



UNIVERSITE MOLOUD MAMMERIE DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



Projet de fin d'étude en vue d'obtention du
diplôme Master en génie civil

Thème Étude d'une superstructure d'un bâtiment en R+5+ Sous-sol

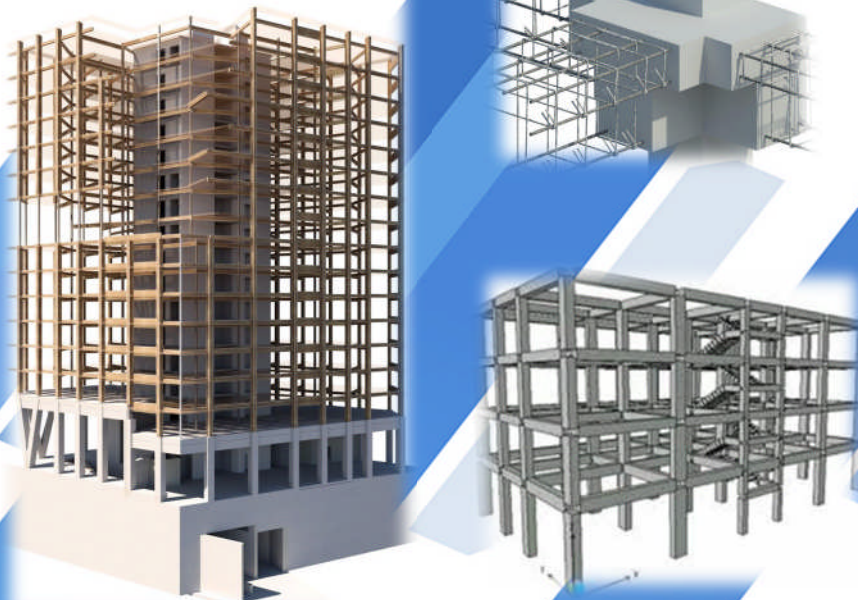
Option :
*Constructions Civiles et
Industrielles*

Réalisé par :

- LEHARANI Amel
- GUERRAB Mohamed Ou Chabane

Promoteur :

- Monsieur :
OUGUEMAT Ali



Remerciement

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur, Monsieur OUGUEMAT. Nous le remercions de nous avoir encadrés, orientés, aidés et conseillés.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant notre travail de recherche.

Nous remercions nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous. Nous remercions toutes nos familles pour leur soutien inconditionnel et leurs encouragements qui ont été d'une grande aide.

Enfin, à tous nos amis et les intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont encouragé à aller de l'avant et qui m'ont donné leur soutien pendant tout mon cursus d'étude. Que dieu vous protège !

À mes chères sœurs et frères pour leur dévouement, leur compréhension et leur soutiens leur conseils et leur amour m'ont permis d'arriver jusqu'ici.

À tous mes amis (es) et toutes personnes ayant contribué de proche ou de loin à l'élaboration de ce travail.

AMEL

DEDICACES

Je tiens tout particulièrement à dédié ce travail à mon père et ma mère qui m'ont encouragé à aller de l'avant et qui m'ont donné leur soutien pendant tout mon cursus d'études. Que dieu vous protège

A mes chères frères Nassim et Lounespour leur dévouement, leur compréhension et leur soutien a toute ma famille

Et à toutes les qui m'ont aidé à faire ce mémoire.

MOUH

Remerciement

Nous tenons à exprimer toute notre reconnaissance à notre promoteur, Monsieur OUGUEMAT. Nous le remercions de nous avoir encadrés, orientés, aidés et conseillés.

Nous adressons nos sincères remerciements à tous les professeurs, intervenants et toutes les personnes qui par leurs paroles, leurs écrits, leurs conseils et leurs critiques ont guidé nos réflexions et ont accepté de nous rencontrer et de répondre à nos questions durant notre travail de recherche.

Nous remercions nos très chers parents, qui ont toujours été là pour nous. Nous remercions toutes nos familles pour leur soutien inconditionnel et leurs encouragements qui ont été d'une grande aide.

Enfin, à tous nos amis et les intervenants, nous présentons nos remerciements, notre respect et notre gratitude.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à mes parents qui m'ont encouragé à aller de l'avant et qui m'ont donné leur soutien pendant tout mon cursus d'étude. Que dieu vous protège !

À mes chères sœurs et frères pour leur dévouement, leur compréhension et leur soutiens leur conseils et leur amour m'ont permis d'arriver jusqu'ici.

À tous mes amis (es) et toutes personnes ayant contribué de proche ou de loin à l'élaboration de ce travail.

AMEL

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage..... .. 1

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments..... 12

Chapitre 3 : calcul des éléments

3.1 : Introduction

3.2 : L'acrotère..... 34

3.3 : Les planchers 41

3.4 : Balcon..... 58

3.5 : Dalle pleine 64

3.6 : Escaliers..... 74

3.7 : Poutre palière 110

3.8 : Poutre brisée 117

3.9 : Poutre en console 124

3.10 : Poutre noyée 128

Chapitre 4 : Modélisation..... 134

Chapitre 5 : Vérifications et interprétation des résultats..... 152

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments Structuraux

6.1 : Ferrailage des poteaux 161

6.2 : Ferrailage des poutres..... 172

6.3 : Ferrailage des voiles 182

Chapitre 7 : Etude du mur plaque..... 189

Conclusion

Références Bibliographiques

Liste des figures

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage

Figure 1.1 : Diagramme contraintes déformation du béton.....	06
Figure 1.2 : diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.....	06
Figure 1.3: Diagramme contrainte déformation de l'acier.....	09
Figure 1.4: Diagramme contrainte déformation de calcul.	09

Chapitre 2 : pré-dimensionnement des éléments.

Figure 2.1: Coupe d'un plancher en corps creux.....	14
Figure 2.2 : Déferant type de voile.....	18
Figure 2.3 : Schéma présentatif des poteaux.....	19
Figure 2.4 : Poteau le plus sollicité.....	20
Figure 2.5 : Coupe transversale de l'acrotère.....	20
Figure 2.6 : Coupe terrasse inaccessible.....	21
Figure 2.7 : Eléments constituant des planchers d'étage courant.....	22
Figure 2.8 : Coupe de plancher en dalle plaine du balcon	23
Figure 2.9 : Coupe de plancher en dalle plaine.....	23
Figure 2.10: Coupe verticale d'un mur extérieur.....	24
Figure 2.11 : Coupe verticale d'un mur intérieur.....	25
Figure 2.12 : Les surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges.....	27
Figure 2.13: Identification des paramètres.....	30

Chapitre 3: calcul des éléments.

L'acrotère

Figure 3.2.1: Coupe transversale de l'acrotère.....	34
Figure 3.2.2 : Schéma statique.....	34
Figure 3.2.3 Diagrammes des efforts.....	35
Figure 3.2.4: Répartition des armatures	36
Figure 3.2.5: Schéma des efforts externes	36
Figure 3.2.6 : Ferrailage l'acrotère	

Les planchers

Figure 3.3.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.....	41
Figure 3.3.2: Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (15×15) cm.....	42
Figure 3.3.3: Surfaces revenant aux poutrelles.....	42
Figure 3.3.4 : Disposition des charges à l'ELU.....	43
Figure 3.3.5 : Diagramme des moments fléchissant.....	46
Figure 3.3.6: Schéma statique des poutrelles.....	47
Figure 3.3.7: Diagramme des moments fléchissant.....	49
Figure 3.3.8: Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.....	49
Figure 3.3.9: Section en T.....	50
Figure 3.3.10 : Disposition des armatures.....	50
Figure 3.3.11: Ferrailage poutrelles	

Balcon

<i>Figure 3.4.1 : Schéma statique du balcon.....</i>	<i>58</i>
<i>Figure 3.4.2 : Schéma statique des la Balcons.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure 3.4.3: Diagramme du moment à L'ELU.....</i>	<i>59</i>
<i>Figure 3.4.4: Diagramme du moment à L'ELS</i>	<i>62</i>
<i>Figure 3.4.5 : Ferrailage balcon</i>	

Dalle pleine

<i>Figure 5.1: panneau de dalle portant suivant deux sens.....</i>	<i>65</i>
<i>Figure 3.5.2: Coupe schématique de la dalle.....</i>	<i>70</i>
<i>Figure 3.5.3 : Ferrailage des dalles pleine</i>	

Escalier

<i>Figure 3.6.1 : schéma d'un escalier.....</i>	<i>74</i>
<i>Figure 3.6.2 : tracé graphique explicatif.....</i>	<i>76</i>
<i>Figure 3.6.3 : Diagramme du moment à L'ELU.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 3.6.4 : Diagramme De l'effort tranchant à L'ELU.....</i>	<i>80</i>
<i>Figure 3.6.5 : Diagramme du moment à L'ELS.....</i>	<i>85</i>
<i>Figure 3.6.6 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.....</i>	<i>86</i>
<i>Figure 3.6.7: schéma statique de l'escalier.....</i>	<i>89</i>
<i>Figure 3.6.8 : Les réactions d'appuis.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure 3.6.9 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure 3.6.10 : Diagramme du moment à L'ELU.....</i>	<i>91</i>
<i>Figure 3.6.11 : Diagramme du moment à L'ELS.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure 3.6.12 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.....</i>	<i>95</i>
<i>Figure 3.6.13 : schéma statique de l'escalier.....</i>	<i>99</i>
<i>Figure 3.6.14: diagramme de moment.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure 3.6.15: diagramme d'efforts tranchants.....</i>	<i>102</i>
<i>Figure 3.6.16 : Ferrailage des escaliers</i>	

Poutre palière

<i>Figure 3.7.1 : Diagramme du moment à L'ELU.....</i>	<i>111</i>
<i>Figure 3.7.2 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....</i>	<i>112</i>
<i>Figure 3.7.3: diagramme du moment à L'ELS.....</i>	<i>115</i>
<i>Figure 3.7.4 : Ferrailage poutre palière</i>	

Poutre brisée

<i>Figure 3.8.1: schéma statique de la poutre palière brisée.....</i>	<i>117</i>
<i>Figure 3.8.2: diagramme du moment à L'ELU.....</i>	<i>118</i>
<i>Figure 3.8.3: diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....</i>	<i>119</i>
<i>Figure 3.8.4: diagramme du moment L'ELS.....</i>	<i>122</i>
<i>Figure 3.8.5: Ferrailage poutre brisée</i>	

Poutre en console

<i>Figure 3.9.1: diagramme du moment à L'ELU.....</i>	<i>124</i>
<i>Figure 3.9.2: diagramme de l'effort tranchant à L'ELU.....</i>	<i>125</i>
<i>Figure 3.9.3: diagramme du moment à L'ELS.....</i>	<i>126</i>
<i>Figure 3.9.4 : Ferrailage poutre en console</i>	

Poutre noyée

<i>Figure 3.10.1: diagramme du moment à L'ELU.....</i>	<i>129</i>
<i>Figure 3.10.2 : Ferrailage poutre noyée</i>	

Chapitre 4 : Modélisation

Figure 4.1 : Icône Application ETABS.....	135
Figure 4.2 : Géométrie de base	136
Figure 4.3 : Modification des longueurs des trames.....	136
Figure 4.4 : Modification des longueurs des étages.....	136
Figure 4.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D.....	137
Figure 4.6 : Introduction des propriétés mécanique du béton.....	137
Figure 4.7 : Introduction des dimensions des poutres.....	138
Figure 4.8 : Introduction des dimensions des poteaux.....	138
Figure 4.9 : Introduction des propriétés mécanique du béton pour le bardage.....	139
Figure 4.10 : dénomination des plancher.....	139
Figure 4.11 : Introduction des dimensions des voiles.....	140
Figure 4.12 : Introduction des dimensions des dalles planes.....	140
Figure 4.13: Définition des charges d'exploitations G et Q.....	141
Figure 4.14 : Introduction de RPA.....	142
Figure 4.15 : introduction du spectre de réponse.....	143
Figure .16 : Définition du chargement EX et EY (séisme).....	143
Figure 4.17 : Introduction des combinaisons d'actions.....	144
Figure 4.18 : Dessin des poteaux.....	145
Figure 4.19 : Dessin des poutres.....	145
Figure 4.20 : Dessin des voiles.....	146
Figure 4.21 : Dessin des dalles pleines.....	146
Figure 4.22 : Dessin des planchers.....	147
Figure 4.23 : Encastrement de la base de structure.....	147
Figure 4.24 : Vue de la structure en 3D.....	148
Figure 4.25 : Chargement de balcon dalle pleine.....	148
Figure 4.26 : Diaphragme de RDC.....	149
Figure 4.27 : Introduction de nombre de mode.....	149
Figure 4.28 : Analyse de la structure.....	150
Figure 4.29 : Déplacement de la structure selon le mode 1.....	150
Figure 4.30 : Déplacement de la structure selon le mode 2.....	151

Chapitre 5 : Vérifications et interprétation des résultats

Figure 5.1: Résultats d'analyse dynamique ETABS.....	153
Figure 5.2 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale.....	153
Figure 5.3: Charges verticale reprise par le bâtiment.....	156
Figure 5.4: l'effort tranchant par ETABS.....	157
Figure 5.5: déplacements relatifs par ETABS.....	158

Chapitre 6 : Ferrailage des éléments Structuraux

Poteaux

Figure 6.1 : Schéma de calcul en flexion composée.....	164
Figure 6.2: Zone nodale des poteaux (RPA7.2 page 71).....	170
Figure 6.3 : Ferrailage poteaux	

Poutres

Figure 6.4 : Disposition des armatures tendus S.S.A.....	173
Figure 6.5 : Disposition des armatures SDA.....	173

Figure 6.6 : Ferrailage poutres principales et secondaires

Voiles

Figure 6.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles.....184

Figure 6.8 : Ferrailage voile

Chapitre 7 : Etude du mur plaque

Figure 7.1 : Disposition du mur plaque.....189

Figure 7.2: Schéma statique sens z-z..... 190

Figure 7.3 : Schéma statique sens z-z.....190

Figure 7.4 : Ferrailage mur plaque

Liste des tableaux

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.....	08
Tableau 2.1 : Sections adoptées pour les poutres	14
Tableau 2.2 :(EC 2-1-1, Tab.7.4N/NA) : Valeurs de base du rapport l/d pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression.....	16
Tableau 2.3 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible.....	21
Tableau 2.4 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant.....	22
Tableau 2.5 : Caractéristiques des éléments de la dalle plane (balcon).....	22
Tableau 2.6 : Caractéristiques des éléments de la dalle plane.....	23
Tableau 2.7 : Caractéristiques du mur extérieur.....	24
Tableau 2.8 : Caractéristiques du mur intérieur.....	24
Tableau 2.9 : Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C. 2.2).....	25
Tableau 2.10 : coefficients réducteurs.....	26
Tableau 2.11 : Détermination des sections des poteaux.....	28
Tableau 2.12 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.....	29
Tableau 2.13 : Vérification au flambement.....	30
Tableau 2.14 : Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y.....	31
Tableau 2.15 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal X-X.....	32
Tableau 2.16 : Rigidités des poteaux transversaux Y-Y.....	32
Tableau 2.17 : Rigidités des poteaux transversaux X-X.....	33
Tableau 2.18 : Dimension des sections d'éléments de la structure	34
Tableau 3.3.1 : moments en travée.....	48
Tableau 3.3.2 : des efforts tranchants.....	48
Tableau 3.5.1 : valeurs des moments des panneaux à L'ELU.....	65
Tableau 3.5.2 : valeurs des moments des panneaux à L'ELS.....	68
Tableau 3.6.1 : charges permanentes sur la paillasse.....	78
Tableau 3.6.2 : charges permanentes sur le palier.....	78
Tableau 3.6.3 : valeurs des moments maximums à L'ELU.....	80
Tableau 3.6.4 : valeurs des moments maximums à L'ELS.....	85
Tableau 3.6.5 : charges permanentes sur la paillasse.....	90
Tableau 3.6.6 : charges permanentes sur la paillasse.....	100
Tableau 3.6.7 : charges permanentes sur le palier.....	100
Tableau 5.1 : Justification du système de contreventement.....	154
Tableau 5.2 : Valeurs de ξ (%).....	155
Tableau 5.3 : Facteur de qualité Q	156
Tableau 5.4 : récapitulatif des résultats.....	157
Tableau 5.5 : Vérification des déplacements relatifs.....	158
Tableau 5.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta.....	159
Tableau 6.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.....	161
Tableau 6.2 : Calcul des sections d'armatures.....	167
Tableau 6.3 : Choix des armatures longitudinales.....	167
Tableau 6.4 : Quantité d'armature.....	168
Tableau 6.5 : Sections minimums des armatures.....	170
Tableau 6.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	171
Tableau 6.7 : Vérification des contraintes dans l'acier.....	171
Tableau 6.8 : Ferrailage des poutres principales.....	175
Tableau 6.9 : Ferrailage des poutres secondaires.....	175

Tableau 6.10 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.....	176
Tableau 6.11 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.....	177
Tableau 6.12 : Vérification au cisaillement.....	177
Tableau 6.13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.....	178
Tableau 6.14 : Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale.....	180
Tableau 6.15 : Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale.....	180
Tableau 6.16 : ferrailage des voiles transversal.....	184
Tableau 6.17 : ferrailage des voiles longitudinal.....	188
Tableau 7.1 : calcule des section d'armature à L'ELU.....	192
Tableau 7.2 : Les vérification à L'ELS.....	193

Introduction

L'ingénieur génie civil a pour mission de concevoir, construire et réhabiliter les édifices, les infrastructures et les ouvrages d'art essentiels aux activités humaines ; il envisage toutes les conséquences de la construction prévue sur l'environnement, l'habitat, l'économie du territoire concerné.

Une analyse sur le terrain lui permet de faire les relevés topographiques et géologiques qui détermineront la faisabilité du projet ainsi que les méthodes et matériaux les plus adéquats pour le mener à bien en assurant la sécurité des populations et la pérennité de l'édifice. Il se charge alors des calculs et simulations, de l'appel d'offre et de sélectionner les sous-traitants.

Il examine les plans et les modifier si nécessaire ; il supervise la réalisation des travaux du début à leur fin en veillant à respecter les règlements et les normes en vigueur, en étant attentif à la sécurité des ouvriers et du public il s'assure aussi de l'avancée des travaux qui correspond aux cahiers des charges et rédige les comptes rendus destinés au maître d'ouvrage. Le rôle de l'ingénieur civil s'étend aux opérations de maintenance et réparation des ouvrages existants.

Dans notre projet qui est l'étude d'une structure d'un bâtiment **R+5+S-SOL** composé de portiques et de voiles à usage d'habitation, nous allons utiliser nos connaissances acquises durant notre cursus universitaire, afin d'assurer la conformité de cette structure au règlement en vigueur en Algérie à savoir : **le BAEL 91 modifié 99, EC, RPA 99 modifié 2003** ainsi aux différentes techniques réglementaires et unifiées le **DTR** et le **DTU**. Pour ce là on définira les caractéristiques du bâtiment et des matériaux utilisés, pré dimensionner les éléments de la structure, calculer les éléments non structuraux, étudier le type de contreventement, modéliser avec le logiciel de calcul **ETABS** qui utilise la méthode des éléments finis. Traiter les résultats obtenus pour vérifier les exigences **RPA** ferrailer les éléments structuraux, enfin, on dessinera avec un logiciel de dessin sur ordinateur **AUTO CAD** les plans d'exécution et conclure.

Chapitre 1

Présentation de l'ouvrage

CHAPITRE 1 :

PRESENATION DE L'OUVRAGE

1.1 Introduction

Notre projet consiste à étudier une structure d'un bâtiment en **R+5+sous-sol** à usage d'habitation, contre ventée par des voiles et portiques.

L'ouvrage courants est d'une importance moyenne (**groupe d'usage 2**), implanté au chef-lieu de la willaya du **ALGER** (BENI MESSOUS), classée de sismicité élevée (**zone III**) selon le (**RPA99/version2003**). Les règles Techniques de conception et le calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL99**).

1.2 Réglementation utilisés et normes de conception

L'étude du bâtiment sera menée en utilisant les codes suivants :

- Règlement parasismique algérien **RPA99/version2003**.
- Règle de conception et de calcul aux états limites des structures en béton armé (**B.A.EL.91/modifiée99**).
- Document technique et réglementaire (**D.T.R-B.C.2.2**) charges permanentes et charges d'exploitations.
- Règle de conception et de calcul des structures en béton armé (**CBA93**).

1.3 Nature de l'ouvrage :

Le bâtiment objet de notre étude est constitué de :

- 01 sous-sol à usage de service (**PARKING**).
- Rez-de-chaussée à usage d'habitation.
- 05 étages courants à usage d'habitation.
- Une cage d'escalier.

1.4 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

1.4.1 En plan

- Longueur total du bâtiment : 28.30 m
- Largeur total du bâtiment : 14.40 m

1.4.2 En élévation

- Hauteur totale du bâtiment : 22.61m
- Hauteur du sous-sol : 3.23m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 3.23m
- Hauteur d'étage courant : 3.23m

1.5 Eléments constitutifs de l'ouvrage :

1.5.1 Ossature de l'ouvrage :

Le contreventement de l'ouvrage est assuré par deux types :

- Contreventement par portique : C'est une ossature constituée uniquement de portique (poutre et poteaux), capable de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.
- Contreventement par voiles : composé par des éléments de verticaux (voiles) en béton armé, disposés dans les deux sens ; ils assurent la stabilité sous l'action des charges horizontales et reprennent les charges verticales et les transmettent aux fondations.

1.5.2 Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et qui ont pour fonctions de :

- Supporter leurs poids propres, les charges permanentes et les surcharge d'exploitations des différents étages.
- Transmettre des efforts horizontaux aux différents éléments porteurs.
- Isolation acoustique et thermique entre les différents niveaux.
- Assurer l'étanchéité à l'eau et à l'humidité.

Dans notre projet on a deux types de dalles :

- Dalle en corps creux : Ils sont réalisés en corps creux avec une dalle de compression, reposant sur des poutrelles préfabriquées.
- Dalle pleine en béton armé : Des dalles pleines en béton armé sont prévues là où il n'est pas possible de réaliser des planchers en corps creux.

1.5.3 Balcon :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés soit en dalle pleine ou bien en corps creux.

1.5.4 Escalier :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Ce sont des escaliers en béton armé coulés sur place.

1.5.5 Remplissage (maçonnerie) :

- Murs extérieure : constitué d'une double cloison de 25[cm], en brique creuse de 10[cm], sépare d'une lame d'air de 5[cm] d'épaisseur.
- Murs intérieure : réalisés en simple cloison de brique creuse de 10[cm].

1.5.6 Revêtement :

- Enduit de ciment pour murs et façades et salles d'eaux.
- Plâtre pour cloisons et plafonds.
- Céramique pour les salles d'eaux et cuisine.
- Carrelage pour les planchers et escalier.

1.5.7 La terrasse :

La terrasse du bâtiment est inaccessible.

1.5.8 Acrotère :

La toiture terrasse sera entourée d'un acrotère de 0,6[m]de hauteur et d'épaisseur de 0.15 [m].

1.5.9 Voile :

Les voiles sont des murs en béton armé, appelés couramment refends, entrant dans la composition de l'ouvrage. Leur rôle est de reprendre les efforts horizontaux dus à l'action du séisme.

1.5.10 Coffrage :

On opte un coffrage métallique pour les voiles, de façon à faire limiter le temps d'exécution et un coffrage classique en bois pour les portiques.

1.5.11 Fondation :

1.5.11.1 Définition :

On appelle fondation la partie d'un ouvrage reposant sur terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges permanentes et variables supportées par cet ouvrage.

1.5.11.2 Fonction des fondations :

Reprendre les charges supportées par la structure et les transmettre au sol dans des bonnes conditions de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

1.5.11.3 Différents types de fondation :

- Les fondations superficielles :
Lorsque les couches de terrain capables de reprendre l'ouvrage sont à faible profondeur : Semelles isolés sous poteaux, semelles filantes sous mur, radier.
- Les fondations profondes :
Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : Pieux, puits.
- Mur plaque :
Ouvrage de soutènement en béton armé plaqué contre les poteaux afin de retenir les terres entourant le bâtiment

1.5.11.4 Facteurs de choix de types de fondation :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, usage du bâtiment, ...
- La nature de terrain : connaissance du terrain par sondage et définition de ces caractéristiques géotechniques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer.....
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.....
- Le coût des fondations : facture important mais non décisif.

1.6 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous irons utiliser deux matériaux : le béton et l'acier qui doivent impérativement répondre aux exigences du règlement parasismique algérien (**RPA99/Version2003**), ainsi qu'aux règles de béton armé (**B.A.E.L.91/Modifié.99**).

1.6.1 Béton :

Le béton est un matériau de construction, obtenu par un mélange de ciment (liant hydraulique), de granulas (sable et graviers), de l'eau gâchage et d'adjuvant, il caractérise du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui assez élevée par rapport à sa résistance à la traction qui est faible, de plus le béton a un comportement fragile.

Il sera fabriqué mécaniquement suivant l'étude établie au laboratoire en fonction de ces matériaux. **A titre indicatif pour 1[m³] de béton armé :**

Granulats : Sable380 à 450 [Cm³] (Dg ≤ 5 mm)

Gravillons..... 750 à 850 [Cm³] (Dg ≤ 25 mm)

Ciment300 à 400 [Kg]

Eau.....150 à 200 litre

La réalité pratique conduit vers le rapport **eau /ciment = 0.5** cela pour limiter le retrait de béton et pour le maintenir il y a lieu d'ajouter les adjuvants.

Si **eau / ciment > 0.5** un dosage très élevé en eau, ce qui va conduire à un fort retrait.

Si **eau / ciment <0.5** il y a insuffisance d'eau, ce qui va conduire à un défaut de maniabilité qui entrainera un mauvais remplissage des moles et une mauvaise étanchéité.

1.6.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de durcissement du béton, notée f_{c28} qui est mesurée sur des éprouvettes normalisés de forme cylindrique, de diamètre $\phi=16\text{cm}$ et hauteur $h=32\text{ cm}$ (aire de 200cm^2).

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge < 28 jours sa résistance à la compression est calculée comme suit : (**Art A.2.1, 11/ BAEL 91**)

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} \leq 40\text{MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \quad \text{pour : } f_{c28} > 40\text{MPa.}$$

Dans les calculs de notre ouvrage, nous adopterons une valeur de **$f_{c28}= 25\text{ MPa}$** .

1.6.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance caractéristique du béton à la traction est faible, elle présente 10% de la résistance à la compression, notée f_{t28} et qu'on peut la déduire par la relation suivante : (**Art A.2.1, 12/ BAEL91**).

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

$$\text{A } j=28j \quad \text{on a : } f_{tj} = 0.6+0.06(25) = 2.1\text{MPa}$$

$$f_{tj} = 2.1\text{MPa}$$

1.6.1.3 Contraintes limites du béton :

- Les états limites :

On définit les états limites comme des états qui correspondent aux diverses conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée.

• Etat limite ultime (ELU) :

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante sans risque d'instabilité. Il correspond à l'un ou l'autre des états suivants :

- Etat limite ultime d'équilibre statique (non renversement).
- Etat limite ultime de la résistance et de la fatigue des matériaux (non rupture).
- Etat limite ultime de stabilité de forme (non flambement).

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression, elle est donnée par la formule suivante (**Art. A.4.3, 41/ BAEL 91**) :

$$f_{cb} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} \text{ en MPa}$$

γ_b Le coefficient de sécurité tel que :

$\gamma_b = 1,50$ en situation courante.

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

θ : Coefficient de durée d'application de la combinaison d'action, il a pour valeurs :

$\theta = 1$ si la durée d'application est supérieure à 24 heures.

$\theta = 0,9$ si la durée d'application est entre 1 heure et 24 heures.

$\theta = 0,85$ si la durée d'application est inférieure à 1 heures.

Dans notre cas, à 28j : **$f_{cb} = 14.2 \text{ MPa}$**

• Etat limite de service (ELS) :

L'état limite de service est l'état au-delà duquel les conditions normales d'exploitation et de durabilité des constructions ne sont plus satisfaites, on distingue :

- Etat limite de résistance à la compression du béton (contrainte de compression limitée).
- Etat limite de déformation (pas de flèche excessive).
- Etat limite d'ouverture de fissures (durabilité et sécurité des ouvrages).

La contrainte de compression du béton est donnée par la formule (**Art.A.4.5.2, / BAEL 91**) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} \text{ Donc: } \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ MPa}$$

- Diagramme contraintes - déformations du béton :

Dans les calculs relatifs aux états limites de résistance de béton, les diagrammes réels sont remplacés par les diagrammes conventionnels, qu'on les appelle aussi diagrammes «parabole-rectangle» suivant :

• A l'état limite ultime :

La relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure 1-1.

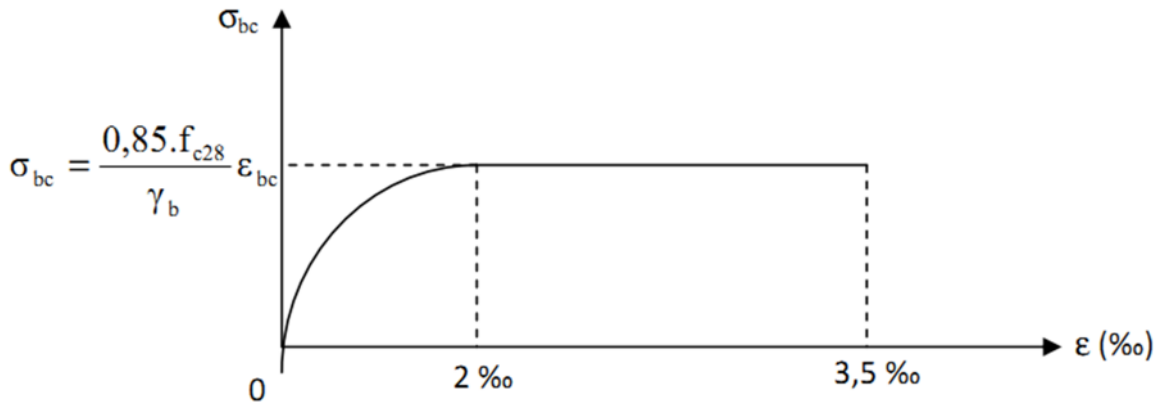


Figure 1.1 : Diagramme contraintes déformation du béton.

Le diagramme est constitué :

- D'un tronçon de courbe parabolique et la déformation relative limitée à 2‰ (état élastique)
- D'une partie rectangulaire (état plastique).

