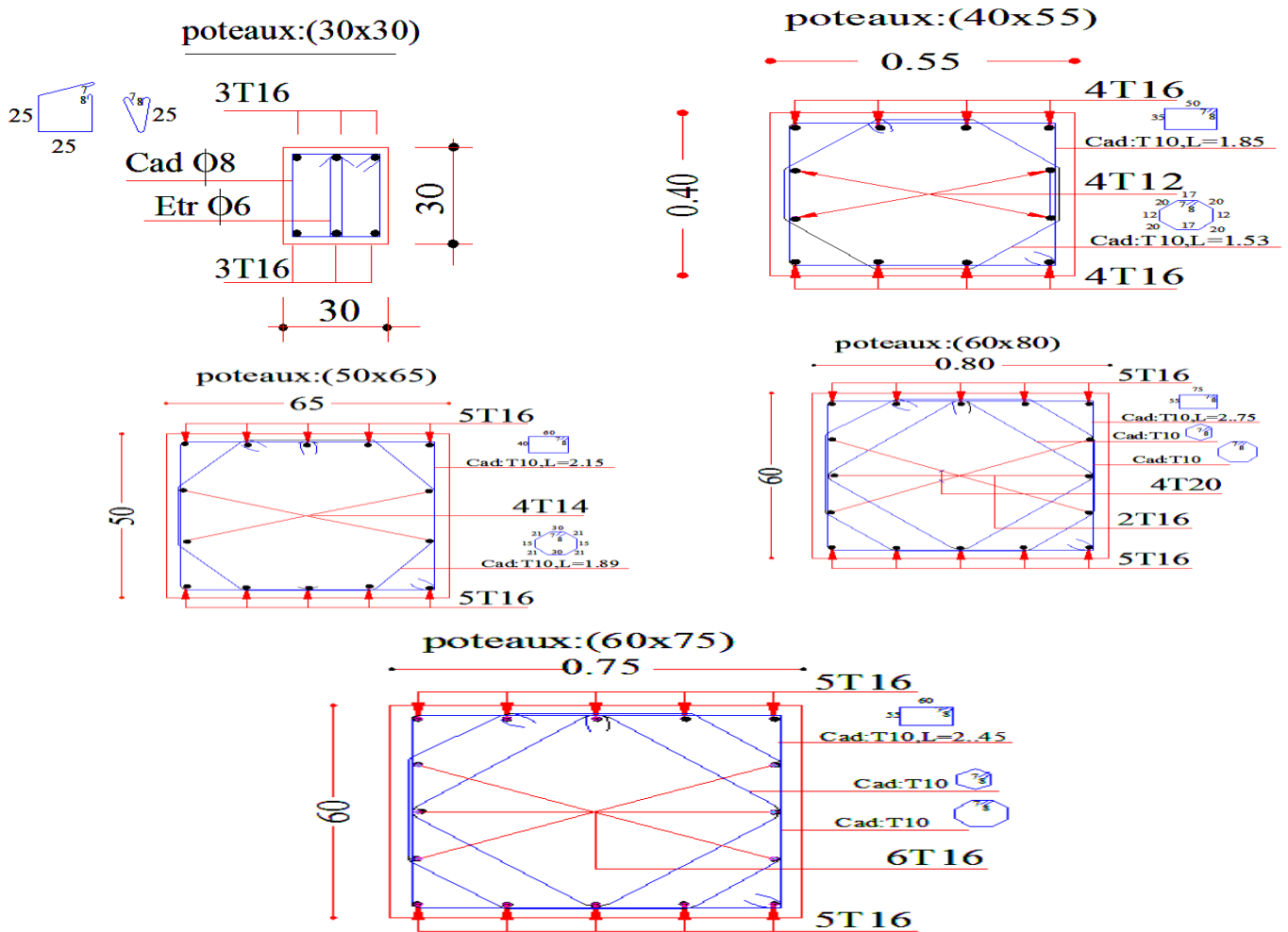


Figure. V.5. Schéma de ferrailage des poteaux

V-3-Les poutres:

V-3-1-Ferraillage des poutres:

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges Apportées par les dalles aux poteaux.

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 ferraillage se fera en **flexion simple** (cas le plus défavorable).

Le ferraillage se fera à l'ELU, car la fissuration est jugée peu nuisible.

V-3-2-Combinaisons :

- ◆ **Les combinaisons accidentelles selon RPA 99/version 2003 :**

E.L.A :

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8 G \pm E \end{array} \right.$$

Pour déterminer respectivement le moment maximum négatif et positif, sur les appuis et permettra de déterminer le ferraillage supérieur au niveau des appuis.

- ◆ **Les combinaisons fondamentales Selon BAEL 91 :**

E.L.U : $1,35G + 1,5 Q$

pour déterminer le moment Max en travée.

E.L.S : $G + Q$

Pour les combinaisons fondamentale et accidentelle, on prend le moment maximum et on Vérifie avec la combinaison E.L.S.

V.3.3-Calcul les armatures longitudinales :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.1)

a. Le pourcentage total minimum sera de : $A_s \geq A_{min} = 0,5 \% b.h$

b. Le pourcentage total maximum : $A_s \geq A_{max} = 4\% b.h$ en zone courante

$A_s \geq A_{max} = 6\% b.h$ en zone de recouvrement.

Le pourcentage minimale est limité par :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 4\% \dots\dots\dots \text{En zone courante} \\ 0,5\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 6\% \dots\dots\dots \text{En zone de recouvrement} \end{array} \right.$$

c. Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

d. La longueur minimale de recouvrement : $L_{recouv} = 40 \Phi_L \dots\dots\dots$ (zone I)

- Suivant les règles BAEL 91 mod99 :

e. La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \dots\dots\dots \text{pour les armatures tendues}$$

V.3.4-Calcul des armatures transversales :

D'après le RPA 99 (article 7.5.2.2)

a. Les armatures transversales minimales des poutres sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$A_{t,\min} = 0,003.S.b$$

Avec :

b : Largeur de la section

S : L'espacement des armatures transversales

b. Espacement des armatures transversales (les cadres) :

♦ Zone nodale et en travée:

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_L; 30cm\right)$$

♦ En dehors de la Zone nodale:

$$S' \leq \frac{h}{2}$$

c. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.3.5-Les résultats des sollicitations données par logiciel Robot bat 2009 :

Pour la conception de nos poutres, nous avons quatre types de poutres à ferrailer :

Poutres principales : Type 01 : 30x55

Type 02 : 30x40

Poutres secondaires : Type 03 : 30x45

Type 03 : 30x35

Diagramme des moments des poutres principale :