Le diagramme qui peut être utilisé dans tous les cas est le diagramme de calcul dit « parabole rectangle »

$$0 \leq \epsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \quad \sigma_{bc} = 0,25 f_{bc} 10^3 \epsilon_{bc} (4 - 10^3 \epsilon_{bc})$$

$$2\text{‰} \leq \epsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \quad \sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \gamma_b} = f_{bc}$$

• A l'état limite de service :

Le béton est considéré comme élastique et linéaire la relation contrainte-déformation est illustrée dans la figure 1-2

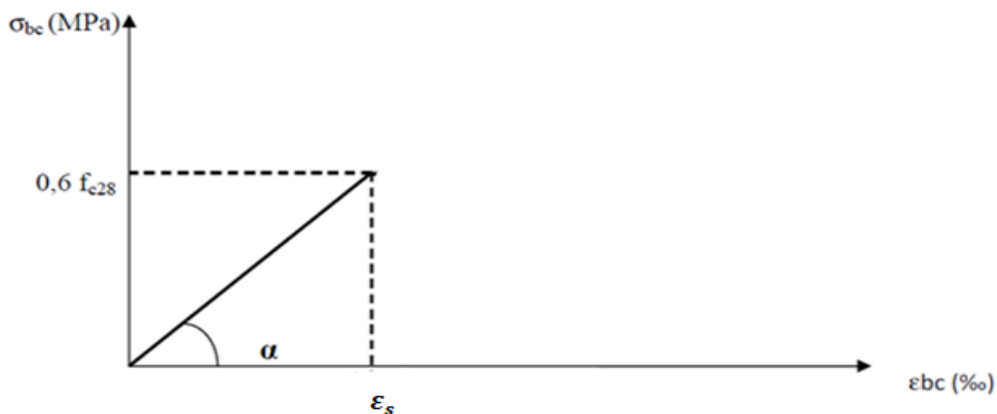


Figure 1.2: diagramme de calcul contrainte-déformation du béton à l'ELS.

- **Contrainte tangente conventionnelle :**

Elle est donnée par la formule suivante (Art A 5.1.21 / BAEL91) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d}$$

Elle ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u = \min(0,13f_{c28} ; 5)$ MPa pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_u = \min(0,10f_{c28} ; 4)$ MPa pour la fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

- **Module de déformation longitudinale :**

On définit le module d'élasticité comme étant le rapport de la contrainte normale à la déformation engendrée. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

- **Module de déformation instantanée (Art A 2.1.21/ BAEL91):**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égale à :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}}$$

Pour $f_{c28} = 25$ MPa

$$E_{i28} = 32164,195 \text{MPa}$$

- **Module de déformation différée (Art A 2.1.22/ BAEL91) :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir compte de l'effet du fluage du béton, on prend un module égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \quad \text{Donc : } E_{v28} = 10818,86 \text{MPa.}$$

- **Module de déformation transversale :**

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

- **Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 / BAEL91) :**

C'est le rapport des déformations relatives transversales et longitudinales, il sera pris égal à :

$\nu = 0,2$ à l'état limite de service.

$\nu = 0$ à l'état limite ultime.

1.6.2 Les aciers :

Les aciers sont des alliages de fer et de carbone, le pourcentage de carbone variant entre 0,08% et 1,67%.

Est un matériau caractérisé par sa bonne résistance à la traction et à la compression. Dans le présent projet, nous aurons à utiliser 02 types d'aciers dont les principales caractéristiques sont regroupées dans le tableau suivant :

1.6.2.1 Caractéristiques des aciers utilisés :

Tableau 1.1 : Caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe en MPa	Allongement relatif à la rupture	Résistance à la rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement [ψ]
Acier en barre	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé (T S) TL 520 ($\Phi < 6$)	T S	520	550	8	1.3	1

- **Limite d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale (E_s), a une valeur constante quelle que soit la nuance de l'acier. $E_s = 200000 \text{ MPa}$

- **Coefficient de poisson des aciers :**

Le coefficient de poisson ν pour les aciers est pris égal à 0,3.

- **La limite élastique garantie Fe :**

C'est la contrainte pour laquelle le retour élastique donne une déformation résiduelle de 2‰

• ***Diagramme contrainte déformation :***

Le mise en évidence des caractéristiques mécanique de l'acier ce fait à partir de l'essai de traction, qui consiste à la rompre une tige en acier sous l'effet de la traction simple. Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

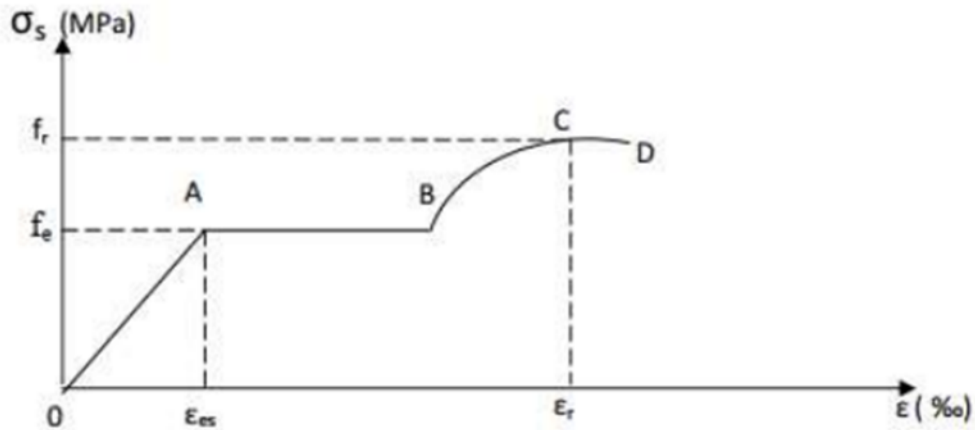


Figure 1.3: Diagramme contrainte déformation de l'acier.

Avec :

f_r : Résistance à la rupture.

f_e : Limite d'élasticité.

ϵ_{es} : Allongement relative correspondant à la limite élastique de l'acier.

ϵ_r : Allongement à la rupture.

On distingue dans le diagramme précédant 04 parties :

- A. **Zone OA** : Domaine élastique linéaire.
- B. **Zone AB** : Domaine plastique.
- C. **Zone BC** : Domaine de raffermisssement.
- D. **Zone CD** : Domaine de striction.

- *Diagramme contrainte déformation de calcul :*

Dans le calcul relatif aux états limites on utilisera le diagramme simplifié suivant :

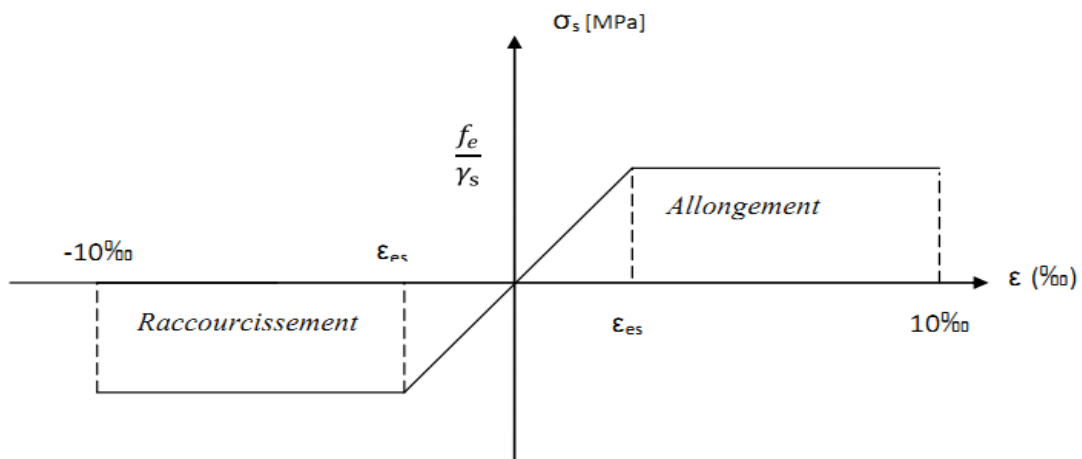


Figure 1.4: Diagramme contrainte déformation de calcul.

- Contrainte limite de l'acier :

• *Etat limite ultime ELU :*

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par (Art A.4.3.2 / BAEL91) :

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

Avec : γ_s : Coefficient de sécurité

$\gamma_s = 1,15$ En situation durable.

$\gamma_s = 1,00$ En situation accidentelle.

• *Etat limite de service (ELS) :*

Il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures (risque de corrosion des armatures), et ce en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service d'après les règles **BAEL91**. On distingue trois cas de fissurations :

• *Fissuration peu nuisible (Art 4-5-32 /BAEL91) :*

Cas des éléments situés dans les locaux couverts, dans ce cas, il n'y a pas de vérifications à effectuer.

• *Fissuration préjudiciable (Art 4-5-33 /BAEL 91) :*

Cas des éléments exposés aux intempéries. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\}$ en MPa

Avec : η : coefficient de fissuration égal à :

$\eta = 1$ pour les RL

$\eta = 1.6$ pour les HA si $\Phi \geq 6\text{mm}$

$\eta = 1.3$ pour les HA si $\Phi < 6\text{mm}$

Ainsi on obtient : $\bar{\sigma}_s = 156\text{MPa}$ pour les RL

$\bar{\sigma}_s = 201,63\text{MPa}$ pour les H A

• *Fissuration très préjudiciable : (Art 4-5-34 / BAEL91) :*

Cas d'un milieu agressif ou doit être assurée une étanchéité. Dans ce cas, la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \text{ en MPa}$$

Avec: η coefficient de fissuration.

$\eta = 1.0$ pour les RL.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

Ainsi on obtient :

$\bar{\sigma}_s = 165\text{MPa}$ pour les H A.

$\bar{\sigma}_s = 130\text{MPa}$ pour les R L.

- **Protection des armatures (Art A.7-2 4 /BAEL91) :**

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets des intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **C ≥ 5cm** : Pour les éléments exposés à la mer ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- **C ≥ 3cm** : Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations).
- **C ≥ 1cm** : Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

1.6 Caractéristique mécanique de sols :

Le bâtiment sera implanté sur un sol meuble **argile plastique** et très plastique en profondeur, d'une bonne capacité portante, (la contrainte admissible) appelée (*σsol*) telle que **σ = 1.6bar** .

Chapitre 2

Pré-dimensionnement des éléments

CHAPITRE 2 :

PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

2.1 Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments, il faut passer par leur dimensionnement afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage et des personnes, pendant et après la réalisation.

Il nous amène à déterminer l'ordre de grandeur des sections des différents éléments de la structure, pour cela on prend comme référence le Règlement Parasismique Algérien «RPA99/Version 2003 » et les bases de «BAEL 91/modifié 99», « CBA 93 » ainsi que le «DTR-B. C.2.2 » (charges permanentes et charges d'exploitation).

2.2 Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulé sur place, elles assurent la transmission des charges et surcharges des planchers aux éléments verticaux (poteaux, voiles). Les dimensions des poutres isostatiques sont définies en fonction de leurs portées L, telles que : (BAEL 91/ modifiée 99)

$$\text{Hauteur : } \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré.

$L = L_{\max} - a$

a : épaisseur du poteaux.

b : largeur de la poutre.

$$\text{Largeur : } 0.4h \leq b \leq 0.7h$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : longueur maximum entre deux appuis.

Les dimensions doivent respecter les conditions de (RPA 99 version 2003/Art 7.5.1):

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

$$b_{\max} \leq 1,5h + b_1$$

h peut-être ramené à 20cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

Dans les constructions en béton armé, on distingue deux types de poutres :

Poutres principales qui servent d'appuis aux poutrelles.

Poutres secondaires qui assurent le chaînage.

2.2.1 Poutre principale (PP)

$L = 480\text{cm}$.

$L = 480 - 30 = 450\text{cm}$

Hauteur : $\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10}$

$30\text{cm} \leq h \leq 45\text{cm}$

Nous prendrons : **$h = 40\text{cm}$**

Largeur : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$16\text{cm} \leq b \leq 28\text{cm}$

Nous prendrons plus de sécurité : **$b = 30\text{cm}$**

2.2.2 Poutre secondaire(PS)

Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

$L = 460 - 30 = 430\text{cm}$

$28.66\text{ cm} \leq h \leq 43\text{cm}$

Nous prendrons : **$h = 35\text{cm}$**

Largeur : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

$16\text{ cm} \leq b \leq 28\text{cm}$

Nous prendrons : **$b = 30\text{cm}$**

Les conditions imposées par le **RPA99** sont toutes vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- poutres principales (**30×40**) cm^2
- poutres secondaires (**30×35**) cm^2

2.2.3 Poutre palières (PPI)

La hauteur et la largeur des poutres palières est donnée par :

Hauteur : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

Largeur : $0.4h \leq b \leq 0.7h$

L : est la portée libre de la plus grande travée dans le sens considéré ($L = 340\text{cm}$).

$L = 340 - 30 = 310\text{cm}$

$21\text{cm} \leq h \leq 31.5\text{cm}$ Nous prendrons **$h = 35\text{cm}$** .

$12\text{ cm} \leq b \leq 21\text{cm}$ Nous prendrons **$b = 30\text{cm}$** .

2.2.4 Poutre noyée

Une poutre noyée est une poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher sans retombée sa hauteur sera inférieure ou égale à l'épaisseur du plancher.

h = 20 cm

b = 30 cm

- Vérification des conditions exigées par le RPA :

Tableau 2.1 : Sections adoptées pour les poutres

Conditions	Poutres principales (cm)	Poutres secondaire (cm)	Poutres Palière (cm)	Poutres noyée (cm)	vérifications
$h \geq 30\text{cm}$	40	35	30	20	vérifiée
$b \geq 20\text{cm}$	30	30	25	30	vérifiée
$\frac{h}{b} \leq 4$	1.33	1.16	1.2	0.66	vérifiée

2.3 Les Planchers

Les planchers sont des aires planes qui assurent deux fonctions principales :

- Une fonction de résistance mécanique, qui consiste en la capacité du plancher à supporter son poids propre ainsi que les surcharges d'exploitation, et transmettre les efforts aux poutres qui à leur tour les transmettent aux poteaux et ces derniers aux fondations.
- Une fonction d'étanchéité et d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée par une étanchéité multicouche contre les eaux pluviales, un faux plafond complémentaire contre la température des périodes chaudes et des hourdis associés avec des poutrelles et la dalle de compression contre les bruits.

2.3.1 Planchers en corps creux :

Il se décompose en un corps creux et une dalle de compression ferrillée de treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé placées dans le sens de la petite portée.

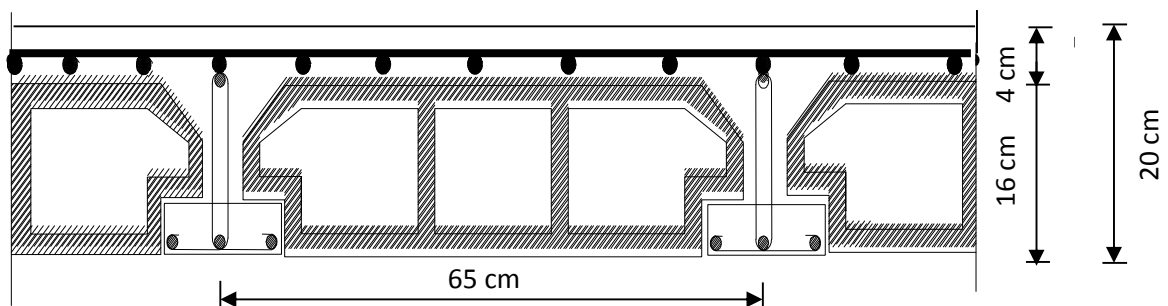


Figure 2.1 : Coupe d'un plancher en corps creux.

La hauteur totale du plancher h_t doit vérifier la condition suivante
(Art B 6-8-4.24/ BAEL91 modifié 99) :

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22,5}$$

$$L_{\max} = L - b$$

L_{\max} : Portée libre maximale de la plus grande travée dans le sens des poutrelles

h_t : hauteur totale du plancher

L : La distance entre axe des poteaux **L= 460cm**

b : Largeur de la poutre

Dans notre cas : $L = 460\text{cm}$

$$L_{\max} = 460 - 30 = 430\text{cm}$$

$$h_t \geq \frac{430}{22,5} = 19,11\text{cm}$$

Soit : **$h_t = 20 \text{ cm} = (16+4) \text{ cm}$**

Épaisseur du corps creux : 16 cm, Épaisseur de la dalle de compression 4 cm qui sera valable pour tout le plancher.

2.3.2 Dalle pleine

La dalle pleine en béton armé. Cette dalle est armée afin d'augmenter la résistance mécanique de la structure. Elle repose avec ou sans continuité sur deux ou plusieurs appuis constitué de poutre ou de refends sa réalisation nécessite la mise en place d'un coffrage sur toutes la surface concerné.

Etude du 1er cas :

- **Balcons :**

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher. Nos balcons sont en dalle pleine. L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la condition de la résistance à la flexion.

Résistance a la flexion :

Tableau 2.2 : (EC 2-1-1, Tab.7.4N/NA) : Valeurs de base du rapport l/d pour les éléments en béton armé, en l'absence d'effort normal de compression.

	l/d	
	béton fortement sollicité $\rho \geq 1,5 \%$	béton faiblement sollicité $\rho \leq 0,5 \%$
Dalle sur appui simple portant dans une direction	25	30
Travée de rive d'une dalle continue portant dans une direction ou continue le long d'un grand coté et portant dans deux directions	30	35
Travée intermédiaire d'une dalle portant dans une ou deux directions	35	40
Dalle en console	10	12

Dans notre cas la dalle est considérée comme une console encastrée :

$$\frac{L}{12} \leq ep \leq \frac{L}{10}$$

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

L : la largeur de la console.

ep : épaisseur de la dalle

$$L=1.80m$$

$$\frac{180}{35} \leq ep \leq \frac{180}{30}$$

$$5.14cm \leq ep \leq 6cm$$

$$ep = 6 \text{ cm pour les balcons}$$

Etude du 2eme cas :

- **Dalle pleine appuis sur 4 cotés :**

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

$$L_x = 460cm$$

$$\frac{460}{35} \leq ep \leq \frac{460}{30}$$

$$13.14cm \leq ep \leq 15.33cm$$

$$\text{Donc } ep = 15cm$$

- *Dalle pleine appuis sur 3 cotés :*

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

$$\begin{aligned} L_x &= 130\text{cm} \\ \frac{130}{35} &\leq d \leq \frac{130}{30} \\ 3.71\text{cm} &\leq e_p \leq 4.33\text{cm} \\ \text{Donc } e_p &= 15\text{cm} \end{aligned}$$

Isolation thermique et phonique (DTR.C3.1.1)(DTR.C3.2) :

- Isolation acoustique :

D'après la loi de masse, l'isolation acoustique varie proportionnellement au logarithme de la masse surfacique du plancher.

La protection contre le bruit est assurée par le plancher lorsque sa masse surfacique est supérieure à 350kg/m²

On a: $M_{dp} = \rho_{\text{béton}} \times e_p$

$$e_p = \frac{M_{dp}}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{350}{2500} = 14\text{cm}$$

- Résistance au feu :

e=7 cm pour une heure de coup de feu.

e=11 cm pour deux heures de coup de feu.

e=17,5 cm pour quatre heures de coup de feu.

D'après l'article G.R.8 du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à deux heures donc on a :

e=15cm pour les dalle pleine

e=18cm pour les balcons

Conclusion :

On prend une épaisseur de dalles pleines du balcon 18cm.

2.4 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des actions horizontales et à reprendre une partie des effets dus aux charges verticales.

Selon le **RPA99/V2003** le pré dimensionnement doit satisfaire les conditions suivantes :

2.4.1 L'épaisseur du voile (ART 7.7.1/ RPA 2003) :

L'épaisseur minimale des voiles est 15cm ($a \geq 15\text{cm}$) doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (**he**) avec **he = h - ep** et des conditions de rigidité à l'extrémité comme indiqué ci-dessous :

a: épaisseur du voile.

L: portée minimal du voile.

ep: hauteur minimal des poutres.

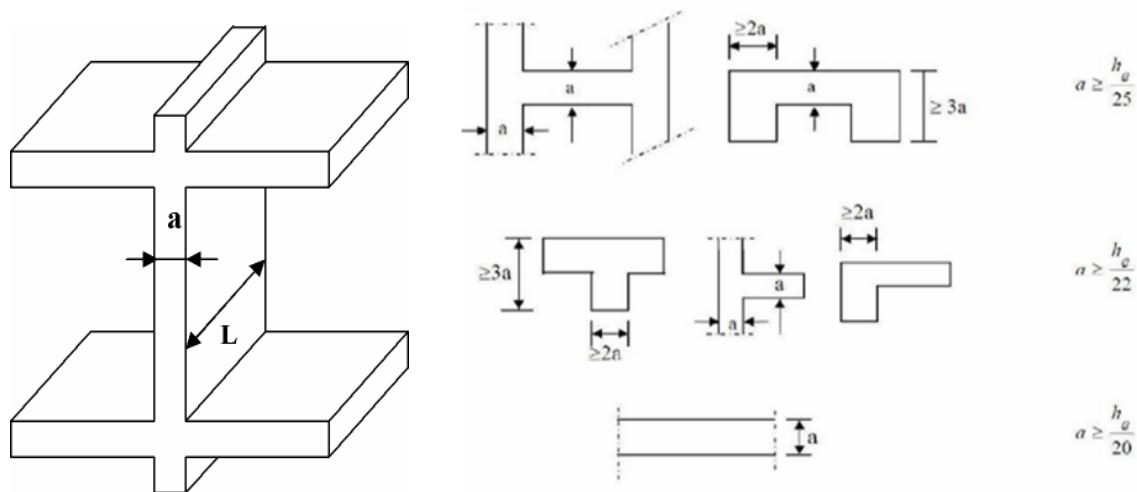


Figure 2.2 : déferant type de voile

- Les voiles droites : $a \geq \frac{h_e}{20}$

$$H = 3.23\text{m} = 323\text{cm}$$

$$h_e = 323 - 35 = 288\text{cm}$$

$$a \geq \frac{288}{20} = 14.4\text{cm} < 15\text{cm}$$

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

- Les voiles en T : $a \geq \frac{h_e}{22}$

$$H = 3.23\text{m} = 323\text{cm}$$

$$h_e = 323 - 35 = 288\text{cm}$$

$$a \geq \frac{288}{22} = 13.09\text{cm} < 15\text{cm}$$

$$a = 15\text{cm}$$

On opte l'épaisseur de 20cm pour tous les voiles de la structure dans le but de ne pas avoir d'armatures discontinues et afin de palier aux problèmes de coffrage.

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur (L) doit être au moins égale à **4 fois** son épaisseur $L_{\min} \geq 4a = 4 \times 20 = 80\text{cm}$.

2.5 Les poteaux :

Le pré dimensionnement se fait à la compression simple selon (Art.7.4.1/RPA99/2003) tous en vérifiant les exigences du RPA. Pour un poteau rectangulaire de la zone III, on a :

- $\min (b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$
- $\min (b_1, h_1) \geq h_e / 20$
- $1/4 \leq b_1 / h_1 \leq 4$

Le pré dimensionnement des poteaux se fait par la descente de charge, pour le poteau le plus sollicité. Les poteaux sont pré dimensionnés à l'ELS en compression simple, en supposant que seul le béton reprend l'effort normal « N_s » tel que :

$$N_s = G + Q$$

N_s : effort normal repris par le poteau.

G : charges permanente.

Q : charges d'exploitation en tenant compte de la régression des surcharges.

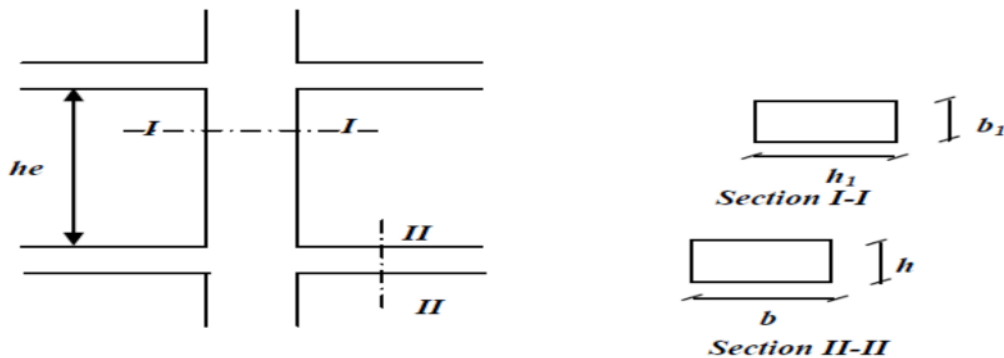


Figure 2.3 : schéma représentatif des poteaux

$$B \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}} \sigma_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15\text{MPa.}$$

B : section des poteaux.

Remarque :

En premier lieu, nous considérons pour nos calculs la section des poteaux selon le minimum exigé par le RPA (Art.7.4.1/RPA99/2003) qui est de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

Surface d'influence :

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité (C6)

$$S_1 = 4.51\text{m}^2$$

$$S_2 = 3.21\text{m}^2$$

$$S_3 = 4.31\text{m}^2$$

$$S_4 = 3.06\text{m}^2$$

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 = 15.09\text{m}^2$$



Figure 2.4 : Poteau le plus sollicité.

2.6 Détermination des charges et surcharges :

2.6.1 Les charges permanentes :

Pour déterminer les charges permanentes G et les charges d'exploitation Q nous allons nous référer au document technique réglementaire (DTR B.C. 2.2).

2.6.1.1 L'acrotère :

La charge permanent de l'acrotère se calcule comme suit :

$$h_t = 60\text{cm}$$

$$G = \rho \times S$$

La Charge permanente G est donnée par :

$$S = \left[(0.05 \times 0.2) + (0.1 \times 0.6) + \frac{0.05 \times 0.2}{2} \right] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.075 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

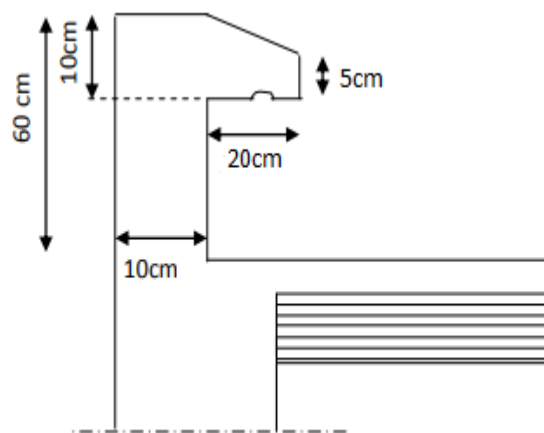


Figure 2.5 : Coupe transversale de l'acrotère

2.6.1.2 Les planchers

- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau 2.3 : Caractéristiques des éléments du plancher terrasse inaccessible

N°	Éléments	Épaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Plancher en corps creux	0.2	14	2.8
2	Protection en gravillon roulé	0.05	20	1
3	Étanchée multicouche	0.02	6	0.120
4	Béton de pente 1%	0.06	22	1.32
5	Isolation thermique au liège	0.04	4	0.16
6	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
				Gt = 5.60

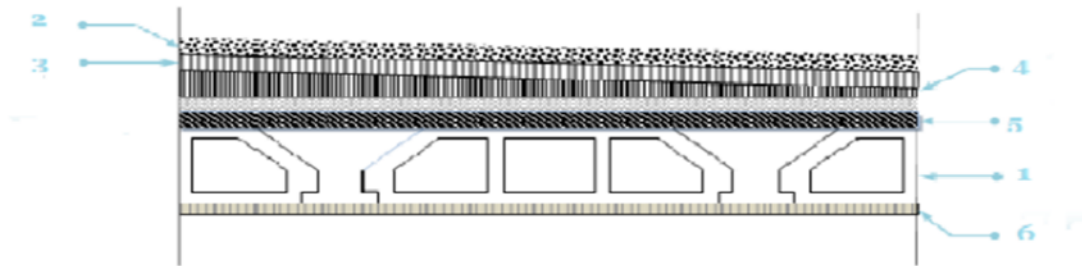


Figure 2.6 : coupe terrasse inaccessible.

- Plancher d'étage courant :

Tableau 2.4 : Caractéristiques des éléments du plancher étage courant

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Plancher en corps creux	0.2	14	8
2	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
3	Mortier de pose	0.02	20	0.4
4	Couche de sable	0.03	18	0.54
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloisons de séparation	0.01	10	1
				Gt = 5.34

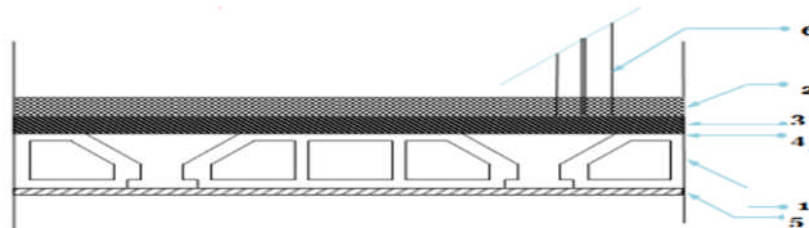


Figure 2.7 : Eléments constituant des planchers d'étage courant.

Plancher dalle pleine (balcon) :

Tableau 2.5 : Caractéristiques des éléments de la dalle pleine (balcon)

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Couche de sable	0.03	18	0.57
4	Dalle pleine en béton armé	0.18	25	4.5
5	Enduit de ciment	0.20	20	0.4
				Gt = 6.31

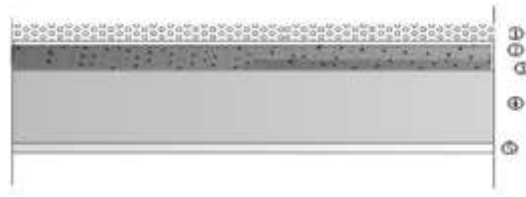


Figure 2.8 : coupe de plancher en dalle pleine du balcon

- Plancher dalle pleine :

Tableau 2.6 : Caractéristiques des éléments de la dalle pleine

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Cloisons intérieures compris enduit	0.14	/	1.3
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Couche de sable	0.03	18	0.54
5	Dalle pleine	0.15	25	3.75
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
				Gt = 6.59

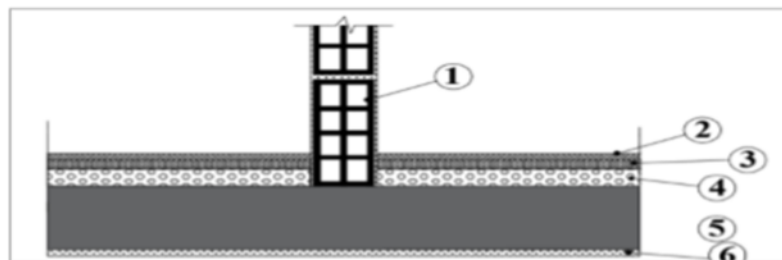


Figure 2.9 : coupe de plancher en dalle pleine

2.6.1.3 Maçonnerie :

Il y a deux types du mur, mur extérieur et mur intérieur

- Murs extérieur :

Tableau 2.7 : Caractéristiques du mur extérieur

N°	Eléments	Epaisseur (m)	Poids (N/m ³)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.1	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	/
4	Brique creuse	0.1	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				Gt = 2.36

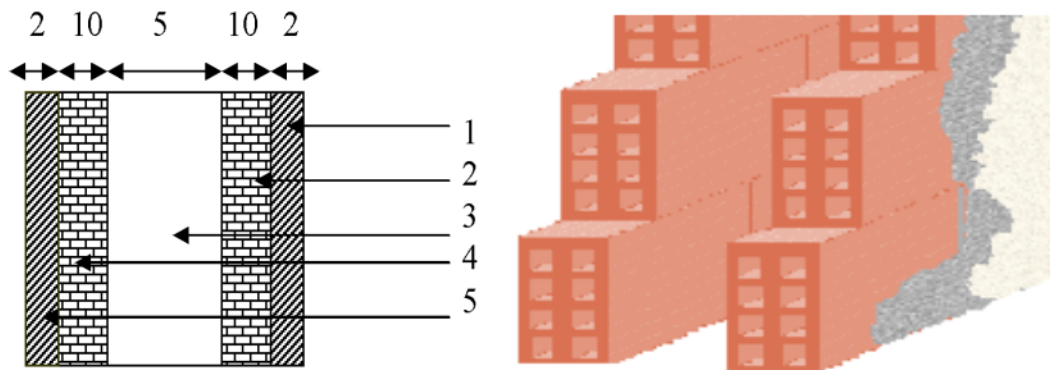


Figure 2.10 : Coupe verticale d'un mur extérieur

- Mur intérieur :

Tableau 2.8 : Caractéristiques du mur intérieur

N°	Eléments	Epaisseur(m)	Poids (KN/m ²)	Charge (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
2	Briques creuses	0.01	10	1
3	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
				Gt=1.40

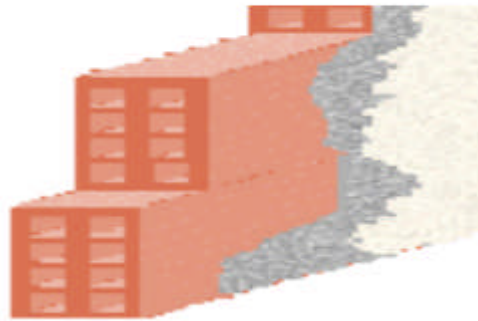


Figure 2.11 : Coupe verticale d'un mur intérieur

2.6.2 Surcharges d'exploitation « Q » :

Tableau 2.9 : Les surcharges d'exploitation sont données par le (DTR B.C. 2.2)

Eliment	surcharges d'exploitation (KN/m ²)
Acrotère	1
Plancher terrasse inaccessible	1
Plancher du RDC et des étages courant à usage d'habitation	1.5
Plancher du sous-sol a usage service	2.5
Balcon	3.5
Escalier	2.5

Charge permanente et surcharge d'exploitation revenante à chaque plancher :

- *Plancher terrasse :*
 $G=5.60\text{KN/m}^2$
 $Q=1 \text{ KN/m}^2$
- *Plancher du RDC et des étages courant :*
 $G=5.34\text{KN/m}^2$
 $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
- *Plancher du Sous-sol :*
 $G=5.34\text{KN/m}^2$
 $Q=2.5\text{KN/m}^2$

L'aire du plancher revenant au poteau le plus sollicité(C6) : $S= 15.09\text{m}^2$

2.6.2.1 *Calcule les surcharges d'exploitation :*

Plancher terrasse :

$$Q_0 = 1.00 \times 15.09 = 15.09 \text{m}^2$$

Plancher du RDC et des étages courant :

$$Q_1 = Q_2 = Q_3 \dots Q_5 = 1.5 \times 15.09 = 22.63 \text{m}^2$$

Plancher du Sous-sol :

$$Q_6 = 2.5 \times 15.09 = 37.72 \text{m}^2$$

2.6.2.2 *Poids propre des éléments :*

- Poids du plancher : $P = G \times S$

Plancher terrasse :

$$P = 5.60 \times 15.09 = 84.5 \text{KN}$$

Plancher du RDC et des étages courant :

$$P = 5.34 \times 15.09 = 80.58 \text{KN}$$

Plancher du Sous-sol :

$$P = 5.34 \times 15.09 = 80.58 \text{KN}$$

- Poids des poutres :

Pour les poutres principales et les poutres secondaires :

$$P_p = 0.40 \times 0.30 (2.17 + 2.07) 25 = 12.72 \text{KN}$$

$$P_s = 0.35 \times 0.30 (2.07 + 1.47) 25 = 9.29 \text{KN}$$

$$P_{\text{tot}} = 22.01 \text{KN}$$

- Poids des poteaux :

$$G_{\text{pot}} = 0.30 \times 0.30 \times 25 \times 3.23 = 7.26 \text{KN}$$

2.6.3 *Loi de dégression de charges :*

Pour le calcul de la descente des charges on utilise la règle de dégression donnée par le document technique réglementaire «**DTR B.C. 2.2** : charges permanentes et charges d'exploitation » qui recommande « d'appliquer une dégression de la charge d'exploitation lorsque le bâtiment étudié comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux peut être considérée comme indépendante ».

Tableau 2.10 : coefficients réducteurs

Num	0	1	2	3	4	5	6
Etage	5 Terrasse	4	3	2	1	0 RDC	-1 Sous-sol
Coefficient	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75

- Charges d'exploitation cumulées :

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \Sigma_{i=1}^n Q_i$$

Pour $n \geq 5$

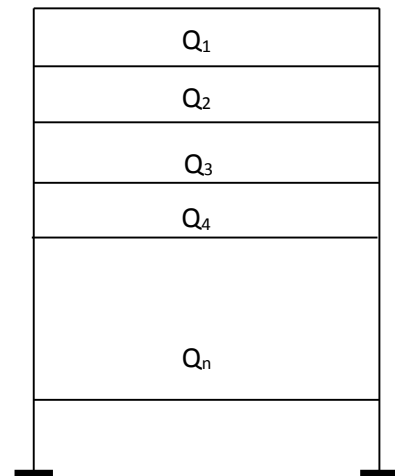


Figure 2.12 : Les surcharges cumulées d'après la loi de dégression des charges.

Niv06 : $Q_0 = 15.09 \text{ kN}$

Niv05 : $Q_0 + Q_1 = 15.09 + 23.63 = 38.72 \text{ kN}$.

Niv04 : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 15.09 + 0.95 (22.63 \times 2) = 58.09 \text{ kN}$

Niv03 : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 15.09 + 0.90 (22.63 \times 3) = 76.19 \text{ kN}$

Niv02 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 15.09 + 0.85 (22.63 \times 4) = 92.03 \text{ kN}$

Niv01 : $Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 15.09 + 0.80 (22.63 \times 5) = 105.61 \text{ kN}$

Niv0 : $Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_{ss}) = 15.09 + 0.75 [(22.63 \times 6) + 37.72] = 145.21 \text{ kN}$

Tableau 2.11 : Détermination des sections des poteaux.

NIV	Charge permanente [KN]					Surcharge d'exploitation (kN)	Efforts normaux $N=G_c+Q_c$	SECTION des poteaux (Cm ²)	
	Poids des plancher	Poids des poutres	Poids des poteaux	G tot	G cum			Q cum	Section
						Trouve	Adopté e		
6	84.50	22.01	7.26	113.77	113.77	15.09	128.86	85.90	(35x35)
5	80.58	22.01	7.26	109.85	223.62	38.72	262.34	174.89	(40x40)
4	80.58	22.01	7.26	109.85	333.47	58.09	391.56	261.04	(40x40)
3	80.58	22.01	7.26	109.85	443.32	76.19	519.51	346.34	(40x40)
2	80.58	22.01	7.26	109.85	553.17	92.03	645.2	430.13	(40x40)
1	80.58	22.01	7.26	109.85	663.02	105.61	768.63	12.42	(45x45)
0	80.58	22.01	7.26	109.85	772.87	145.21	918.08	612.05	(45x45)

Conclusion :

Les sections des poteaux adoptées sont

- Sous-sol et RDC (45x45)
- Le 1^{er} étage au 4^{eme} étage.... (40x40)
- Le 5^{eme} étage terrasse.... (35x35)

2.7 Vérifications relatives aux exigences du RPA (Art 7.4.1/ RPA 99 version 2003)

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent respecter les conditions suivantes :

- $\min(b, h) \geq 30\text{cm}$. **En zone II et III.**
- $\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$

Tableau 2.12 : Vérification des sections des poteaux selon le RPA 99.

Conditions exigés par le RPA	Poteaux	Valeur calculée	Vérification
$\min (b,h) \geq 30\text{cm}$ $\min (b, h) \geq \frac{he}{20}$ $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	Etage 5 Terrasse (35x35)	$\min (b,h) = 35 \geq 30$	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{303}{20} = 15.15$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage 1- 4 (40x40)	$\min (b,h) = 40 \geq 30$	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{303}{20} = 15.15$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓
	Etage RDC Et s-soul (45x45)	$\min (b,h) = 45 \geq 30$	✓
		$\frac{he}{20} = \frac{303}{20} = 15.15$	✓
		$\frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4$	✓

2.7.1 Vérification de la résistance des poteaux au flambement (CBA art B.8.3)

Le flambement est un phénomène d’instabilité de forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l’influence défavorable des sollicitations. On doit vérifier la condition de l’élancement suivante :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Élancement du poteau.

$L_f = 0,7l_0$: Longueur de flambement (Poteau encasté-encasté).

l_0 : Hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration. ($i = \sqrt{\frac{I}{S}}$)

I : Moment d’inertie.

S : Section transversale du poteau $S = (b \times h)$.

$$\lambda = \frac{L_f}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{b^2}{12}}} = 0.7L_0 \frac{\sqrt{12}}{b}$$

Tableau 2.13 : Vérification au flambement

Niveau	Poteau (cm)	Surface (cm ²)	Inertie (cm ⁴) x103	L ₀ (m)	L _f (cm)	i (cm)	λ
S-soul RDC	45x45	2025	341.718	3.23	226.1	12.99	17.40
Étages 1-4	40x40	1600	213.333	3.23	226.1	11.54	19.58
Étage 5	35x35	1225	125.052	3.23	226.1	10.10	22.38

La condition de l'élancement $\lambda \leq 50$ est vérifiée, donc tous les poteaux de la structure sont prémunis contre le risque de flambement

Remarque :

Suite aux dégâts constatés lors du séisme de 21 mai 2003 à Boumerdes ; depuis ce jour-là, il est recommandé de concevoir des poteaux plus rigides que les poutres afin de privilégier la rupture au niveau de la poutre et non au niveau du poteau (éviter la rotule plastique). Et pour cela que nous sommes passés à la vérification des rigidités.

2.7.2 Vérification des rigidités :

Nous devons avoir des rigidités dans les poteaux supérieures à celles des poutres « poteaux forts - poutres faibles ».

- Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

Rigidité linéaire d'un poteau : $K_p = I_p / h_c$

Rigidité linéaire d'une poutre : $K_i = I / L_c$

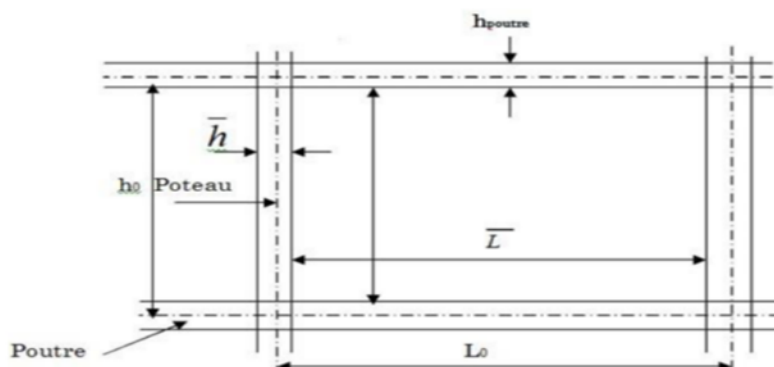


Figure 2.13 : Identification des paramètres

- Identification des paramètres :

I : Moment d'inertie de l'élément

h_c et L_c : Hauteur et longueur calculées qui seront déterminées ultérieurement :

$$h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e \quad ; \quad L_c = \bar{L} + \frac{1}{2} h_{pot}$$

\bar{h} : Hauteur de poteau entre nœuds des poutres.

\bar{L} : Longueur de la poutre entre nœuds des appuis (poteaux).

h_0 : Hauteur des poteaux entre axes des poutres.

h_p : Hauteur de la poutre.

e_p : Largeur des poteaux.

L_0 : Longueur de la poutre entre axes des poteaux.

K : Rigidité linéaire (poutre, poteau).

- Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 2.14 : Rigidités des poutres dans le sens transversal Y-Y

Niveau	cm ²		cm				cm ²	cm ²
	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	$\frac{1}{2}h_p$	L _c	I	K _i
S-soul RDC	A-B	(45x45)	440	395	20	415	160000	385.54
	B-C		480	435		455		351.65
	C-D		460	415		435		367.82
Etages 1-4	B-C	(40x40)	480	440	20	460	160000	347.83
	C-D		460	420		440		363.64
Etage5	B-C	(35x35)	480	445	20	465	160000	344.09
	C-D		460	425		445		359.55

Tableau 2.15 : Rigidités des poutres dans le sens longitudinal X-X

cm ²			cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Travée	Section	L ₀	\bar{L}	$\frac{1}{2}h_p$	L _c	I	K _i
S-soul RDC	1-2	(45x45)	420	375	17.5	392.5	107187.5	273.09
	2-3		340	295		312.5		343
	3-4		460	415		432.5		247.83
	4-5		340	295		312.5		343
	5-6		460	415		432.5		247.83
	6-7		340	295		312.5		343
	7-8		420	375		392.5		273.09
Etages 1-4	1-2	(40x40)	420	380	17.5	397.5	107187.5	269.65
	2-3		340	300		317.5		337.60
	3-4		460	420		437.5		245
	4-5		340	300		317.5		337.60
	5-6		460	420		437.5		245
	6-7		340	300		317.5		337.60
	7-8		420	380		397.5		269.65
Etage 5	1-2	(35x35)	420	385	17.5	402.5	107187.5	266.30
	2-3		340	305		322.5		332.36
	3-4		460	425		442.5		242.23
	4-5		340	305		322.5		332.36
	5-6		460	425		442.5		242.23
	6-7		340	305		322.5		332.36
	7-8		420	385		402.5		266.30

Tableau 2.16 : Rigidités des poteaux transversaux Y-Y

cm ²		cm				cm ⁴	cm ³
Niveau	Section	h ₀	h	$\frac{1}{2}e_p$	h _c	I _p	K _p
S-soul RDC	(45x45)	323	283	22.5	303.5	341718.75	1125.93
Etages 1-4	(40x40)	323	283	20	303	213333.33	704.07
Etage5	(35x35)	323	283	17.5	300.5	125052.08	416.15

Tableau 2.17 : Rigidités des poteaux transversaux X-X

cm ²		cm				cm ⁴	cm ²
Niveau	Section	h ₀	h	$\frac{1}{2}e_p$	h _c	I _p	K _p
S-soul RDC	(45x45)	323	288	22.5	310.5	341718.75	1100.54
Etages 1-4	(40x40)	323	288	20	308	213333.33	692.64
Etage5	(35x35)	323	288	17.5	305.5	125052.08	409.33

Conclusion :

D'après les tableaux ci-dessus, nous concluons que la rigidité des poteaux par rapport aux poutres est vérifiée dans tous les cas, donc on garde les mêmes sections que nous vérifierons au niveau des rotules plastiques.

Tableau 2.18 : Dimension des sections d'éléments de la structure

Hauteur du plancher en corps creux		h _t = 20cm (16+4)
Epaisseur des dalles pleines		e = 15cm
Epaisseur des voiles	S-sol, RDC, étages courants	a = 20cm
Sections des poutres	Poutre principale	(30x40) cm ²
	Poutre secondaire	(30x35) cm ²
	Poutre palière	(25x30) cm ²
	Poutre noyée	(30x20) cm ²
Sections des poteaux	Sous-sol et RDC	(45x45) cm ²
	1 ^{er} a 4 ^{eme} étages	(40x40) cm ²
	5 ^{eme} étage	(35x35) cm ²

Chapitre 3

Calcul des éléments non Structuraux

CHAPITRE 3

CALCUL DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX

3.1 Introduction :

Ce chapitre concerne le dimensionnement et le calcul des éléments de la structure qui peuvent être étudiés isolément sous l'effet des seules charges qu'ils leur reviennent. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL91modifié99**, **CBA93** et le **RPA99 version 2003**.

3.2 Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural en béton armé contournant le bâtiment conçu pour assurer la sécurité totale au niveau de la terrasse inaccessible, et protège le gravier contre la poussée du vent. La forme de pente de l'acrotère sert de protection contre l'infiltration des eaux pluviales.

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse soumis à son poids propre (**G**) donnant un effort normal (**N**) et une charge d'exploitation horizontale (**Q**) due à la main courante provoquant un moment de flexion (**M**) dans la section d'encastrement.

Cet ouvrage comporte un seul type d'acrotère qui sera assimilé à une console encastrée dans la poutre du plancher terrasse et réalisé en béton armé.

Donc le calcul de l'acrotère se fait en flexion composée à **L'ELU** et à **L'ELS** pour une bande de 1 [m] de largeur.

3.2.1 Caractéristiques géométriques de l'acrotère :

La hauteur: **$h = 60 \text{ cm}$**

L'épaisseur: **$h_0 = 10 \text{ cm}$**

L'enrobage: **$c = c' = 2 \text{ cm}$**

La surface longitudinale: **$S = 0.075 \text{ m}^2$**

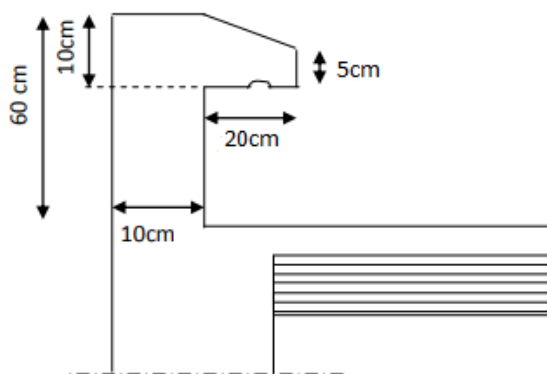


Figure 3.2.1 : Coupe transversale de l'acrotère.



Figure 3.2.2 : Schéma statique

3.2.2 Calcul des sollicitations :

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho \times S_{acr}$$

ρ : masse volumique du béton.

S : section longitudinale de l'acrotère

$$S = \left[(0.05 \times 0.2) + (0.1 \times 0.6) + \frac{0.05 \times 0.2}{2} \right] = 0.075 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0.075 = 1.875 \text{ KN/ml}$$

- Surcharge d'exploitation : $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$
- Effort normale du au poids propre: $N = G \times 1 = 1.875 \text{ KN}$
- Effort tranchant: $T = Q \times 1 = 1.00 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge :
 $M = Q \times h \times 1 = 0.6 \text{ KN.m}$
- Effort normal du a la surcharge Q : $N_Q = 0$
- Moment de renversement dû à G : $M_G = 0$
- Moment de renversement du a Q : $M_Q = Q \times h \times 1 = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

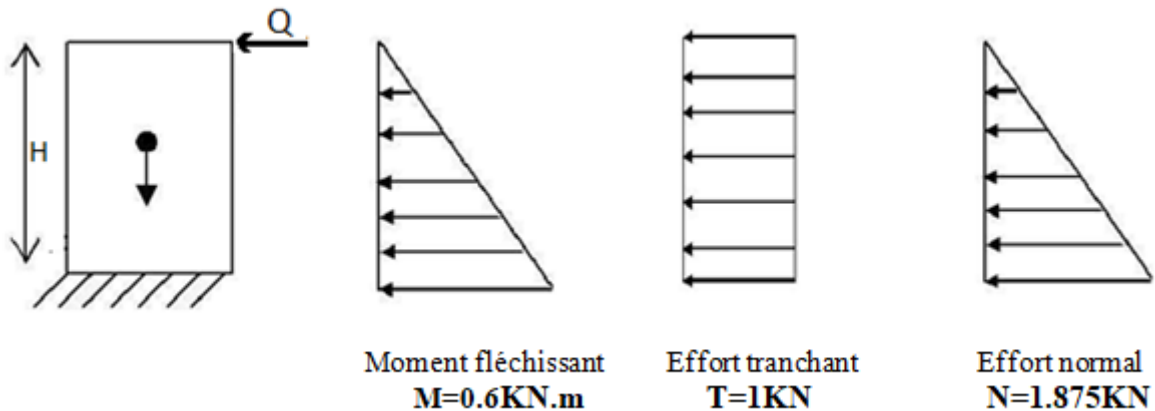


Figure 3.2.3 : Diagrammes des efforts

3.2.3 Les combinaisons de charges :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 N = 1.35 \times 1.875 = 2.53 \text{ kN}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

$$N_s = N = 1.875 \text{ kN}$$

$$T_s = T = 1 \text{ kN}$$

$$M_s = M = 0.6 \text{ kN.m}$$

3.2.4 Ferrailage :

Le calcul se fera à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, en considérant une section rectangulaire de hauteur « $h = 10 \text{ cm}$ » et de largeur « $b = 100 \text{ cm}$ », dont le principe est d'étudier la section du béton en flexion simple sous un moment fictif M_f , afin de déterminer les armatures fictives A_f , puis en flexion composée pour déterminer les armatures réelles A .

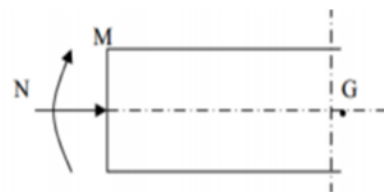
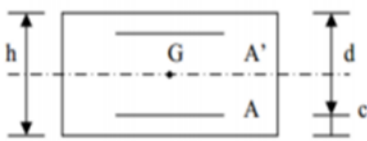


Figure 3.2.4: répartition des armatures

Figure 3.2.5 : schéma des efforts externes

h : Epaisseur de la section.

c : La distance entre le centre de gravité des aciers et la fibre extrême du béton.

$d = h - c$: Hauteur utile.

M_f : Moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendues.

3.2.4.1 Calcul à l'ELU :

- Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.53} = 0.36 \text{ m} = 36 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03 \text{ m} = 3 \text{ cm}$$

$$e_u = 0.36 \text{ m} \geq \frac{h}{2} - c = 0.03 \text{ m}$$

M_u : moment dus à la compression.

N_u : effort de compression.

$y = \frac{h}{2} - c$ la distance entre le centre de gravité de la section et le centre de Gravité des armatures tendues.

$e_u \geq \frac{h}{2} - c$ le centre de pression se trouve en dehors de zone délimitée par les armatures, nous avons donc une **section partiellement comprimée**.

Le calcul des armatures se fera en deux étapes.

❖ **Armatures fictive :**- **Moment fictif :**

$$M_f = N_u \times g = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c)$$

$$M_f = 2.53 \times (0.36 + 0.05 - 0.02) = 0.99 \text{ KN.m}$$

- **Moment réduit :**

$$M_f = f_{bu} \cdot b \cdot d^2 \cdot \mu_f$$

$$\mu_f = \frac{M_f}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{0.99 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 8^2} = 0.01 < \mu_l = 0.392$$

La section simplement armée (SSA)

D'après le tableau :

$$\mu_f = 0.01 \rightarrow \beta_f = 0.995$$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

- **Armatures :**

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta_f} = \frac{0.99 \times 10^3}{348 \times 8 \times 0.995} = 0.36 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.5} = 348 \text{ MPa}$$

❖ **Armatures réelle :**

$$A_{str} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.36 - \frac{2.53 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.29 \text{ cm}^2$$

3.2.4.2 Vérification :

- **La condition de non fragilité (Art : A.4.2 BAEL91/99) :**

$$A_{str} \geq A_{min} = 0.23 \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 \times (d)}{e_s - 0.185 \times (d)} \right] \cdot b \cdot d$$

$$A_{min} = 0.23 \frac{2.1}{400} \left[\frac{32 - 0.455 \times (8)}{32 - 0.185 \times (8)} \right] 100 \times 8 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2 \geq A_{str} = 0.29 \text{ cm}^2$$

Condition non vérifiée

Le ferrailage se fera avec la section minimale $A_{min} = 0.90 \text{ cm}^2$

$A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

3 HA8 = 1.51 cm² avec un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

- **Contrainte tangentielle (Art .A.5.2.2/BAEL) :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15f_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa} \right\} = \min\{2.5; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_{u,} = \frac{V_u}{b \times d} = 0.0115\text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5\text{MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **Vérification de l'adhérence des barres (Art A.6.1,3 BAEL91/99) :**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Ψ_s : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5\text{MPa}$ pour les H.A

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \sum U_i} = 0.13\text{MPa}$$

Avec :

$\sum U_i$: La somme des périmètres utiles des barres

$$\sum U_i = 4\pi\Phi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.05\text{cm}$$

$$\tau_{se} = 0.13\text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

- **Ancrage des barres (Art.6.1.22/BAEL91) :**

$$I_s = \frac{\varphi \times f_e}{4\tau_{su}} = \frac{0.8 \times 400}{4 \times 3.15}$$

$$I_s = 25.39\text{cm}$$

- **Longueur de scellement droit :**

$$L_s = 40 \Phi \text{ pour FeE 400}$$

$$L_s = 50 \Phi \text{ pour FeE 500 et les ronds lisses.}$$

$$\text{Dans notre cas : FeE 400} \rightarrow L_s = 40 \Phi = 40 \times 0.8 = 32\text{cm}$$

- **Espacement des barres (B.5.3,3BAEL91/99):**

$$S_t \leq \min (3h ; 33\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq \min (4h ; 45\text{cm}) = 60 \text{ cm}$$

3.2.4.3 Vérification à l'ELS :

L'acrotère est un élément très exposé aux intempéries, c'est pour cette raison que la fissuration est considérée comme préjudiciable on doit donc vérifier les conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers : $\delta_{st} \leq \bar{\delta}_{st}$
- La contrainte dans le béton : $\delta_{bc} \leq \bar{\delta}_{bc}$

On a :

- Effort normal de compression $N_s = 1.875 \text{ KN}$
- Effort tranchant $T_s = 1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant $M_s = 0.6 \text{ KN.m}$

Les aciers sont en FeE400 et de diamètre 8mm

1. Vérification des contraintes d'ouverture des fissures dans l'acier (Art.4.5,33/BAEL91) :

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right\}$$

Coefficient de fissuration $\eta = 1.6 \text{ H.A ; } \eta = 1 \text{ r.l}$

Dans notre cas : $\eta = 1.6$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 266.66 ; \max(200 ; 201.63) \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A}{b \times d} = \frac{100 \times 2.01}{100 \times 8} = 0.154 \rightarrow \beta_1 = 0.936 \rightarrow K_1 = 63.12$$

$$\sigma_{st} = \frac{0.6 \times 10^3}{0.936 \times 13 \times 2.01} = 24.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 24.53 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

2. Vérification de la contrainte de compression dans le béton (A.4.5,2BAEL91/99) :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c25} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{24.53}{63.12} = 0.38 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.38 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié}$$

3. Vérification de l'acrotère au séisme :(RPA 99version 2003/ Art 6.2.3)

L'RPA99 version 2003 préconise de calculer l'acrotère sous l'action des forces Sismiques l'aide de la formule suivante :

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

A : Coefficient d'accélération de zone, dans notre cas (zone III, groupe d'usage 2)

A = 0.25 (RPA version 2003/Art 4.2.3 tab 4-1)

Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (Art 6.2.3 tab 6-1)

Wp : Poids de l'acrotère $W_p = 1.875 \text{ kN/ml}$

$$F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.875 = 0.56 \text{ kN/ml}$$

$$F_p = 0.56 \text{ kN/ml} < Q = 1.5 \text{ kN/ml}$$

L'acrotère est calculé avec un effort horizontal supérieur à la force sismique FP, d'où le ferrailage adopté précédemment est convenable

Conclusion

Armatures principales : **4HA8** espacées de **15cm**

Armatures de répartition: **3HA8** espacées de **20cm**

3.3 Les planchers :

3.3.1 Calcul des planchers en corps creux

3.3.1.1 Introduction :

Ils sont constitués:

- De poutrelles préfabriquées qui sont disposées suivant la petite portée, elles assurent une fonction de portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- De Corps creux qui est utilisés comme coffrage perdu et qui sert aussi à l'isolation thermique et phonique.
- D'une dalle de compression en béton armé.

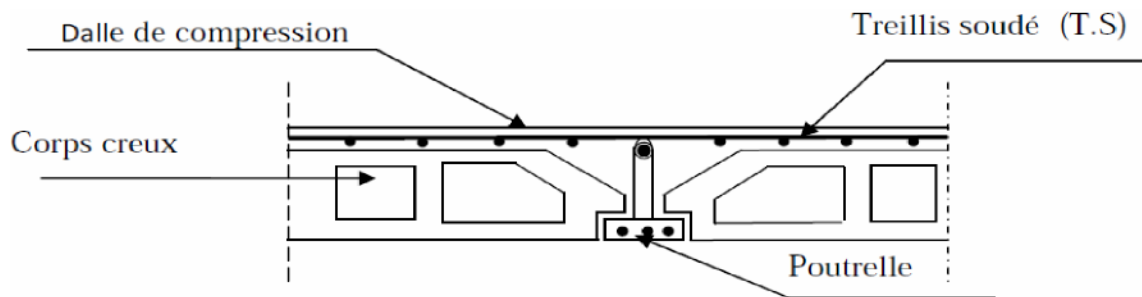


Figure 3.3.1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux

3.3.1.2 Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place en béton armé, elle est d'une épaisseur de 5cm, armée d'un quadrillage de treillis soudé de nuance (FeE500) ayant pour but de :

- Limiter les risques de fissuration après le retrait du béton.
- Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

Les dimensions des mailles de treillis soudé ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes, données par le **CBA93 (Art A.7.2.4.2.)** et le **(Art B.6.8.423 BAEL /91)** :

- 20 cm pour les barres perpendiculaires aux poutrelles.
- 33 cm pour les barres parallèles aux poutrelles.