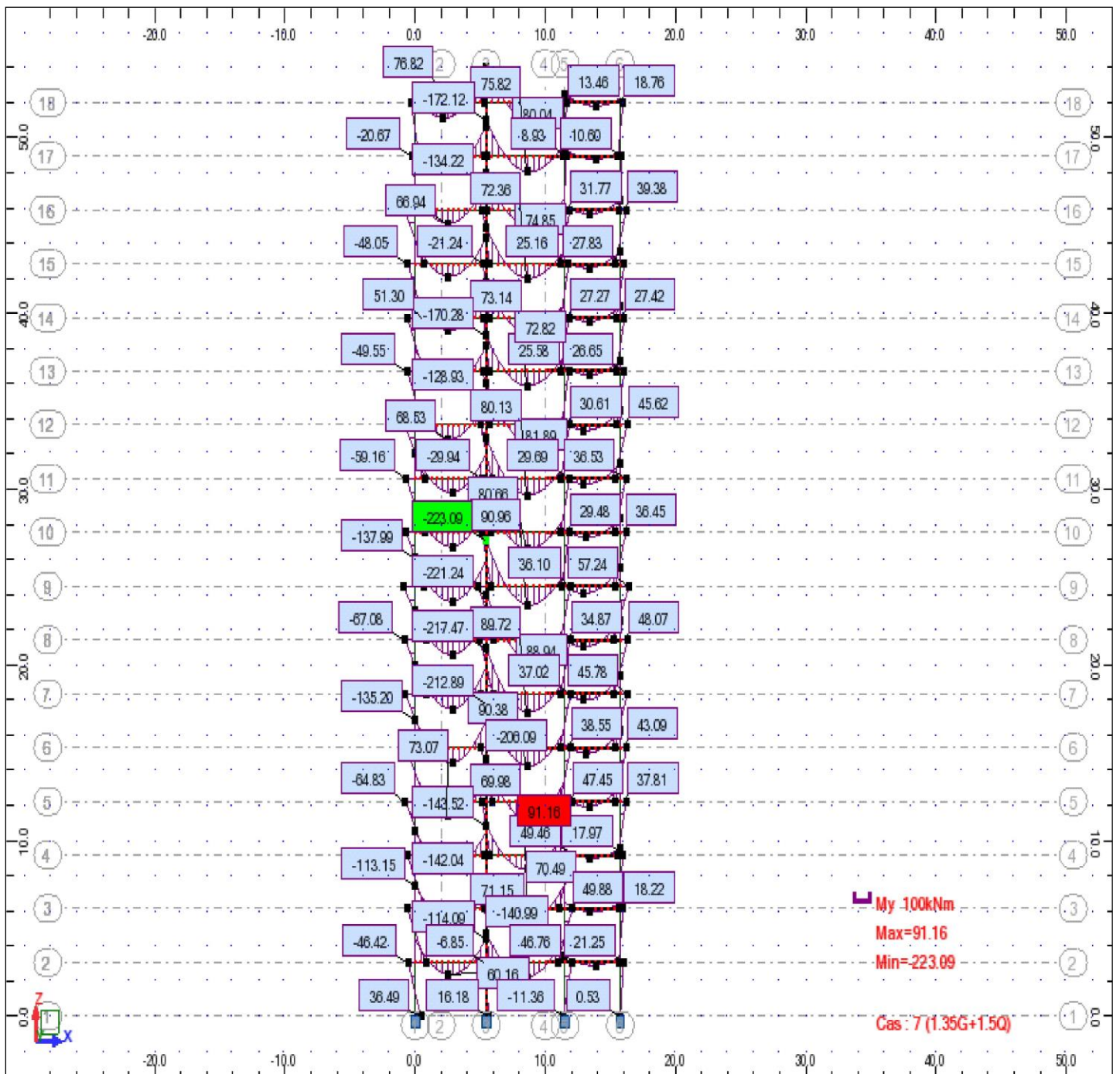


Figure V.6: diagramme des moments a l'E.L.U

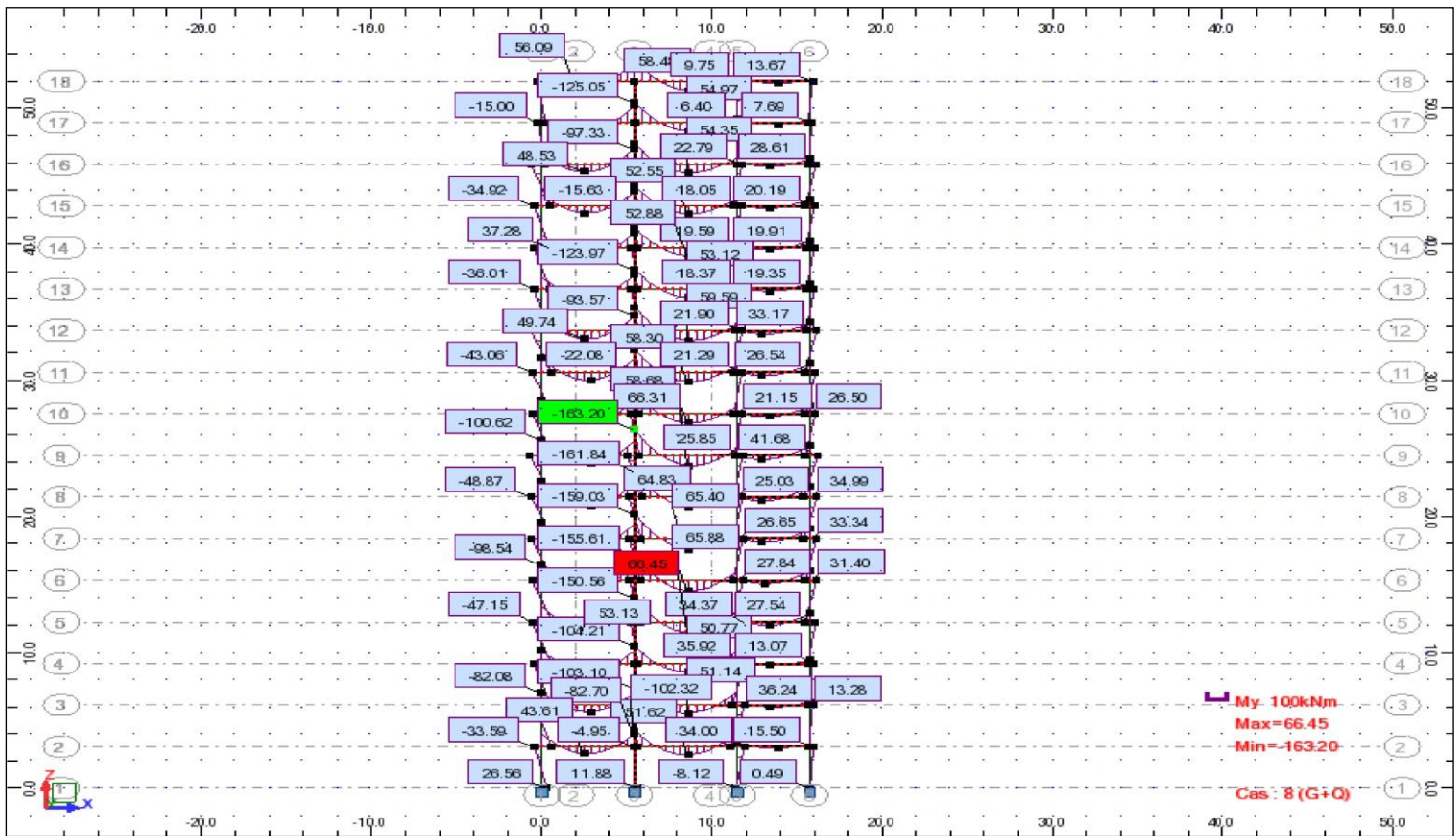


Figure V.7: diagramme des moments à l'E.L.S

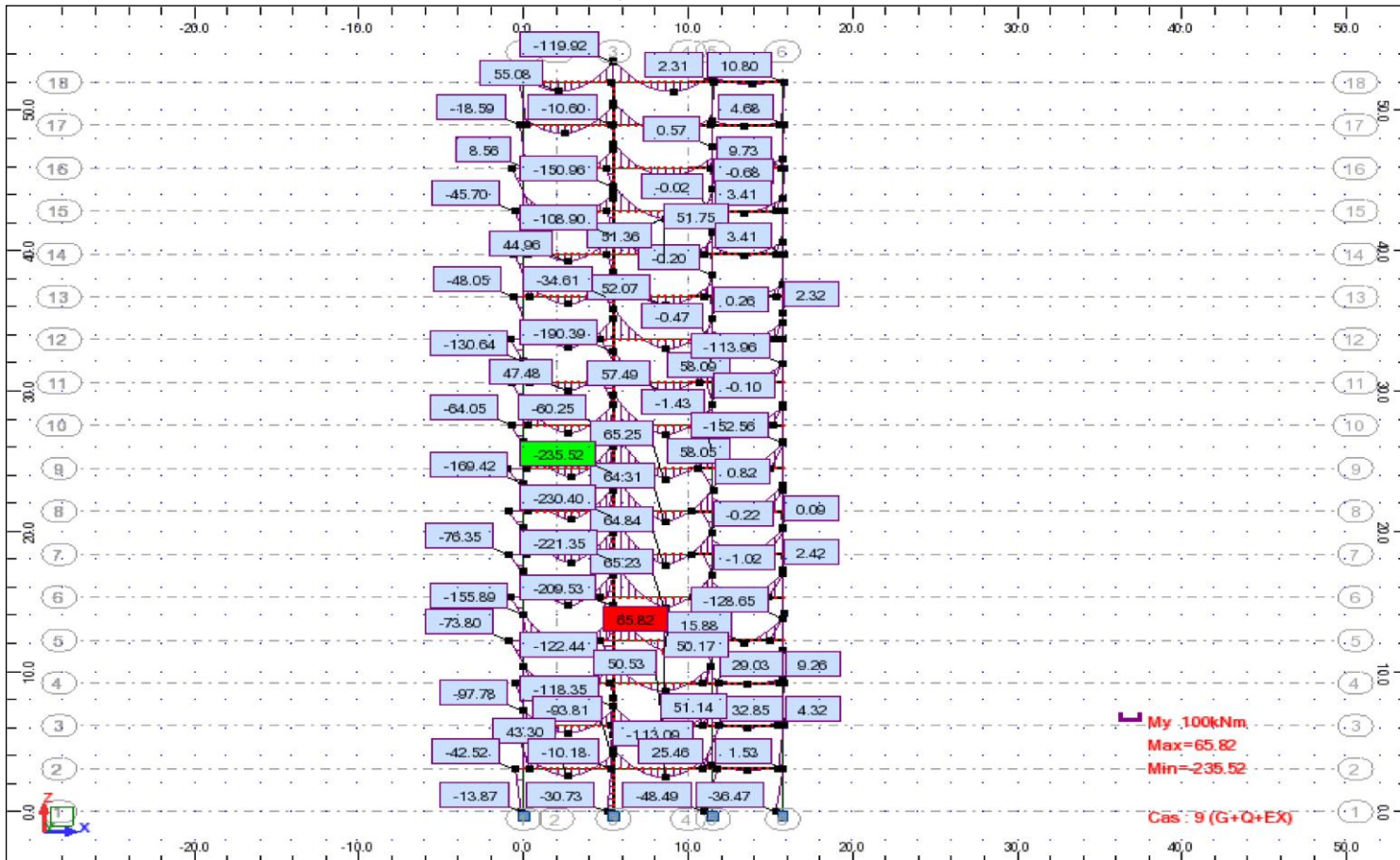


Figure V.8: diagramme des moments à la situation accidentelle : $G+Q+E_x$

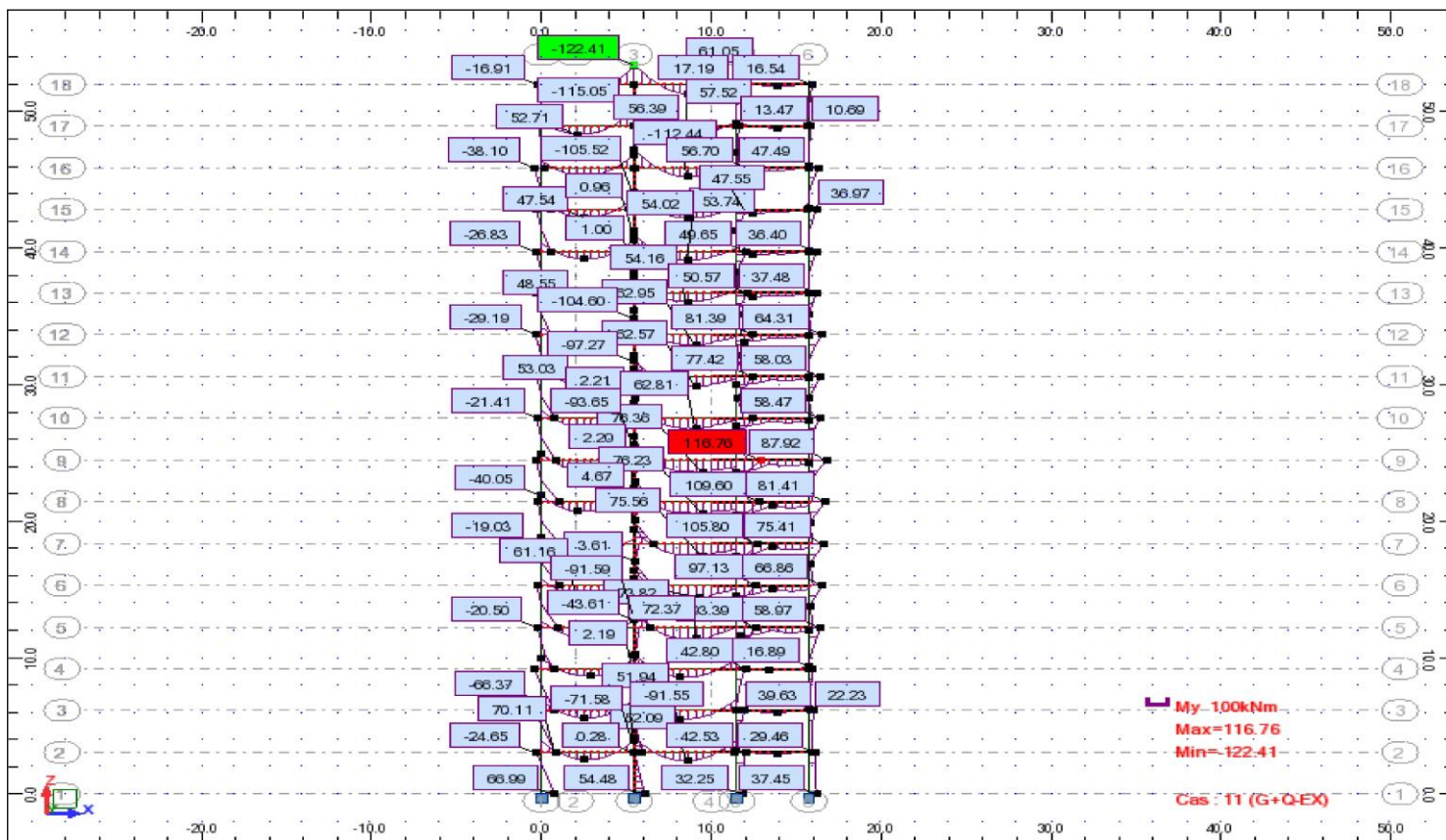


Figure V.9: diagramme des moments à la situation accidentelle : $G+Q-E_x$

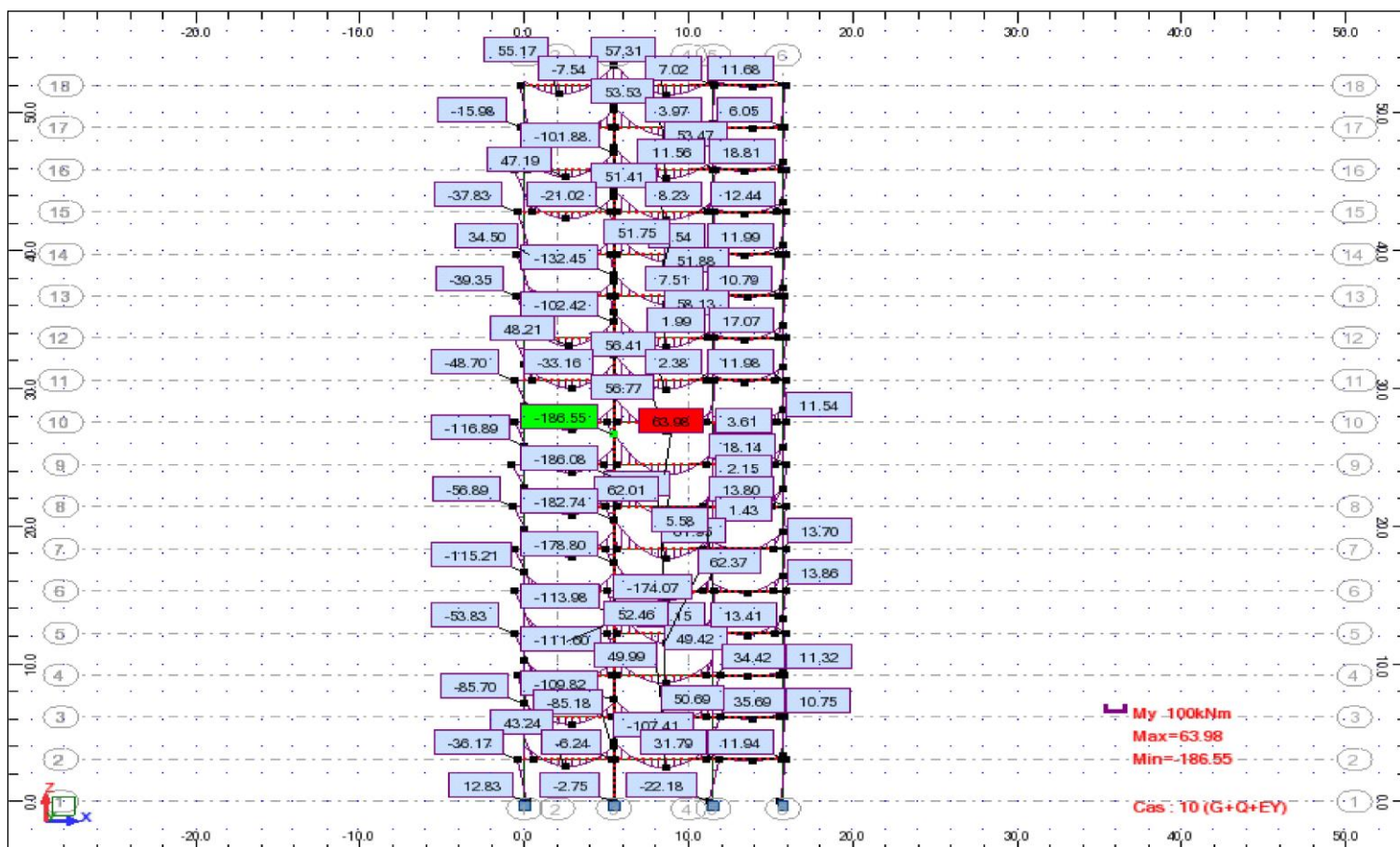


Figure V.10: diagramme des moments à la situation accidentelle : $G+Q+E_y$

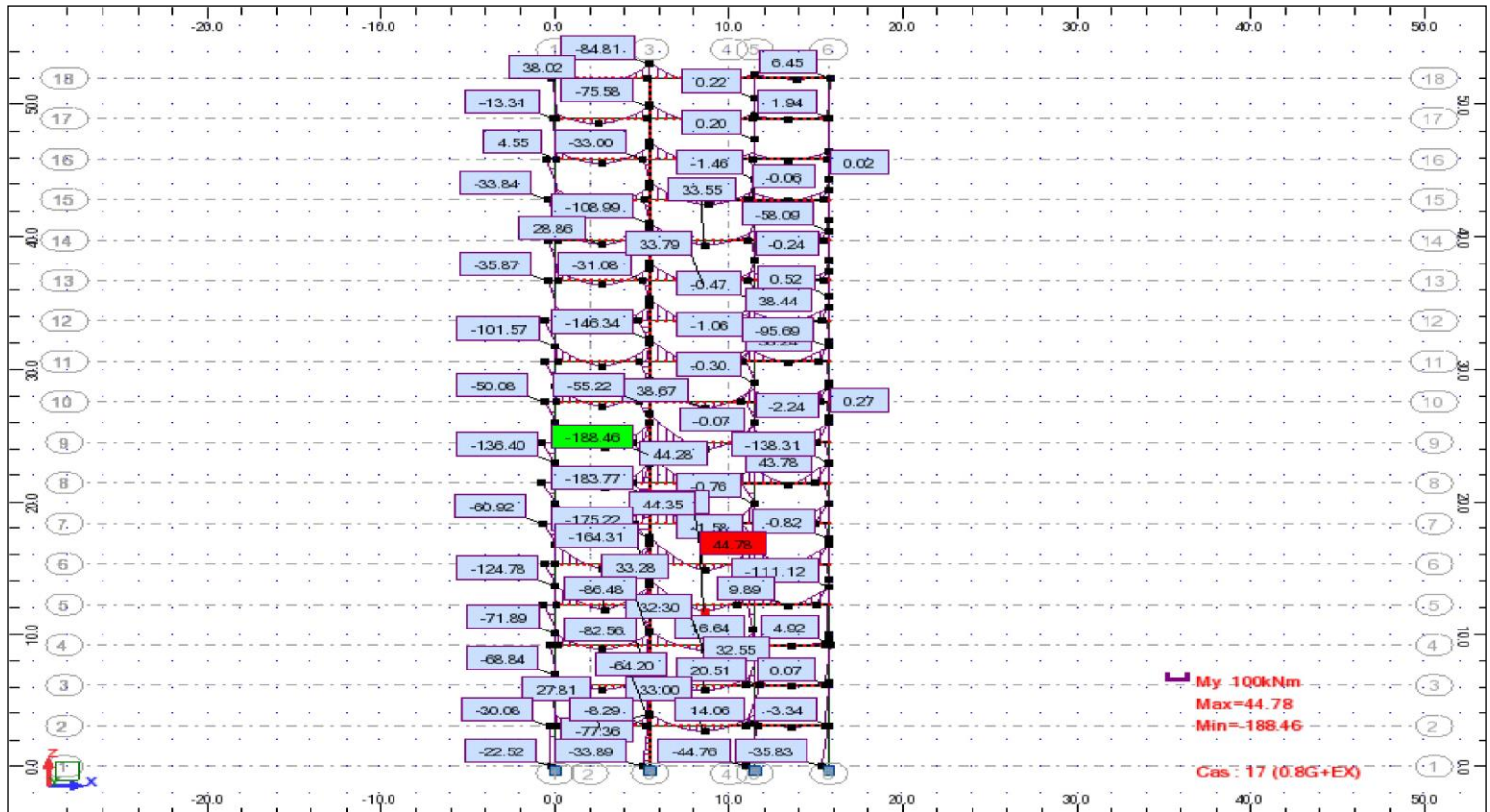


Figure V.11: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G+E_x$

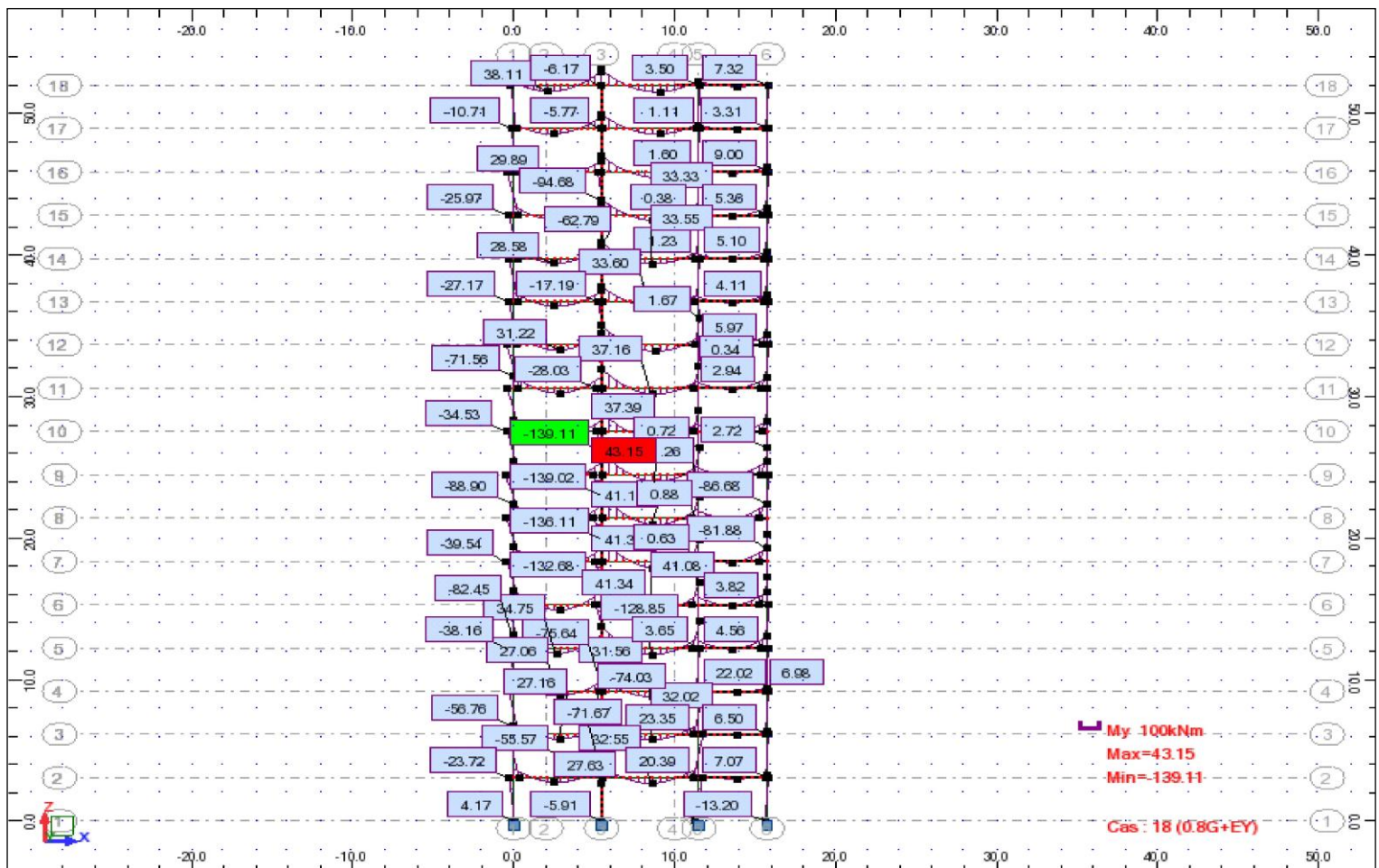


Figure V.12: diagramme des moments à la situation accidentelle : $0,8G+E_y$

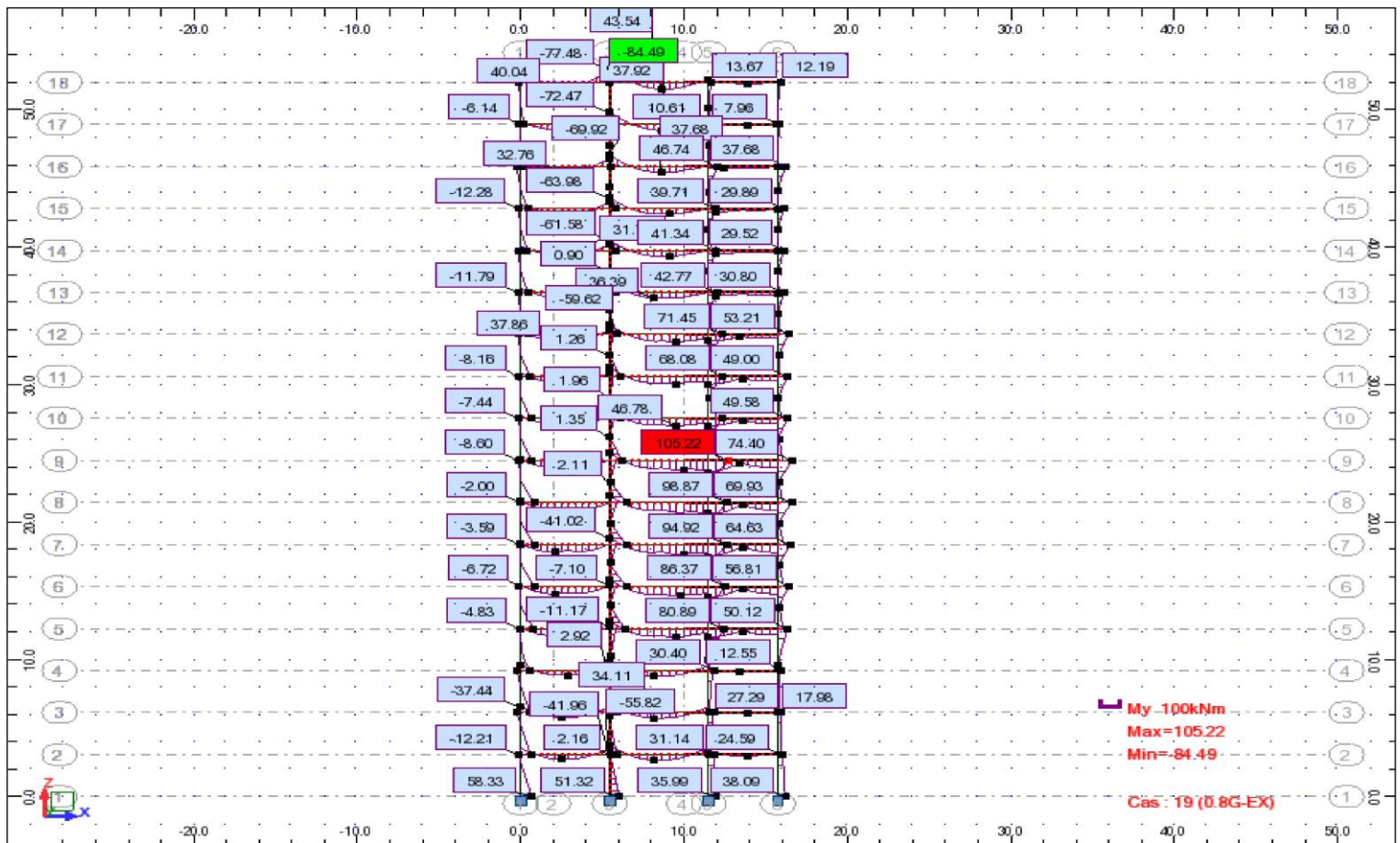


Figure V.13: diagramme des moments à la situation accidentelle : 0,8G-Ex

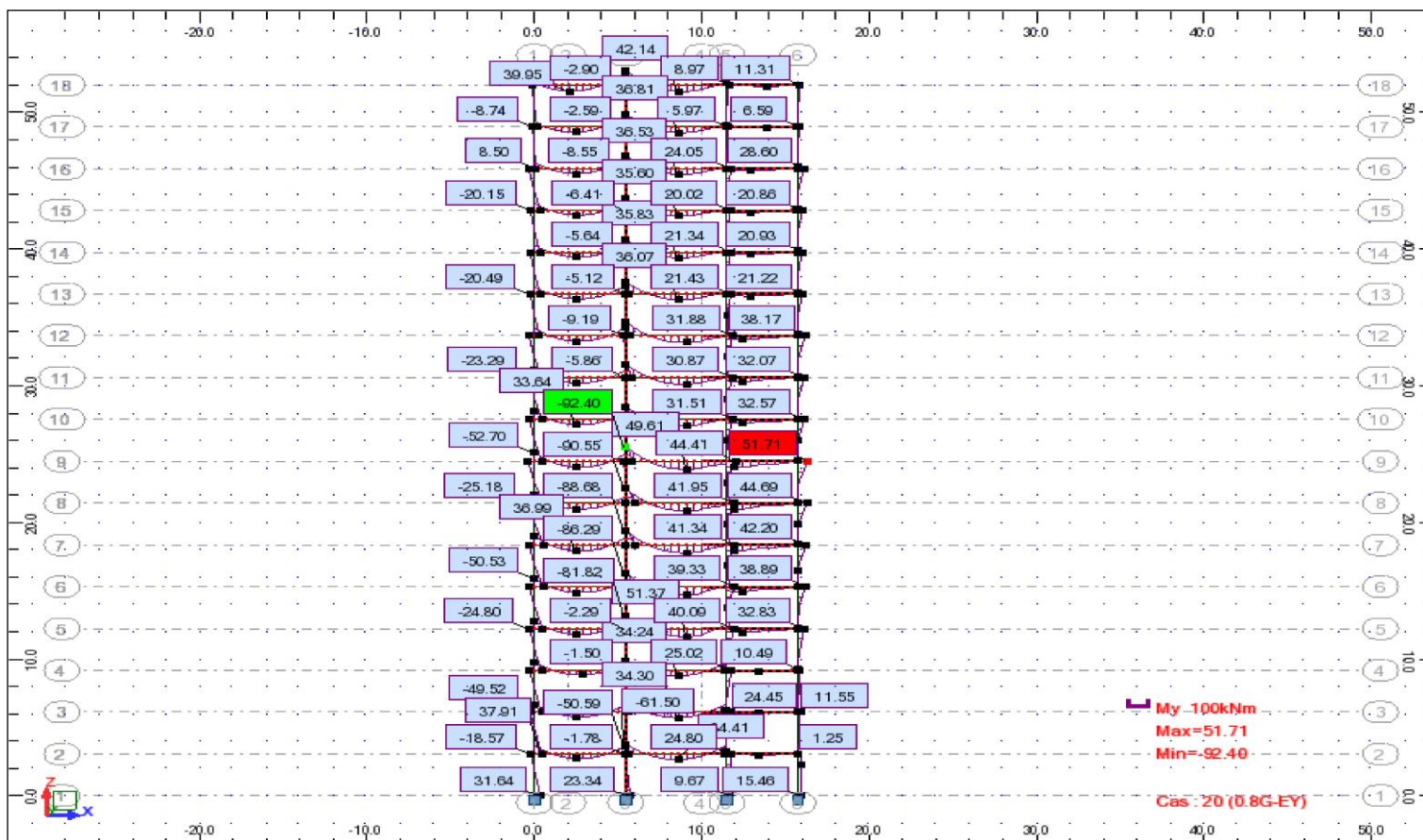


Figure V.14: diagramme des moments à la situation accidentelle : 0,8G-Ey

Les différents efforts internes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Section Cm^2		E.L.U	E.L.S	E.L.A		Effort tranchant
		$1,35G + 1,5 Q$	$G + Q$	$G + Q \pm E$	$0,8 G \pm E$	
		M_{max} (KN.m)	M_{max} (KN.m)	M_{max} (KN.m)		T_{max} (KN)
30x55	Appuis	223,09	163,20	235,52		170,19
	Travée	91,16	66,45	76,36		
30x40	Appuis	112,44	78,23	152,56		125,69
	Travée	78,61	57,94	/		
30x45	Appuis	130,61	95,10	200,65		99,95
	Travée	92,14	67,35	/		
30x35	Appuis	71,42	51,97	107,47		268,84
	Travée	87,56	63,79	/		

Tableau V.18 : Sollicitations des poutres sous différents combinaisons

V-3.6.2 Coefficient de sécurité et Caractéristiques mécaniques

Situation durable :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \\ feE 400 \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 14,17MPa \\ \sigma_s = 348MPa \end{array} \right.$$

Situation accidentelles :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1,00 \\ fe = 400MPa \\ f_{c28} = 25MPa \\ f_{t28} = 2,1MPa \\ \sigma_{bc} = 18,48MPa \\ \sigma_s = 400MPa \end{array} \right.$$

V.3.7.Exemple d'étude de la poutre principale:

V 3.7.1. Ferrailage des poutre: (flexion simple)

➤ Poutre type (1) 30x55:

♦ **Calcul les armatures longitudinales selon RPA99V2003 :**

1. **Armatures minimales:** $A_{min} = 0,5 \% b.h$

$$A_{min} = 0,005 \times 30 \times 55 = 8,25cm^2$$

2. **Armatures maximales :** $\begin{cases} A_{max} = 4\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ A_{max} = 6\% b.h \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement.} \end{cases}$

$\begin{cases} A_{max} = 0,04 \times 30 \times 55 = 66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante} \\ A_{max} = 0,06 \times 30 \times 55 = 99 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement} \end{cases}$

♦ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**

3. **Condition de non fragilité :**

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

$$A_{min} = 0,23 \times 30 \times 49,5 \times \frac{2,1}{400}$$

$$A_{min} = 1,79 \text{ cm}^2$$

➤ **ELU:**

♦ **En travée :**

$$M_{u, trav} = 91,16 \text{ KN.m} = 91,16 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$d = 0,9xh = 0,9 \times 0,55 = 0,495 \text{ m}$$

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_{u, tra}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{91,16 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,30 \times (0,495)^2} = 0,0875$$

$$\mu = 0,088 \leq \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,115$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,954$$

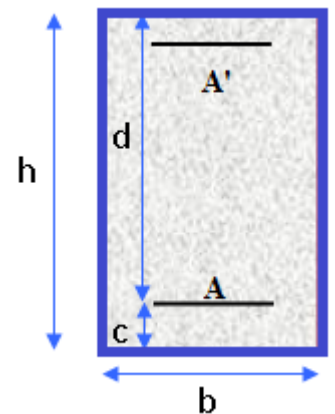
Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A = \frac{M_{u, tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{91,16 \times 10^3}{348 \times 0,954 \times 49,5} = 5,55 \text{ Cm}^2$$

$$A_{cal} = 5,55 \text{ cm}^2$$

♦ **En appui :**

$$M_{u, appui} = 223,09 \text{ KN.m} = 223,09 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$



➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_{u.appui}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{223,09 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,30 \times (0,495)^2} = 0,214$$

$$\mu = 0,214 \leq \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,305$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,878$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A = \frac{M_{u.appui}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{223,09 \times 10^3}{348 \times 0,878 \times 49,5} = 14,75 \text{ cm}^2$$

$$A_{cal} = 14,75 \text{ cm}^2$$

➤ **Situation accidentelle ELA:**

◆ **En appui :**

$$M_{u.appui} = 235,52 \text{ KN.m} = 235,52 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$M_t^{acc} = 235,52 \text{ kN.m} = 235,52 \times 10^{-3} \text{ MN.m}$$

$$d = 0,9xh = 0,9 \times 0,55 = 0,495 \text{ m}$$

➤ **Calcul des moments réduits:**

$$\mu = \frac{M_{u.appui}}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{235,52 \times 10^{-3}}{18,48 \times 0,30 \times (0,495)^2} = 0,173$$

$$\mu = 0,173 \leq \mu_l = 0,186 \Rightarrow \text{pivot } A$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,00} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,240$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,904$$

Détermination de la section théorique des aciers tendus :

$$A = \frac{M_{u.tra}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \Rightarrow A = \frac{235,52 \times 10^3}{400 \times 0,904 \times 0,495} = 13,16 \text{ cm}^2$$

$$A_{acc} = 13,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Détermination des armatures:**

- ◆ *En travée :* $A_t = \max(A_{cal}; A_{min}) = 8,25cm^2$
- ◆ *En appui :* $A_a = \max(A_{cal}; A_{acc}; A_{min(RPA)}) = 14,75cm^2$

➤ **Choix des armatures:**

➤ *Le choix des armatures en travée: «A= 3T16+ 2T14 » de section. 9,11 cm²/ml.*

$$3T16+2T14 \longrightarrow A = 9,11 cm^2$$

Le choix des armatures en appui : «A= 3T20+ 3T16 » de section 15,45 cm²/ml.

$$3T20+ 3T16 \longrightarrow A = 15,45 cm^2$$

➤ **Armatures de répartition:**

en travée: $A_r = \frac{9,11}{4} = 2,27cm^2$.On adopte: $A_r = 6,03 cm^2 = 3T16$

en appui: $A_r = \frac{15,45}{4} = 3,86cm^2$.On adopte: $A_r = 6,03 cm^2 = 3T16$

➤ **Vérification de la contrainte du béton a L'ELS :**

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers tendus. $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

Contraintes dans le béton : on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$.