3.3.1.3 Armatures perpendiculaires aux poutrelles

(Art : B.6.8, 423 BAEL 91) :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad \text{pour : } L \leq 50\text{cm}$$

$$A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e} \quad \text{pour : } 50\text{cm} \leq L \leq 80\text{cm}$$

A_{\perp} : cm² par mètre linéaire.
 L : entre axes des poutrelles (cm).
 fe: Limite d'élasticité de l'acier utilisé (MPa)

Dans notre cas: L= 65cm et fe = 500MPa

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\perp} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } e = 15 \text{ cm}$$

3.3.1.4 Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0.49 \text{ cm}^2$$

$$A_{//} = 5T5 = 0.98 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ avec : } e = 15 \text{ cm}$$

Conclusion :

On optera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (FeE500) de dimension (150x150) mm²

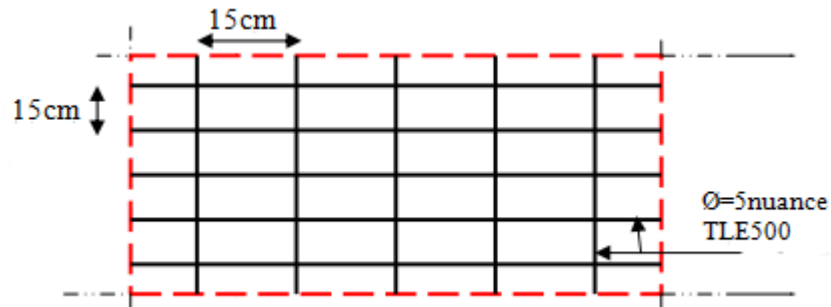


Figure 3.3.2: Ferrailage de la dalle de compression avec un treillis soudé (15×15) cm²

3.3.2 Les poutrelles :

La poutrelle pré fabriqué est considérée comme une poutre de section rectangulaire de dimension (12×4) cm², elle est calculée comme une section en **Té**.

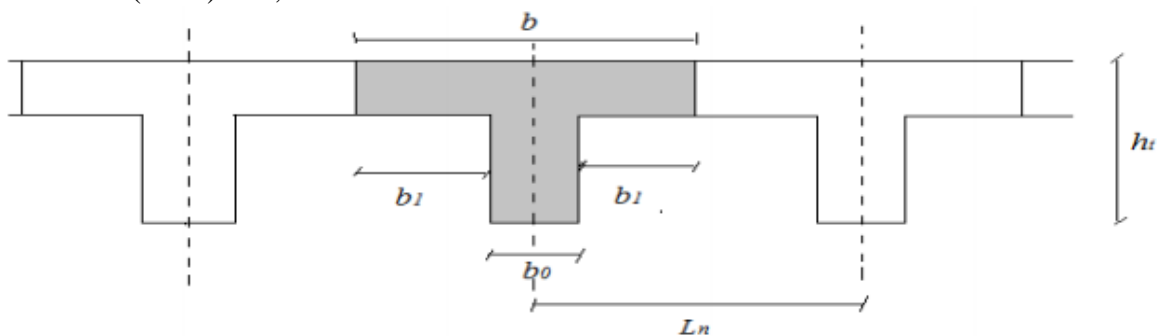


Figure 3.3.3 : Surfaces revenant aux poutrelles

3.3.2.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par un chargement uniformément réparti dont la largeur est déterminée par l'entre axe de deux poutrelles consécutives comme le montre la figure ci-dessous :

$b = 65\text{cm}$: distance entre axes de deux poutrelles
 $h = (16+4)$: hauteur du plancher en corps creux
 $b_0 = 12\text{cm}$: largeur de la poutrelle
 $h_0 = 4\text{ cm}$: épaisseur de la dalle de compression
 $c = 2\text{ cm}$ (enrobage)
 $d = 18\text{ cm}$ (hauteur utile)
 L_n : distance entre faces voisines de deux nervures
 b_1 : débord

$$b_1 = \frac{(b-b_0)}{2} = \frac{(65-12)}{2} = 26.5\text{cm}$$

Le calcul se fait en deux étapes à savoir avant et après coulage de la dalle de compression :

❖ Première étape : Avant coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est considérée comme simplement appuyée sur les poutres principales. Elle travaille en flexion simple une poutre de section rectangulaire $(12 \times 4)\text{ cm}^2$ reposante sur deux appuis. Elle est sollicitée par une charge uniformément répartie représentant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

3.3.2.2 Chargement :

Poids propre de la poutrelle : $0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12\text{ kN/ml}$;
 Poids du corps creux : $0.65 \times 0.95 = 0.62\text{ kN/ml}$
 Surcharge due à l'ouvrier : 1.00 kN/ml
 Charge permanente : $G = 0.12 + 0.62 = 0.74\text{ kN/ml}$
 Charge d'exploitation : $Q = 1\text{ kN/ml}$.

3.3.2.3 Ferrailage à l'état limite ultime :

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable (la plus longue travée).

Combinaisons de charges :

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 0.74 + 1.5 \times 1 = 2.5\text{ kN/ml}$$

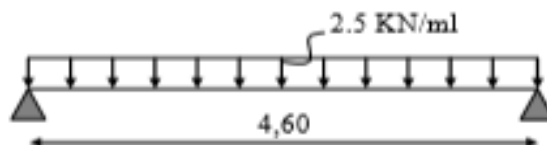


Figure 3.3.4 : disposition des charges a L'ELU

- *Calcul du moment en travée :*

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{2.5 \times (4.6)^2}{8} = 6.61 \text{ KN.m}$$

- *Calcul l'effort tranchant sur appuis :*

$$T_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{2.5 \times 4.6}{2} = 5.75 \text{ KN}$$

- **Calcul des armatures :**

Soit l'enrobage $c = 2 \text{ cm}$

Hauteur utile : $d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{6.61 \times 10^6}{120 \times (20)^2 \times 14.2} = 9.7 \rightarrow \mu = 9.7 \gg \mu_l = 0.392 \text{ (SDA)}$$

Conclusion :

Sachant que la hauteur des poutrelles est de 4 cm, il nous est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige à prévoir des étais intermédiaire afin d'aider les poutrelles à supporter les charges et surcharges auxquelles sont soumises avant coulage. Ces étais sont en général distants de (0.80 à 1.20) m.

- ❖ Deuxième étape : Après coulage de la dalle de compression :

Après coulage, la poutrelle travaille comme une poutre en Té, partiellement encastree à ses deux extrémités et reposant sur des appuis intermédiaires le long de la travée. Elle supporte son poids propre ainsi que les charges et surcharges revenant au plancher. On note que la longueur de chaque travée est prise entre axe d'appuis.

3.3.2.4 Plancher des étages courants :

La poutrelle doit reprendre son poids propre, le poids du corps creux et celui de la dalle de compression ainsi que les charges et les surcharges revenant au plancher.

- Poids propre de plancher du RDC et l'étage courant :
 $G = 5.34 \times 0.65 = 3.47 \text{ kN/ml}$
- Poids propre de plancher terrasse :
 $G = 5.60 \times 0.65 = 3.64 \text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation de plancher terrasse : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation du RDC et l'étage courant : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ kN/ml}$

- Surcharges d'exploitation de l'étage de service : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ kN/ml}$
- Surcharges d'exploitation
- **Les combinaisons des charges le plus défavorable :**

$$\text{l'ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.47 + 1.5 \times 1.625 = 7.12 \text{ KN/ml}$$

$$\text{l'ELS : } q_s = G + Q = 3.47 \times 1.625 = 5.64 \text{ KN/ml}$$

3.3.2.5 Choix de la méthode :

Les efforts internes sont déterminés, selon le type de plancher ; à l'aide des méthodes suivants

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

- **Méthode forfaitaire :**

Le principe de la méthode consiste à évaluer les moments en travée et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant en travée, celle-ci étant supposé isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

- **Evaluation des conditions de la méthode forfaitaire :**

Domaine de validation de la méthode forfaitaire (Art B.6.2, 210/ B.A.E.L 91) :

- 1- la valeur de la charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5 KN/m^2

$$2G = 2 \times 3.47 = 6.94 \text{ KN/m}^2$$

$$Q \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 2G \\ 5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \quad Q = 1.625 = 1.625 \text{ KN/m}^2 < 2G = 6.94 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée

- 2- les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées en continuité

Condition vérifiée.

- 3- les portées libres successives sont dans un rapport compris entre 0,8 et 1,25

$$0.8 < \frac{l_i}{l_{i+1}} < 1.25 \quad \text{On a :}$$

- Travée AB-BC : $\frac{4.20}{3.40} = 1.122$ **Condition vérifiée**

- Travée BC-CD : $\frac{3.40}{4.60} = 0.83$ **Condition vérifiée**

- Travée CD-DE : $\frac{4.60}{3.40} = 1.35$ **Condition non vérifiée**

- 4- La fissuration est considérée comme non préjudiciable **condition est vérifiée.**

Conclusion :

Une des conditions n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable, ce qui nous conduit à utiliser la méthode des trois moments.

- Méthode des trois moments :

C'est un cas particulier de la méthode de force, elle est basée sur l'équilibre des rotations au niveau des appuis intermédiaires. On considère 3 appuis successifs dans une poutre continue, comme système de base, on décompose ce dernier au niveau des appuis intermédiaires pour aboutir à une succession de poutres isostatiques de longueurs respectives « l_i » et « l_{i+1} ». Chaque travée est étudiée indépendamment.

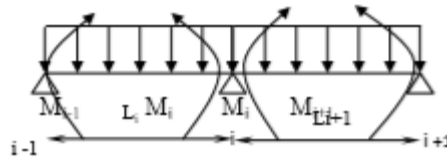


Figure 3.3.5 : diagramme des moments fléchissant

- Principe de la méthode des trois moments :

Les équations des trois moments sont données par les expressions suivantes :

- Moment aux appuis :

$$M_{i-1} (l_i) + 2M_i (l_i + l_{i+1}) + M_{i+1}(l_{i+1}) = - \left(\frac{-q_i (l_i^3)}{4} + \frac{q_{i+1} (l_{i+1}^3)}{4} \right)$$

- Moments en travées :

$$M(x) = \mu_x + M_i \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} x$$

$$\mu_x = \frac{q \cdot l}{2} x - \frac{q}{2} x^2$$

- La position du moment maximale en travée :

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q x l_i}$$

Avec :

M_{i-1} , M_i et M_{i+1} : sont respectivement les moments sur les appuis « $i-1$ », « i » et « $i+1$ »

l_i : Portée de la travée à gauche de l'appui « i »

l_{i+1} : Portée de la travée à droite de l'appui « i »

q_i : Charge répartie à gauche de l'appui « i »

q_{i+1} : Charge répartie à droite de l'appui « i »

3.3.2.6 Calcul à l'ELU :

- Calcul des moments fléchissant :

L'étage de service (le cas le plus défavorable)

$$q_u = 7.12 \text{ KN/ml}$$

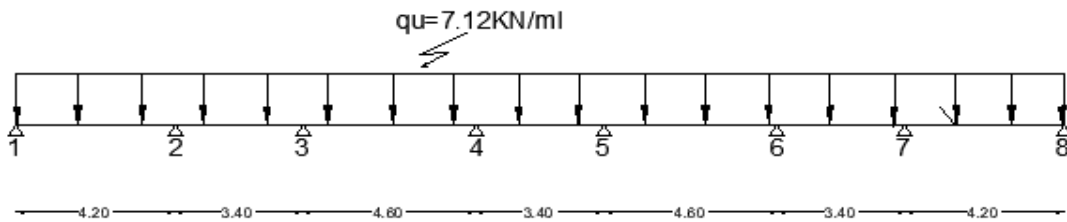


Figure 3.3.6 : schéma statique des poutrelles

- Calcul des moments aux appuis :

$$\begin{aligned} 2M_0 + M_1 &= -31.40 \\ 4.2M_0 + 15.2M_1 + 3.40M_2 &= -201.84 \\ 3.4M_1 + 16M_2 + 4.6M_3 &= -243.22 \\ 4.6M_2 + 16M_3 + 3.4M_4 &= -243.22 \\ 3.4M_3 + 16M_4 + 4.6M_5 &= -243.22 \\ 4.6M_4 + 16M_5 + 3.4M_6 &= -243.22 \\ 3.4M_5 + 15.2M_6 + 4.2M_7 &= -201.84 \\ 4.2M_6 + 8.4M_7 &= -131.88 \end{aligned}$$

- La résolution de cette matrice se fait avec MATLAB :

$$\begin{aligned} M_0 &= -11.90 \text{ KN.m} \\ M_1 &= -7.59 \text{ KN.m} \\ M_2 &= -10.71 \text{ KN.m} \\ M_3 &= -10.00 \text{ KN.m} \\ M_4 &= -10.00 \text{ KN.m} \\ M_5 &= -10.71 \text{ KN.m} \\ M_6 &= -7.59 \text{ KN.m} \\ M_7 &= -11.90 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Remarque :

Les moments calculés par la méthode des trois moments sont pour un matériau homogène, à cause de la faible résistance à la traction qui peut provoquer la fissuration du béton tendu, nous allons effectuer les corrections suivantes :

- Augmentation de 1/3 pour les moments en travée
- Diminution de 1/3 pour les moments aux appuis

On aura les résultats suivants :

$$\begin{aligned} M_0 &= -7.93 \text{ KN.m} \\ M_1 &= -5.06 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- $M_2 = - 7.14\text{KN.m}$
- $M_3 = - 6.67\text{KN.m}$
- $M_4 = - 6.67\text{KN.m}$
- $M_5 = - 7.14\text{KN.m}$
- $M_6 = - 5.06\text{KN.m}$
- $M_7 = - 7.93\text{KN.m}$

- Calcul des moments max en travée :

Le moment en travée à distance x de l'appui « i » est donné par la relation suivante :

$$M(x) = \frac{q \cdot l}{2} x - \frac{q}{2} x^2 + M_i + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i} x$$

$$x = \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{q \cdot l_i}$$

Tableau 3.3.1 : moments en travée

Travées	l (m)	x (m)	M (x) (KN.m)
0-1	4.20	2.19	9.24
1-2	3.40	1.61	4.21
2-3	4.60	2.31	11.93
3-4	3.40	1.7	3.62
4-5	4.60	2.28	11.93
5-6	3.40	1.79	4.21
6-7	4.20	2.00	9.24

- Calcul des efforts tranchants :

$$T(x) = -q_u x + q_u \frac{l}{2} + \frac{M_{i+1} - M_i}{l_i}$$

Tableau 3.3.2 : des efforts tranchants

Travées	l (m)	T _(x=0) (KN)	T _(x=l) (KN)
0-1	4.20	16.64	-14.27
1-2	3.40	11.49	-12.72
2-3	4.60	16.49	-16.27
3-4	3.40	12.10	-12.10
4-5	4.60	16.27	-16.49
5-6	3.40	12.72	-11.49
6-7	4.20	14.27	-16.64

- Diagramme des moments fléchissant à l'ELU :

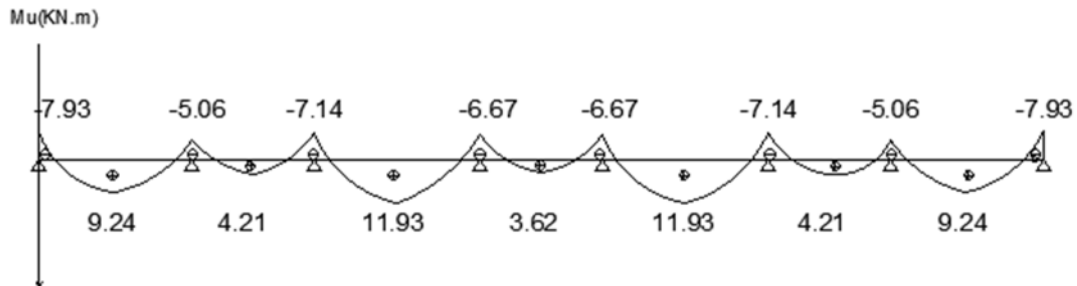


Figure3.3.7 : Diagramme des moments à l'ELU

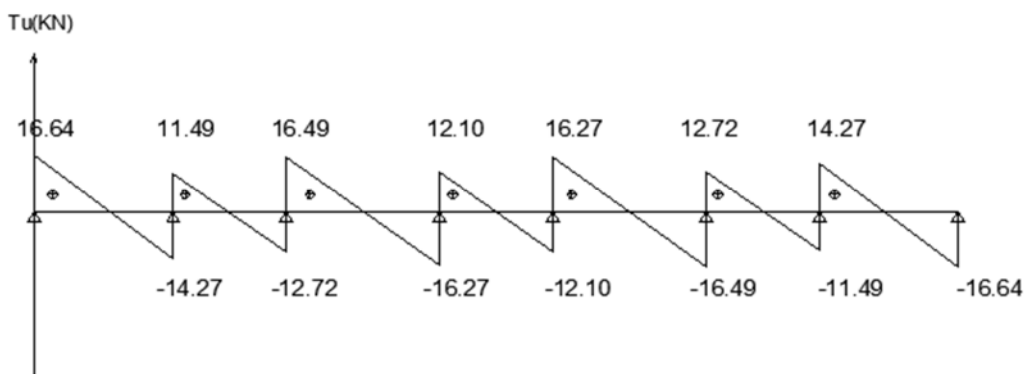


Figure3.3.8 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU

3.3.2.7 Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage a l'ELU sera calculé avec les moments max en travées et aux appuis. La poutrelle sera calculée comme une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_t^{\max} = 11.93 \text{ kN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7.93 \text{ kN.m}$$

M_0 : le moment équilibré par la table de compression

$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad f_{bu} = 14.2 \text{ MP}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$$M_t^{\max} = 11.93 \text{ kN.m}$$

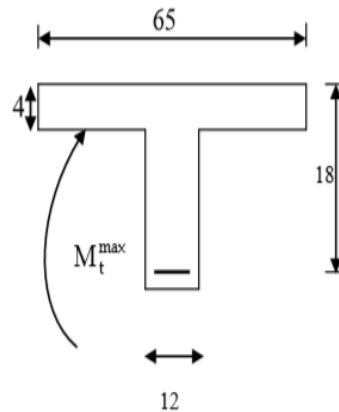


Figure 3.3.9: Section en T

$M_0 \gg M_{t \max}$: donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.

Conclusion :

La section en T se calcule comme une section rectangulaire de (65×20) cm².

- Armatures longitudinales :

- En travées :

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{11.93 \times 10^6}{650 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.040 \quad \mu_1 < 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu = 0.04 \rightarrow \beta = 0.980$$

$$A_{st} = \frac{M_t^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{11.93 \times 10^5}{0.980 \times 18 \times 347.8 \times 10^2} = 1.94 \text{ cm}^2$$

Choix de section d'armature :

$$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$$

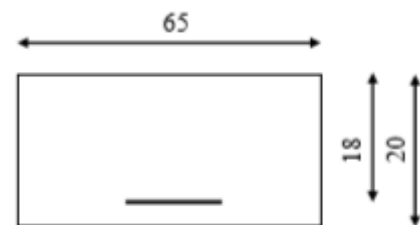


Figure 3.3.10 : Disposition des armatures

- Aux appuis :

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0 = 12$ cm et de hauteur $h = 20$ cm.

Le moment max aux appuis est : $M_a^{\max} = 7.93$ kN.m

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.93 \times 10^6}{120 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.143$$

$$\mu = 0.143 < \mu_1 = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu = 0.143 \rightarrow \beta = 0.923$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.93 \times 10^5}{0.923 \times 18 \times 347.8 \times 10^2} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales à L'ELU (Art :A.5.1,23 BAEL 91 /modifiée 99) :

Le diamètre minimal des armatures transversales d'une poutrelle est donnée par le (Art :A.7.22BAEL 91/ modifiée 99) :

$$\phi_t = \min\left(\frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t = \min\left(\frac{20}{35}; 1.6; \frac{12}{10}\right) = \min(0.57; 1.6; 1.2) \quad \text{soit} \quad \phi_t = 0.6 \text{ cm} = 6 \text{ mm}$$

Nous choisissons un cadre de $\phi 8$ avec :

$$A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

- Espacement des armatures transversales (Art A.5.1,22 BAEL91 / modifiée 99) :

$$St \leq \min \{0,9 \times d; 40 \text{ cm}\}$$

$$St \leq \min \{0,9 \times 18; 40 \text{ cm}\}$$

$$St = 16.2 \text{ cm} \quad \text{on adopte} \quad St = 15 \text{ cm}$$

Conclusion:

En travée :

$$A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2.$$

En appui :

$$A_{st} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2.$$

Les armatures transversales :

$$A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

3.3.2.8 Vérifications à l'ELU :

- Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art:A.4.2 BAEL91/99) :

Calcul de la section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{ada} = 2.26 \text{ cm}^2 < A_{adt} = 2.35 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte tangentielle (Art :A.5.1,1BAEL91/99) :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T_{\max} = 16.64 \text{ KN}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement admissible $\bar{\tau}$:

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

- Calcul de contrainte de cisaillement τ_u :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{16.64 \times 10^3}{120 \times 180} = 0.77\text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u$$

Condition vérifiée

pas de risque de cisaillement.

- Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres

(Art:6.1.3 BAEL91/modifiée 99) :

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ avec : } \bar{\tau}_{sc} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 12 = 75.36\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{16.64 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 75.36} = 1.36 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.36\text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15\text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

➤ *Appuis de rive :*

$$\frac{2T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a_0 = 0.9d$$

$$T_{\max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times f_{c28} \times b_0}{2 \gamma_b} = \frac{0.36 \times d \times b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0.36 \times 18 \times 12 \times 25 \times 10^{-1}}{1.5} = 129.6\text{KN}$$

$$T_{\max} = 16.64\text{KN} < T = 129.6\text{KN}$$

Condition vérifiée

➤ *Appuis intermédiaires :*

$$T_{\max} = 16.49\text{KN} < T = 129.6\text{KN}$$

Condition vérifiée

- Influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales inférieures

(Art A5.1.312 BAEL 91/ modifiée 99)

➤ *Appuis de rive :*

$$A \geq \left(T_{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(16.64 - \frac{7.93 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.093 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.26 \text{ cm}^2 > A = -0.093 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ *Appuis intermédiaire : (Art A.5.1,321 / BAEL91)*

$$A \geq \left(T_{\max} - \frac{M_a^{\max}}{0.9d} \right) \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(16.49 - \frac{7.14 \times 10^2}{0.9 \times 18} \right) \frac{1.15}{400} = -0.079 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > A = -0.079 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures calculée sont suffisantes

- *Ancrage des armatures (longueur de scellement)(Art: 6.1.22BAEL 91/ modifiée 99)*

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 40 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$L_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$ nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{ cm}$

3.3.2.9 Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction. Les vérifications qui sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation

- *Combinaison de charge a l'ELS :*

$$q_s = G + Q = 3.47 \times 1.625 = 5.64 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées, pour obtenir les valeurs des moments à l'E.L.S, il suffit de multiplier les résultats de calcul à l'E.L.U par le coefficient q_s/q_u .

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{5.64}{7.12} = 0.79$$

- *Moments max en travées et aux appuis sont :*

$$M_t^{\max} = 11.93 \times 0.79 = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 9.42 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 7.93 \times 0.79 = 6.26 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\max} = 6.26 \text{ KN.m}$$

- Etat limite de la compression du béton :

➤ *En travée :*

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{2.35}{12 \times 18} \times 100 = 1.087$$

$$\rho(\%) = 1.04 \quad K_1 = 19.57 \quad \beta = 0.857$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sr}}{\beta d A_{st}} = \frac{9.42 \times 10^6}{0.857 \times 180 \times 235} = 259.85 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} = \mathbf{259.85 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_s = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{259.85}{19.57} = 13.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{13.27 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée

➤ *En appuis :*

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{2.26}{12 \times 18} \times 100 = 1.04$$

$$\rho(\%) = 1.04 \quad K_1 = 20.38 \quad \beta = 0.859$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sr}}{\beta d A_{st}} = \frac{9.42 \times 10^6}{0.859 \times 180 \times 226} = 269.57 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \mathbf{269.57 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_s = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

Condition vérifié

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{269.57}{20.38} = 13.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{13.23 \text{ MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Condition vérifiée

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \end{array} \right. \quad \text{Avec} \quad M_0 = q_s \frac{l^2}{8} = 5.64 \frac{(4)^2}{8} = 11.28 \text{ KN.m}$$

h : hauteur totale (20cm)

l : longueur de la travée entre nus d'appuis

d : hauteur utile de la section droite

b₀ : largeur de la nervure

M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique

M_t : moment fléchissant maximal en travée

A_{st} : section d'armature

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{M_t}{15M_0} = \frac{9.42}{15 \times 11.28} = 0.055 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.010 > \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{400} = 0.05 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions ne sont pas toutes vérifiées, le calcul de la flèche est obligatoire.

- Calcul de la flèche :

Il faut vérifier que : $f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

E_v: module de déformation différée $E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.865 \text{ MPa}$

I_{vf}: inertie fissuré de la section pour les charges de langue durée.

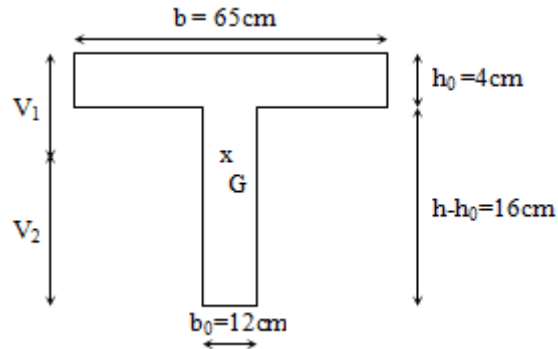
donné par la formule suivante : $I_{vf} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \mu \times \lambda v)}$

I₀ : moment d'inertie totale de la section homogène

$\mu = \max\left(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) + f_{t28}}; 0\right)$

ρ : est le rapport de l'aire A de la section de l'armature tendue à l'aire de la section utile de la nervure : $\rho = \frac{A}{b_0 d}$

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho}$$



- La position de l'axe neutre :

$$S/_{xx} = \frac{b \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d$$

$$S/_{xx} = \frac{12 \times 20^2}{2} + (65 - 12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2.35 \times 18 = 3458.5 \text{ cm}^3$$

- Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = b_0 \times h + (b - b_0) h_0 + 15 \times A$$

$$B_0 = 12 \times 20 + (65 - 12) \times 4 + 15 \times 2.35 = 487.25 \text{ cm}^2$$

- La position de l'axe neutre :

$$V_1 = \frac{S/_{xx}}{B_0} = \frac{3458.5}{487.25} = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

- Calcul de moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) h_0 (v_1 - \frac{h_0}{2})^2 + 15 A_{st} (v_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3} (7.1^3 + 12.9^3) + (65 - 12) \frac{4^3}{12} + (65 - 12) 4 \times (7.1 - \frac{4}{2})^2 + 15 \times 2.35 (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 20003.24 \text{ cm}^4$$

- Le rapport des aciers tendus à celui de la section utile de la nervure :

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.011$$

- Calcul des coefficients μ et λ :

$$\mu = \max(1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}; 0) = \max(1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 348 + 2.1}; 0) = 0.79$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + \frac{3 \times b_0}{b})} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \times (2 + \frac{3 \times 12}{65})} = 1.50$$

- Calcul le moment d'inertie :

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + (0.4 \times \lambda_v \times \mu)} = \frac{1.1 \times 20003.24}{1 + (0.4 \times 1.5 \times 0.79)} = 14927.79 \text{ cm}^4$$

- Calcul de la flèche :

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^2}{E_0 I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{5.64 \times 4^2}{10818.865 \times 10^3 \times 14927.79 \times 10^{-8}} = 0.00073 \text{ m}$$

$$\bar{f} = \frac{4}{500} = 0.008$$

$$f = 0.00073 \text{ m} \leq \bar{f} = 0.008 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Les conditions sont vérifiées donc pas de risque de flexion ; les armatures calculées à l'Etat Limite ultime sont suffisantes donc ce n'est pas nécessaire de calculer les armatures à l'Etat Limite de Service.

Armatures longitudinales :

- **En travée :**
 $A_{st} = 3\text{HA}10 = 2.35 \text{ cm}^2$
- **aux appuis :**
 $A_{sa} = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$
- **Les armatures transversales:**
 $A_{st} = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$

3.4 Les balcons :

Le balcon se calcule comme une console encastrée au niveau de la poutre du planché. Ils sont constitués d'une dalle pleine d'épaisseur est déjà calculée au chapitre précédent $e_p = 18\text{cm}$, soumis à des charges permanentes dues à son poids propre G , au poids propre du garde corps. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m. Entourés d'un garde corps de hauteur $h = 1.10\text{m}$, en brique creuse de 10 cm.

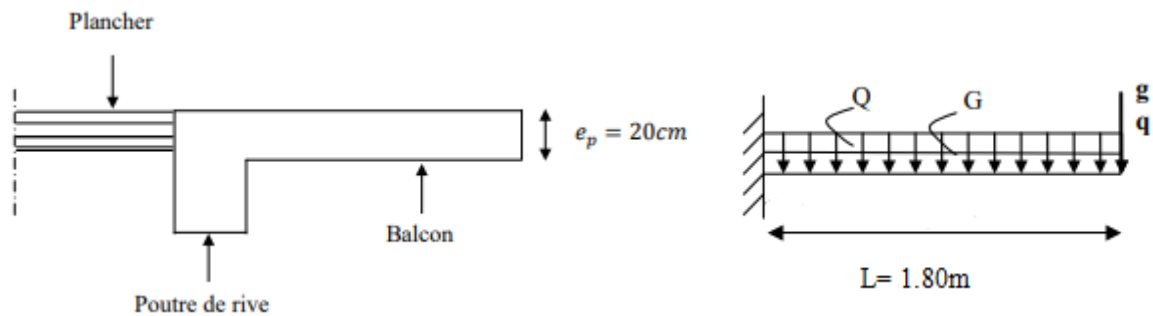


Figure 3.4.1 : Schéma statique du balcon

G : charge permanente uniformément réparties due au poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation verticale revenant au balcon.

g : charge verticale concentrée due à l'effet du poids propre du garde corps en brique creuse.

q : Charge due à la main courante

3.4.2 Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes : $G = 6.31\text{KN/m}^2$
- Charge concentrée :
- Le poids de garde-corps en brique creuse :
 - Brique creuses 0.9 KN/m^2
 - Enduit extérieur en ciment 0.20 KN/m^2
 - Enduit intérieur en ciment 0.20 KN/m^2
 - $g = [(0.9) + (0.2 \times 2)] \times 1.10 \times 1 = 1.43\text{ KN/ml}$
- Charge due à la main courante $q = 1\text{KN/ml}$
- ❖ surcharge d'exploitation :
- Elle est donnée par le DTR BC.22 : $Q = 3.5\text{KN/m}^2$

3.4.3 Combinaison de charges :

❖ A l'ELU :

Dalle: $q_{u1} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 6,31) + (1,5 \times 3,5) = 13,77 \text{ KN/ml}$

Garde-corps: $q_{u2} = 1,35g = (1,35 \times 1,43) = 1,93 \text{ KN}$

Main courante : $q_{u3} = 1,5q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$

❖ A l'ELS :

Dalle: $q_{s1} = G + Q = (6,31 + 3,5) = 9,81 \text{ KN/ml}$

Garde-corps: $q_{s2} = g = 1,43 = 1,43 \text{ KN}$

Main courante : $q_{s3} = q = 1 = 1 \text{ KN}$

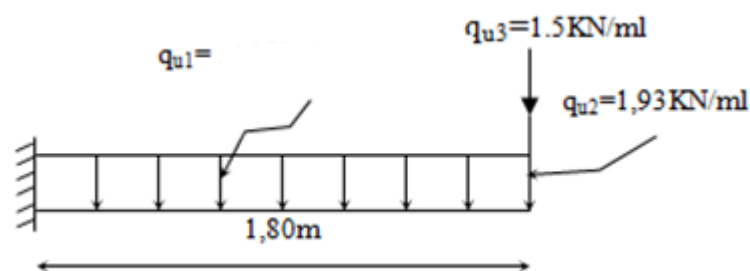


Figure 3.4.2 : schéma statique des la Balcons

3.4.4 Ferrailage :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

- Calcul des efforts interne ELU :

$$M_u = q_{u1} \frac{L^2}{2} + q_{u2}L + q_{u3}L$$

$$M_u = 13,77 \frac{1,8^2}{2} + 1,93 \times 1,80 + 1,5 \times 1,80 = 28,48 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_{u1}L + q_{u2} + q_{u3} = (13,77 \times 1,80) + 1,93 + 1,5 = 28,21 \text{ KN}$$

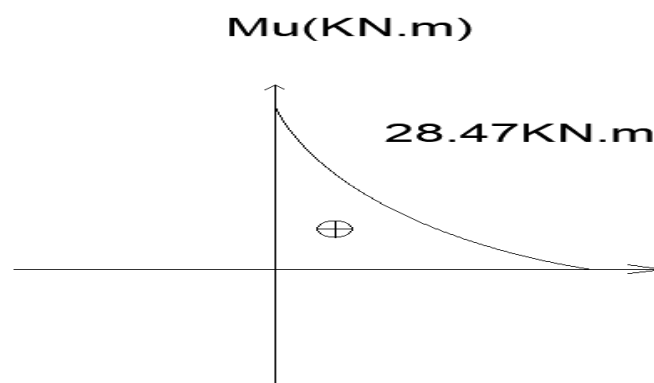
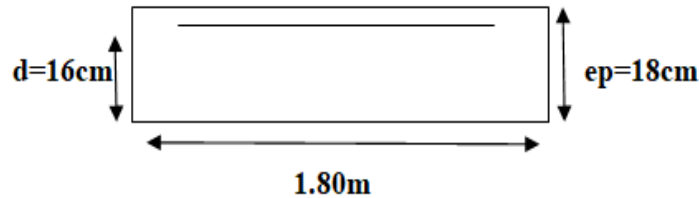


Figure 3.4.3: diagramme du moment à L'ELU

- Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$; $c = 2\text{cm}$; $d=13\text{cm}$



$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{28.48 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0.078 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,078 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.48 \times 10^3}{0.959 \times 16 \times 348} = 5.33 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA14 = 6.15 cm²** avec un espacement **St= 25cm**

- Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{6.15}{4} = 1.53 \text{ cm}^2$$

4HA10=3,14cm² avec **St=25cm**

3.4.5 Vérification à l'ELU :

- Condition de non fragilité (Art: A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 16}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

A_{adopté}=6.15 cm² > A_{min}=1.93cm² **Condition vérifiée**

- Contrainte tangentielle (Art :A.5.2,2 / BAEL91) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5\text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33\text{MPa} ; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.21 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.17\text{MPa}$$

$\tau_u = 0.17\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$ **Condition vérifiée**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- L'adhérence des barres (Art: A.6.1, 3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3.14 \times 4 \times 14 = 175.84 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{28.21 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 175.84} = 1.11 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.11 \text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 50 \text{cm}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A, Donc :

$$L_c = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

- Espacement des armatures (Art : A.8.2.42/ BAEL99) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

❖ Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

❖ Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$$

Condition vérifiée

3.4.6 Vérification à l'ELS :

- Calcul du moment sollicitant:

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2} + q_{s2} L + q_{s3} L$$

$$M_s = 9.81 \frac{1.8^2}{2} + 1.43 \times 1.80 + 1 \times 1.80 = 20.27 \text{KN.m}$$

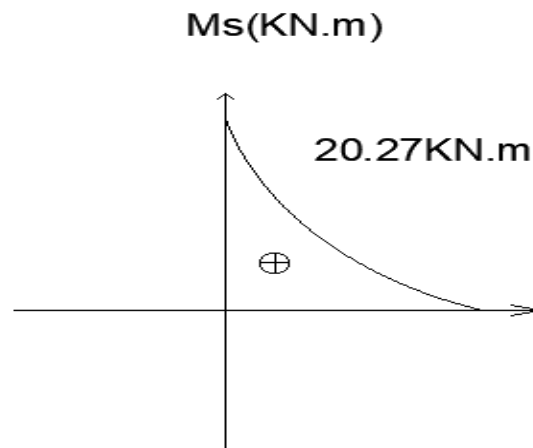


Figure 3.4.4: diagramme du moment à L'ELS

- Etat limite de compression du béton :

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{6.15}{100 \times 16} \times 100 = 0.38$$

$$\rho(\%) = 0.384 \quad K_1 = 37.35 \quad \beta = 0.904$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{20.27 \times 10^6}{0.904 \times 160 \times 615} = 227.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 227.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{227.87}{37.35} = 6.10 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.10 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa.} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Vérification à l'état limite de déformation (Art : B6.8,424 /BAEL99) :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_x}{10 M_x} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{18}{180} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{6.15}{100 \times 16} = 0.0038 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{h}{L} = \frac{18}{180} = 0.1 \geq \frac{M_x}{20M_x} = \frac{20.27}{10 \times 20.27} = 0.1 \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche. Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

Conclusion

Après avoir effectué les calculs et les vérifications nécessaires, nous sommes arrivés aux résultats suivants :

Armatures principales : 4HA14 avec : St = 25 cm

Armature de répartitions : 4HA10 avec : St = 25 cm

3.5 Calcul des planchers en dalle pleine :

3.5.1 Calcul de la dalle appuyée sur 4 cotés :

3.5.1.1 Définition :

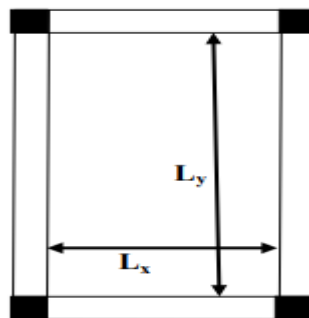
Les dalles sont des éléments rectangulaires de dimension L_x et L_y , appuyés sur leurs quatre cotés. Nous désignerons par L_x la plus petite dimension de la dalle, on aura donc $L_x \leq L_y$. En général, on considère l'étude des dalles une tranche de 1 m de largeur, c'est-à-dire que l'on considère $b=100$

3.5.1.2 Principe de la méthode :

Soit L_x et L_y les distance mesurées entre nus des appuis et q la charge uniformément répartie par unité de longueur on calcule ρ_x l'élanement du panneau.

- si $\rho_x < 0.4$ la dalle porte suivant un seul sens (Dans ce cas on évalue les moments en ne tenant compte de la flexion que suivant la plus petite dimension, donc on est Ramené à l'étude d'une poutre de section rectangulaire, de Largeur 1 m, de hauteur totale h_0 et de portée l_x .
- si $0.4 \leq \rho_x \leq 1$ la dalle est considérée comme portant deux directions. (Dans ce cas on détermine les moments suivant les deux Direction L_x et L_y et on calcule les armatures parallèles a ces Deux direction en fonction des moments trouvés)
- dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q l_x^2$
- dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les valeurs des coefficients μ_x et μ_y sont données en fonction du rapport et du coefficient de poisson ν .



3.5.1.3 Dalles continues :

Pour les dalles continues constituées de panneaux rectangulaires considérés comme encastrés sur leurs bords, le calcul des moments de flexion s’effectue par la méthode forfaitaire suivante :

- quel que soit leur élancement $\rho_x = \frac{L_x}{L_y}$, on commence par déterminer par la méthode précédente, les moments de flexion qui se développeraient dans chaque panneau s’ils étaient isostatiques (simplement appuyés sur leur contour); ces moments sont notés M_{0x} et M_{0y}
- les moments dans les panneaux réels sont pris égaux à ces moments “isostatiques” multipliés par des coefficients forfaitaires :

- **panneau courant :**

Dans le sens de la petite portée :

Au centre : $M_{tx} = 0.75 M_0$

Sur le bord : $M_{ax} = -0.5 M_{0x}$

Dans le sens de la grande portée :

Au centre : $M_{ty} = 0.75 M_{0y}$

Sur le bord : $M_{ay} = -0.5 M_{0y}$

- **Panneau de rive :**

Dans le sens de la petite portée :

Au centre : $M_{tx} = 0.85 M_{0x}$

Sur le bord extrême : $M_{aex} = -0.3 M_{0x}$

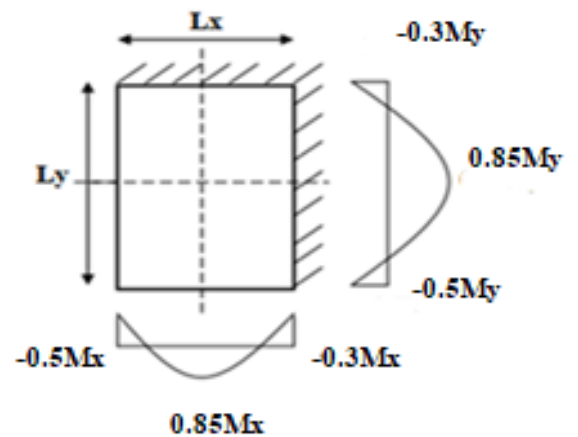


Figure 3.5.1: panneau de dalle portant suivant deux sens

Sur le bord extrême : $M_{aex} = -0.3 M_{0x}$

Sur le bord extrême continu : $M_{acx} = -0.3 M_{0x}$

Dans le sens de la grande portée :

Au centre : $M_{ty} = 0.85 M_{0y}$

Sur le bord extrême : $M_{aey} = -0.3 M_{0y}$

Sur le bord extrême continu : $M_{acy} = -0.3 M_{0y}$

3.5.1.4 Calcul des moments à l’ELU:

Tableau 3.5.1 : valeurs des moments des panneaux à L’ELU

	ρ_x	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Moment en travées	Moment aux appuis
Panneau de rive	0.95	0.0419	0.8661	7.45	6.45	$M_{tx} = 6.33$ $M_{ty} = 5.48$	$M_{ax} = -2.24$ $M_{ay} = -1.93$
panneau courant	0.94	0.0410	0.888	8.09	7.18	$M_{tx} = 6.06$ $M_{ty} = 5.38$	$M_{ax} = -4.05$ $M_{ay} = -3.59$

$e_p = 15\text{cm}$ d'après chapitre 2
La dalle travaille dans les 2 directions

3.5.1.5 Charge supporté par le panneau :

$G = 6.59\text{ KN/m}^2$ (poids propre de la dalle+ revêtements)
 $Q = 2.5\text{ KN/m}^2$ (surcharge d'exploitation)

3.5.1.6 Calcule à L'ELU :

- Combinaison de charge :

$q_u = 1.35G + 1.5Q$
 $q_u = 1.35 \times 6.59 + 1.5 \times 2.5 \times 1\text{m} = 12.65\text{ KN/ml}$

3.5.1.7 Ferrailage:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m
 $b = 100\text{ cm}$; $h = 15\text{cm}$; $c = 2\text{ cm}$; $d = 13\text{cm}$.

- Dans le sens de la petite portée x-x :

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_{tx}}{bd^2f_{bu}} = \frac{6.33 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.026 < \mu_1 = 0.382 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,026 \rightarrow \beta = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_{tx}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6.33 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.41\text{cm}^2$$

Soit **4HA12= 4.52cm²** avec un espacement **St= 25cm**

❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_{ax}}{bd^2f_{bu}} = \frac{4.05 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.016 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,016 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ax}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{4.05 \times 10^3}{0.992 \times 13 \times 348} = 0.90\text{cm}^2$$

Soit **4HA10= 3.14cm²** avec un espacement **St= 25cm**

- Dans le sens de la grande portée y-y :

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{bd^2f_{bu}} = \frac{5.48 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.022 < \mu_1 = 0.025 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,022 \rightarrow \beta = 0.989$$

$$A_{st} = \frac{M_{ty}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5.48 \times 10^3}{0.989 \times 13 \times 348} = 1.22\text{cm}^2$$

Soit **4HA12= 4.52 cm²** avec un espacement **St= 25cm**

❖ **Aux appuis :**

$$\mu = \frac{M_{ay}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{3.59 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0.014 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_s = \frac{M_{ay}}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{3.59 \times 10^3}{0.993 \times 13 \times 348} = 0.79 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA10= 2.14cm²** avec un espacement **St= 25cm**

3.5.1.8 Vérification à l'ELU:

- **Condition de non fragilité : (Art: A.4.2 /BAEL91) et (Art : B 7.4 / CBA93):**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

❖ **Sens x-x :**

$$\rho_x = \frac{A_x}{bh} \geq \rho_0 \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right)$$

$$A_x \geq \rho_0 bh \left(\frac{3-\rho_x}{2} \right)$$

ρ_0 : Pourcentage d'acier minimal réglementaire

$\rho_0 = 0.08\%$ Pour les H.A

$$A_x \geq 0.0008 \times 100 \times 15 \left(\frac{3-0.95}{2} \right)$$

$$A_x \geq 1.23 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.23 \text{ cm}^2 < A_x = 3.39 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sens y-y :**

$$\rho_y = \frac{A_y}{bh} \geq \rho_0$$

$$A_y \geq \rho_0 bh \rightarrow A_y \geq 0.008 \times 100 \times 15$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.2 \text{ cm}^2 < A_y = 3.14 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Espacement des armatures (Art : A.8.2.42/ BAEL99) :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Direction la plus sollicitée (sens principale) :

$$S_t \leq \min \{2h_t; 25\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min \{30\text{cm}; 25\text{cm}\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Direction la moins sollicitée (sens secondaire) :

$$S_t \leq \min \{3h_t; 33\text{cm}\}$$

$$S_t = 25\text{cm} \leq \min \{45\text{cm}; 33\text{cm}\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

3.5.1.9 Vérification à l'ELS :

- **Combinaison de charge :**

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = (6.59 + 2.5) 1\text{m} = 9.09 \text{ KN/ml}$$

- Evaluation des moments :

Tableau 3.5.2 : valeurs des moments des panneaux à L'ELS

	ρ_x	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)	Moment en travées	Moment aux appuis
Panneau de rive	0.95	0.0483	0.923	5.35	4.63	$M_{tx} = 4.5$ $M_{ty} = 3.93$	$M_{ax} = -1.60$ $M_{ay} = -1.38$
panneau courant	0.94	0.0491	0.906	5.81	5.16	$M_{tx} = 4.35$ $M_{ty} = 3.87$	$M_{ax} = -2.90$ $M_{ay} = -2.58$

- Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5,2/ BAEL 91/99)**Sens x-x :**❖ **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{St}}{bd} \times 100 = \frac{3.39}{100 \times 13} \times 100 = 0.260$$

$$\rho(\%) = 0.260 \quad K_1 = 46.73 \quad \beta = 0.919$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A_{St}} = \frac{4.50 \times 10^6}{0.919 \times 130 \times 339} = 111.11 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 111.11 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{111.11}{46.73} = 2.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{Sa}}{bd} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.241$$

$$\rho(\%) = 0.241 \quad K_1 = 48.69 \quad \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta d A_{Sa}} = \frac{2.90 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 77.14 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 77.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{77.14}{48.69} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.58\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Sens y-y :

❖ *En travée :*

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{bd} \times 100 = \frac{3.39}{100 \times 13} \times 100 = 0.260$$

$$\rho(\%) = 0.260 \quad K_1 = 46.73 \quad \beta = 0.919$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A_{st}} = \frac{3.93 \times 10^6}{0.919 \times 130 \times 339} = 97.04\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 97.04\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{97.04}{46.73} = 2.08\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.08\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ *Aux appuis :*

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{sa}}{bd} \times 100 = \frac{3.14}{100 \times 13} \times 100 = 0.241$$

$$\rho(\%) = 0.241 \quad K_1 = 48.69 \quad \beta = 0.921$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta d A_{st}} = \frac{2.58 \times 10^6}{0.921 \times 130 \times 314} = 68.63\text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\text{MPa}$$

$$\sigma_s = 68.63\text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15\text{MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{68.63}{48.69} = 1.40\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.40\text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification à l'état limite de déformation (Art : Art B.7.5, /BAEL99)

Dans le cas d'une dalle rectangulaire appuyée sur ces cotes, on peut se dispenser le calcul de la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{st}}{20M_{0s}} \rightarrow \frac{150}{395} = 0.37 \geq \frac{4.5}{15 \times 5.81} = 0.038 \text{ C. V} \\ \frac{A_x}{bd} < \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{100 \times 13} = 0.002 < \frac{4.2}{400} = 0.01 \text{ C. V} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées donc on se dispense du calcul de la flèche.

Nous en déduisons que les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes.

3.5.2 Calcul de la dalle appuyée sur 3 cotés :

3.5.2.1 Dimensionnement de la dalle :

La dalle est calculée comme une console encastrée au niveau de la poutre et les voiles.

Soumis à des charges permanentes G et Q.

D'après chapitre 2

$e_p = 18\text{cm}$

$L_x = 1.30\text{m}$

3.5.2.2 Charge supporté par le panneau :

$G = 7.34 \text{ KN/m}^2$ (poids propre de la dalle + revêtements)

$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$ (surcharge d'exploitation)

$q_u = (1.35 \times 7.35 + 1.5 \times 2.5) \text{ ml} = 13.65 \text{ KN/m}$

3.5.2.3 Ferrailage :

Le ferrailage consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

❖ Calcul des moments fléchissant ELU :

$$M_u = q_u l \frac{L^2}{2}$$

$$M_u = 13.65 \frac{1.3^2}{2} = 11.53 \text{ KN.m}$$

❖ Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$; $c = 2\text{cm}$; $d = 13\text{cm}$

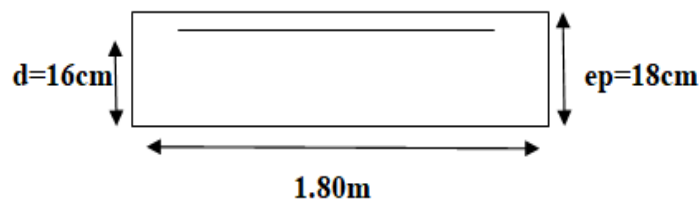


Figure 3.5.2: Coupe schématique de la dalle

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13.53 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14.2} = 0.144 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0.144 \rightarrow \beta = 0.942$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13.53 \times 10^3}{0.942 \times 16 \times 348} = 2.57 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA12 = 4.52 cm²** avec un espacement **St = 25 cm**

❖ Armature de répartition :

$$A_R = \frac{A_S}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{cm}^2$$

$$4\text{HA}10 = 3.14 \text{cm}^2 \text{ avec } St = 25 \text{cm}$$

3.5.2.4 Vérification à l'ELU :

❖ Condition de non fragilité (Art: A.4.2 /BAEL91) :

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23 b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 100 \times 16}{400} = 1.93 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 4.52 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.93 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Contrainte tangentielle (Art : A.5.2,2 / BAEL91) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$V_u = q_u L = 13.65 \times 1.30 = 17.74 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{17.74 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.111 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.11 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ L'adhérence des barres (Art: A.6.1, 3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\text{max}}}{0.9 d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3.14 \times 4 \times 12 = 150.72 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.74 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 150.72} = 0.82 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.82 \text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su}=0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28}=2.835\text{MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s=1.5$ pour les HA

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32\text{cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = \mathbf{45\text{cm}}$$

Vu que l_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0,4.L_s$ pour les aciers H.A, Donc :

$$L_c = \mathbf{0.4L_s = 0.4 \times 45 = 18\text{cm}}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

❖ **Espacement des armatures (Art : A.8.2.42/ BAEL99) :**

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$$

Condition vérifiée

3.5.2.5 Vérification à l'ELS :

❖ **Calcul du moment sollicitant:**

$$q_s = (7.34 + 2.5) \text{mL} = 9.84 \text{KN/m}$$

$$M_s = q_{s1} \frac{L^2}{2}$$

$$M_s = 9.84 \frac{1.3^2}{2} = 8.31 \text{KN.m}$$

❖ **Etat limite de compression du béton :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{4.52}{100 \times 16} \times 100 = 0.283$$

$$\rho(\%) = 0.283 \quad K_1 = 44.52 \quad \beta = 0.916$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{8.31 \times 10^6}{0.916 \times 160 \times 452} = 125.44 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = \mathbf{125.44 \text{MPa}} < \bar{\sigma}_s = \mathbf{348 \text{MPa}}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{125.44}{44.52} = 2.81 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2.81 \text{MPa}} < \bar{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{MPa}}$$

Condition vérifiée

❖ Vérification à l'état limite de déformation (Art : B6.8,424 /BAEL99) :

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10M_s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{18}{130} = 0.13 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{4.52}{100 \times 16} = 0.0028 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{h}{L} = \frac{18}{130} = 0.13 \geq \frac{M_s}{20M_s} = \frac{8.31}{10 \times 8.31} = 0.1 \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

3.6 Calcul les escaliers :

3.6.1 Introduction :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers dont la principale fonction est desservir les différents niveaux qu'il relie, en toute sécurité.

Notre structure procède trois types d'escaliers :

- Escalier d'étage courant : escalier à marche droite à deux volées ($H = 3.23\text{m}$)
- Escalier de RDC : escalier à deux volées une à un quartier tournant et l'autre droite.
- Escalier du S- Sol: escalier à marche balancer à deux quartiers tournant ($H = 3.23\text{m}$)

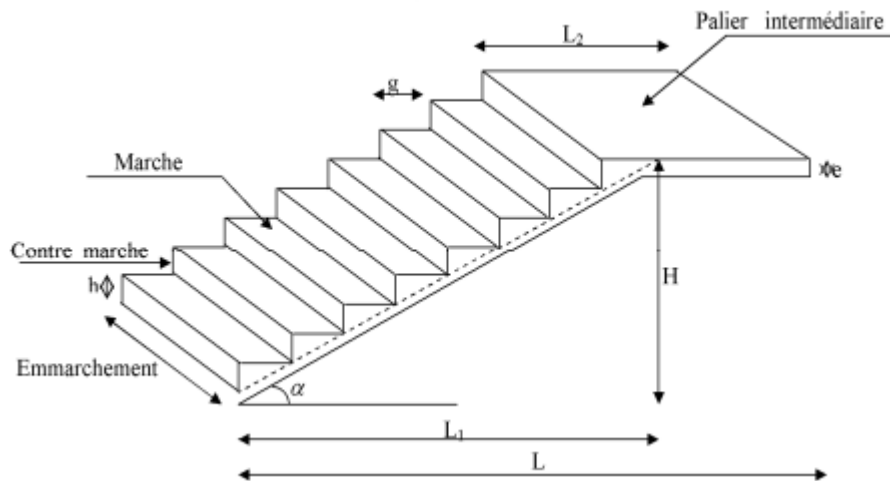


Figure 3.6.1 : schéma d'un escalier

g : la largeur de contre marche (giron)

h : hauteur de la contre marche

e : l'épaisseur de la paillasse et le palier

H : hauteur de la volée

L : longueur linéaire de la paillasse et celle de palier

- **Emmarchement** : Largeur utile de l'escalier, qui correspond à la grande dimension de la marche (dimension perpendiculaire au sens du déplacement dans l'escalier).
- **Hauteur de marche** : Distance verticale séparant le dessus de deux marches successives, cette hauteur varie généralement entre 14 et 20 cm. Dans les calculs de dimensionnement d'escalier, la hauteur d'une marche sera désignée par h et leur nombre m .
- **Giron** : Distance horizontale mesurée entre les nez de deux marches successives, il varie entre 22 et 33 cm, il est noté : g .
Le giron et la hauteur de marche sont reliés par une équation (formule de Blondel) permettant une bonne praticabilité de l'escalier.
- **Profondeur de marche** : Distance horizontale entre nez de marche et la contremarche
(Correspond au giron au quel on rajoute le débord du nez de marche).
- **Marche** : Surface plane de l'escalier dur laquelle on pose le pied pour monter ou descendre.

- **Contremarche** : Face verticale située entre deux marches consécutives, le nombre de contremarches sera désigné n.
- **Nez de marche** : Bord extérieur de la marche.

3.6.2 Dimensions des escaliers - tracés:

Pour les dimensions des marches (g) et contre marches (h), on utilise généralement la formule de **BLONDEL** qui est la suivante : $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$
 Pour nos escaliers on prend :

- **Hauteur des contres marches h** :

On a : $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{cm}$ Pour que l'escalier soit confortable, on prend la hauteur des contres marches : $h=17\text{cm}$.

- **Nombre de contre marches** : on a deux volées non identiques

$$\text{Dans la première volée : } n_1 = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

$$\text{Dans la deuxième volée : } n_2 = \frac{H}{h} = \frac{170}{17} = 10$$

Donc on a 19 contres marches.

- **Nombre de marches** : Le nombre de marches est pris égal à :

$$m_1 = n_1 - 1 = 9 - 1 = 8 \text{ marches pour la première volée}$$

$$m_2 = n_2 - 1 = 10 - 1 = 9 \text{ marches pour la deuxième volée}$$

- **giron** : $22\text{cm} \leq g \leq 33\text{cm}$ on prend $g=30\text{cm}$

- **L'emmarchement** :

$$\text{Pour la première volée } L_1 = g \times m_1 = 30 \times 8 = 240\text{cm}$$

$$\text{Pour la deuxième volée } L_2 = g \times m_2 = 30 \times 9 = 270\text{cm}$$

Et pour le tracé de nos escaliers a quartiers tournants on pratique ce que l'on appelle le balancement des marches.

On utilise la méthode suivant :

Soit d le diamètre du cercle de jour et la ligne de foulée, tracée a 0.50 du jour divisée en (n-1) partie égales (n'étant le nombre de hauteurs a monter). Ce tracé donne un certain nombre de marche droite complétée par quelques marches rayonnantes.

Si on traçait les marches en joignant au centre du cercle de jour les points distants de g sur la ligne de foulée, il en résulterait un inconvénient : quant on passe d'une marche droite a une marche rayonnante, le collet c se rétrécit brusquement d'où une accentuation de pente brutale et un escalier mal commode si non dangereux. On pratique donc l'opération du balancement des marches qui consiste en une variation graduelle de la dimension du collet.

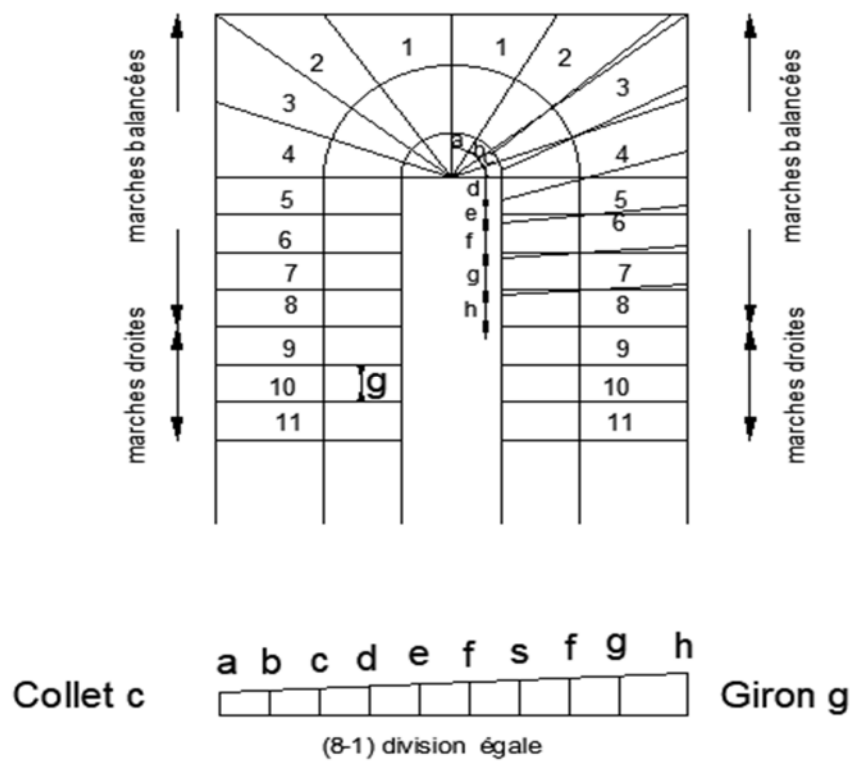


Figure 3.6.2 : tracé graphique explicatif

3.6.3 Vérification de dimensionnement :

- Vérification de la relation de BLONDEL :
 - $0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$
 - $g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{ cm} = 0.64 \text{ m}$
 - $0.59 \text{ m} \leq g + 2h = 0.64 \text{ m} \leq 0.66 \text{ m}$ **Condition vérifiée**
- La profondeur du palier de repos
 - $153 \text{ cm} \geq 3g = 90 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**
- Hauteur des contres marches
 - $14 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}$ on a $h = 17 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**
- giron : $22 \text{ cm} \leq g \leq 33 \text{ cm}$ on prend $g = 30 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**
- L'embranchement $\geq 120 \text{ cm}$ on a $L_1 = 240 \text{ cm}$ et $L_2 = 270 \text{ cm}$ (**condition vérifiée**)
- La paillasse est considéré comme étant une dalle sur appui simple portant dans une direction ; son épaisseur sera déterminée comme suit : $\frac{L}{30} \leq e_p \leq \frac{L}{20}$

L' longueur réelle de la paillasse et du palier $L = L_0 + L_3$

L_0 : longueur de la paillasse projetée.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{153}{240} = 0.6375 \text{ d'où : } \alpha = 32.51^\circ$$

$$L_0 = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{2.40}{\cos(32.51)} = 2.84 \text{ m}$$

$$L = L_0 + L_1 = 2.84 + 1.82 = 4.66 \text{ m} = 466 \text{ cm}$$

$$\frac{L}{30} = \frac{466}{30} = 15.53\text{cm} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{466}{20} = 23.3\text{cm}$$

Soit : **$e_p = 17\text{cm}$**

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc notre escalier est bien dimensionné.

$$H_1 = 153 \text{ cm} = (9 \times 17)\text{cm}$$

$$L = 240 \text{ cm} = (8 \times 30)\text{cm}$$

$$H_e = 323\text{cm} = (19 \times 17)\text{cm}$$

3.6.4 Calcule le premier type d'escalier (étage courant) :

3.6.4.1 Détermination des charges et surcharges :

❖ Charges permanentes:

Tableau 3.6.1 : charges permanentes sur la paillasse.