Avec : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$

◆ **.En travée :**

$b=30cm ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 9,11cm^2$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 9,11(49,5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 136,65y - 6764,18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 651,55 \Rightarrow y = 17,16cm$$

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - c')$$

$$I_G = \frac{30}{3} 17,16^3 + 15 \times 9,11 \times (49,5 - 17,16)^2$$

$$I_G = 193449,198 \text{ cm}^2$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$M_S = 66,45 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{66,45 \times 17,16 \times 10^3}{193449,198} = 5,89 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 5,89 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

♦ **En appui :**

$$b = 30 \text{ cm} ; \eta = 15 ; A' = 0, A = 15,45 \text{ cm}^2$$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + nA'_s(y - c') - nA_s(d - y) = 0$$

$$\frac{30}{2} y^2 - 15 \times 15,45(49,5 - y) = 0$$

$$15y^2 + 231,75y - 11471,625 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 861,397 \Rightarrow y = 20,99 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I_G = \frac{b}{3} y^3 + nA_s(d - y)^2 + nA'_s(y - c')$$

$$I_G = \frac{30}{3} 20,99^3 + 15 \times 15,45 \times (49,5 - 20,99)^2$$

$$I_G = 280848,821 \text{ cm}^2$$

Calcul des contraintes :

Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$M_{S, appui} = 163,20 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot y}{I} = \frac{163,20 \times 20,99 \times 10^3}{280848,821} = 12,20 \text{ MPa}$$

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

$$\sigma_{bc} = 12,20 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \text{CV}$$

➤ Les résultats de l'effort tranchant sur le portique le plus sollicitée donnée par logiciel Robot bat 2009 :

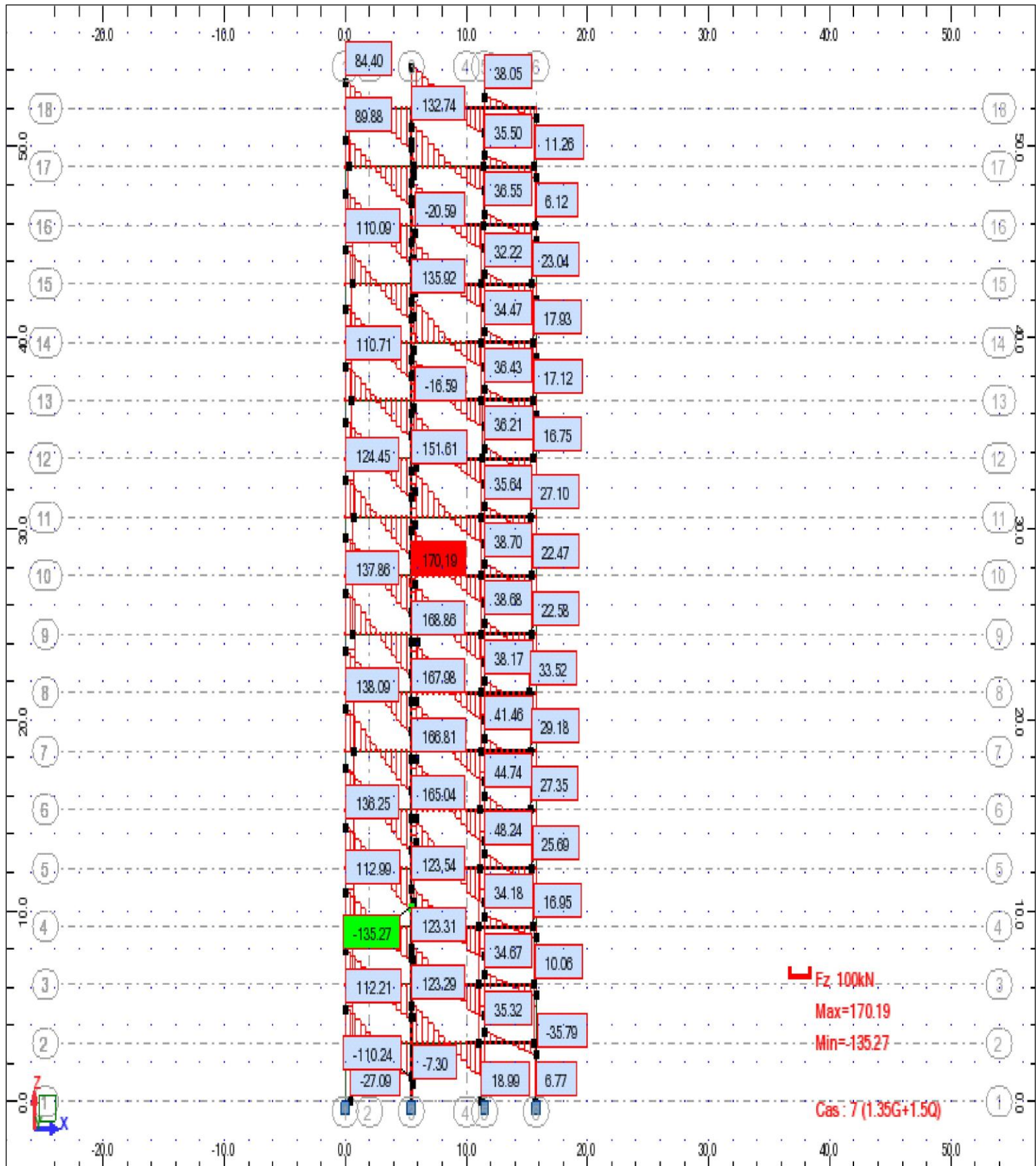


Figure V.15: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U

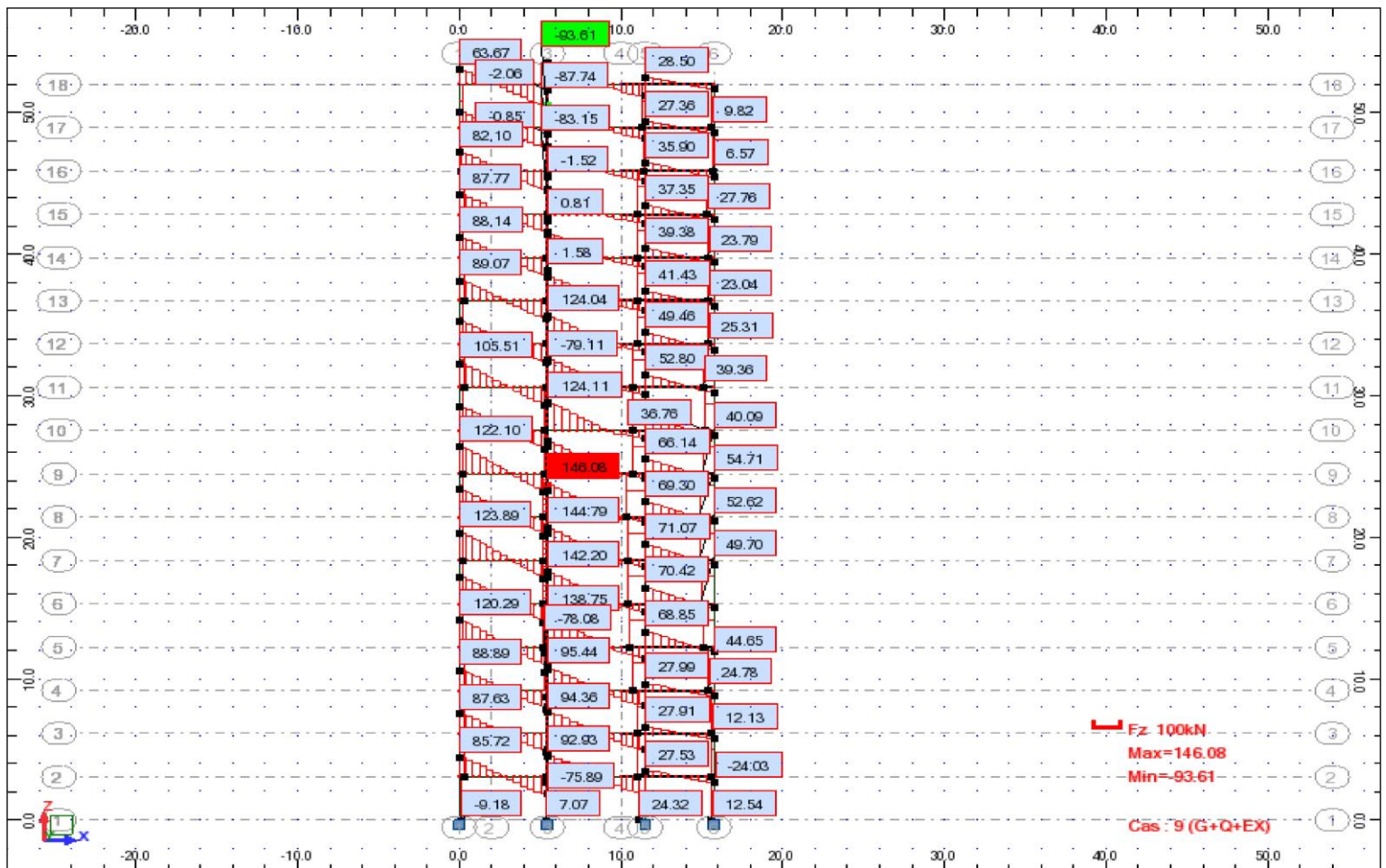


Figure V.16: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q+Ex

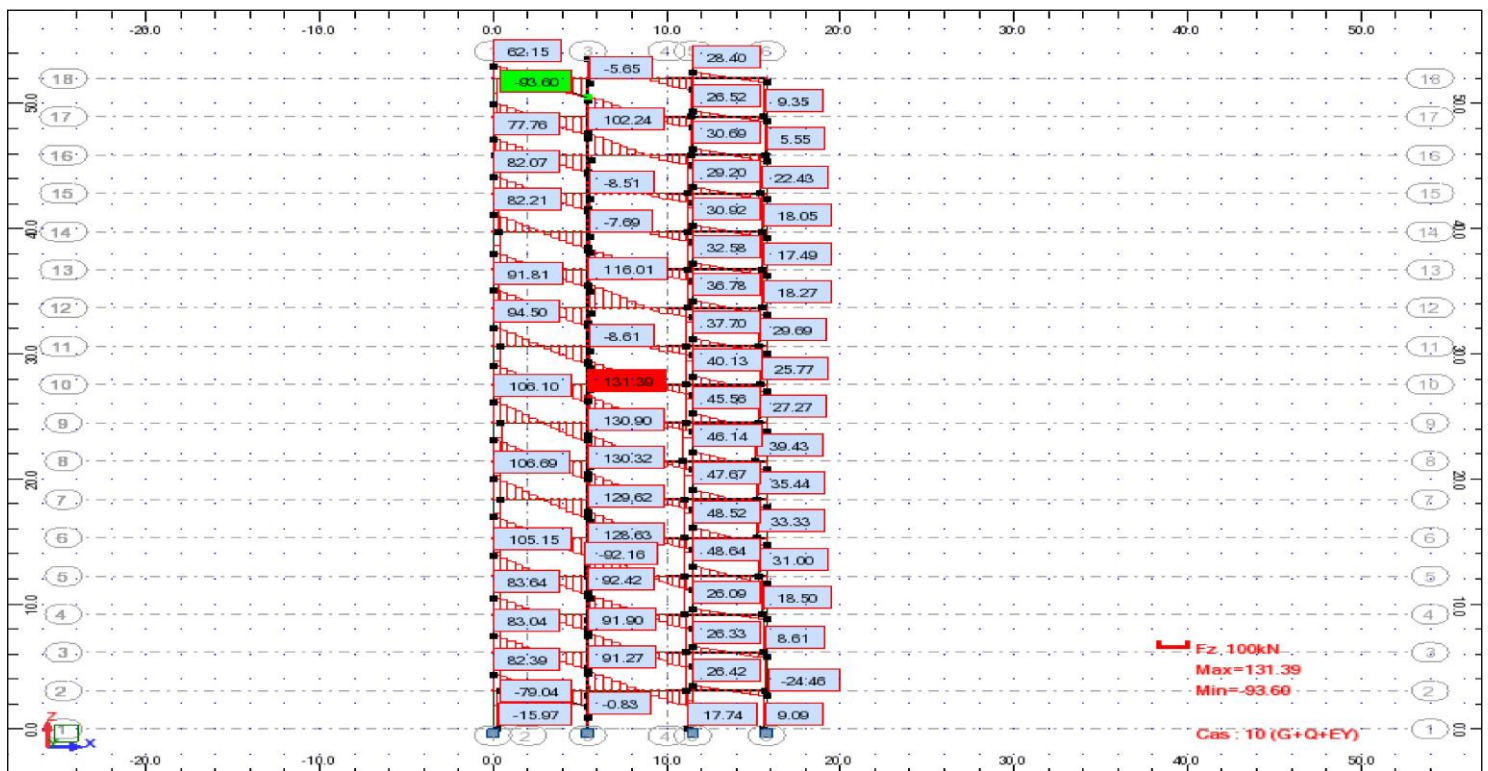


Figure V.17: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q+Ey

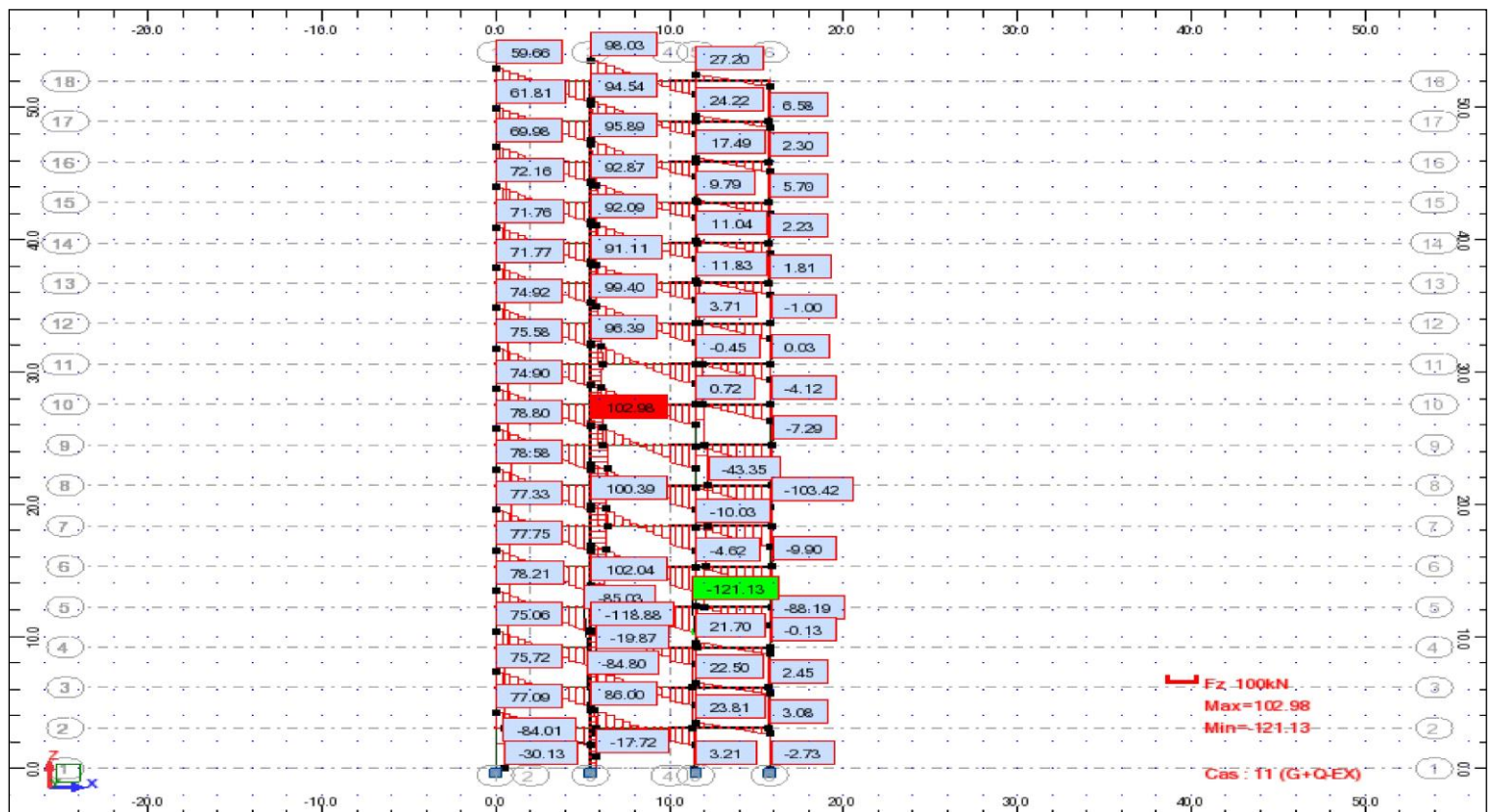


Figure V.18: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q-Ex

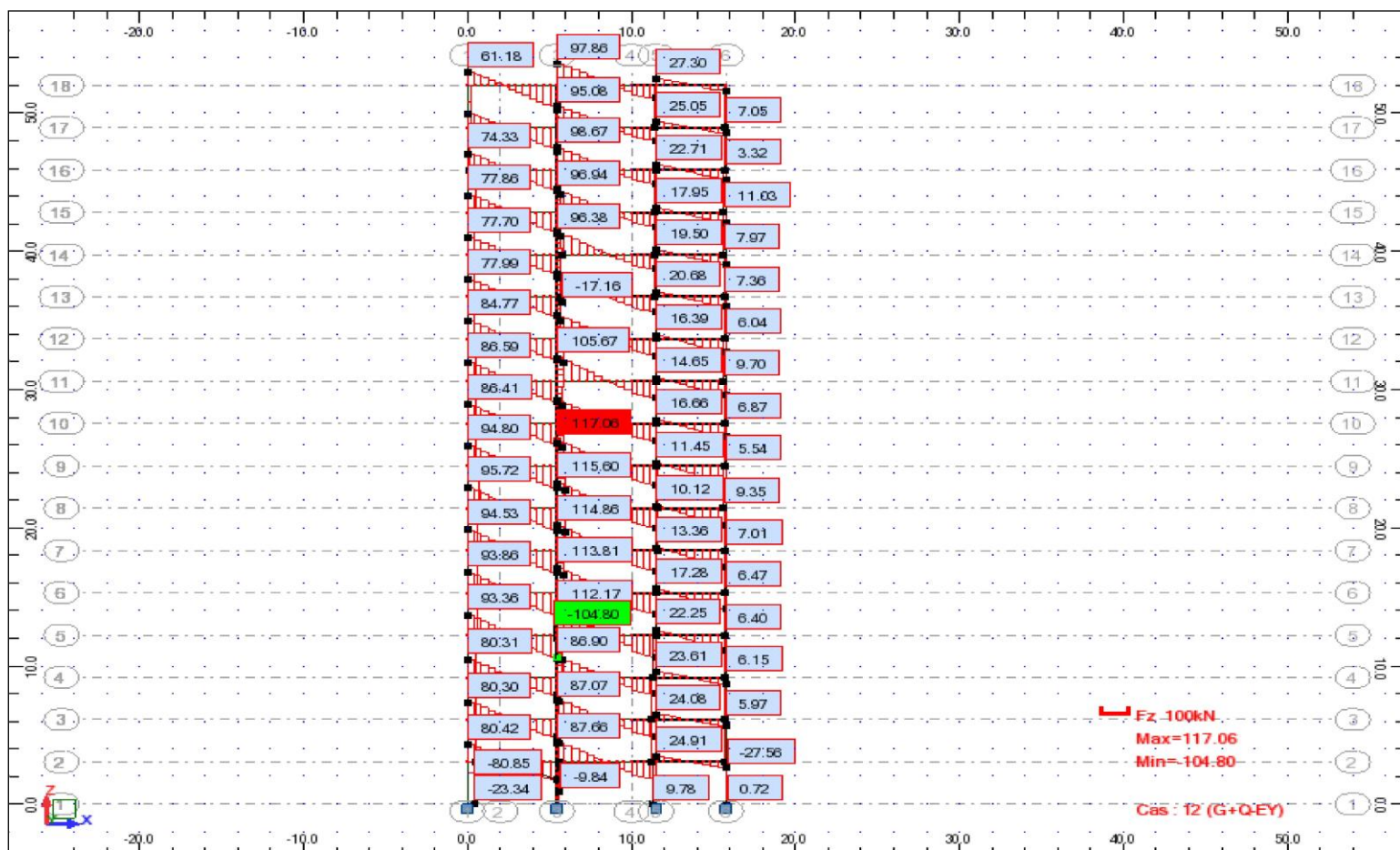


Figure V.19: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle G+Q-Ey

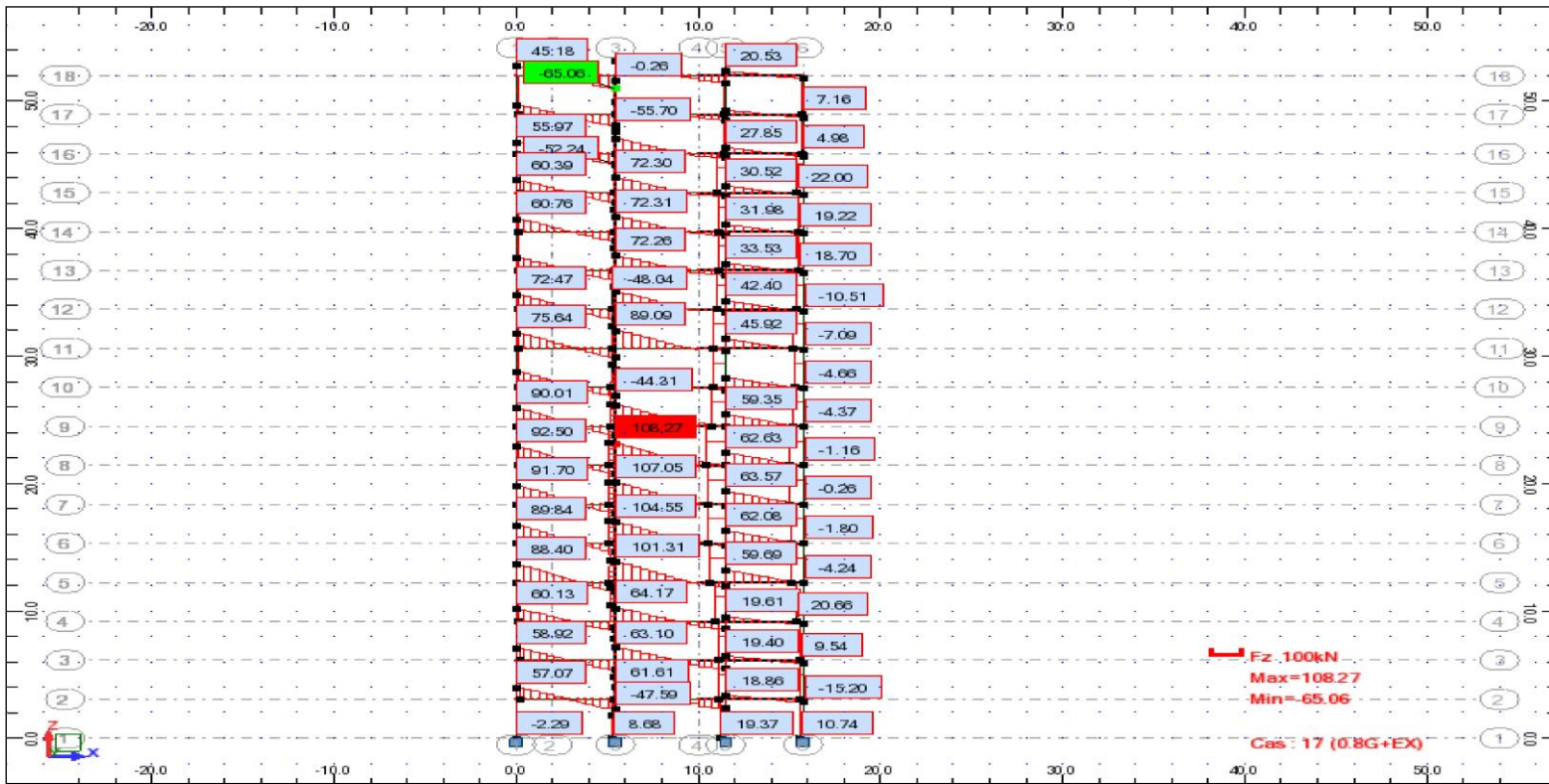


Figure V.20: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G+Ex

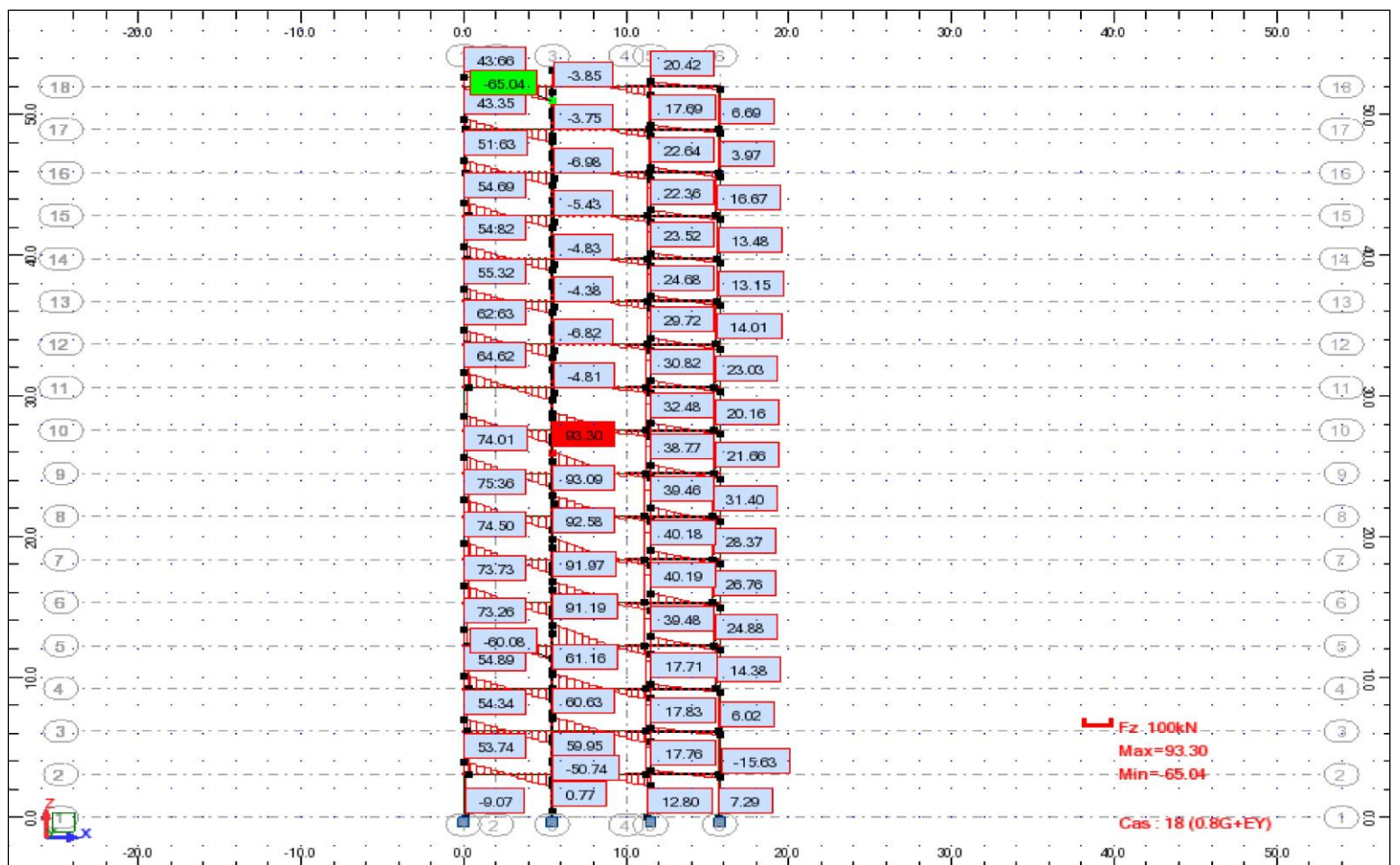


Figure V.21: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G+Ey

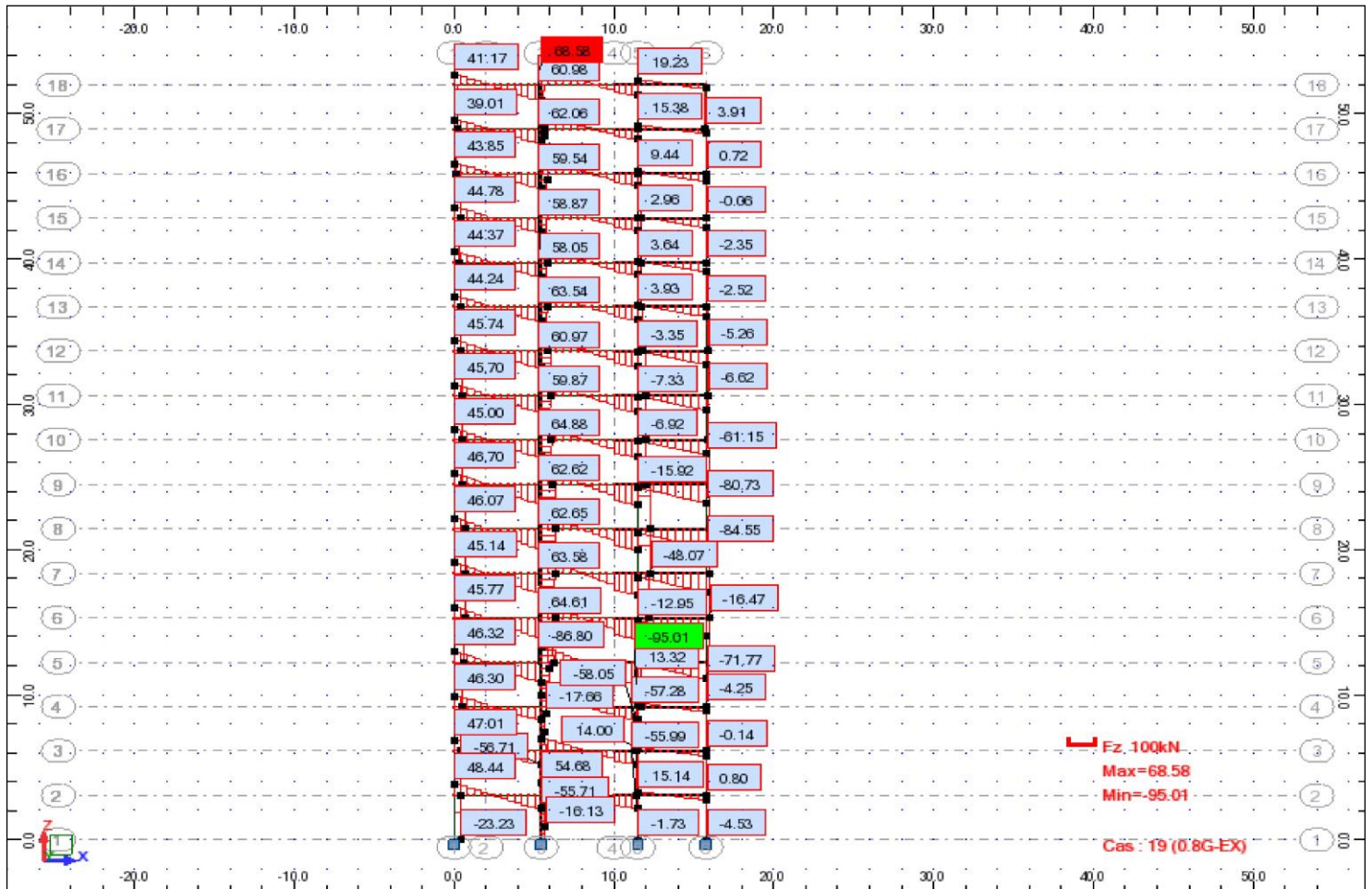


Figure V.22: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G-Ex

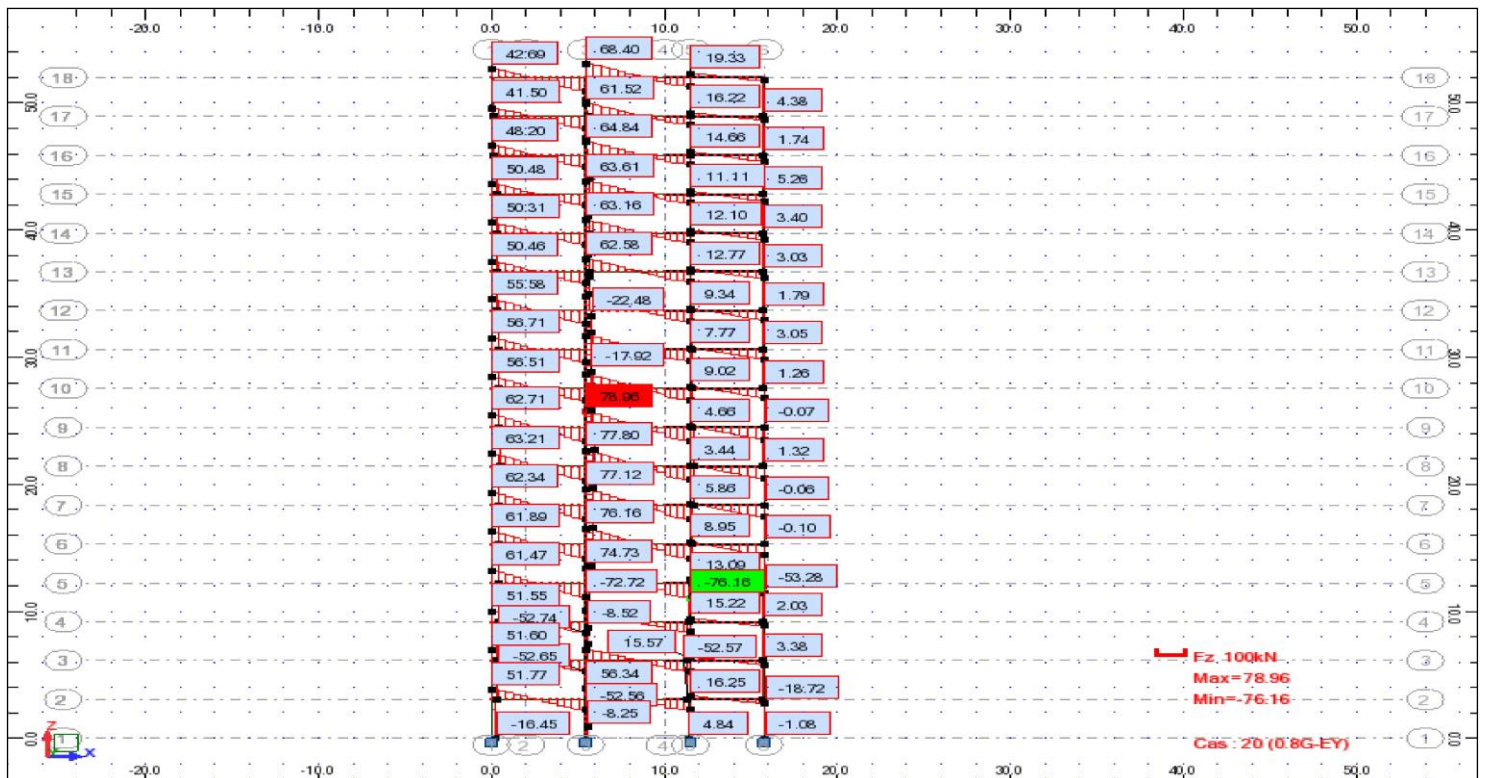


Figure V.23: diagramme de l'effort tranchant à la situation accidentelle 0,8G-Ey

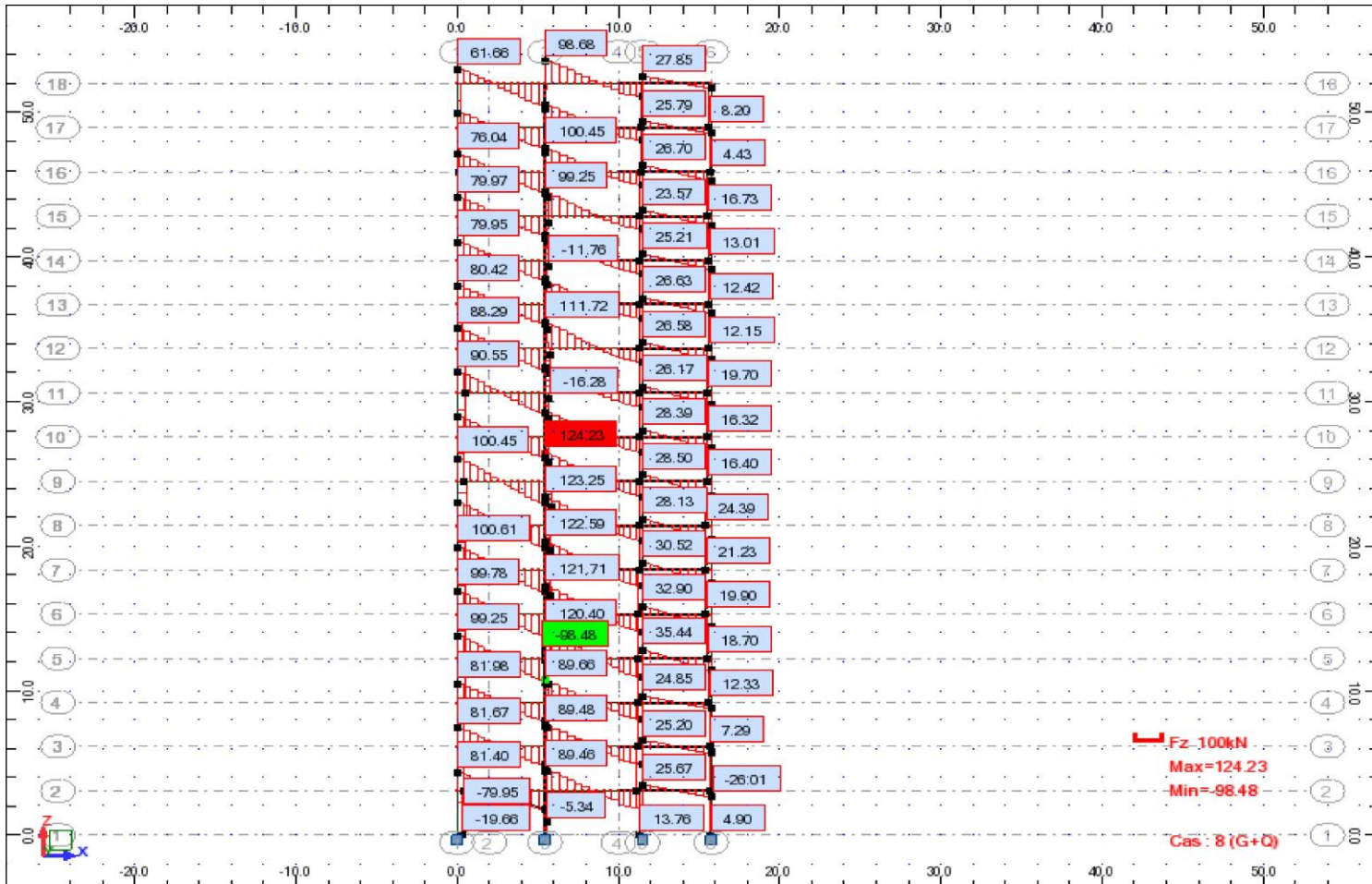


Figure V.24: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.S

➤ **Vérification au cisaillement :**

Pour l'effort tranchant maximal, la vérification du cisaillement suffira. Le cas le plus défavorable. $T_u^{\max} = 170,19 \text{Kn}$

La condition suivante doit être vérifiée :

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

$$\bar{\tau}_{ad} = \min (3,33 ; 5 \text{MPa}) = 3,33 \text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} = \frac{170,19 \times 10^3}{300 \times 495} = 1,15 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1,15 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{ad} = 3,33 \text{MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au glissement:

En Appui :

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} \leq 0 \quad \text{avec: } \begin{cases} T_u = 170,19 \text{KN} \\ M_u = 223,09 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$T_u + \frac{M_u}{0,9 \cdot d} = 170,09 - \frac{223,09}{0,9 \times 0,495} = -330,67 \leq 0 \dots \dots \dots CV$$

Donc il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des armatures aux niveaux d'appuis

➤ **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$T_u \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \cdot a \cdot b_0$$

Avec :

$$a = 0,9 \cdot d = 0,9 \cdot 49,5 = 44,55 \text{ cm}$$

$$T_u = 170190 \text{ N} \leq 0,4 \times \frac{25}{1,50} \times 44,55 \times 30 \times 10^2 = 891000 \text{ N}$$

Donc : pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis

➤ **Armature transversale :**

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right)$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutre.