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique KN/m ³	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	$\frac{0.17}{2}$	25	2.125
Poids propre de la paillasse	$\frac{0.17}{\cos(32.51)}$	25	5.04
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Garde-corps	0.15	2.2	0.33
			G= 8.65

Tableau 3.6.2: charges permanentes sur le palier

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique KN/m ³	Poids en KN/m ²
Poids propre du palier	0.17	25	4.25
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
			G=5.77

❖ La charge concentrée :

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.23 - 0.17) \times 2.36 \times 1\text{m} = 7.22 \text{ KN.}$$

❖ Charges d'exploitations : $Q=2.5\text{KN/m}^2$

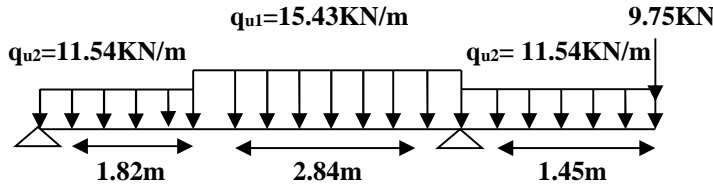
3.6.4.2 Combinaison de charges a l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Volée : } q_{u1} = (1,35 \times 8.65 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15.43 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier : } q_{u2} = (1,35 \times 5.77 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11.54 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mure extérieure: } q_u = (1,35 \times 7.22) = 9.75 \text{ KN}$$



3.6.4.3 Calcul des efforts internes :

❖ Les réactions aux appuis :

$$\Sigma F_v = 0$$

$$R_A + R_B - 11.54 \times 1.82 - 15.43 \times 2.84 - 11.54 \times 1.45 - 9.75 = 0$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A(4.66) + 14.14 + 12.13 - 62.22 - 78.76 = 0$$

$$R_A = 24.62 \text{ kN}$$

$$R_B = 66.69 \text{ kN}$$

❖ Efforts tranchants et les Moments fléchissant :

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.82\text{m}$

$$T(x) = 24.62 - 11.54x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 24.62 \text{ kN}$$

$$x = 1.82\text{m} \rightarrow T(x) = 3.62 \text{ kN}$$

$$M(x) = 24.62x - 15.43 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1.82\text{m} \rightarrow M(x) = 25.7 \text{ kN.m}$$

Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2.84\text{m}$

$$T(x) = 24.62 - 11.54(1.82) - 15.43x$$

$$x = 0 \rightarrow T(x) = 3.62 \text{ kN}$$

$$x = 2.84\text{m} \rightarrow T(x) = -40.20 \text{ kN}$$

$$M(x) = 24.62(1.82 + x) - 11.54 \times 1.82(x + 0.91) - 15.43 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 25.7 \text{ kN.m}$$

$$x = 2.84\text{m} \rightarrow M(x) = -26.27 \text{ kN.m}$$

Tronçon 3: $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

$$T(x) = 9.75 + 11.54x$$

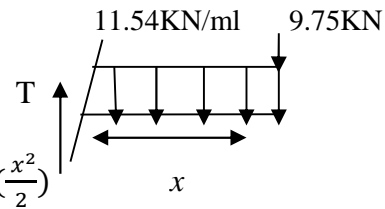
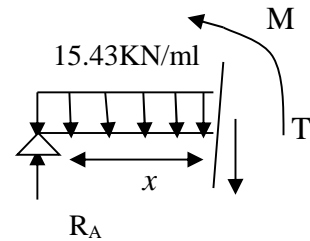
$$x = 0 \rightarrow T(x) = 9.75 \text{ kN}$$

$$x = 1.45\text{m} \rightarrow T(x) = 26.48 \text{ kN}$$

$$M(x) = -9.75x - 11.54 \left(\frac{x^2}{2} \right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1.45\text{m} \rightarrow M(x) = -26.27 \text{ kN.m}$$



❖ Calcul de M_{max} :

Tableau 3.6.3 : valeurs des moments maximums à L'ELU

Tronçon1		
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$	X(m)	M_{max} (KN.m)
$24.62-11.54x=0$	2.13	17.44
Tronçon2		
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$	X(m)	M_{max} (KN.m)
$24.62-11.54(1.82)-15.43x=0$	0.23	26.12

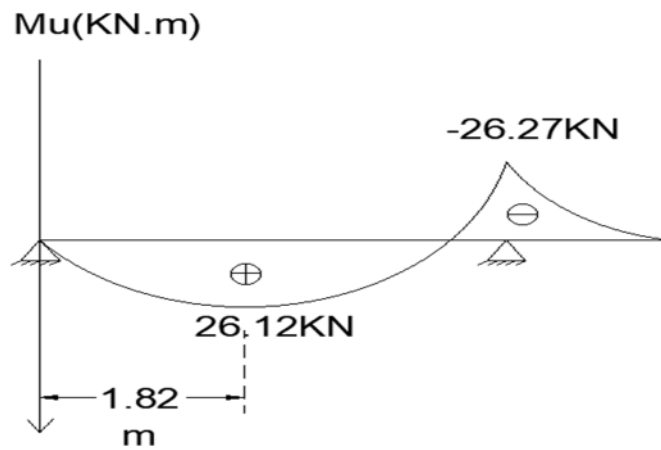


Figure 3.6.3 : Diagramme du moment à L'ELU

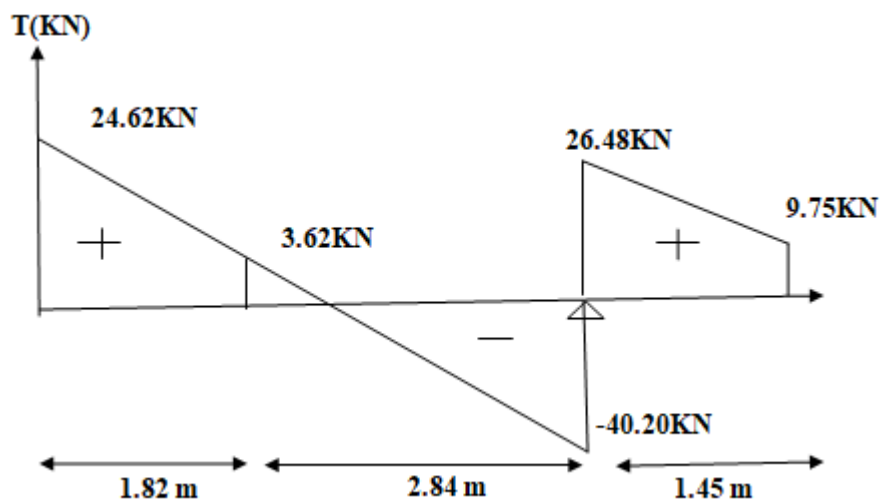


Figure 3.6.4 : Diagramme De l'effort tranchant à L'ELU

Remarque :

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée.

❖ **Moments aux appuis:**

$$M_a = -0,3 \times M(x)_{\max}$$

$$M_a = -0,3 \times 26,12 = -7,84 \text{ KN.m}$$

❖ **Moment en travée:**

$$M_t = 0,85 \times M(x)_{\max}$$

$$M_t = 0,85 \times 26,12 = 22,20 \text{ KN.m}$$

3.6.4.4 *Calcul des armatures:*

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 17 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, d = 15 \text{ cm}$$

$$\text{Acier FeE400 ; } \sigma_s = 348 \text{ MPa ;}$$

$$f_c 28 = 25 \text{ MPa ; } f_t 28 = 2,1 \text{ MPa ; } f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

$$\gamma_s = 1,15 ; \quad \gamma_b = 1,5.$$

❖ **En travée :**

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22,20 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,069 < \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,069 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A_s = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,20 \times 10^3}{0,964 \times 15 \times 348} = 4,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement **St = 20cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2,51 cm²** avec **St = 20cm**

- **Aux appuis :**

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26,27 \times 10^3}{100 \times 15^2 \times 14,2} = 0,082 < \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,082 \rightarrow \beta = 0,957$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{26,27 \times 10^3}{0,957 \times 15 \times 348} = 5,25 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement **St = 20cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2,51 cm²** avec **St = 20cm**

3.6.4.5 Les vérifications à l'ELU :

❖ Vérification de la non fragilité du béton (Art: A.4.2 /BAEL91) :

$$A_S \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{S}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

S : la section de béton

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100 \times 15}{1000} = 1.5 \text{ cm}^2 \\ 0.23 \times 100 \times 15 \times \frac{2.1}{400} = 1.81 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En travée : $A_S = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $A_S = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.81 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des barres :

Armatures principales :

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

Aux appuis : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

En travées : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Aux appuis : $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

En travées : $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Condition vérifiée

❖ Vérification de l'effort tranchant

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 40.20 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{40.20 \times 10^3}{1000 \times 150} = 0.27 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.27 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement.

❖ Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :
(Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99)

Sur le béton : On doit vérifier que :

$$V_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9db$$

$$40.20 \text{ kN} \leq 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} 0.9 \times 0.15 \times 1 = 900 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Sur l'acier : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15V_{\max}}{f_e}$$

$$A_a = 5.65\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 40.20 \times 10^3}{400} = 1.15\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton :
(A.6.1,2 BAEL 91modifié 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

❖ **Aux appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.20 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.58\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.58\text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **En travée :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{40.20 \times 10^3}{0.9 \times 150 \times 188.4} = 1.58\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.58\text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)

Forfaitairement les règles du BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

❖ **Aux appuis :**

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 50\text{cm}$$

$$0.4L_s = 16.93\text{cm}$$

❖ **En travée :**

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33\text{cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 50\text{cm}$$

$$0.4L_s = 16.93\text{cm}$$

3.6.4.6 Calcul à l'ELS :

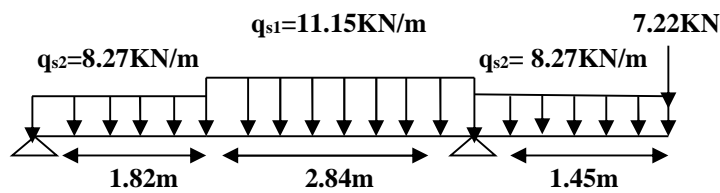
❖ Combinaison de charges a l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1\text{m}$$

Volée : $q_{s1} = (8.65 + 2,5) \times 1 = 11.15\text{KN/m}$

Palier : $q_{s2} = (5.77 + 2,5) \times 1 = 8.27\text{KN/m}$

Mure extérieure: $q_s = 7.22\text{KN}$



❖ Calcul des efforts internes :

Les réactions aux appuis :

$$\Sigma F_v = 0$$

$$R_A + R_B - 8.27 \times 1.82 - 11.15 \times 2.84 - 8.27 \times 1.45 - 7.22 = 0$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A(4.66) + 10.47 + 8.69 - 44.96 - 56.44 = 0$$

$$R_A = 17.65\text{KN}$$

$$R_B = 48.27\text{KN}$$

Efforts tranchants et les Moments fléchissant :

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.82\text{m}$

$$T(x) = 17.65 - 8.27x$$

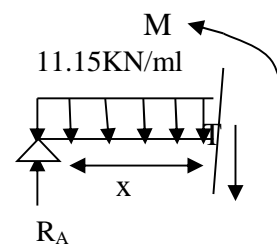
$$x = 0 \rightarrow T(x) = 17.65\text{KN}$$

$$x = 1.82\text{m} \rightarrow T(x) = 2.6\text{KN}$$

$$M(x) = 17.65x - 8.27\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x = 1.82\text{m} \rightarrow M(x) = 18.43\text{KN.m}$$



Tronçon 2: $0 \leq x \leq 2.84\text{m}$

$$T(x) = 17.65 - 8.27(1.82) - 11.15x$$

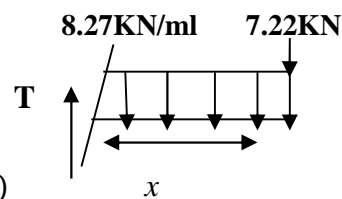
$$x = 0 \rightarrow T(x) = 2.6\text{KN}$$

$$x = 2.84\text{m} \rightarrow T(x) = -29.07\text{KN}$$

$$M(x) = 17.65(1.82 + x) - 8.27 \times 1.82(x + 0.91) - 11.15\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$x = 0 \rightarrow M(x) = 18.43\text{KN.m}$$

$$x = 2.84\text{m} \rightarrow M(x) = -19.16\text{KN.m}$$



Tronçon 3: $0 \leq x \leq 1.45\text{m}$

$$T(x)=7.22+8.27x$$

$$x=0 \rightarrow T(x) = 7.22\text{KN}$$

$$x= 1.45\text{m} \rightarrow T(x) = 19.21\text{KN}$$

$$M(x)=-7.22x-8.27\left(\frac{x^2}{2}\right)$$

$$x=0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x= 1.45\text{m} \rightarrow M(x) = -19.16\text{KN.m}$$

❖ Calcul de M_{\max} :

Tableau 3.6.4 : valeurs des moments maximums à L'ELS

Tronçon1		
	X(m)	M_{\max} (KN.m)
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$ $17.65-8.27x=0$	2.13	18.83
Tronçon2		
	X(m)	M_{\max} (KN.m)
$\frac{dM(x)}{dx} = 0$ $17.65-8.27(1.82)-11.15x=0$	0.23	18.73

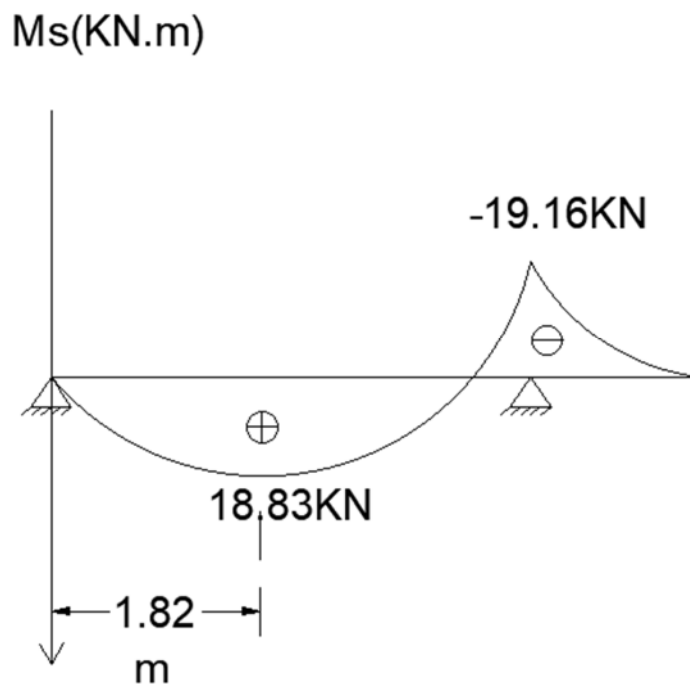


Figure 3.6.5 : Diagramme du moment à L'ELS

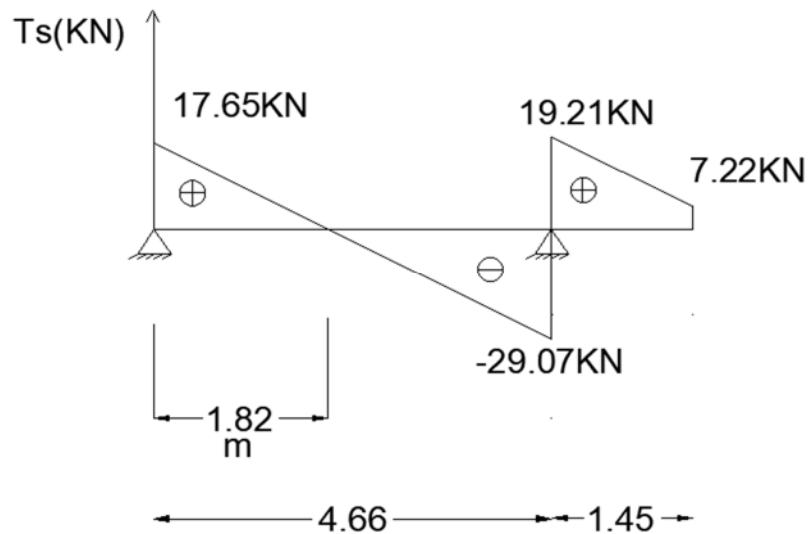


Figure 3.6.6 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

❖ Après correction :

Moments aux appuis:

$$M_a = -0,3 \times M(x)_{\max}$$

$$M_a = -0,3 \times 18,83 = -5,65 \text{ KN.m}$$

Moment en travée:

$$M_t = 0,85 \times M(x)_{\max}$$

$$M_t = 0,85 \times 18,83 = 16 \text{ KN.m}$$

3.6.4.7 Vérification à l'ELS :

❖ Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/ BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible

❖ Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

❖ **En travée**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{5,65}{100 \times 15} \times 100 = 0,376$$

$$\rho(\%) = 0,376$$

$$K_1 = 37,79 \quad \beta = 0,905$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_{st}} = \frac{16 \times 10^6}{0,905 \times 150 \times 565} = 208,6 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 208,6 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

On a $K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}}$ donc $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{208.6}{37.79} = 5.52 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 5.52 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

Condition vérifiée

❖ **Aux appuis :**

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 15} \times 100 = 0.376$

$\rho(\%) = 0.376 \quad K_1 = 37.79 \quad \beta = 0.905$

$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_{st}} = \frac{19.16 \times 10^6}{0.905 \times 150 \times 565} = 249.80 \text{MPa}$

$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$

$\sigma_s = 249.8 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa}$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$

On a $K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}}$ donc $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{249.8}{37.79} = 6.61 \text{MPa}$

$\sigma_{bc} = 6.61 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa}$

Condition vérifiée

❖ **Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right.$$

$\frac{h}{L} = \frac{17}{284} = 0.059 < \frac{1}{16} = 0.062$

Condition non vérifiée

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

- **Calcul de la flèche :**

Il faut vérifier que : $f = \frac{5 q_s l^4}{384 E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

Avec : $q_s = 11.15 \text{KN}$

E_v : module de déformation différée $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.865 \text{MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène

$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

B_0 : surface de la section homogène

$B_0 = bh + 15 A_t = (100 \times 17) + 15 \times 5.65 = 1784.75 \text{cm}^2$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15A_t d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 15 = 12521.25 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{12521.25}{1784.75} = 7.02 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 17 - 7.02 = 9.98 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section homogène

$$I = \frac{100}{3} (7.2^3 + 9.98^3) + 15 \times 5.65 (9.98 - 2)^2$$

$$I = 50972.24 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.15 \times 2840^4}{10818.865 \times 50972.24 \times 10^4} = 1.71 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{2840}{500} = 5.68 \text{ mm}$$

$$f = 1.71 \text{ mm} < \bar{f} = 5.68 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée** : Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm
Armatures de répartition : 5HA8 espacement = 20 cm
- **Aux appuis** : Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm
Armatures de répartition : 5HA8 espacement = 20 cm

3.6.5 Calcul la deuxième type d'escalier (Escaliers Sous Sol) :

3.6.5.1 Le dimensionnement

Escalier à marche balancer à deux quartiers tournant (H = 3.23m)

h=17cm

$$0.59 \leq g + 2h \leq 0.66$$

$$g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{cm} = 0.64 \text{m}$$

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

$$g + 2h = 30 + (2 \times 17) = 64 \text{cm} = 0.64 \text{m}$$

$$L'emmarchement = 130 \text{cm}$$

Longueur réelle de la paillasse $L = \frac{L_0}{\cos(26)} = \frac{4.4}{\cos(26)} = 4.88$

$$\frac{L}{30} = \frac{488}{30} = 16.26 \text{cm} \leq e_p \leq \frac{L}{20} = \frac{488}{20} = 24.4 \text{cm}$$

$$L = 4.88 \text{ m}$$

Soit : $e_p = 18 \text{cm}$

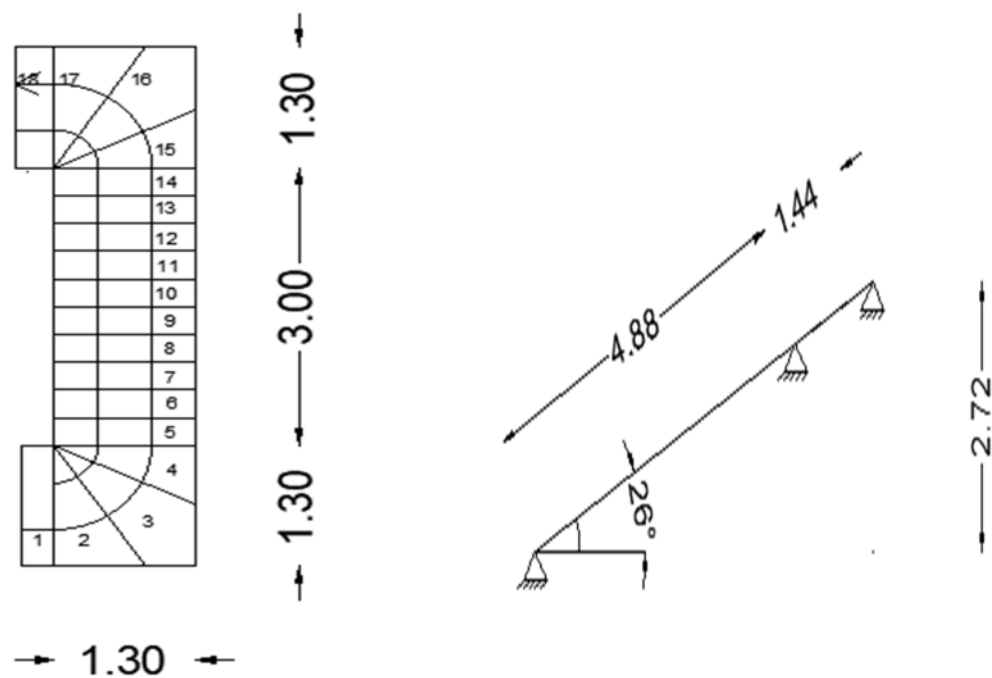


Figure 3.6.7: schéma statique de l'escalier

3.6.5.2 Détermination des charges et surcharges :

- Charges permanentes :

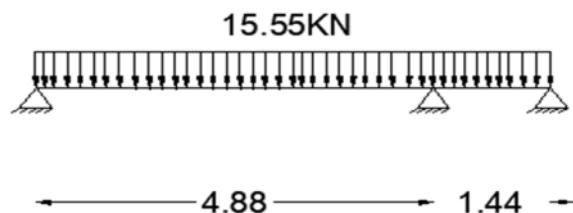
Tableau 3.6.5 : charges permanentes sur la paillasse

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique KN/m ³	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	$\frac{0.18}{2}$	25	2.25
Poids propre de la paillasse	$\frac{0.18}{\cos(26)}$	25	5.00
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Garde-corps	0.15	2.2	0.33
			G= 8.74

Charges d'exploitations : $Q=2.5\text{KN/m}^2$ - Combinaison de charges a l'ELU :

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Volée : } q_u = (1,35 \times 8.74 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15.55\text{KN/m}$$



3.6.5.3 Calcul des efforts internes :

Les efforts internes et les moments sont calculés à l'aide d'ETABS

- Les réactions aux appuis

$$R_A = 37.94 \text{ KN}$$

$$R_B = 49.14 \text{ KN}$$

$$R_C = 11.2 \text{ KN}$$

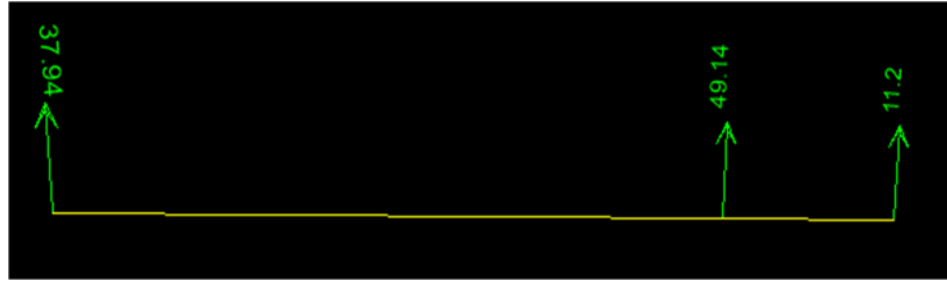


Figure 3.6.8 : Les réactions d'appuis

- Efforts tranchants et les Moments fléchissant
 $Mu_{\max} = 46.29 \text{ KN m}$

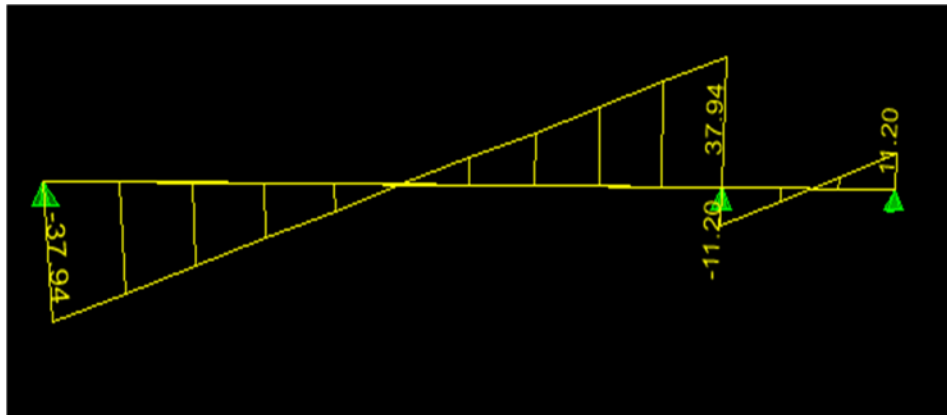


Figure 3.6.9 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

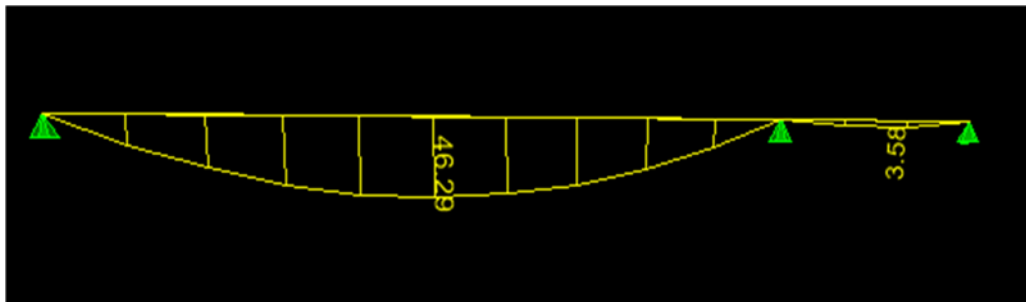


Figure 3.6.10 : Diagramme du moment à L'ELU

- Après correction :
 $M_t = 0.85 \times 46.29 = 39.34 \text{ KN m}$
 $M_a = -0.3 \times 46.29 = -13.88 \text{ KNm}$

3.6.5.4 Calcul des armatures:

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

$b = 100\text{cm}$, $h = 18\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $d = 16\text{cm}$

Acier FeE400 $\sigma_s = 348\text{ MPa}$;

$f_c = 25\text{MPa}$ $f_t = 2,1\text{MPa}$;

$\gamma_s = 1,15$; $\gamma_b = 1,5$ $f_{bu} = 14,2\text{ MPa}$.

❖ En travée :

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{39,34 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,10 < \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,10 \rightarrow \beta = 0,947$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{39,34 \times 10^3}{0,947 \times 16 \times 348} = 7,46 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA14 = 7.69 cm²** avec un espacement **St = 20cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{7,69}{4} = 1,92 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** avec **St = 20cm**

- Aux appuis :

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{13,88 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,038 \rightarrow \beta = 0,981$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{13,88 \times 10^3}{0,981 \times 16 \times 348} = 2,54 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **St = 20cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA8 = 2.51 cm²** avec **St = 20cm**

3.6.5.5 Les vérifications à l'ELU :

- Vérification de la non fragilité du béton (Art: A.4.2 /BAEL91) :

$$A_S \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{S}{1000}; 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

S : la section de béton

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100 \times 16}{1000} = 1.6 \text{ cm}^2 \\ 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{En travée : } A_S = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{Aux appuis : } A_S = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$$

- Espacement des barres :

Armatures principales :

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

Aux appuis : St = 20 cm < 33 cm

En travées : St = 20 cm < 33 cm

Condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Aux appuis : St = 20 cm < 45 cm

En travées : St = 20 cm < 45 cm

Condition vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min (3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 37.94 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{37.94 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.21 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.23 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement.

- Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :

(Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99)

Sur le béton : On doit vérifier que :

$$V_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 db$$

$$37.94 \leq 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ kN}$$

Condition vérifiée

Sur l'acier : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15V_{\max}}{f_e}$$

$$A_a = 5.65\text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 37.94 \times 10^3}{400 \times 100} = 1.09\text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton**

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

❖ **En travée :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3.14 \times 5 \times 14 = 219.8\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.99 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 219.8} = 1.20\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.20\text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ **Aux appuis :**

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4\text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{37.99 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.40\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.40\text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)**

Forfaitairement les règles du BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91 modifiée 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

$$\tau_{su} : \text{Contrainte d'adhérence } \tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835\text{MPa}$$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

- **En travée :**

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38\text{cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 50\text{cm}$$

$$0.4L_s = 11.29\text{cm}$$

- **Aux appuis :**

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}^2 \text{ nous prendrons } L_s = 50 \text{ cm}$$

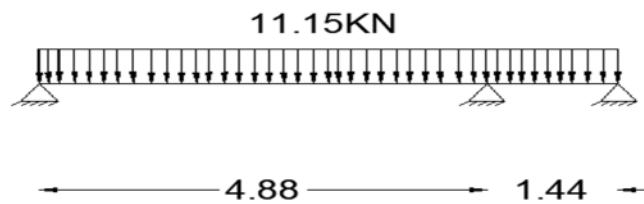
$$0.4L_s = 20 \text{ m}$$

3.6.5.6 Calcule à L'ELS :

- Combinaison de charges a l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1 \text{ m}$$

$$\text{Volée : } q_s = (8.65 + 2.5) \times 1 = 11.15 \text{ KN/m}$$



3.6.5.7 Calcul des efforts internes :

- Les réactions aux appuis :

$$R_{As} = 37.94 \text{ KN}$$

$$R_{Bs} = 49.14 \text{ KN}$$

$$R_{Cs} = 11.2 \text{ KN}$$

- Moment max de service :

$$M_s = 33.19 \text{ KN m}$$

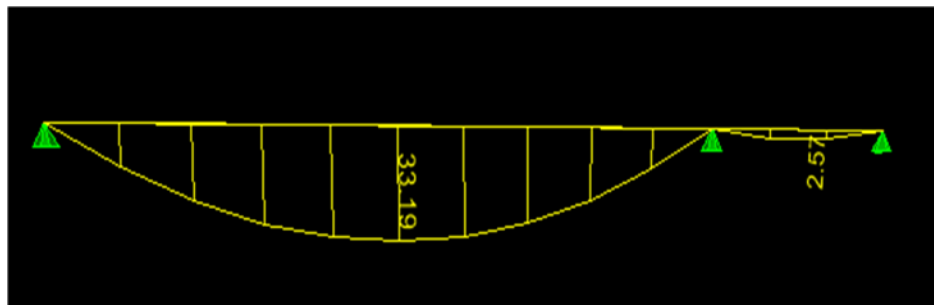


Figure 3.6.11 : Diagramme du moment à L'ELS

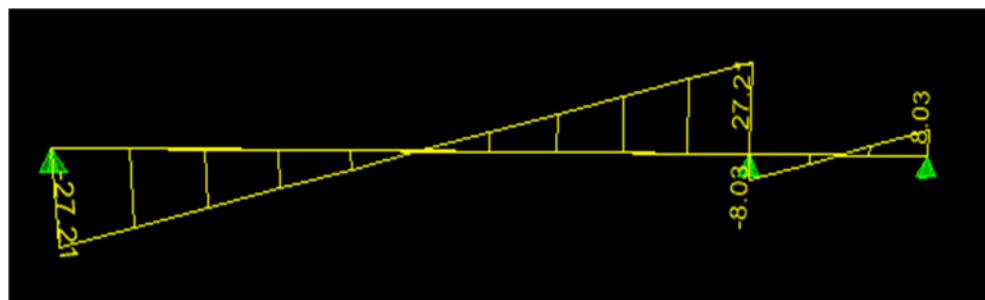


Figure 3.6.12 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS

Après correction :

$$M_t = 0.85 \times 33.19 = 28.33 \text{ KN. m}$$

$$M_a = -0.3 \times 33.19 = -4.16 \text{ KN. m}$$

3.6.5.8 Vérification a L'ELS

- Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/BAEL 99)

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible car l'escalier est à l'abri.

- Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)

La contrainte de compression est limitée à :

❖ En travée :

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{7.69}{100 \times 16} \times 100 = 0.480$$

$$\rho(\%) = 0.48 \quad K_1 = 32.62 \beta = 0.895$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_{st}} = \frac{28.33 \times 10^6}{0.895 \times 160 \times 769} = 257.26 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 257.26 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{257.26}{32.62} = 7.88 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 7.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ Aux appuis :

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 16} \times 100 = 0.351$$

$$\rho(\%) = 0.351 \quad K_1 = 39.35 \quad \beta = 0.908$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_{st}} = \frac{4.16 \times 10^6}{0.908 \times 160 \times 565} = 50.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 50.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{50.68}{37.63} = 1.34 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.34 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

- Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{488} = 0.037 < \frac{1}{16} = 0.062$$

Condition non vérifiée

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

- Calcul de la flèche :

$$\text{Il faut vérifier que : } f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

Avec : $q_s = 11.24 \text{ KN}$

E_v : module de déformation différée $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.865 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = bh + 15 A_t = (100 \times 18) + 16 \times 7.69 = 1923.75 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 7.69 \times 16 = 18045.6 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{18045.6}{1923.75} = 9.38 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.38 = 8.62 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section est homogène

$$I = \frac{100}{3} (9.38^3 + 8.62^3) + 15 \times 7.69 (8.62 - 2)^2$$

$$I = 53915.06 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.24 \times 488^4}{10818.865 \times 53915.06 \times 10^3} = 0.014 \text{ mm}$$

$$\bar{f} = \frac{488}{500} = 0.976 \text{ mm}$$

$f = 0.014 \text{ mm} < \bar{f} = 0.976 \text{ mm}$ (Condition vérifiée)

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée** : Armatures principale : **5HA14** espacement = 20 cm
Armatures de répartition : **5HA8** espacement = 20 cm

- **Aux appuis** : Armatures principale : **5HA12** espacement = 20 cm
Armatures de répartition : **5HA8** espacement = 20 cm

3.6.6 Calcul la troisième type d'escalier (Escalier RDC) :

3.6.6.1 Le dimensionnement :

Escalier de RDC : escalier à deux volées une à un quartier tournant et l'autre droite

$h=17\text{cm}$

$g= 30\text{cm}$

L'embranchement $\geq 130\text{cm}$

Soit : **$ep = 18\text{cm}$**

Langueur réelle de la paillasse et le palier $L = L_2 + L_1$

Longueur réelle de la paillasse $L = \frac{L_0}{\cos(26)} = \frac{2.4}{\cos(30)} = 2.76$

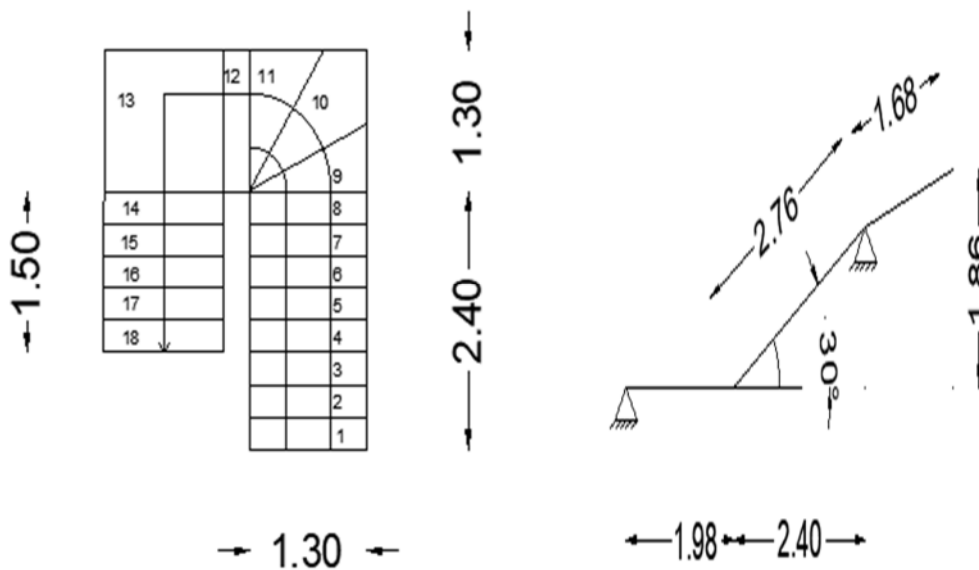


Figure 3.6.13 : schéma statique de l'escalier

3.6.6.2 Détermination des charges et surcharges :

- **Charges permanentes:**

Tableau 3.6.6 : charges permanentes sur la paillasse

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique KN/m ³	Poids en KN/m ²
Poids propre des marches	$\frac{0.18}{2}$	25	2.25
Poids propre de la paillasse	$\frac{0.18}{\cos(30)}$	25	5.19
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
Garde-corps	0.15	2.2	0.33
			G= 8.93

Tableau 3.6.7: charges permanentes sur le palier

Eléments	Epaisseur (m)	Masse volumique KN/m ³	Poids en KN/m ²
Poids propre du palier	0.18	25	4.5
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Couche de sable	0.02	18	0.36
			G=6.02

- **La charge concentrée :**

Une charge concentre sur l'extrémité du palier dû à la charge du mur extérieur (P).

$$P = (3.23 - 1.86) \times 2.36 \times 1\text{m} = 3.23 \text{ KN.}$$

$$\text{Charges d'exploitations : } Q=2.5\text{KN/m}^2$$

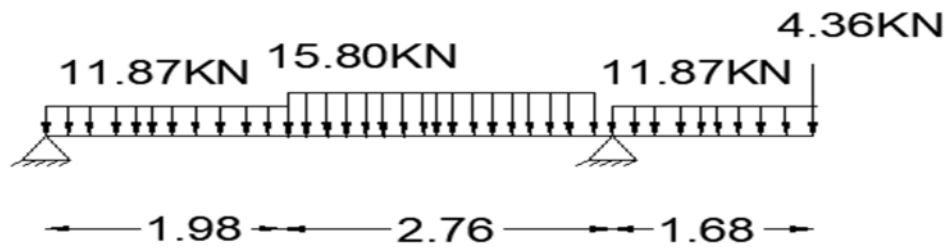
- **Combinaison de charges a l'ELU :**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{m}$$

$$\text{Volée : } q_u = (1,35 \times 8.93 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 15.80 \text{ KN/m}$$

$$\text{Palier : } q_u = (1,35 \times 6.02 + 1,5 \times 2,5) \times 1 = 11.87 \text{ KN/m}$$

$$\text{Mure extérieure : } q_u = (1,35 \times 3.23) = 4.36 \text{ KN}$$



3.6.6.3 Calcul des efforts internes :

- Les réactions aux appuis :

$$\Sigma F_v = 0$$

$$R_A + R_B - 11.87 \times 1.98 - 15.80 \times 2.76 - 15.80 \times 1.68 - 4.36 = 0$$

$$R_A + R_B = 98$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-R_B(4.74) + 11.87 \frac{1.98^2}{2} + (15.8 \times 3.36 \times 2.76 + * (26.54 \times 5.58) + (4.36 \times 6.42) = 0$$

$$R_A = 25.04 \text{ kN}$$

$$R_B = 72.96 \text{ kN}$$

- Efforts tranchants et les Moments fléchissant :

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.98 \text{ m}$

$$T(x) = -11.87x + 25.04$$

$$x=0 \rightarrow T(x) = 25.04 \text{ kN}$$

$$x=1.98 \text{ m} \rightarrow T(x) = 1.53 \text{ kN}$$

$$M(x) = -11.87 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 25.04x$$

$$x=0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x=1.98 \text{ m} \rightarrow M(x) = 27.88 \text{ kN.m}$$

Tronçon 2: $1.98 \leq x \leq 4.74 \text{ m}$

$$T(x) = -15.8x + 32.81$$

$$x=1.98 \text{ m} \rightarrow T(x) = 1.5 \text{ kN}$$

$$x=4.74 \text{ m} \rightarrow T(x) = -42.08 \text{ kN}$$

$$M(x) = -15.8 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 32.81x - 6.11$$

$$x=1.98 \rightarrow M(x) = 27.88 \text{ kNm}$$

$$x=4.74 \rightarrow M(x) = -28.09 \text{ kNm.}$$

Tronçon 3: $0 \leq x \leq 1.63 \text{ m}$

$$T(x) = 15.8x + 4.36$$

$$x=0 \rightarrow T(x) = 4.36 \text{ kN}$$

$$x=1.68 \text{ m} \rightarrow T(x) = 30.90 \text{ kN}$$

$$M(x) = -7.9x^2 - 4.36x$$

$$x=0 \rightarrow M(x) = 0 \text{ kNm}$$

$$x=1.68 \rightarrow M(x) = -28.09 \text{ kNm}$$

- Calcul de M_{max} :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$-15.8x + 32.80 = 0 \rightarrow x = 2.07 \text{ m}$$

$$M_{\max} = 27.95 \text{ KN.m}$$

$$V_{\max} = -42.08 \text{ KN}$$

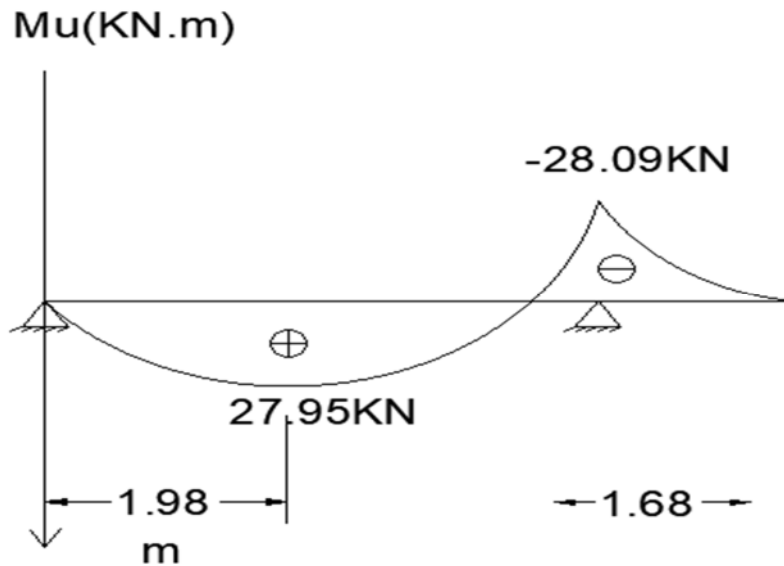


Figure 3.6.14: diagramme de moment

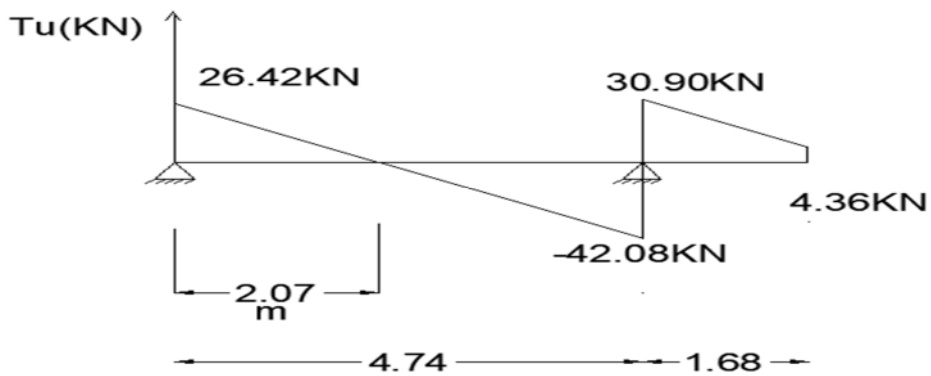


Figure 3.6.15: diagramme d'efforts tranchants

Remarque :

Pour tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{\max} aux appuis et en travée.

- **Moments aux appuis:**
 $M_a = -0,3 \times M(x)_{\max}$

$$M_a = -0.3 \times 26.42 = -7.92 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travée:**

$$M_t = 0,85 \times M(x)_{\max}$$

$$M_t = 0,85 \times 26.42 = 22.45 \text{ KN.m}$$

3.6.6.4 *Calcul des armatures:*

Le calcul se fera pour une bande de 1m.

$$b = 100 \text{ cm}, h = 18 \text{ cm}, c = 2 \text{ cm}, d = 16 \text{ cm}$$

$$\text{Acier FeE400} \quad ; \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} ;$$

$$f_c 28 = 25 \text{ MPa} ; \quad f_t 28 = 2,1 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.} \quad \gamma_s = 1,15 ; \gamma_b = 1,5.$$

❖ **En travée :**

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{22.45 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,06 < \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,06 \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22.45 \times 10^3}{0,969 \times 16 \times 384} = 3,77 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **St= 20cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3.92 cm²** avec un espacement **St=20cm**

- **Aux appuis :**

Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{7.92 \times 10^3}{100 \times 16^2 \times 14,2} = 0,02 < \mu_1 = 0,392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,02 \rightarrow \beta = 0,990$$

$$A_s = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7.92 \times 10^3}{0,990 \times 16 \times 384} = 1,3 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA12 = 5.65 cm²** avec un espacement **St= 20cm**

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Soit **5HA10=3.92 cm²** avec **St=20cm**

3.6.6.5 *Les vérifications à l'ELU :*

- **Vérification de la non fragilité du béton (Art: A.4.2 /BAEL91) :**

$$A_s \geq A_{\min} = \max \left\{ \frac{S}{1000} ; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

S : la section de béton

$$A_{\min} = \max \left\{ \begin{array}{l} S = \frac{100 \times 16}{1000} = 1.6 \text{ cm}^2 \\ 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

En travée : $A_S = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

Aux appuis : $A_S = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.93 \text{ cm}^2$

Condition vérifiée

- **Espacement des barres :**

Armatures principales :

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

Aux appuis : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

En travées : $St = 20 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

Condition vérifiée

Armatures de répartition :

$$St \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Aux appuis : $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

En travées : $St = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$

Condition vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

Contrainte tangentielle :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa} \right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_{\max} = 42.08 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{42.08 \times 10^3}{1000 \times 160} = 0.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.26 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc pas de risque de cisaillement.

- **Influence de l'effort tranchant sur le béton au niveau des appuis :**

(Art A.5.1.3/BAEL 91 modifié 99)

Sur le béton : On doit vérifier que :

$$V_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} 0.9 db$$

$$42.08 \text{ KN} \leq 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} 0.9 \times 0.16 \times 1 = 960 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

Sur l'acier : On doit vérifier que :

$$A_a \geq \frac{1.15 V_{\max}}{f_e}$$

$$A_a = 5.65 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 42.08 \times 10^3}{400} = 1.20 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- Vérification de la contrainte d'adhérence acier béton : (A.6.1,2 BAEL 91 modifié 99)

La valeur limite de la contrainte d'adhérence pour l'ancrage des armatures est donnée par :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

❖ Aux appuis :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.02 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ En travée :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3.14 \times 5 \times 12 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{42.02 \times 10^3}{0.9 \times 160 \times 188.4} = 1.54 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.54 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- Longueur de scellement : (Art 6.1.23 / BAEL 99)

Forfaitairement les règles du BAEL [Art A.6.1,23/BAEL 91 modifié 99] admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la longueur de la portée mesurée hors crochet est au moins égale $0.4 L_s$ pour les aciers HA.

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

❖ Aux appuis :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}^2 \text{ nous prendrons } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$0.4 L_s = 20 \text{ cm}$$

❖ En travée :

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}^2 \text{ nous prendrons } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$0.4 L_s = 20 \text{ cm}$$

3.6.6.6 Vérification à l'ELS :

- Calcul à l'ELS :

Combinaison de charges a l'ELS :

$$q_s = (G + Q) \times 1m$$

$$\text{Volée : } q_s = (8.65 + 2,5) \times 1 = 11.15 \text{KN/m}$$

$$\text{Palier : } q_s = (6.02 + 2,5) \times 1 = 8.52 \text{KN/m}$$

$$\text{Mure extérieure: } q_s = 3.23 \text{KN}$$

Calcul des efforts internes :

- Les réactions aux appuis :

$$\Sigma F_v = 0$$

$$R_A + R_B - 8.52 \times 1.98 - 11.43 \times 2.76 - 11.43 \times 1.68 - 3.23 = 0$$

$$R_A + R_B = 70.83$$

$$\Sigma M/A = 0$$

$$-4.74 R_B + 11.87 \frac{(1.982)^2}{2} + (515.8 \times 3.36 \times 2.76) + (26.54 \times 5.58) + (4.36 \times 6.42) = 0$$

$$R_A = 52.90 \text{KN}$$

$$R_B = 17.92 \text{KN}$$

- Efforts tranchants et les Moments fléchissant :

Tronçon 1: $0 \leq x \leq 1.98m$

$$T(x) = -8.52x + 17.92$$

$$x=0 \rightarrow T(x) = 17.92 \text{KN}$$

$$x=1.98m \rightarrow T(x) = 1.05 \text{KN}$$

$$M(x) = -8.52 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 17.92x$$

$$x=0 \rightarrow M(x) = 0$$

$$x=1.98m \rightarrow M(x) = 18.18 \text{KN.m}$$

Tronçon 2: $1.98 \leq x \leq 4.74m$

$$T(x) = -11.43x + 23.68$$

$$x=1.98m \rightarrow T(x) = 1.05 \text{KN}$$

$$x=4.74m \rightarrow T(x) = -30.4 \text{KN}$$

$$M(x) = -11.43 \left(\frac{x^2}{2} \right) + 23.68x - 4.28$$

$$x=1.98 \rightarrow M(x) = 20.2 \text{KNm}$$

$$x=4.74 \rightarrow M(x) = -20.44 \text{KNm.}$$

Tronçon 3: $0 \leq x \leq 1.63m$

$$T(x) = 11.43x + 3.23$$

$$x=0m \rightarrow T(x) = 3.23 \text{KN}$$

$$x=1.68m \rightarrow T(x) = 21.86 \text{KN}$$

$$M(x) = -11.43x^2 - 3.23x$$

$$x=0 \rightarrow M(x) = 0 \text{KNm}$$

$$x=1.68 \rightarrow M(x) = -20.44 \text{KNm}$$

- Moment maximum M_{max} :

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0$$

$$T(x) = -11.43x + 23.68$$

$$x=2.07\text{m}$$

$$M_{\max} = 20.24 \text{ KN.m}$$

- **En tenant compte du semi-encastrement :**

$$M_t = 0.85 \times 20.24 = 17.21 \text{ KNm}$$

$$M_a = -0.3 \times 20.24 = 6.07 \text{ KNm}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissurations : (Art A.5.3.2/BAEL 99)**

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible car l'escalier est à l'abri.

- **Etat limite de résistance de béton à la compression : (Art A.4.5.2/BAEL 99)**

La contrainte de compression est limitée à :

❖ **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 16} \times 100 = 0.167$$

$$\rho(\%) = 0.167 \quad K_1 = 60 \quad \beta = 0.933$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_{st}} = \frac{17.21 \times 10^6}{0.933 \times 160 \times 565} = 204.16 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 204.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{204.16}{60} = 3.4 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 3.4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que: $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{5.65}{100 \times 16} \times 100 = 0.351$$

$$\rho(\%) = 0.351 \quad K_1 = 39.35 \quad \beta = 0.908$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_{st}} = \frac{6.07 \times 10^6}{0.908 \times 160 \times 565} = 73.94 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 73.94 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{73.94}{39.35} = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.87 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de la flèche : (Art 6.5.2 BAEL 91 modifier 99)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{L} = \frac{18}{474} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.062$$

Condition non vérifiée

Vu que la condition n'est pas vérifiée, on passe au calcul de la flèche.

- Calcul de la flèche :

$$\text{Il faut vérifier que : } f = \frac{5}{384} \frac{q_s l^4}{E_v I} \leq \bar{f} = \frac{l}{500}$$

Avec :

\bar{f} : La flèche admissible

Avec : $q_s = 11.15 \text{ KN}$

E_v : module de déformation différée $E_v = 3700^3 \sqrt{f_{c28}} = 3700^3 \sqrt{25} = 10818.865 \text{ MPa}$

I : moment d'inertie totale de la section homogène

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

B_0 : surface de la section homogène

$$B_0 = bh + 15 A_t = (100 \times 18) + 15 \times 5.65 = 1884.75 \text{ cm}^2$$

S_{xx} : Moment statique

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_t d = \frac{100 \times 18^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 16 = 17556 \text{ cm}^3$$

$$V_1 = \frac{17556}{1884.75} = 9.31 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 18 - 9.31 = 8.69 \text{ cm}$$

Donc le moment d'inertie de la section est homogène .

$$I = \frac{100}{3} (9.31^3 + 8.68^3) + 15 \times 5.65 (8.68 - 2)^2$$

$$I = 52566.05 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{11.15 \times 474^4}{10818.865 \times 52479.29 \times 10^3} = 0.012 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{474}{500} = 0.94 \text{ cm}$$

$$f = 0.012 \text{ mm} < \bar{f} = 0.094 \text{ mm}$$

Condition vérifiée

Conclusion :

L'escalier sera ferrailé comme suit :

- **En travée** : Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm
Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

- **Aux appuis** : Armatures principale : 5HA12 espacement = 20 cm
Armatures de répartition : 5HA10 espacement = 20 cm

3.7 Etude de la poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux.

$L=325\text{m}$

D'après le chapitre précédent on a :

La hauteur : $h=35\text{cm}$.

La largeur : $b=30\text{cm}$.

La poutre palière a pour dimensions $(33 \times 35) \text{ cm}^2$.

3.7.1 Détermination des charges et surcharges

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625 \text{ KN/ml}$

Action du palier à l'ELU : $R_{Bu}=66.69 \text{ KN/ml}$

Action du palier à l'ELS : $R_{Bs}= 48.27 \text{ KN/ml}$

3.7.2 Calcul à l'ELU :

3.7.2.1 Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u=1.35 (2.625) + 66.69 = 70.23 \text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s=2.625+48.27=50.89 \text{ KN/ml}$

3.7.2.2 Calcul des efforts internes à l'ELU :

- Réaction d'appuis :

$$R_A=R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{70.23 \times 3.10}{2} = 108.85 \text{ KN}$$

$$R_A= R_B = 108.85 \text{ KN}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$T=R_A= R_B = 108.85 \text{ KN}$$

- Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{70.23 \times 3.10^2}{8} = 84.36 \text{ KN.m}$$

$$M_0=84.36 \text{ KN.m}$$

- En tenant compte du semi-encastrement :

Moment en appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 84.36 = -25.30 \text{ KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 84.36 = 71.70 \text{ KN.m}$

Diagramme des efforts internes :

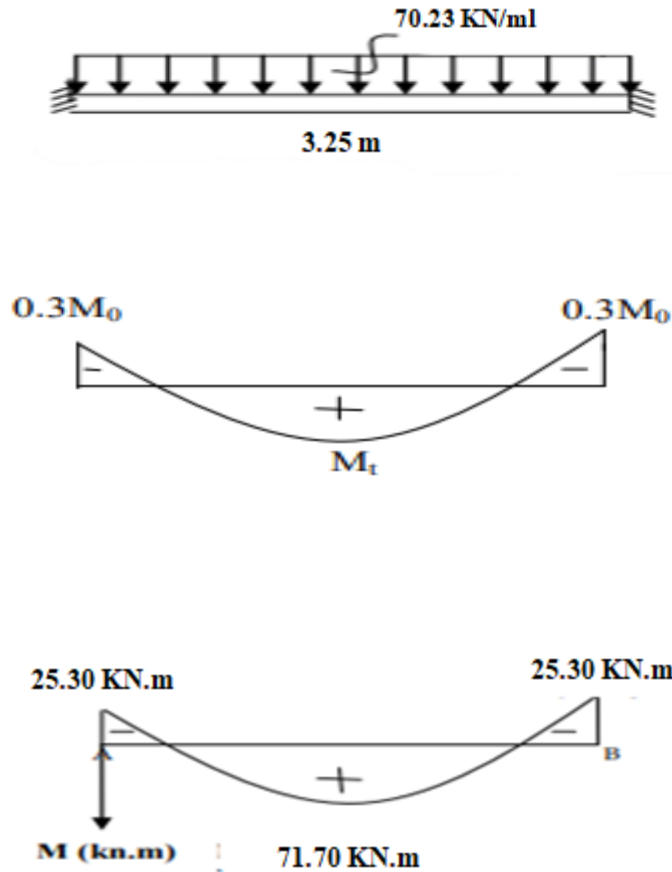


Figure 3.7.1 : Diagramme du moment à L'ELU

3.7.2.3 Calcul des armatures :

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{71.70 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0.154 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,154 \rightarrow \beta = 0.918$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{71.7 \times 10^3}{0.918 \times 33 \times 348} = 6.80 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14+3HA12= 8.01 cm²**

❖ Aux appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{25.30 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0.054 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,054 \rightarrow \beta = 0.972$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{25.30 \times 10^3}{0.972 \times 33 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA12= 3.39cm²**

3.7.2.4 Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité (Art: A.4.2 /BAEL91) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 33}{400} = 1.19 \text{cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3.39 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.19 \text{cm}^2$$

Condition vérifiée

- Contrainte tangentielle (Art : A.5.2.2 / BAEL91) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{MPa} ; 5 \text{MPa}) = 3.33 \text{MPa}$$

$$T_{\text{max}} = 90.25 \text{KN}$$

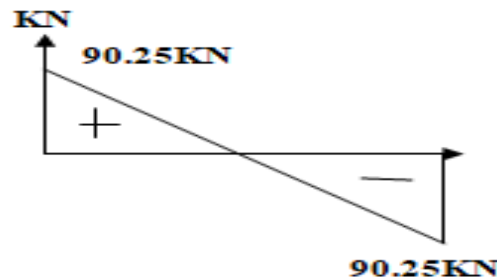


Figure 3.7.2 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{108.85 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.09 \text{MPa}$$

$$\tau_u = 1.09 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{MPa}$$

Condition vérifiée

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **L'adhérence des barres (Art: A.6.1, 3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y est pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3.14 \times 3 \times 14) + (6 \times 3.14 \times 12) = 357.96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{108.85 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 357.96} = 1.02 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.02 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Longueur de scellement :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 50 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis (BAEL91/99 Art A 5.1.313) :**

• **Influence sur le béton :**

$$\frac{2T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.9d \times 0.4 \times f_{c28} \times b_0}{\gamma_b} = \frac{0.36 \times d \times b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0.36 \times 33 \times 30 \times 25 \times 10^{-1}}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

$$T_{max} = 108.85 \text{ KN} < T = 594 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

• **Influence sur les armatures :**

On doit vérifier que : $A_a \geq \frac{T_{max}}{\sigma_{st}}$

$$\frac{T_{max}}{\sigma_{st}} = \frac{108.85 \times 10^3}{348} = 3.12 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 3.12 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Donc les armatures calculées sont suffisantes

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\varnothing \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varnothing_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\varnothing \leq \min \{10\text{mm}; 12\text{mm}; 30\text{mm}\}$$

On prend $\varnothing=8\text{mm}$ soit $4\text{HA}8=2.01\text{cm}^2$

- **Espacement des armatures transversales :**

Les espacements seront donnés comme suit :

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (29.7\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$St=29.7\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 St} \geq 0.4\text{MPa} \rightarrow \frac{2.01 \times 400}{30 \times 29.7} = 0.9\text{MPa} \geq 0.4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D'après le RPA2003 (Art 7 .5.2.2,) l'espacement est donné selon deux zones :

- La zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\varnothing \right)$

- En dehors de la zone nodale : $St \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $St \leq \min (8.75\text{cm} ; 14.4\text{cm})$ on prend $S_t = 8\text{cm}$

- $St \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$ on prend $St = 15\text{cm}$ (en dehors de la zone nodale)

- **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

3.7.3 Calcul à l'ELS :

3.7.3.1 Combinaison de charges :

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 2.625 + 48.27 = 50.89 \text{ KN/ml}$$

3.7.3.2 Calcul des efforts internes à l'ELU :

- **Réaction d'appuis :**

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{50.89 \times 3.10}{2} = 78.87 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 78.87 \text{ KN}$$

- **Calcul des efforts tranchants :**

$$T = R_A = R_B = 78.87 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments fléchissant :**

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{50.89 \times 3.10^2}{8} = 61.13 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 61.13 \text{ KN.m}$$

- **En tenant compte du semi-encastrement :**

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 61.13 = -18.33 \text{ KN.m}$$

Moment en travée : $M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 61.13 = 51.96 \text{ kN.m}$

- Diagramme du moment :

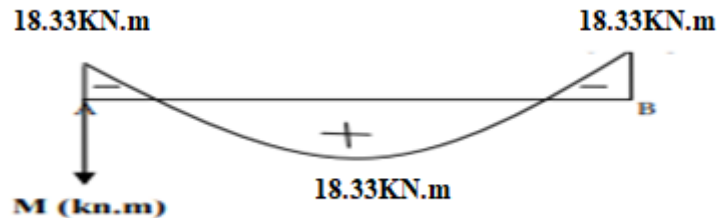


Figure 3.7.3: diagramme du moment à l'ELS

3.7.4 Vérification à ELS :

- Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91/99)

❖ **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{bd} \times 100 = \frac{8.01}{30 \times 33} \times 100 = 0.80$$

$$\rho(\%) = 0.80 \quad K_1 = 23.91 \quad \beta = 0.871$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A_{st}} = \frac{51.96 \times 10^6}{0.871 \times 330 \times 801} = 225.68 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 225.68 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225.68}{23.91} = 9.43 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 9.43 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

❖ **Aux appuis :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{sa}}{bd} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 33} \times 100 = 0.34$$

$$\rho(\%) = 0.342 \quad K_1 = 39.95 \quad \beta = 0.909$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta d A_{sa}} = \frac{18.33 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 339} = 180.25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 180.25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{180.25}{39.95} = 4.51 \text{ MPa}$$

$$0\sigma_{bc} = 4.51 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :**

La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, donc il est inutile de la vérifier.