ϕ_L : Diamètre maximal des armatures longitudinales.

b : Largeur d'âme de la poutre.

$$\phi_{t, \max} \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_L ; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{550}{35} ; 20 ; \frac{300}{10} \right)$$

$$\phi_{t, \max} \leq \min (15,71; 20 ; 30)$$

$$\phi_{t, \max} \leq 15,71 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$ de nuance d'acier FeE235

d. Espacement des armatures transversales (les cadres) :

Selon BAEL91mod99 :

$$\blacklozenge S_{t, \max} = \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t, \max} = \min(0,45; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t, \max} = 0,40 \text{ cm}$$

$$\diamond \frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0}$$

$$S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{2,01 \cdot 235}{0,4 \cdot 30} \leq 39,36cm$$

$$S_{t_2, \max} = 39,36cm$$

$$\diamond \frac{A_t}{b_0 \cdot S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple); $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{2,01 \cdot 0,8 \cdot 235}{30 \cdot (1,15 - 0,3 \cdot 2,1)} = 24,22cm$$

$$S_{t_3, \max} = 24,22cm$$

Selon RPA99Version 2003 :

◆ Zone nodale :

$$S_{t, \max} \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12x\phi_L; 30cm\right)$$

$$\phi_L = 20mm$$

$$S_{t, \max} \leq \min\left(\frac{55}{4}; 12x2; 30cm\right)$$

$$S_{t, \max} \leq \min(13,75; 24; 30cm)$$

$$S_{t, \max} \leq 13,75cm \Rightarrow S = 10cm$$

◆ En dehors de la Zone nodale:

$$S'_{t, \max} \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S'_{t, \max} \leq \frac{55}{2} = 27,50cm \Rightarrow S'_t = 15cm$$

4. Armatures minimales:

$$A_{t, \min} = 0,003 \cdot S \cdot b$$

◆ Zone nodale:

$$A_{t, \min} = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0,90cm^2$$

◆ En dehors de la Zone nodale:

$$A_{t, \min} = 0,003 \cdot S \cdot b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35cm^2$$

➤ **Choix des armatures:**

➤ **Zone nodale :**

➤ $A_t = n \cdot \phi_t = 4 \times \phi_8 = 2,01 \text{cm}^2 > 0,90$

➤ **Zone courant :**

➤ $A_t = n \cdot \phi_t = 4 \times \phi_8 = 2,01 \text{cm}^2 > 1,35$

◆ **Longueur de répartition des armatures transversales de la zone nodale :**

$S_r = 10 \text{cm}$

$L' = 2h = 2 \times 0,55 = 1,10 \text{m}$

$A_r = n \cdot \phi_r = 11 \times \phi_8 = 5,25 \text{cm}^2 > 1,35$

$\Rightarrow [11(\text{cadre} + \text{étrier}) \text{ pour } 1,00 \text{m}]$

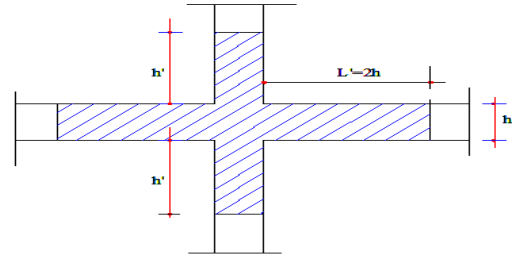


Figure V.25: zone nodales

➤ **Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:**

$L_r^{\min} = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$

$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{cm}$, Alors On adopte: $L_r = 60 \text{cm}$

$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64 \text{cm}$, Alors On adopte: $L_r = 70 \text{cm}$

$L_r^{\min} = 40 \times 2 = 80 \text{cm}$, Alors On adopte: $L_r = 85 \text{cm}$

➤ **Vérification de la flèche :**

D'après le BAEL91 modifiée 99, il faut que les conditions suivantes soient vérifiées la flèche

totale est : $f \leq \bar{f}$

La flèche admissible est :

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{f} = \frac{L(m)}{500} \quad \text{si } L < 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(m)}{1000} \quad \text{si } L > 5m \end{array} \right.$$

Dans le cas de poutre isostatique avec une charge uniformément répartie, la flèche maximale

est donnée par : $f_{\max} = \frac{5qL^4}{384EI}$

Avec :

f_{\max} : Flèche maximale de la poutre.

L : portée de la poutre.

h : hauteur de la section de la poutre.

q : charge uniformément répartie déterminé à L ELS.

E : module d élasticité différée du béton.

I : moment d inertie de la section $I = b h^3/12$

➤ **Calcul de la flèche :**

L : la portée maximale des poutre principale :

Dans notre cas : $L = 5,25m \Rightarrow \bar{f} = 0,5cm + \frac{525}{1000} = 1,025cm$

A partir de robot bat 2009, On a $f = 0,78 cm$

≥ Donc : $f = 0.78cm$

$f = 0,078m \prec \bar{f} = 10,25 \times 10^{-3} m \dots \dots \dots CV$

♦ **Calcul les armatures longitudinales selon BAEL 91 mod99 :**

Les résultats de calcule a l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)		M_{max} (KN.m)	μ	μ_l	d (cm)	α	β	A' (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
30X40	Appuis	112,44	0,204	0,391	0,36	0,288	0,885	0,00	10,15
	Travée	78,61	0,143	0,391	0,36	0,193	0,923	0,00	6,80
30X45	Appuis	130,61	0,187	0,391	0,405	0,261	0,895	0,00	10,35
	Travée	92,14	0,132	0,391	0,405	0,178	0,929	0,00	7,04
30X35	Appuis	71,42	0,169	0,391	0,315	0,233	0,907	0,00	7,19
	Travée	87,56	0,208	0,391	0,315	0,294	0,882	0,00	9,05

Tableau V.19: Les résultats de calcule les armatures longitudinales a l'E.L.U

♦ Les résultats de calcule a l'E.L.A sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm ²)		M_{max} (KN.m)	μ	μ_l	d (cm)	α	β	A' (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
30X40	Appuis	152,56	0,212	0,379	0,36	0,302	0,879	0,00	12,05
30X45	Appuis	200,65	0,221	0,379	0,405	0,316	0,874	0,00	14,18
30X35	Appuis	107,47	0,195	0,379	0,315	0,274	0,890	0,00	9,58

Tableau V.20: Les résultats de calcule les armatures longitudinales a l'E.L.A

- ♦ **Calcul les armatures longitudinales minimaux et maximaux** : selon les conditions imposé par RPA 90version2003 et BAEL 91 mod99 :

Les résultats de calcule a l'E.L.U sont résumés dans le tableau suivant :

Section (cm2)		A_{min} (cm ²)RPA	A_{max} (cm ²) zone courante	A_{max} (cm ²) zone de recouvrement	A_{min} BAEL	A' (cm ²)	A_{cal} (cm ²)
30X40	Appuis	6	48	72	1,30	0,00	12,05
	Travée					0,00	6,80
30X45	Appuis	6,75	54	81	1,47	0,00	14,18
	Travée					0,00	7,04
30X35	Appuis	4,5	36	54	0,98	0,00	9,58
	Travée					0,00	9,05

Tableau V.21: choix de ferrailage

V.3.8. récapitulatif du ferrailage des poutres principales et secondaires:

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Armature longitudinal (cm ²)									
Types	Poutres principales								
Section (cm2)	A_{min} (cm ²)	A Calculé (cm ²)		A (cm ²) (retenue)		A (cm ²) (adopte)		A choisit (cm ²)	
		Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui
30x55	8,25	5,55	14,75	8,25	14,75	9,11	15,45	3T16+2T14	3T20+ 3T16
30x40	6,00	6,80	12,05	6,80	12,05	6,88	12,06	3T14+2T12	6T16
Types	Poutres secondaires								
30x45	6,75	7,04	14,18	7,04	14,18	9,23	15,45	6T14	3T20+ 3T16
30x35	4,50	9,05	9,58	9,05	9,58	9,23	10,65	6T14	3T14+3T16

Tableau V.22: Ferrailage longitudinale de poutres principales et secondaires

Armature transversal (cm ²)							
Types	Poutres principales						
Section (cm ²)	A _t min (cm ²) RPA	Φ(mm)	S _i (cm) (zone nodale)	S' _i (cm) (zone courante)	L _r ^{min} = 40 · φ _{Lmax} (cm ²)		
30x55	1,35	Ø8	10	15	60	70	80
30x40	1,35	Ø8	10	15	50	60	70
Types	Poutres secondaires						
30x45	1,35	Ø8	10	15	60	70	80
30x35	1,35	Ø8	10	15	60	70	

Tableau V.23: Ferrailage transversal de poutres principales et secondaires

Longueur de recouvrement des armatures longitudinales:

$$L_r^{\min} = 40 \cdot \phi_{L_{\max}}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 50 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 70 \text{ cm}$$

$$L_r^{\min} = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}, \text{ Alors On adopte: } L_r = 85 \text{ cm}$$

Diagramme de l'effort tranchant des poutres secondaires :

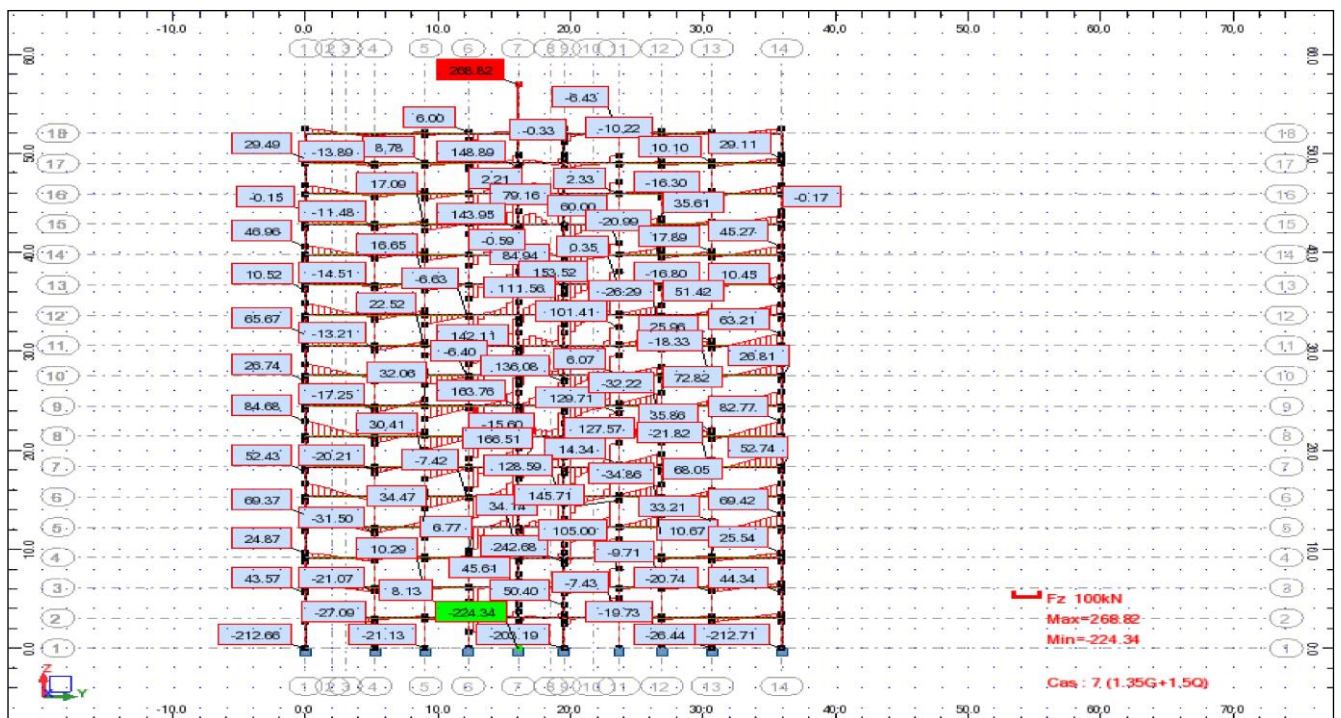


Figure V.26: diagramme de l'effort tranchant à l'E.L.U sens y-y

Diagramme des moments des poutres secondaires :

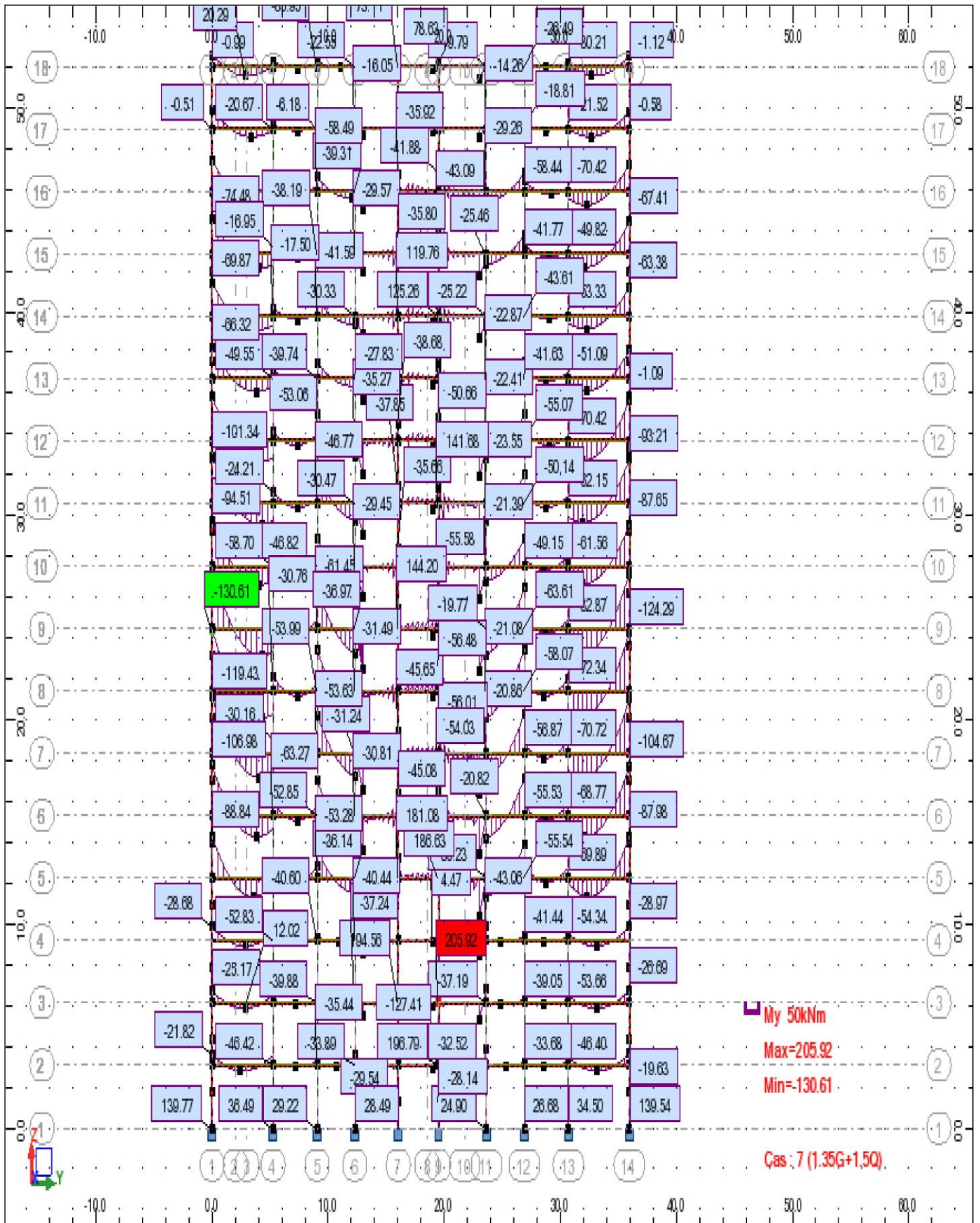


Figure V.27: diagramme des moments a l'E.L.U sens y-y

V.3.9.1 Vérification vis -à vis de l'état limite de service :

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Section (cm ²)	Position	M _{SER} (KNM)	Y (CM)	I (CM ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc} (MPA)	observation
30x40	Appuis	103,72	15,66	113 245,05	14,50	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travée	57,94	12,67	76 509,63	11,86	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
30x45	Appuis	95,10	18,46	175 481,69	6,87	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travée	67,35	15,26	123 736,22	10,05	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
30x35	Appuis	51,97	13,75	76 327,33	10,39	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}
	Travée	63,79	13,05	69 353,20	12,65	15	σ _{bc} < σ̄ _{bc}

Tableau (V.24) : Vérification des contraintes à l'ELS.

V.3.9.2 Vérification vis -à vis de l'effort tranchant

a) Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$, $\tau_u = \frac{T_u}{bd}$

Cette contrainte limite doit respecter les valeurs données par le **BAEL**.

$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}, 5MPa)$ en fissuration peu nuisible.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

TYPES	Section (cm ²)	T _u ^{max} (KN)	τ _u (KN)	τ̄ _{ad}	VÉRIFICATION
Pouters principales	30x55	170,19	1,15	3,33	OK
	30x40	125,69	1,16	3,33	OK
Poutres secondaires	30x45	99,95	0,82	3,33	OK
	30x35	268,84	2,84	3,33	OK

Tableau (V.25) : Vérification des contraintes de cisaillement

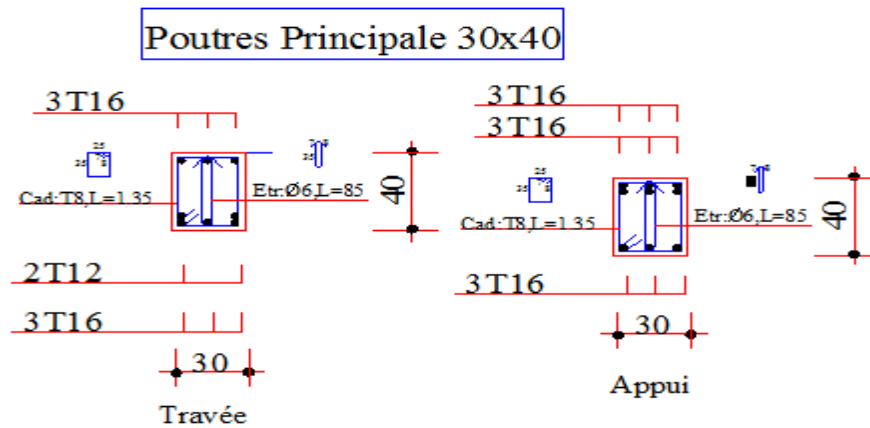
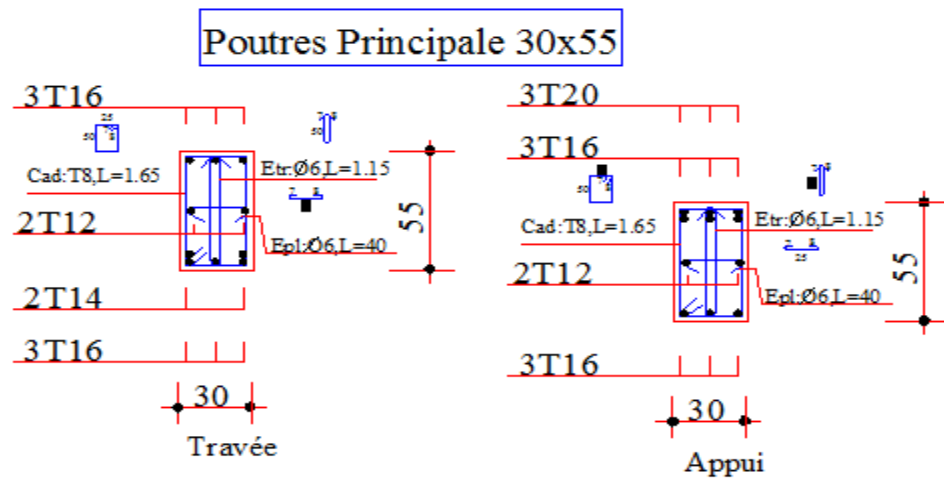


Figure V.28. Schéma de ferrailage des poutres principales.

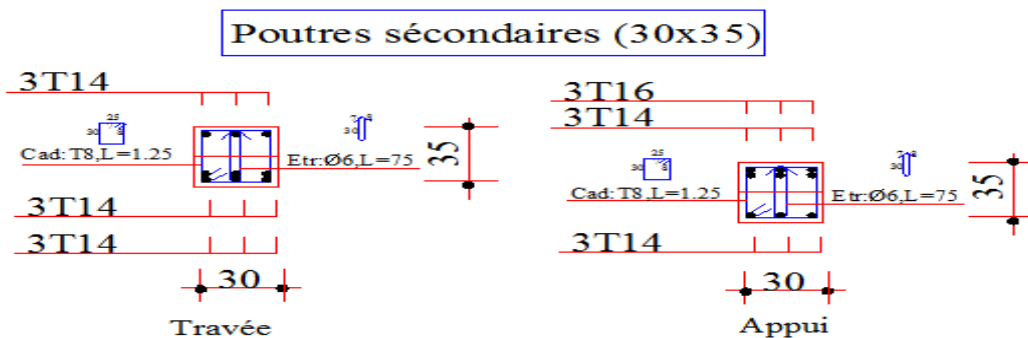
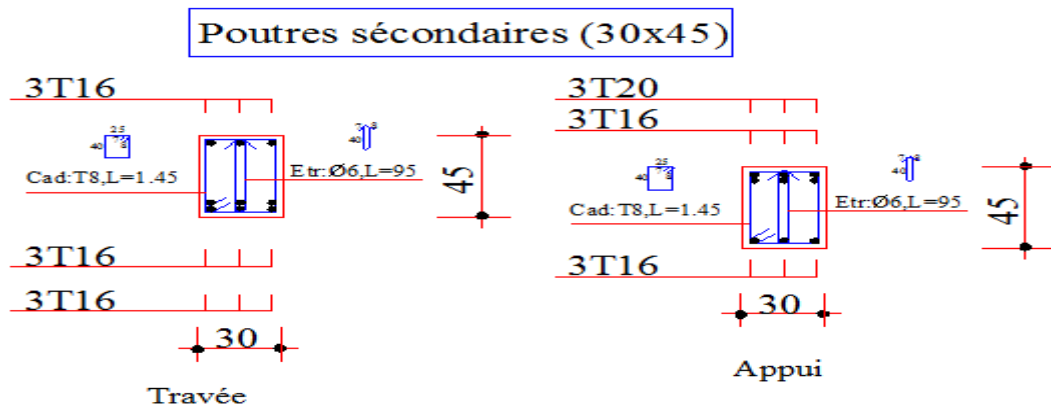


Figure V.29. Schéma de ferrailage des poutres secondaires.

V.4. Les voiles:

V.4.1. Introduction :

Le mur voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces Horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. dont le but est d'assurer la stabilité (et la rigidité) de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales et de les transmettre jusqu'au sol et de raidir les constructions, car les déformations excessives de la structure sont source de dommages aux éléments non structuraux et à l'équipement.

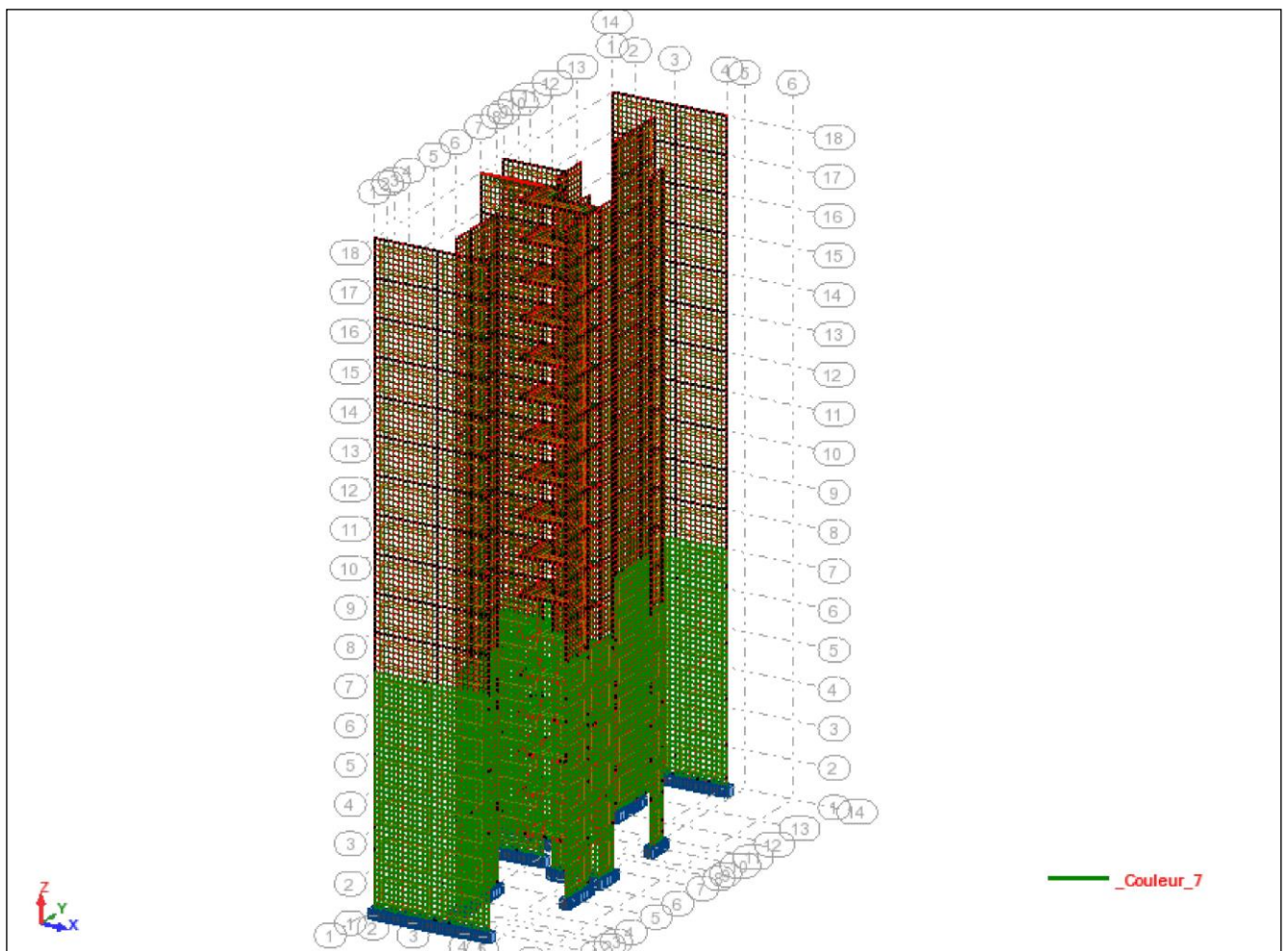


Figure .V.30. La disposition des voiles

V4.2 Ferrailage des voiles :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les engendrent, le moment fléchissant, efforts tranchants et l'effort normal. La disposition des voiles sera menée de la manière suivante :

- ♦ Armatures verticales.

- ♦ Armatures horizontales.
- ♦ Armatures transversales.

V.4.3 Combinaison

Selon le règlement parasismique Algérienne (RPA 99) Les sollicitations de calcul seront déterminées sous les combinaisons d'actions suivantes :

- ♦ $1,35G + 1,5 Q$
- ♦ $G + Q \pm 1.2Ex$
- ♦ $G + Q \pm 1.2Ey$

V.4.5 Prescriptions données par RPA99

a). Ferrailage vertical

Le ferrailage vertical sera disposé de tel sort qu'il prendra les contraintes de flexion composée

- a. L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être reprise en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de **0.20%** de la section horizontale du béton tendu.*
- b. Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.*
- c. A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de **(1/10)** de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à **15 cm**.*

Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux. Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

b). Ferrailage horizontal

Les armatures horizontales sont disposés selon la hauteur du voile permettant la couture des fissures inclinées à 45° engendré par l'effort tranchant, ces barres doivent être munies de crochet à 135° ayant une largeur de 10Φ .

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

c). Règles communes

- a. Le pourcentage minimal d'armatures longitudinales est :*

- ♦ Globalement dans la section du voile égale à 0.15%.
- ♦ En zone courante égale à 0.10%.

b. L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- ♦ $S \leq 1,5e$ avec e : Epaisseur du voile.
- ♦ $S \leq 30 \text{ cm}$

c. Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins quatre épingles au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposé vers l'extérieur.

d. les longueurs de recouvrement doivent être égale à :

- ♦ 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- ♦ 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possible de charges.

e. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

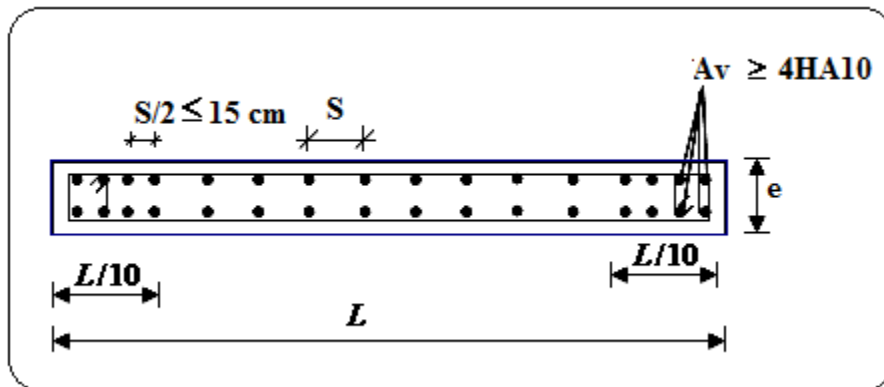
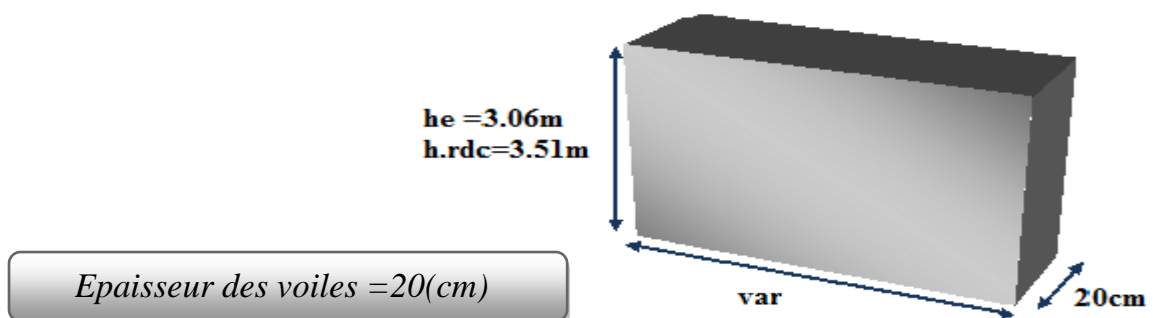


Figure .V.31. Disposition des armatures verticales dans les voiles

➤ V.4.6 Pré dimensionnement des voiles:



Epaisseur des voiles = 20(cm)

V.4.7 La méthode de calcul :

On utilise la méthode des contraintes (la formule classique de la R.D.M.)

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} \leq \alpha$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{A} - \frac{M.V'}{I} \leq \alpha$$

Avec:

N : effort normal appliqué,

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile,

I : moment d'inertie.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

$$V = V' = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

Dans ce cas le diagramme des contraintes sera relevé directement du fichier résultat.

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

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \cdot L$$

$$L_t = L - L_c$$

L_t : longueur tendue

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues et on distingue 3 cas :

$$\sigma_{\max} = \sigma_1 ; \sigma_{\min} = \sigma_2$$

1^{er} cas :

Si $\sigma_1 > 0$ et $\sigma_2 > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée .

La zone courante est armée par le minimum exigé par le R.P.A 99 (version 2003)

$$A_{min} = 0,15.a.L$$

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e$$

Avec :

e : épaisseur du voile

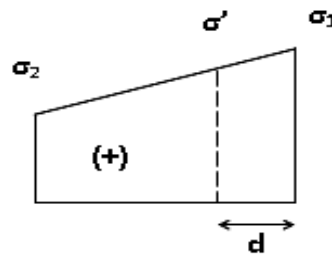


Figure.V.32 : diagramme d'une section entièrement comprimée

2^{eme} cas :

Si : $\sigma_1 < 0$ et $\sigma_2 < 0$:=> la section du voile est entièrement tendue.

$$N_i = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

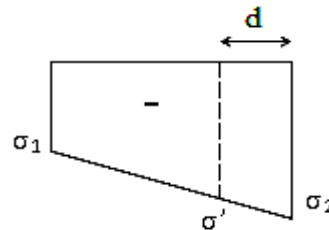


Figure.V.33 : diagramme d'une section entièrement tendue

On calcul le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$$A_v = \frac{F_t}{f_e}$$

on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- ♦ Si $A_v < A_{min} = 0,15 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- ♦ Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

3^{eme} cas :

Si : σ_1 et σ_2 sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

$$N_i = \frac{\sigma + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

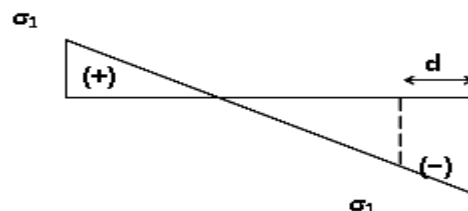


Figure.V.34: diagramme d'une section partiellement comprimée

$$\sigma_1 = \frac{137,98}{0,2 \times 1} = 689,88 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{-78,7}{0,2 \times 1} = -393,48 \text{ t/m}^2$$

• Calcul de L' :

$$L_t = L (\sigma_2 / (\sigma_1 + \sigma_2)) \text{ avec } (L=3.75 \text{ m})$$

$$L_t = 1.748 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t$$

$$\Rightarrow L' = 2.36 \text{ m}$$

• Calcul de d :

$$d \leq \min (h_e/2 , 2L'/3) \Rightarrow$$

$$d \leq \min (3/2 , 2 \times 2,36 / 3) = 1.5 \quad \text{On prend } d = 1 \text{ m}$$

• Calcul de σ'_2 :

$$\sigma'_2 = \left(\frac{L_t - d}{L_t} \right) \times \sigma_2$$

$$\Rightarrow \sigma'_2 = -104.16 \text{ t/m}^2$$

• Calcul de N et M :

$$\sigma'_2 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M \times v}{I} = -104.16 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M \times v}{I} = -393.48 \text{ t/m}^2$$

$$I = (0.20 \times 1^3) / 12 = 0,0167 \text{ m}^4$$

$$v = 1/2 = 0,5 \text{ m}$$

$$\Omega = 0,20 \times 1 = 0,20 \text{ m}^2$$

Donc:

$$N = (\Omega/2) \times (\sigma_2 + \sigma'_2) \quad \Rightarrow N = -49,764 \text{ t}$$

$$M = (I/2v) \times (\sigma_2 - \sigma'_2) \quad \Rightarrow M = 4,83 \text{ t.m}$$

• Calcul de A_s :

$$e_0 = M / N = -0.097 \text{ m} < h / 6 \text{ (la section est entièrement tendue)}$$

$$d_1 = d_2 = 0,05 \text{ m.}$$

$$e_1 = v - d_1 - e_0$$

$$e_2 = v - d_2 + e_0$$

$$A_{S1} = N e_1 / (e_1 + e_2) \sigma_{10}$$

$$A_{S2} = N e_2 / (e_1 + e_2) \sigma_{10}$$

$$A_S = A_{S1} + A_{S2} = N / \sigma_{10}$$

$$\Rightarrow A_S = 12.441 \text{ cm} = 6.2205 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}$$

- Armatures minimales de RPA 99:

$$A_{RPA} = 0,20\% \times b \times L_t$$

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 0,20 \times 1,36 = 5,44 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{RPA} = 1,45 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

- Le pourcentage minimal :

$$A_{min} = 0,15\% \times b \times L$$

$$A_{min} = 0,15\% \times 0,20 \times 3,75 = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} = 2.90 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$$

Donc : $A_{SV} = \max (A_s, A_{min}, A_{RPA}) = 6,2205 \text{ cm}^2 / \text{ml/face}.$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie : $A_S = 23.33 \text{ cm}^2.$

En zone courante : soit 4HA14+10HA12 ($A_S = 6,16 \text{ cm}^2 + 11,3 \text{ cm}^2$)

En zone d'about : soit 8HA14 ($A_S = 12,32 \text{ cm}^2$)

- Espacement S_t :

En zone courante : $S_t \leq \min (1.5e, 30) = 30 \text{ cm}.$

Soit : $S_t = 20 \text{ cm}.$

En zone d'about : $S_{ta} = S_t / 2 = 10 \text{ cm}.$

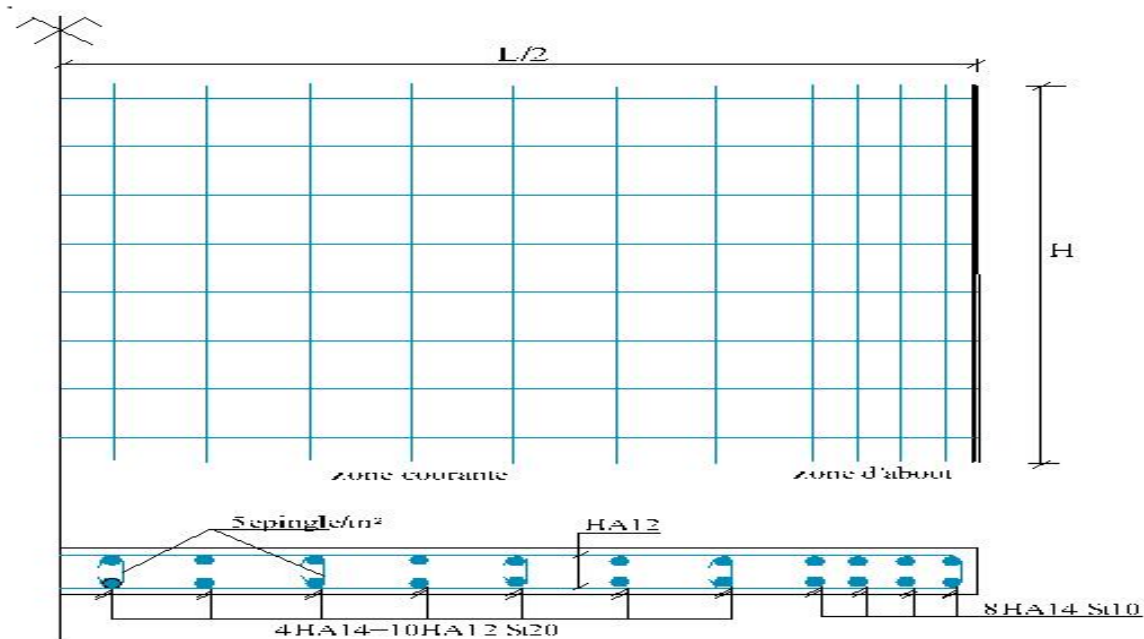


Figure (V.35): Disposition constructive des armatures des voiles pleins.

Chapitre VI

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. etude du voile périphérique

VI .1.1.Conditions minimales des RPA :

D'après le RPA99, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes:

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.
- Les armateurs sont constitués des nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- Un recouvrement de 40Φ pour le renforcement des angles.

Dans notre cas, on a adopté des voiles périphériques :

- d'épaisseur $e= 20$ cm,
- de hauteur $h=4,00$ m.

VI .1.2.Modélisation et calcul du voile périphérique.

Le voile périphérique est assimilé à une dalle sur quatre appuis soumise à la poussée des terres travaillant en flexion simple. On admet que les charges verticales sont transmises aux autres éléments porteurs.

Sollicitations de calcul.

Les voiles sont soumis à la pression des terres. Cette pression est une charge triangulaire répartie le long de voile. Par hypothèse, ce dernier est considéré encastré parfaitement au niveau du massif des fondations

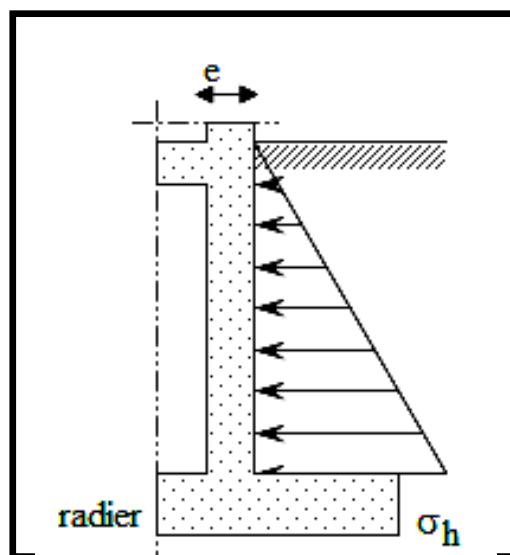


Figure VI.1: schéma de voile périphérique

VI .1.3.Calcul de la force de poussée

$H = 4,00m$

φ : L'angle du frottement de remblai $\varphi = 30^\circ$

γ_r : poids spécifique du remblai $\gamma_r = 1,8 t/m^3$

K_a : Coefficient de poussée horizontale

$$K_a = \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}} \cos \beta$$

Pour $\beta = 0^\circ \Rightarrow K_a = \operatorname{tg}^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.33$

$$p = \frac{1}{2} k_a \cdot \gamma_b \cdot h^2$$

$$p = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 1,8 \times 4^2 = 4,75 t / ml$$

Le voile périphérique le plus sollicité a comme largeur $l_y = 5,70m$ et comme hauteur $l_x = 4m$, ceci revient à dimensionner une dalle sur 4 appuis (les appuis sont les poteaux et les poutres).

On applique donc les règles du BAEL 91 pour ce type de dalles pour 1 mètre linéaire.

VI .1.4.Calcul des moments fléchissant :

▪ Suivant la direction L_x : $M_{0x} = \mu_x \times P \times l_x^2$

▪ Suivant la direction L_y : $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients donnés en fonction de α : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5,70} = 0,70 > 0,4$ le voile porte dans les deux sens

$\mu_x = 0,068, \mu_y = 0,436$

Calcul les moments isostatique :

$M_{0x} = \mu_x \times P \times l_x^2 = 0,068 \times 4,75 \times 4^2 = 5,17 t.m$

$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0,436 \times 5,17 = 2,25 t.m$

En considérant les encastremets on aura les moments en appuis et en travée suivants :

Moment en travée :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx}=0,75.M_{0x} \\ M_{ty}=0,75.M_{0y} \end{array} \right.$$

Moment sur appuis :

Pour un panneau continu :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax}=0,5.M_{0x} \\ M_{ay}=0,5.M_{0y} \end{array} \right.$$

Valeurs des moments sont résumée dans le tableau ci-dessous :

<i>sens</i>	<i>en travée (KN.m)</i>	<i>en appui (KN.m)</i>
x-x	38,78	25,85
y-y	16,88	11,25

Tableau .VI.1. Valeurs des moments de calcul pour le voile périphérique.

VI .1.5.Ferraillage des voiles :

Le ferraillage se fait pour une bande de **1 m**

En travées :

Sens x-x : $M_{tx} = 38,78 \text{ Kn.m}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{t,x}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{38,78 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,18)^2} = 0,084$$

$$\mu = 0,084 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,084}) = 0,110$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,956$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{38,78 \times 10^3}{348 \times 0,956 \times 18} = 6,46 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ Condition de non fragilité

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{St} \geq 6,46 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ Espacement maximal des armatures :

$$S_t \leq \min (3e; 33cm)$$

$$S_t \leq \min (3 \times 20; 33cm) = 33cm.$$

On adopte: $S_t = 20Cm$

➤ Choix des armatures :

$$A_{st} = 6T12 = 6,78 \text{ cm}^2/ml$$

➤ Sens Y-Y :

$$M_{ty} = 16,88 \text{ Kn.m}$$

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{t,y}^u}{\sigma_b \cdot b \cdot d_y^2} = \frac{16,88 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,18)^2} = 0,037$$

$$\mu = 0,037 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,037}) = 0,047$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,981$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_{ty} = \frac{M_{ty}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{16,88 \times 10^3}{348 \times 0,981 \times 12,5} = 2,75 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 2,75 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

➤ Espacement maximal des armatures :

$$S_t \leq \min (4e; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min (4 \times 20; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On adopte: $S_t = 20\text{cm}$

➤ Choix des armatures :

$$A_{st} = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats de Ferrailage en appui suivants les deux sens :

sens	en appui (KN.m)	μ	α	β	$A_{cal} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{ad}^2 (\text{cm}^2)$
x-x	25,85	0,063	0,082	0,967	4,517	2,05	6T10=4,71
y-y	11,25	0,027	0,035	0,986	1,928	2,05	3T12=3,39

Tableau .VI.2 : Ferrailage en appui suivants les deux sens

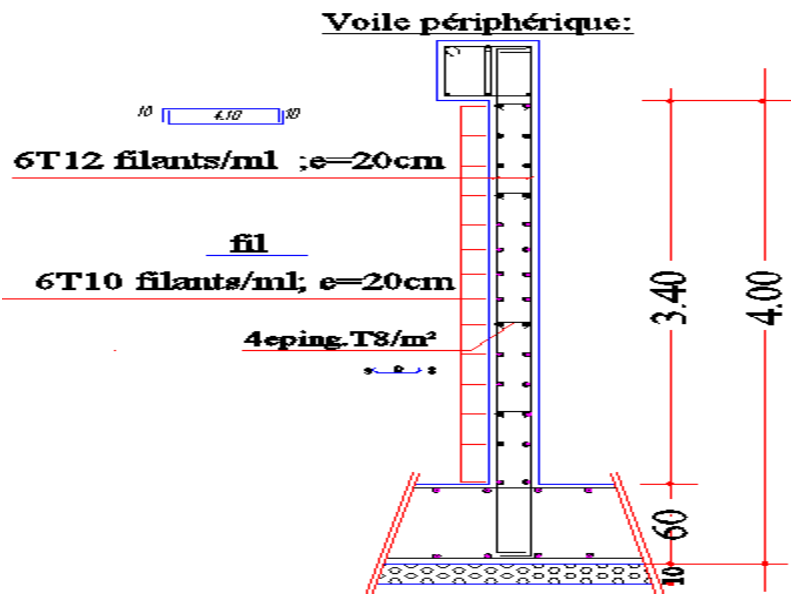


Figure.VI.2: Schéma de Ferrailage de voile périphérique

Etude de fondation

VI-2 Introduction :

Les fondations sont des éléments qui sont directement en contact avec le sol, elles sont destinées à transmettre au sol, de façon uniformément répartie, les sollicitations dues aux poids de l'édifice, aux charges d'occupation et aux contraintes exercées par le vent et les secousses sismiques. Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Le choix du type de fondation dépend du :

- ♦ *Type d'ouvrage construire.*
- ♦ *La nature et l'homogénéité du bon sol.*
- ♦ *. La capacité portante du terrain de fondation.*
- ♦ *La charge totale transmise au sol.*
- ♦ *La raison économique.*
- ♦ *La facilité de réalisation*

VI.2.1.1 Choix du type de fondations :

La méthodologie utilisée pour la présente étude est celle basée sur l'ordre privilégié suivant :

- ♦ *Semelles (isolées et filantes)*
- ♦ *Radier général*
- ♦ *Fondation profonde (Pieux)*

Cependant, par insuffisance de données géotechniques, les fondations profondes seront Exclues de cette étude. Aussi, pour le cas des semelles ; lorsque la surface occupée par celles-ci dépasse 50% de la superficie totale du bâtiment, il y'aura un risque inévitable de chevauchement des semelles, et donc nous passerons au choix suivant.

VI.2.1.2. Combinaisons des charges :

Selon le RPA99 version 2003, les combinaisons de charges qu'il faut considérer pour le dimensionnement des fondations sont :

- ♦ $G + Q \pm E$
- ♦ $0.8G \pm E$

VI.2.1.3 Réactions à la base de la structure

Les efforts globaux obtenus par le logiciel robot bat 2009 à la base de l'ouvrage sont

donnés dans le tableau suivant :

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
G + Q±E	129623.75	2337685.18	685934.59
0.8G ± E	95394.90	468732,3	172319,69

Tableau VI.3: Réaction à la base de la structure

VI.2.1.4 Données de l'étude :

La contrainte admissible du sol d'assise fournie par les études géotechniques est de à 1,80 bars à 4,00m de profondeur .

VI.2.1.5 Semelles Filantes :

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes, pour cela nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du

bâtiment $\frac{S_s}{S_b} < 50\%$

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} N = 129623,75KN \\ \sigma_{sol} = 1,80bars = 18t / m^2 \end{array} \right.$

La surface totale des semelles est donné par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{129623,75 \times 10^{-1}}{18} = 720,13m^2$$

S_s : Surface totale (nécessaire) des semelles = 720,13 m²

S_b : Surface total du bâtiment (à la base de la tour) = 496.01 m²

Vérification:

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{720,13}{496.01} = 1,45$$

$$\frac{S_s}{S_b} > 50 \%$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation .Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ◆ L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise le forte
- ◆ Pression apportée par la structure.
- ◆ La réduction des tassements différentiels.
- ◆ La facilité de l'exécution.

Le radier sera muni de nervures reliant les poteaux et sera calculé comme des panneaux de dalles pleines sur quatre appuis continus (nervures) chargés par une pression uniforme qui représente la pression maximale du sol résultante de l'action du poids du bâtiment et du moment créé par la charge sismique.

VI.2.2.RADIER GENERAL :

VI.2.2.1. Calcul de la surface du radier :

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

$$\frac{N}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$S_{Radier} = S_{base\ de\ la\ tour} + P_{\text{érimètres}} \times D$$

$$S_{Radier} = 496,06 + 115D$$

Calcul du D (débordement) :

$$S_{radier} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$496,06 + 115D \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

$$D \geq \left(\frac{N}{\sigma_{sol}} - 496,06 \right) \times \frac{1}{115}$$

$$D \geq \left(\frac{129623,75 \times 10^{-1}}{18} - 496,06 \right) \times \frac{1}{115}$$

$$D \geq 1,95m$$

On prend : $D = 2.10m$

$$S_{\text{Radier}} = 496,06 + 2,10 \times 115 = 737,56 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{radier}} = 737,56 \text{ m}^2 \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{129623,75 \times 10^{-1}}{20}$$

$$S_{\text{radier}} = 737,56 \text{ m}^2 \geq 720,13 \text{ m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

S_r : Surface du radier.

S : Surface totale du bâtiment.

P : Périmètre du bâtiment

D : débordement

Alors la surface du radier est $S_r = 737,56 \text{ m}^2$

VI.2.2.2 Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes

a / Condition forfaitaire :

$$h_r \geq \frac{L_{\text{max}}}{10}$$

$$L_{\text{max}} = 5,70 \text{ m} \quad \text{d'où: } h_r \geq 57 \text{ cm.}$$

On prend: $h_r = 60 \text{ cm}$

b/ Condition de raideur (la rigidité.) :

Pour un radier rigide on doit vérifier :

$$\begin{cases} L \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \\ L_e = \sqrt[4]{\frac{4.E.I}{K.b}} \end{cases}$$

L_e : Longueur élastique.

E : module d'élasticité.

I : inertie d'une bande d'un mètre de radier.

K : coefficient de raideur du sol (Coefficient de réaction mécanique).

b : largeur du radier

$$L_{\text{max}} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\text{max}}}{\pi}$$

$$L_e \geq \frac{2 \times 5,70}{\pi} \Rightarrow L_e \geq 3,63 \text{ m}$$

$$\text{Avec : } I = \frac{b \times h^3}{12}$$

$$L_{\max} = 5,70 \text{ m}, \quad E = 3.21 \times 10^6 \text{ t/m}^2, \quad K = 12000 \text{ t/m}^3$$

D'où:

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \pi^4}}$$

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 12000 \times 5,70^4}{3,21 \times 10^6 \times \pi^4}} = 1,25 \text{ m}$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 1,30 \text{ cm}$.

c/ Condition de cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$ et une épaisseur d doit vérifier :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{cj}$$

$$\bar{\tau} = 0.05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa}$$

$$T_{\max} = \frac{N}{S} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

D'où :

N : L'effort normal maximal revenant au radier .

S : La surface totale du radier

L_{\max} : est la plus grande portée entre nus d'appuis.

$$T_{\max} = \frac{129,62}{737,56} \times \frac{5,70}{2}$$

$$T_{\max} = 0,50 \text{ MN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}$$

$$d \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot \bar{\tau}} = \frac{0,50}{1 \times 1,25} = 0,40$$

$$d = 0,9 \times h \geq 0,40 \Rightarrow h \geq \frac{0,40}{0,9} = 0,44 \text{ m}$$

d. Choix de l'épaisseur du radier :

Afin de répondre aux trois conditions citées auparavant nous avons opté pour la hauteur du radier :

- ◆ Hauteur de la nervure $h = 1,30\text{cm}$.
- ◆ Hauteur de la table du radier $h_0 = 60\text{cm}$
- ◆ Enrobage $d' = 5\text{cm}$.

VI.2.2.3. Vérification du radier :

a/ Vérification à l'effet de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effet de la sous pression hydrostatique .On doit vérifier :

$$W \geq \alpha \gamma_w Z S_r$$

Avec :

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

α : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$)

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 1\text{t/m}^3$)

z : Profondeur de l'infrastructure ($h = 4,00\text{ m}$)

S_r : Surface du radier ($S_r = 737,56\text{ m}^2$)

$$W = W_{bat} + W_{rad}$$

$$W = G_{bâtiment} + G_{radier} + G_{voile\text{ périphérique}}$$

$$W = 9567,20 + 737,56 \times 2,5 \times 0,60 + 4 \times 0,20 \times 2,5 = 10675,54\text{t}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 1.5 \times 1 \times 4,00 \times 737,56 = 4425,36\text{ t}$$

$$\alpha \gamma Z S_r = 4425,36\text{ t} < 10675,54\text{t}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas donc de risque de soulèvement.

b/ Vérification au non poinçonnement :

Une vérification locale concernant le non poinçonnement aux droits du voile le plus sollicité et le poteau le plus sollicité est nécessaire car ces derniers constituent des charges concentrées par rapport à l'ensemble (radier).

Une force est localisée lorsque les dimensions de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle ; sous l'action des forces localisées, il y'a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement par l'effort tranchant.

Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante :

$$P_u \leq 0.045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28}$$

Avec ;

P_u : Charge revenant au poteau ou au voile le plus chargé.

μ_c : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen du radier.

h : Epaisseur du radier.

Dans notre cas le poteau central le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante :

$$P_u = 1.35 N_G + 1.5 N_Q$$

$$P_u = 2434,22 \text{KN} = 2,43 \text{MN}.$$

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a, b : Dimensions du poteau.

$$\mu_c = 2 \times (0,8 + 0,60 + 2 \times 0,6) = 5,20 \text{ m}$$

Donc $P_u \leq 0,045 \times 5,20 \times 0,60 \times 25 = 3,51 \text{ MN}$ condition vérifiée

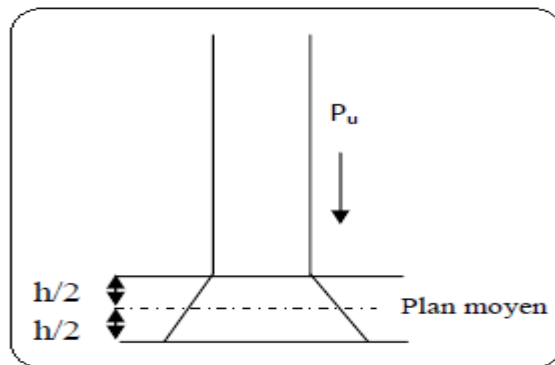


Figure. VI.3. Schéma de transmission des charges sur le radier.

Le voile le plus sollicité est le voile V2, de longueur 5,30 m Il transmet une charge

$$P_u = 3190 \text{KN} = 3,19 \text{MN}.$$

Ce qui donne un effort normal pour une bande de un mètre linéaire (1ml) :

$$P_u / \text{ml} = 3,19 / 5,30 = 0,602 \text{MN/ml}$$

$$\mu_c = 2 (a + b + 2 h_r)$$

a, b : Dimensions du voile .

$$\mu_c = 2 \times (5,30 + 0,2 + 2 \times 0,6) = 13,4 \text{ m}$$

$$0.045 \mu_c \cdot h_r \cdot f_{c28} = 0.045 \times 13,40 \times 0,6 \times 25 = 9,045 \text{ MN}$$

$P_u = 0,602 \text{ MN} < 9,045 \text{ MN}$ condition vérifiée

VI.2.2.4 Vérification de la stabilité du radier:

a/ Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

Donc il faut vérifier:

$$\sigma = \frac{N}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales.

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

$$N_{radier} = 737,56 \times 2,5 \times 0,60 = 1106,34 \text{ t}$$

$$N_T = 10675,54 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{10675,54}{737,56} = 14,47 \text{ t/m}^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 18 \text{ t/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b/ Vérification de la stabilité du radier : sous (0,8G ± E)

La vérification de la stabilité du radier est menée sous les combinaisons suivantes :

– Accidentelles : 0.8 G ± E

D'après les RPA99/Version2003 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : Moment dû au séisme.

N : Charge verticale permanente.

Combinaisons	Effort normal N [kN]	Moment M_x [kN.m]	Moment M_y [kN.m]
0.8G ± E	95394.90	468732,3	172319,69

Tableau VI.4. Efforts exercés à la base de la tour à l'E.L.A.

$$e_x = \frac{M_x}{N} = \frac{468732,3}{95394,90} = 4,91 \text{ m} \leq \frac{L_x}{4} = \frac{20,35}{4} = 5,09 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$e_y = \frac{M_y}{N} = \frac{172319,69}{95394,90} = 1,80m \leq \frac{L_y}{4} = \frac{40,20}{4} = 10,05 \dots\dots\dots C.V$$

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens.

VI.2.2.5 FERRAILLAGE DU RADIER :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges, donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

- *Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application la combinaison la plus défavorable elles sont obtenues sous la combinaison : G+Q+E*
- *Le calcul sera mené par les moments isostatiques du panneau dalle dont les dimensions sont importantes.*
- *On fait le calcul pour une bande de 1 m, d'épaisseur h=60cm, d'où : q = 18 t/m*
- *Le radier se calcul comme une dalle renversée, en flexion simple*

,a/ Méthodes de calcul

Nous avons utilisé la méthode de Pigeaud pour le calcul des moments et des efforts tranchants de dimensionnement. Les moments de flexion isostatiques maximums en travée sont donnés par les relations suivantes :

- *Dans le sens de la petite portée :* $M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$
- *Dans le sens de la grande portée :* $M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: *sont des coefficients donnés en fonction de α :* $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

L_x et L_y : *Portées entre nus d'appuis de la dalle avec la continuité qui est prise en compte par la multiplication des moments par des coefficients forfaitaires :*

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Moment en travée : $\left\{ \begin{array}{l} M_{tx} = 0,75.M_{0x} \\ M_{ty} = 0,75.M_{0y} \end{array} \right.$

Pour tenir compte de la continuité des panneaux de la dalle, on considèrera pour les calculs les moments en travées et en appuis indiqués ci-dessous :

Moment en travée :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tx}=0,85.M_{0x} \\ M_{ty}=0,85.M_{0y} \end{array} \right.$$

Moment sur appuis :

Pour un panneau continu :
$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ax}=0,5.M_{0x} \\ M_{ay}=0,5.M_{0y} \end{array} \right.$$

Les efforts tranchants maximaux qui se situent au milieu des bords de la dalle sont donnés par

Au milieu du bord l_y :
$$T_{\max} = \frac{q.L_x.L_y}{2L_y + L_x}$$

Au milieu du bord l_x :
$$T_{\max} = \frac{q.L_x}{3}$$

Pour tenir compte de la continuité, nous augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 10 %.

Le ferrailage du radier se calcule sous les sollicitations maximales obtenues par l'application des combinaisons les plus défavorables. La charge maximale due à la réaction du sol est celle résultant de la combinaison $E + Q + G$:

$qu = 215,15 \text{KN/m}^2$.

On a le panneau du radier le plus défavorable:(5,30 x4,95).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4,95}{5,30} = 0,93 > 0,4$$

Donc les panneaux travaillent dans les deux sens avec les moments de flexion suivants :

Panneau		$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	q (kn/ml)	Selon x-x				Selon y-y			
L_x	L_y			μ_{ux}	M_{0x}	M_{tx} (kn .m)	M_{ax} (kn .m)	μ_{uy}	M_{0y} (kn .m)	M_{ty} (kn.m)	M_{ay} (kn.m)
4,95	5,30	0,93	215,15	0,043	226,68	192,68	113,34	0,8434	191,18	162,50	95,59

Tableau VI.5. Valeurs des moments pour le panneau le plus sollicité par la méthode de Pigeaud

VI.2.2.6 Calcul du ferrailage de dalle:

➤ **Sens X-X :**

a) **En travées :**

$$M_{tx} = 192,68 \text{ Kn.m}$$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{tx}}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{192,68 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,54)^2} = 0,047 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0,047 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,047}) = 0,060$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,976$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{192,68 \times 10^3}{348 \times 0,976 \times 54} = 10,51 \text{ cm}^2 / m_L$$

➤ **Condition de non fragilité**

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

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 54 \times \frac{2,1}{400} = 6,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max (A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 10,51 \text{ cm}^2 / ml$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min (3e; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min (3 \times 80; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm.}$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ Cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 6T16 = 12,06 \text{ cm}^2/ml$$

sens	M _{tx} (KN.m)	b (m)	d (cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
x-x	191,68	1,00	54	0,047	0,060	0,976	10,51	6,52	6T16=12,06
y-y	191,18	1,00	54	0,046	0,059	0,976	10,42	6,52	6T16=12,06

Tableau.VI.6.ferraillages des panneaux en travée.

sens	M _{ax} (KN.m)	b (m)	d (cm ²)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ad} (cm ²)
x-x	113,34	1,00	54	0,027	0,035	0,986	6,116	6,52	6T12=6,78
y-y	95,59	1,00	54	0,023	0,029	0,988	5,147	6,52	6T12=6,78

Tableau.VI.7.ferraillages des panneaux en appui.

c/ Ferrailage transversal

Il faudra vérifier la condition au cisaillement du béton :

$$\tau_u < 0.05 \times f_{c28}$$

Calcul de T_u : 215,15

Au milieu du bord l_y :

$$T_{\max 1} = \frac{q \cdot L_x \cdot L_y}{2L_y + L_x} = \frac{215,15 \times 4,95 \times 5,30}{2 \times 5,30 + 4,95} = 363 \text{ KN/ml}$$

L'augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 10 %.

$$T_{\max} = T_{\max 1} + 10\%T_{\max 1} = 363 + 36,3 = 399,3 \text{ KN/ml}$$

Au milieu du bord l_x :

$$T_{\max 2} = \frac{q \cdot L_x}{3} = \frac{215,15 \times 4,95}{3} = 355 \text{ KN/ml}$$

L'augmentons l'effort tranchant voisin de rive de 10 %.

$$T_{\max} = T_{\max 2} + 10\%T_{\max 2} = 355 + 35,5 = 390,5 \text{ KN/ml}$$

$$Tu = \max(T_x^u; T_y^u) \Rightarrow Tu = 399,3 \text{ kN/ml}_L$$

Calcul l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{399,3 \times 10^3}{(100 \times 54) \times 100} = 0,74 \text{ MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = 0,56 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1,25 \text{ MPa} \\ \text{Il n'y a pas de reprise de bétonnage} \end{array} \right.$$

Donc Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.2.2.7.Ferraillage des nervures. :

Les nervures sont des sections en T éversé, ferraillées à la flexion simple. Pour l'étude des nervures du radier on utilise la méthode forfaitaire. Comme pour une poutre continue. On utilisera pour tenir compte des moments de continuités les coefficients donnés par le BAEL.

Les moments doivent vérifier les conditions suivantes :

Pour les moments en travées. :

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

Pour une travée intermédiaire :

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

Pour une travée de rive :

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

Tel que : $\alpha = \frac{q}{q + g}$

($\alpha = 0$: car il n'y a pas de charges d'exploitations appliquées directement sur le radier)

Donc : $M_t \geq 0,50M_0$ Pour une travée intermédiaire
 $M_t \geq 0,60M_0$ Pour une travée de rive

M_t : moment en travée.

$M_{e,w}$: les moments sur appuis de droite et de gauche respectivement, de la poutre continue.

$M_{ap} = 0,6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$M_{ap} = 0,5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées .

$M_{ap} = 0,4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

VI.2.2.8 Répartition des charges :

Nous constatons que les charges en général ne sont pas uniformément réparties sur les poutres. Nous avons soit des charges sous forme trapézoïdale, soit sous forme triangulaire.

Dès lors il est plus commode de remplacer les chargements triangulaire et trapézoïdal en des chargements équivalents uniformément réparties, elles sont définies comme suit pour chaque cas suivant **Méthodes Des Lignes De Ruptures** :

-Charges triangulaires :

$$P_{1.V} = \frac{q.L_x}{4}$$

$$V_A = P_{1.V} \cdot \frac{L_x}{2}$$

$$P_{1.M} = \frac{q.L_x}{3}$$

$$M_0 = P_{1.M} \cdot \frac{L_x^2}{8}$$

- Charge trapézoïdale :

$$P_{2.V} = q \left(1 - \frac{\alpha}{2} \right) \frac{L_x}{2}$$

$$V_A = P_{2.V} \cdot \frac{L_y}{2}$$

$$P_{2.m} = q \left(1 - \frac{\alpha^2}{3} \right) \frac{L_x}{2}$$

$$M_0 = P_{2.m} \cdot \frac{L_y^2}{8}$$

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

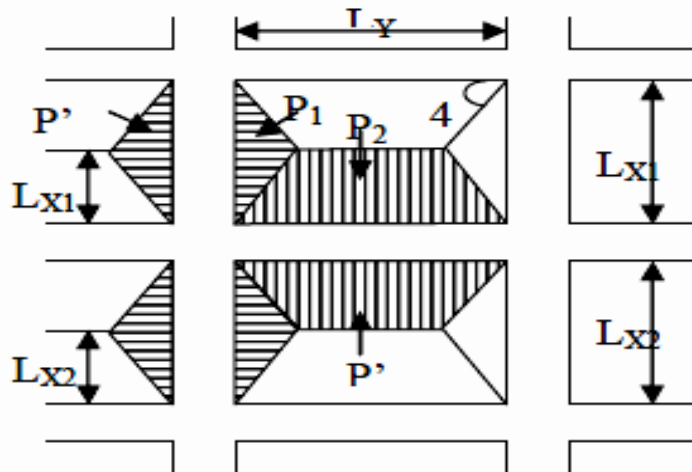


Figure VI 04: schéma de répartition des charges

q : charge répartie par m^2 de dalle, se calcule sous des charges permanentes et sous

des charges d'exploitation en utilisant les combinaisons de calcul.

$$q = 18 \text{ t/m}^2 = 0.18 \text{ MN}.$$

p_v : pour laquelle on a le même effort tranchant;

P_M : pour laquelle on a le même moment fléchissant.

Calcul des sollicitations :

Les calculs se mèneront pour deux types de nervures :

▪ **Sens longitudinal :**

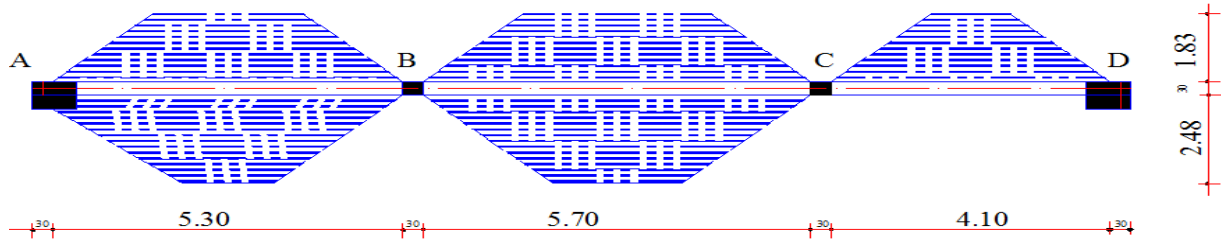


Figure. VI.5. Schéma de la poutre (nervure) continue la plus chargée.

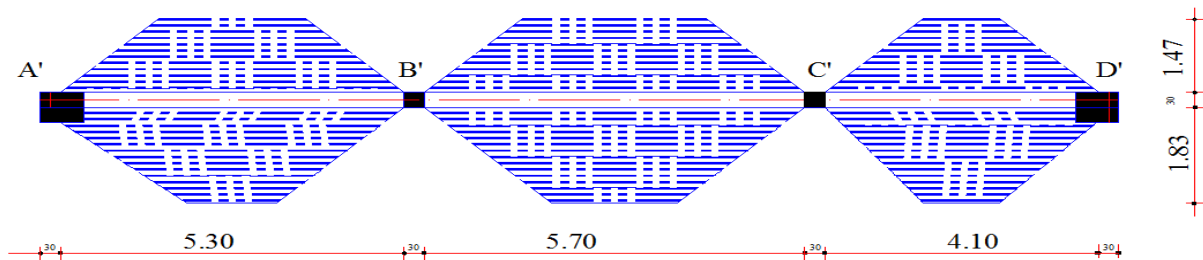


Figure. VI.6. Schéma de répartition de charge dans le sens longitudinal.

▪ **Sens transversal.**

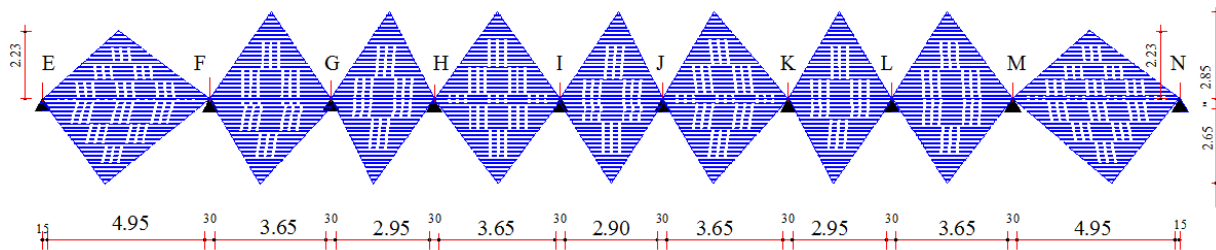


Figure. VI.7. Schéma de répartition de charge dans le sens transversal

Nous constatons que les charges en général ne sont pas uniformément réparties sur les poutres. Nous avons soit des charges sous forme trapézoïdale, soit sous forme triangulaire.

Dès lors il est plus commode de remplacer les chargements triangulaire et trapézoïdal en des chargements équivalents uniformément réparties:

p_v : pour laquelle on a le même effort tranchant;

P_M : pour laquelle on a le même moment fléchissant.

p : la charge sur le radier

VI.2.2.9 Calcul La charge uniformément répartie équivalente :

poutres	dalle		$L_{x,1(m)}$	$L_{y,1(m)}$	α	$P_m(1)$ (t/m)	$L_{x,2(m)}$	$L_{y,2(m)}$	α	$P_m(2)$ (t/m)	$P_m(1+2)$ (t/m)
	inferieur	supérieur									
AB	trapèze	trapèze	4,95	5,30	0,93	31,60	3,50	5,30	0,66	26,92	58,52
BC	trapèze	trapèze	4,95	5,70	0,87	33,35	3,50	5,70	0,61	27,54	60,89
CD	inexistant	trapèze	0,00	4,10	0,00	0,00	3,50	4,10	0,85	23,85	23,85
A'B'	trapèze	trapèze	4,95	5,30	0,93	31,60	3,50	5,30	0,66	26,92	58,52
B'C'	trapèze	trapèze	4,95	5,70	0,87	33,35	3,50	5,70	0,61	27,54	60,89
C'D'	trapèze	trapèze	4,95	4,10	1,21	22,90	3,50	4,10	0,85	23,85	46,75
EF	triangle	triangle	4,95			29,70	4,95			29,70	59,40
FG	triangle	triangle	3,65			21,90	3,65			21,90	43,80
GH	triangle	triangle	2,95			17,70	2,95			17,70	35,40
HI	triangle	triangle	3,65			21,90	3,65			21,90	43,80
IJ	triangle	triangle	2,90			17,40	2,90			17,40	34,80
JK	triangle	triangle	3,65			21,90	3,65			21,90	43,80
KL	triangle	triangle	2,95			17,70	2,95			17,70	35,40
LM	triangle	triangle	3,65			21,90	3,65			21,90	43,80
MN	triangle	triangle	4,95			29,70	4,95			29,70	59,40

Tableau.VI.8. déterminer La valeur de la charge P_m équivalente .

VI.2.2.10 Calcul Les moments en travée:

poutres	dalle		$P_m(I+2)$ (t/m)	$M_0(t/m)$	En travée $Mt(t/m)$
	inferieur	superieur			
AB	trapèze	trapèze	58,52	205,47	143,83
BC	trapèze	trapèze	60,89	247,30	148,38
CD	inexistant	trapèze	23,85	50,11	35,08
A'B'	trapèze	trapèze	58,52	205,47	143,83
B'C'	trapèze	trapèze	60,89	247,30	148,38
C'D'	trapèze	trapèze	46,75	98,24	143,83
EF	triangle	triangle	59,40	181,93	127,35
FG	triangle	triangle	43,80	72,94	43,76
GH	triangle	triangle	35,40	38,51	23,11
HI	triangle	triangle	43,80	72,94	43,76
IJ	triangle	triangle	34,80	36,58	21,95
JK	triangle	triangle	43,80	72,94	43,76
KL	triangle	triangle	35,40	38,51	23,11
LM	triangle	triangle	43,80	72,94	43,76
MN	triangle	triangle	59,40	181,93	127,35

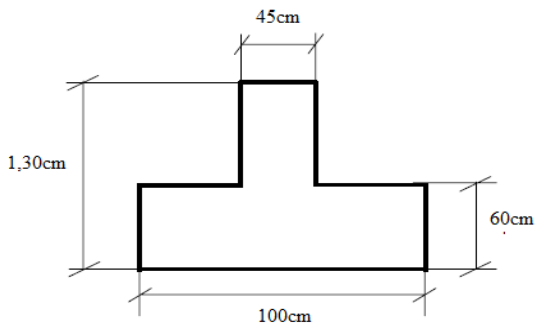
Tableau VI.9. Valeurs des moments en travée de la nervure la plus chargée.
Calcul Les moments en appui:

appui	A	B	C	D	A'	B'	C'	D'		
Moment [t.m]	0	71,91	74,19	0	0	71,91	74,19	0		
appui	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N
Moment	0	63,68	17,51	9,24	17,51	8,78	17,51	9,24	17,51	0

Tableau VI.10. Valeurs des moments sur appuis.

Pour le calcul du ferrailage on considère une section en T en travée, et une section rectangulaire sur appui.

En travée :



En appui :

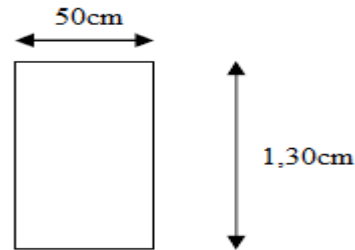


Figure. VI.8. Schéma d'une coupe transversale en travée et en appui

On va considérer les moments max en appui et en travée pour le ferrailage du reste des nervures.

En Appui :

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{74,19 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times (1,17)^2} = 0,049$$

$$\mu = 0,049 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,049}) = 0,062$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,975$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_a = \frac{M_a}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{74,19 \times 10^3}{348 \times 0,998 \times 12,5} = 11,89 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{50 \times 130}{1000}, 0,23 \times 50 \times 117 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} = \max(6,50, 7,06) = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(A_{cal}; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 11,89 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min(4e; 40\text{cm})$$

$$S_t \leq \min(4 \times 50; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm.}$$

On adopte: $S_t = 25\text{cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$$8T14 = 12,31 \text{ cm}^2$$

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{12,31}{4} = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2$$

En travée :

Le moment maximum en travée $M_{\max} = 1483,8 \text{ kn.m.}$

$$-M_{Tu} = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) f_{bu}$$

On a: $b = 0,50\text{m}$; $h_0 = 0,60\text{m}$; $d = 0,9 \times h = 1,17\text{m}$

$$f_{bc} = 14,17 \text{ Mpa.}$$

$$M_{Tu} = 50 \times 60 \times 14,17 \cdot \left(117 - \frac{60}{2}\right) = 3698370 \text{ N.m} = 3698,37 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} > M_u$ L'axe neutre est dans la table, le calcul se fait en flexion simple avec une section

Moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M_t}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{1483,8 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,50 \times (1,17)^2} = 0,153$$

$$\mu = 0,153 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,153}) = 0,209$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,917$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_{tx} = \frac{M_{tx}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{1483,8 \times 10^3}{348 \times 0,917 \times 117} = 39,76 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité**

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{50 \times 130}{1000}, 0,23 \times 50 \times 117 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} = \max(6,50, 7,06) = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 39,76 \text{ cm}^2$$

➤ **Espacement maximal des armatures :**

$$S_t \leq \min(3e; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(3 \times 50; 33 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}.$$

On adopte: $S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Choix des armatures :**

$$A_{st} = 12T20 + 2T14 = 40,76 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures de repartition:

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{40,76}{4} = 10,19 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 4T20 = 12,56 \text{ cm}^2$$

VIII .3.8.1. Vérification de l'effort tranchant.

$$P_{2.v} = q \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \frac{L_{x.1}}{2} + q \left(1 - \frac{\alpha}{2}\right) \frac{L_{x.2}}{2} = 23,75 + 21,10 = 44,85 \text{ t./ml}$$

$$T_u^{\max} = V_A = P_{2.v} \cdot \frac{L_y}{2} = 44,85 \times \frac{5,30}{2}$$

$$T_u^{\max} = 118,84t = 1188,4KN$$

Pour une fissuration préjudiciable, la contrainte tangente admissible est donné par :

- ♦ Armature droite : $\bar{\tau}_{u \max} = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2,50MPa$
 - ♦ Armature à 45° : $\bar{\tau}_{u \max} = \min\left(0.27 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 7MPa\right) = 4,50MPa$
- $$\tau_u = 2,031MPa < \bar{\tau}_{u \max} \dots\dots\dots C.V$$

Armatures transversales :

Diamètre des armatures transversales :

Le diamètre ϕ_t des armatures transversales doit être inférieur ou égal à la valeur minimale suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_{t, \max} \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_L; \frac{b}{10}\right) = \min\left(\frac{1300}{35}; 20; \frac{500}{10}\right)$$

$$\phi_{t, \max} \leq \min(37,14; 20; 50)$$

$$\phi_{t, \max} \leq 20mm$$

On prend : $\phi_t = 10mm$.

$$A_t = 6\phi_{10} = 4,71cm^2 / ml$$

a. **Espacement des armatures transversales (les cadres) :**

Selon BAEL91mod99 :

- ♦ $S_{t_1, \max} = \min(0,9d; 40cm)$
- $S_{t_1, \max} = \min(105,3; 40cm)$
- $S_{t_1, \max} = 40cm$
- ♦ $\frac{A_t \cdot f_e}{S_{t_2} \cdot b_0} \leq 0,40 \Leftrightarrow S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0}$
- ♦ $S_{t_2} \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4b_0} = \frac{4,71 \cdot 400}{0,4 \cdot 50} \leq 94,20cm$
- $S_{t_2, \max} = 94,20cm$

$$\diamond \frac{A_t}{b_0 \cdot S} \geq \frac{\tau_u - 0,3f_{tj} \cdot K}{0,8f_e(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$K = 1$ (flexion simple); $\alpha = 90^\circ$

Donc :

$$S_{t_3} \leq \frac{A_t \cdot 0,8 \cdot f_e}{b_0 \cdot (\tau_u - 0,3f_{t28})}$$

$$S_{t_3} \leq \frac{4,71 \cdot 0,8 \cdot 400}{50 \cdot (2,031 - 0,3 \cdot 2,1)} = 21,51 \text{ cm}$$

$$S_{t_3, \max} = 21,51 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(S_{t_1}; S_{t_2}; S_{t_3}) = \min(40; 94,20; 21,51) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

VI.2.2.11 Etude du débord du radier :

Le débord fonctionne comme une console soumise à une charge uniformément répartie, elle a comme dimensions :

- ♦ Une portée = **2,10m**,
- ♦ hauteur = **0,60 m**,
- ♦ une bande de largeur **1m**.

$$q = 215,15 \text{ kn/m}^2$$

$$q = \frac{215,15}{2,10} = 102,45 \text{ KN/M L}$$

$$M_{\max} = \frac{qL^2}{2} = \frac{102,45 \times (2,10)^2}{2}$$

$$M_{\max} = 225,90 \text{ KN.m}$$

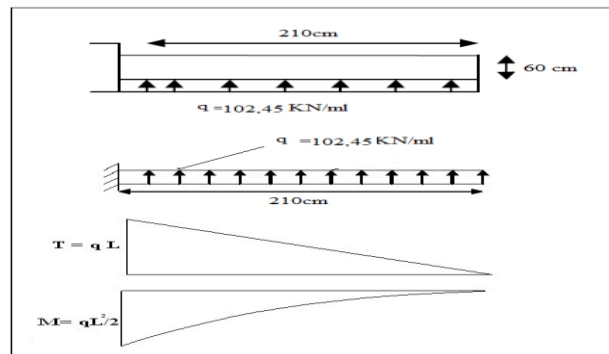


Figure. VI.9. Schéma d'une coupe transversale et Les efforts (M, N) dans le débord du radier

Moment réduit ultime :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{225,90 \times 10^{-3}}{14,17 \times 1,00 \times (0,54)^2} = 0,055$$

$$\mu = 0,055 < \mu_{AB} = 0,186$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires $A' = 0$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,055}) = 0,070$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,972$$

➤ Détermination des armatures :

$$A = \frac{M}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d_x} = \frac{225,90 \times 10^3}{348 \times 0,972 \times 54} = 12,37 \text{ cm}^2$$

➤ Condition de non fragilité

$$A_{st} \geq \max\left(\frac{b_0 h}{1000}, 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}\right)$$

$$A_{\min} = \max\left(\frac{60 \times 100}{1000}, 0,23 \times 60 \times 100 \times \frac{2,1}{400}\right)$$

$$A_{\min} = \max(6,00, 7,23) = 7,23 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} \geq \max(A_{cal} ; A_{\min})$$

$$A_{st} \geq 12,37 \text{ cm}^2$$

➤ Choix des armatures :

$$A_{st} = 4T16 + 2T20 = 14,32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

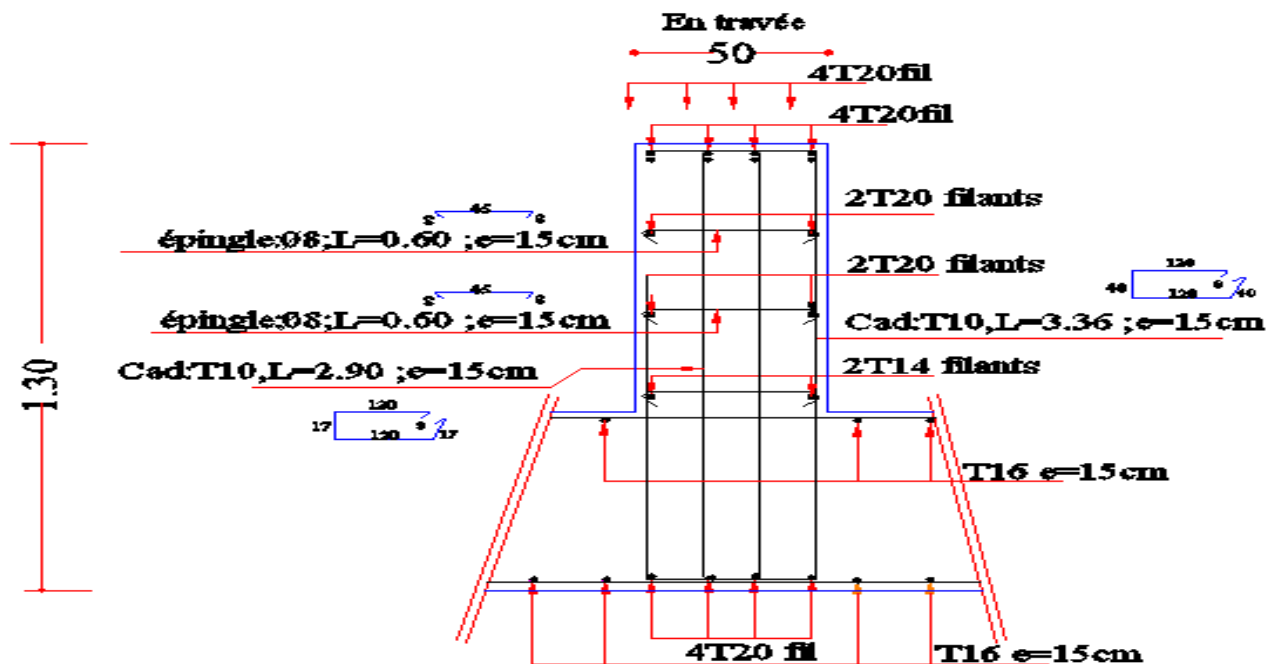


Figure. VI.10.: Ferrailage de la nervure en travée et la dalle du radie

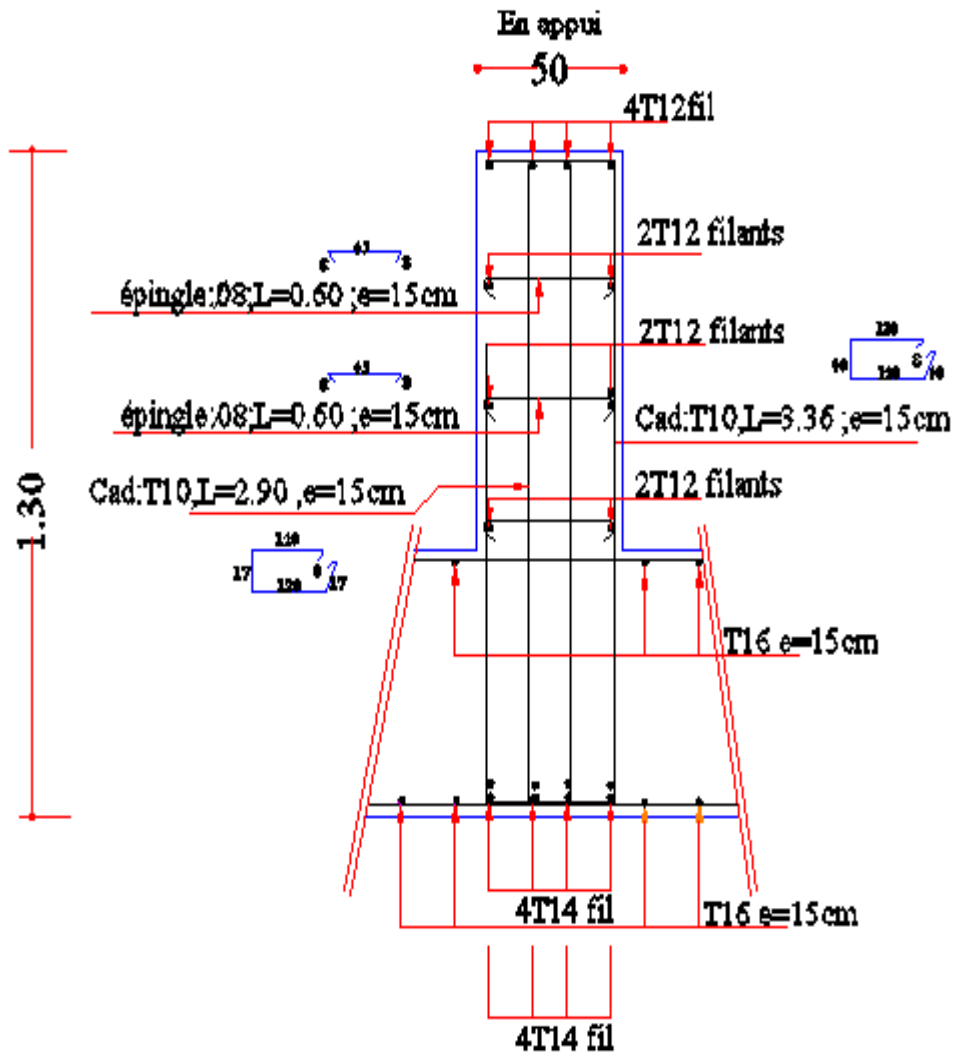


Figure. VI.11.: Ferrailage de la nervure en appui et la dalle du radie

Conclusion générale

CONCLUSION GENERALE

L'étude qui nous a été confiée, à savoir l'étude d'une structure mixte **R+16** à usage d'habitation sise en zone de sismicité **I**, a été menée en se basant sur toutes les connaissances acquises pendant notre cursus et des techniques apprises pendant le projet de fin d'étude telles que le logiciel de calcul **robot 2009**

L'étude a commencé par mettre les hypothèses de calcul et le prédimensionnement de la structure. Nous avons calculé ensuite les éléments secondaires (escaliers, plancher, acrotère) et vérifié les résultats vis à vis de l'action du séisme. Lors de l'étude dynamique et sismique par la suite, l'utilisation, l'exploitation ainsi que la compréhension des Règles Parasismiques Algériennes ont été acquises et nous ont permis de lever beaucoup d'ambiguïtés et de comprendre beaucoup de phénomènes.

Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour tout ingénieur lors de ce projet de fin d'études, c'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Annexes

Bibliographie

Règlements:

- ***RPA99*** : règles parasismiques algériennes version 2003.
- ***BAEL91*** : béton armé aux états limite.
- ***CBA93*** : calcul des ouvrages en béton armé.
- ***DTR2.2,88*** : Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B.C. 2.2, CGS1988

Livres:

- *Calcul des ouvrages en béton armé* (Mr : BELAZOUGHI)
- *Cours en béton armé BAEL 91* (Mr: Jean Pierre Mougin)
- *Calcul des ouvrages en béton armé (RPA2003, CBA93)* (Mr : y.Cherait)
- *Pratique du BAEL91 cours Avec exercices corrigé*

Cours:

- *Cours en béton armé (3^{ème} et 4^{ème} Année Ingénieur).*
- *Thèse de fin d'étude d'anciens étudiants*

LOGICIELS

- *Logiciel de ROBOT bat 2009 .*
- *EXCEL 2003.*
- *WORD 2007.*
- *AUTO CAD 2007.*