- **Etat limite de déformation (Art B.65.1 BAEL91) :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{8.01}{30 \times 33} = 0.008 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0.11 \geq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{51.96}{10 \times 61.13} = 0.084 \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

3.8 Etude de la poutre brisée :

$L=3.09\text{m}$

La hauteur : $h=35\text{cm}$.

La largeur : $b=30\text{cm}$.

La poutre palière à pour dimensions $(30 \times 35)\text{ cm}^2$.

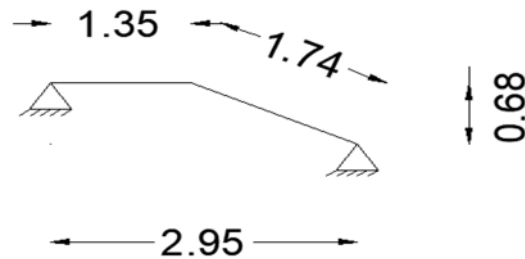


Figure 3.8.1: schéma statique de la poutre palière brisée

3.8.1 Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625\text{KN/ml}$

Action du palier à l'ELU : $R_{Bu}=72.96\text{KN/ml}$

Action du palier à l'ELS : $R_{Bs}= 52.90\text{ KN/ml}$

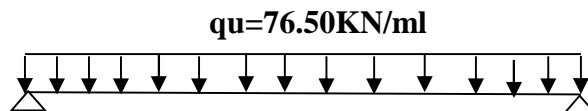
3.8.2 Calcul à l'ELU :

- Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u=1.35 (2.625) +72.96 = 76.5\text{KN/ml}$

A l'ELS : $q_s=2.625+52.90=55.52\text{KN/ml}$

3.8.2.1 Calcul des efforts internes à l'ELU :



- Réaction d'appuis :

$$R_A=R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{76.50 \times 3.09}{2} = 118.19\text{KN}$$

$$R_A= R_B = 118.19\text{KN}$$

- Calcul des efforts tranchants :

$$T=R_A= R_B = 118.19\text{KN}$$

- Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{76.50 \times 3.09^2}{8} = 91.30\text{KN.m}$$

$$M_0 = 91.3 \text{ KN.m}$$

- *En tenant compte du semi-encastrement :*

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 91.3 = -27.39 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 91.3 = 77.60 \text{ KN.m}$$

- **Diagramme du moment :**

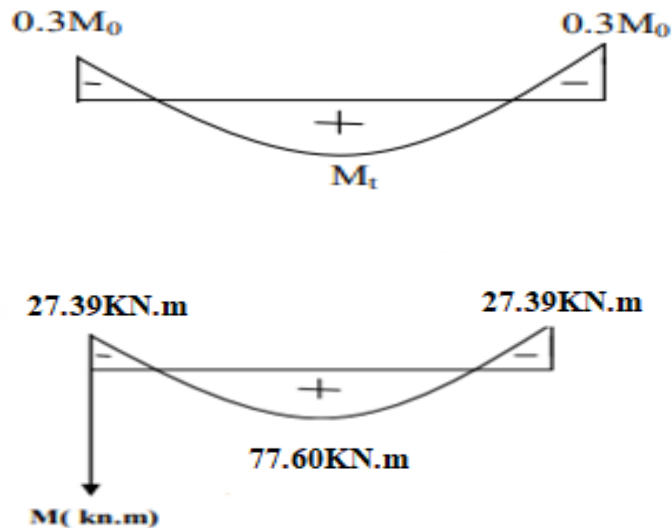


Figure 3.8.2: diagramme du moment à L'ELU

3.8.2.2 Calcul des armatures :

- ❖ *En travée :*

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{77.60 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.16 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0.16 \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{77.60 \times 10^3}{0.992 \times 33 \times 348} = 6.81 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}14 + 3\text{HA}12 = 8.01 \text{ cm}^2$$

- ❖ *Aux appuis :*

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 f_{bu}} = \frac{27.39 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.059 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0.059 \rightarrow \beta = 0.970$$

$$A_{sa} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{27.39 \times 10^3}{0.970 \times 33 \times 348} = 2.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

3.8.3 Vérifications à l'ELU

- Condition de non fragilité (Art: A.4.2 /BAEL91) :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 33}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Contrainte tangentielle (Art : A.5.2,2 / BAEL91) :

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$T_{\text{max}} = 118.19 \text{ kN}$$

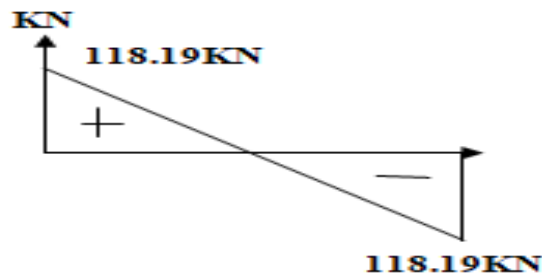


Figure 3.8.3: diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{T_{\text{max}}}{bd} = \frac{118.19 \times 10^3}{300 \times 330} = 1.19 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.19 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- L'adhérence des barres (Art: A.6.1, 3 / BAEL91) :

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{\text{max}}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = (3.14 \times 3 \times 14) + (6 \times 3.14 \times 12) = 357.96 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{118.19 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 357.96} = 1.11 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.11 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Longueur de scellement :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 50 \text{ cm}$$

Comme L_s dépasse l'épaisseur de la poutre, les armatures doivent comportés des crochets.

La longueur de scellement mesurée hors crochets est :

$$L_t = 0.4 L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{ cm}$$

- **Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis**
(BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

• **Influence sur le béton :**

$$\frac{2T_{\max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.4 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{avec } a_0 = 0.9d$$

$$T_{\max} \leq \frac{0.9d \times 0.4 \times f_{c28} \times b_0}{\gamma_b} = \frac{0.36 \times d \times b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{\max} \leq \frac{0.36 \times 33 \times 30 \times 25 \times 10^{-1}}{1.5} = 594 \text{ KN}$$

$$T_{\max} = 118.19 \text{ KN} < T = 594 \text{ KN}$$

Condition vérifiée

• **Influence sur les armatures :**

$$\text{On doit vérifier que : } A_a \geq \frac{T_{\max}}{\sigma_{st}}$$

$$\frac{T_{\max}}{\sigma_{st}} = \frac{118.19 \times 10^3}{348} = 3.39 \text{ cm}^2$$

$$A_a = 3.39 \text{ cm}^2 \geq 3.12 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

Donc les armatures calculées sont suffisantes.

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b_0}{10} \right\}$$

$$\phi \leq \min \{ 10 \text{ mm}; 12 \text{ mm}; 30 \text{ mm} \}$$

$$\text{On prend } \phi = 8 \text{ mm soit } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

- **Espacement des armatures transversales :**

Les espacements seront donnés comme suit :

$$St \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) \rightarrow St \leq \min (29.7\text{cm} ; 40\text{cm})$$

$$St=29.7\text{cm}$$

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 St} \geq 0.4\text{MPa} \rightarrow \frac{2.01 \times 400}{30 \times 29.7} = 0.9\text{MPa} \geq 0.4\text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

D'après le RPA2003 (Art 7.5.2.2.) l'espacement est donné selon deux zones :

- La zone nodale $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right)$

- En dehors de la zone nodale : $St \leq \frac{h}{2}$

Ce qui donne :

- $St \leq \min (8.75\text{cm} ; 14.4\text{cm})$ on prend $S_t = 8\text{cm}$

- $St \leq \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$ on prend $St = 15\text{cm}$ (en dehors de la zone nodale)

- **Vérification des armatures transversales :**

$$A_{t \min} = 0.003 \times St \times b \leq A_t$$

$$A_{t \min} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

$$A_{t \min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 2.01 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

3.8.4 Calcul à l'ELS :

- **Combinaison de charges :**

$$q_s = 2.625 + 52.90 = 55.52 \text{ KN/ml}$$

- **Calcul des efforts internes à l'ELS:**

Réaction d'appuis :

$$R_A = R_B = \frac{q_s \times L}{2} = \frac{55.52 \times 3.09}{2} = 85.79 \text{ KN}$$

$$R_A = R_B = 85.79 \text{ KN}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T = R_A = R_B = 85.79 \text{ KN}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{55.52 \times 3.09^2}{8} = 66.26 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = 53.24 \text{ KN.m}$$

- **En tenant compte du semi-encastrement :**

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 66.26 = -19.87 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 66.26 = 56.32 \text{ KN.m}$$

- Diagramme des efforts internes :

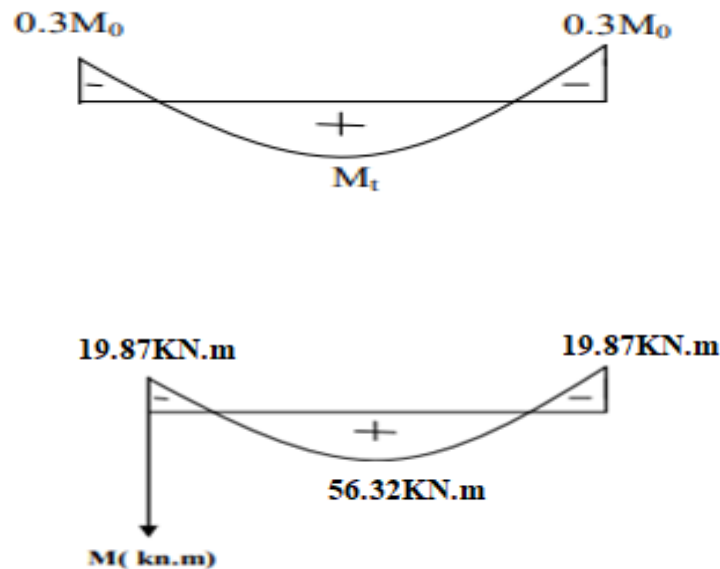


Figure 3.8.4: diagramme du moment à L'ELS

3.8.5 Vérification à ELS :

- Etat limite de compression du béton : (Art. A.4.5.2/ BAEL 91/99)

❖ **En travée :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{st}}{bd} \times 100 = \frac{8.01}{30 \times 33} \times 100 = 0.80$$

$$\rho(\%) = 0.80 \quad K_1 = 23.91 \quad \beta = 0.871$$

$$\sigma_s = \frac{M_{st}}{\beta d A_{st}} = \frac{56.32 \times 10^6}{0.871 \times 330 \times 801} = 244.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 244.62 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{244.62}{23.91} = 10.23 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 10.23 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Aux appuis :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_{sa}}{bd} \times 100 = \frac{3.39}{30 \times 33} \times 100 = 0.34$$

$$\rho(\%) = 0.342 \quad K_1 = 39.95 \quad \beta = 0.909$$

$$\sigma_s = \frac{M_{sa}}{\beta d A_{sa}} = \frac{19.87 \times 10^6}{0.909 \times 330 \times 339} = 195.39 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 195.39 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{195.39}{39.95} = 4.89 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.89 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures (Art B.6.3/BAEL91) :

La fissuration est considéré comme entant peu nuisible, donc il est inutile de la vérifier.

- Etat limite de déformation (Art B.65.1 BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{309} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{8.01}{30 \times 33} = 0.008 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{310} = 0.11 \geq \frac{M_{st}}{10M_0} = \frac{45.24}{10 \times 53.24} = 0.084 \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

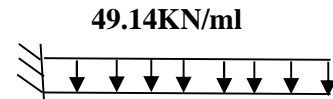
3.9 Etude de la poutre en console :

$L=1.30\text{m}$

La hauteur : $h=35\text{cm}$.

La largeur : $b=30\text{cm}$.

La poutre palière à pour dimensions $(30 \times 35)\text{ cm}^2$.



- Détermination des charges et surcharges :

Poids propre de la poutre : $G = 25 \times 0.30 \times 0.35 = 2.625\text{KN/ml}$

Action du palier à l'ELU : $R_{Bu}=49.14\text{KN/ml}$

Action du palier à l'ELS : $R_{Bs}= 33.94\text{ KN/ml}$

3.9.1 Calcul à l'ELU :

- Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u=1.35 (2.625) +49.14 = 52.68\text{KN/ml}$

A l'ELS : $q_s=2.625+33.94= 36.57\text{KN/ml}$

- Calcul des efforts internes à l'ELU :

Calcul des moments fléchissant :

$$M_u = q_u \frac{L^2}{2}$$

$$M_u = 52.68 \frac{1.3^2}{2} = 44.51\text{KN.m}$$

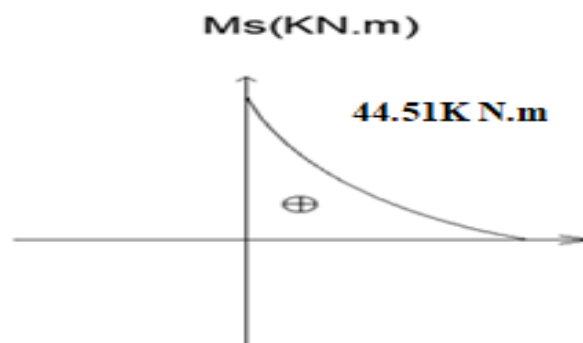


Figure 3.9.1: diagramme du moment à L'ELU

3.9.1.1 Ferrailage :

- Armatures principales :

La section dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement.

$f_{bu}=14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st}=348\text{MPa}$; $c = 2\text{cm}$; $d=33\text{cm}$

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}} = \frac{44.51 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14.2} = 0.096 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,096 \rightarrow \beta = 0.949$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{44.51 \times 10^3}{0.949 \times 33 \times 348} = 4.08 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14 = 4.62 cm²** avec un espacement **St =25 cm**

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.62}{4} = 1.15 \text{ cm}^2$$

3HA12=3.39cm² avec un espacement **St =25 cm**

3.9.1.2 Vérification à l'ELU :

- **Condition de non fragilité (Art: A.4.2 /BAEL91) :**

La section des armatures longitudinales doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{adopté}} > A_{\text{min}} = \frac{0.23b.d.f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 30 \times 33}{400} = 1.19 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{adopté}} = 4.62 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.19 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Contrainte tangentielle (Art : A.5.2,2 / BAEL91) :**

Aucune armature d'effort tranchant n'est nécessaire si :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right) \rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$V_u = q_u L = 52.68 \times 1.30 = 68.48 \text{ KN}$$

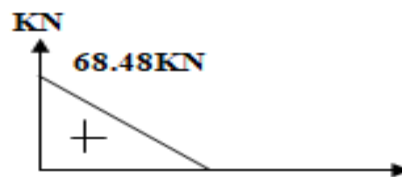


Figure 3.9.2: diagramme de l'effort tranchant à L'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{68.48 \times 10^3}{300 \times 330} = 0.69 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.69 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion : Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **L'adhérence des barres (Art: A.6.1, 3 / BAEL91) :**

Pour qu'il n'y'ait pas entrainement de barres il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{se} \text{ avec : } \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 3.14 \times 3 \times 12 + 3.14 \times 3 \times 14 = 244.92 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{68.48 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 244.92} = 0.94 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{0.94 \text{MPa}} < \bar{\tau}_{sc} = \mathbf{3.15 \text{MPa}} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Longueur de scellement :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé. La longueur de scellement droit est donnée par la loi:

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}^2 \quad \text{nous prendrons } \mathbf{L_s = 50 \text{cm}}$$

Vu que L_s dépasse l'épaisseur de la poutre dans laquelle les barres seront ancrées, les règles de BAEL 91 admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4.L_s$ pour les aciers H.A, Donc :

$$\mathbf{L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}}$$

Les armatures calculées sont suffisantes.

- Espacement des armatures (Art : A.8.2.42/ BAEL99) :

L'espacement des barres d'une même nappe d'armatures ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

• Armatures principale :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{cm}) = 33 \text{cm}$$

• Armatures de répartitions :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{cm}) = 45 \text{cm}$$

Condition vérifiée

3.9.1.3 Vérification à l'ELS :

- Calcul du moment sollicitant:

$$M_s = q_s \frac{L^2}{2}$$

$$M_s = 36.57 \frac{1.3^2}{2} = 30.90 \text{KN.m}$$

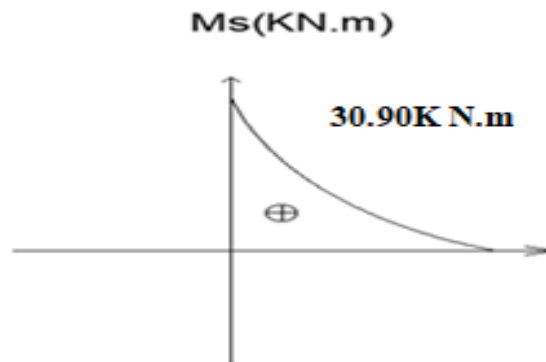


Figure 3.9.3: diagramme du moment à L'ELS

- **Etat limite de compression du béton :**

Contrainte dans l'acier :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{b d} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 33} \times 100 = 0.46$$

$$\rho(\%) = 0.46 \quad K_1 = 33.54 \quad \beta = 0.897$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta d A_{st}} = \frac{30.90 \times 10^6}{0.897 \times 330 \times 462} = 225.94 \text{MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$$

$$\sigma_s = 225.94 \text{MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton :

On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{225.94}{33.54} = 6.74 \text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.74 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Vérification a l'état limite de déformation (Art : B6.8,424 /BAEL99) :**

Nous pouvons nous dispenser du calcul de la flèche si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} < \frac{4.2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_s}{10 M_s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{130} = 0.26 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{4.62}{30 \times 33} = 0.004 < \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.01 \dots \text{(condition vérifiée)} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{130} = 0.26 \geq \frac{30.90}{10 M_s} = \frac{30.90}{10 \times 30.90} = 0.1 \dots \dots \text{(condition vérifiée)} \end{array} \right.$$

3.10 Etude de la poutre noyée :

Les poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons. intégrée dans l'épaisseur d'un plancher

$L=4.05\text{m}$

D'après le chapitre précédent on a :

h : est égale à la hauteur du plancher : **$h=20\text{cm}$** .

b : est égale à la largeur du mur : **$b=30\text{cm}$** .

La poutre noyée a pour dimensions $(20 \times 30)\text{ cm}^2$.

3.10.1 Calcul des sollicitations

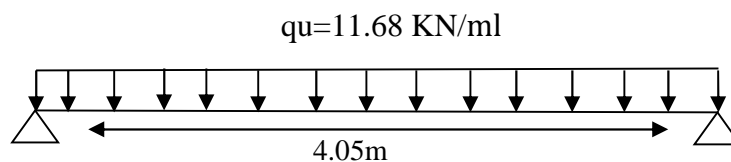
La poutre est conçue pour reprendre, outre son poids propre, le poids des cloisons.

- Poids propre de la poutre noyée : $G=25 \times 0.30 \times 0.20 = 1.5\text{KN/m}$
- Poids du mur : $G=2.36 (3.23-0.20) = 7.15\text{KN/m}$

3.10.1.1 Combinaison de charge :

A l'ELU : $q_u=1.35 (1.5+7.15) = 11.68\text{ KN/ml}$

A l'ELS : $q_s=1.5+7.15= 8.65\text{KN/ml}$



3.10.1.2 Calcul des efforts internes à l'ELU :

Réaction d'appuis :

$$R_A=R_B = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{11.68 \times 4.05}{2} = 23.65\text{KN}$$

$$R_A= R_B = 23.65\text{KN}$$

Calcul des efforts tranchants :

$$T=R_A= R_B = 23.65\text{KN}$$

Calcul des moments fléchissant :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = \frac{qu \times L^2}{8} = \frac{11.68 \times 4.05^2}{8} = 23.95\text{KN.m}$$

$$M=23.95\text{KN.m}$$

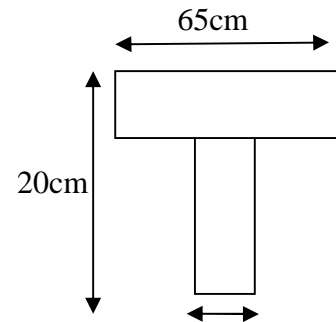
$$M_0 = b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \times f_{bu} \quad \text{avec : } f_{bu} = 14.2\text{MP}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 14.2 \times 10^3 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 59.07 \text{ kN.m}$$

$$M_0 = 59.07\text{KN.m} > M = 23.95\text{KN.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression.



30 cm

Conclusion :

La section en Té se calcule comme une section rectangulaire de (65×20) cm².

En tenant compte du semi-encastrement :

Moment en appuis : $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 23.95 = -7.19\text{KN.m}$

Moment en travée : $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 23.95 = 20.36\text{KN.m}$

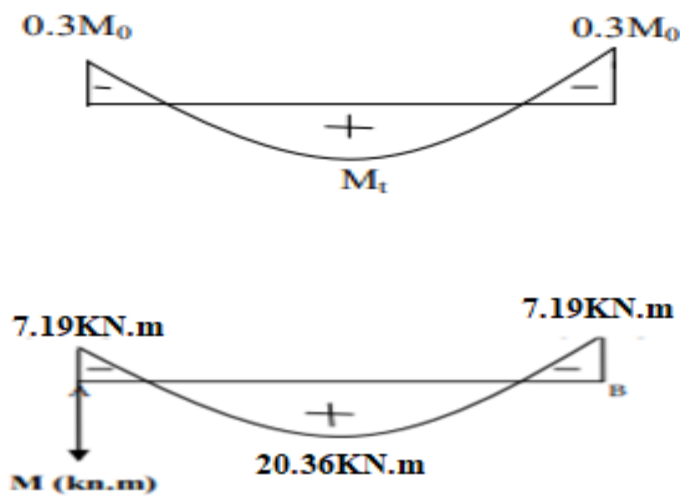


Figure 3.10.1: diagramme du moment à L'ELU

3.10.1.3 Calcul des armatures :

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{20.36 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14.2} = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,068 \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{20.36 \times 10^3}{0.965 \times 18 \times 384} = 3.05 \text{ cm}^2$$

Soit **3HA14= 4.62 cm²**

❖ **Aux appuis :**

La table étant entièrement tendue, et comme elle n'intervient pas dans le calcul de la résistance à la traction, le calcul se fera pour une section rectangulaire de largeur $b_0=30\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$M_a = 7.19 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M_a}{b_0 \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7.19 \times 10^3}{30 \times 18^2 \times 14.2} = 0.052 < \mu_l = 0.392 \quad (\text{section simplement armée})$$

$$\mu = 0.052 \rightarrow \beta = 0.973$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{7.19 \times 10^3}{0.973 \times 18 \times 348} = 1.18 \text{ cm}^2$$

Soit : **A_{st} = 2HA12 = 2.26 cm²**

3.10.1.4 Vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art:A.4.2 BAEL91/99) :**

Calcul de la section minimale :

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec : } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq \frac{0.23 \times 65 \times 18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 1.41 \text{ cm}^2 < A_{ad} = 2.26 \text{ cm}^2$$

Condition vérifiée

- **Contrainte tangentielle (Art :A.5.1,1BAEL91/99) :**

$$\tau_u = \frac{T}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{avec } T = 23.65 \text{ KN}$$

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0.20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0.20 \times 25}{1.5} ; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3.33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

- **Calcul de contrainte de cisaillement τ_u :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{23.65 \times 10^3}{300 \times 180} = 0.44 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.44 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

Condition vérifiée

pas de risque de cisaillement.

- **Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres :**
(Art:6.1.3 BAEL91/modifiée99)

Pour qu'il n'y ait pas d'entraînement de barres, il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{T_{max}}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{sc} \text{ avec : } \bar{\tau}_{sc} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{MPa}$$

$\psi_s = 1.5$: Coefficient scellement HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 2 \times 3.14 \times 12 + 3 \times 3.14 \times 14 = 207.24 \text{mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{23.65 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 207.24} = 0.70 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.70 \text{MPa} < \bar{\tau}_{sc} = 3.15 \text{MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

(BAEL91/99 Art A 5.1.313) :

$$\frac{2T_{max}}{a_0 b_0} \leq \frac{0.8 f_{c28}}{\gamma_b} \text{ avec } a_0 = 0.9d$$

$$T_{max} \leq \frac{0.8 \times 0.9d \times f_{c28} \times b_0}{2 \gamma_b} = \frac{0.36 \times d \times b_0 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0.36 \times 18 \times 30 \times 25 \times 10^{-1}}{1.5} = 324 \text{KN}$$

$$T_{max} = 23.65 \text{KN} < T = 324 \text{KN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Longueur de scellement (Art: 6.1.22BAEL 91/ modifiée 99) :

$$L_s = \frac{\varnothing f_e}{4 \tau_{su}}$$

Avec :

τ_{su} : Contrainte d'adhérence $\tau_{su} = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{MPa}$

Ψ : Coefficient de scellement $\Psi_s = 1.5$ pour les HA

$$L_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{cm}^2 \quad \text{nous prendrons } L_s = 50 \text{cm}$$

Les règles de **BAEL 91** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « L_c » est au moins égale à $0.4 \times L_s$ pour les aciers H.A.

$$L_c = 0.4 \times 50 = 20 \text{cm}$$

Nous adopterons des crochets à 45° avec une longueur $L_c = 20 \text{cm}$

3.10.1.5 Vérification à l'ELS :

Les états limites de services sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui sont relatives sont :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de résistance de béton en compression.
- Etat limite de déformation

$$q_s = 8.65 \text{KN/ml}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 8.65 = -2.60 \text{KN.m}$$

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 8.65 = 7.35 \text{KN.m}$$

- Etat limite de la compression du béton :

❖ **En travée :**

Contrainte dans l'acier : On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{4.62}{30 \times 18} \times 100 = 0.86$$

$$\rho(\%) = 1.04 \quad K_1 = 22.88 \quad \beta = 0.868$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta d A_{st}} = \frac{7.35 \times 10^6}{0.868 \times 180 \times 462} = 101.82 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 101.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton : On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{101.82}{22.88} = 4.45 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 4.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

❖ En appuis :

Contrainte dans l'acier : On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

On doit donc s'assurer que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho(\%) = \frac{A_s}{bd} \times 100 = \frac{2.26}{30 \times 18} \times 100 = 0.42$$

$$\rho(\%) = 0.42 \quad K_1 = 35.00 \quad \beta = 0.900$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta d A_{st}} = \frac{2.60 \times 10^6}{0.900 \times 180 \times 226} = 71.01 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 71.01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contrainte dans le béton : On doit donc s'assurer que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{71.01}{35.00} = 2.03 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Etat limite d'ouverture des fissures :

Les poutrelles ne sont pas soumises à des intempéries (des agressions) donc nous avons une fissuration peu nuisible ; donc aucune vérification n'est nécessaire.

- Etat limite de déformation (Art B.6.8.424 BAEL 91 modifier 99) :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible.

Lorsque il est prévu des étais intermédiaires, on peut cependant se dispenser du calcul de la flèche du plancher sous réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{M_0} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \end{cases}$$

- h : hauteur totale (20cm)
- l : longueur de la travée entre nus d'appuis
- d : hauteur utile de la section droite
- b₀ : largeur de la nervure
- M₀ : moment fléchissant maximal de la travée isostatique
- M_t : moment fléchissant maximal en travée
- A_{st} : section d'armature

$$\begin{cases} \frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0.049 > \frac{M_t}{15M_0} = \frac{7.35}{15 \times 23.95} = 0.020 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{4.62}{30 \times 18} = 0.008 < \frac{3.6}{f_e} = \frac{3.6}{400} = 0.009 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \\ \frac{h}{l} = \frac{20}{405} = 0.049 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée} \end{cases}$$

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire car les 3 conditions sont vérifiées.

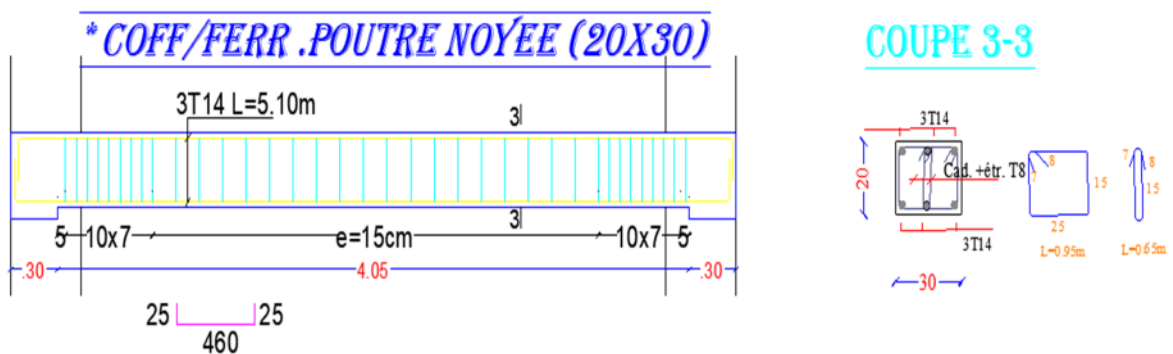


Figure 3.10.2 : Ferrailage poutre noyée

Chapitre 4

Modélisation

CHAPITRE 4 :

MODELISATION

4.1 Introduction

L'étude dynamique consiste à déterminer les réponses de la structure sous les charges sismiques.

A l'aide de cette étude, nous pouvons connaître le comportement de la structure vis-à-vis l'excitation sismique.

Le terme dynamique 'signifie une variation dans le temps', ceci rend l'étude plus compliquée voir impossible quand il s'agit d'une structure élevée avec un nombre infini de degré de liberté. Pour cela les ingénieurs essaient de simplifier les calculs, en considérant non pas la structure réelle mais un modèle simple qui doit être le plus proche possible de la réalité. L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action accidentelle (séisme) sur notre structure existante.

Dans le but d'analyser et d'évaluer le comportement de la structure sous ce type de chargement, les principes de la dynamique des structures doivent être appliquées pour déterminer les déformations et les contraintes développées dans la structure.

4.2 Objectif de l'étude dynamique

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des Caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces vibrations libres non amorties.

L'étude dynamique d'une structure, telle que autres termes: La modélisation est L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des recherches d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la raideur (rigidité) de tous les éléments de la structure pour pouvoir l'analyser

4.3 Description du logiciel ETABS

L'ETABS (*Extended Three Dimensional Analysis of Building Systems*) est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adaptée aux bâtiments et ouvrages de génie civil, basé sur la méthode des éléments finis. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments suivant les différentes réglementations en vigueur à travers le monde (Euro code, UBC, ACI...etc.) grâce à une interface graphique unique. Il permet aussi : la prise en compte des propriétés des matériaux, le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, la visualisation des déformées, des diagrammes des efforts internes, des modes de vibration...etc.

Pour comprendre le procédé, nous allons suivre les étapes suivantes :

1. introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage),
2. spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton,
3. spécification des propriétés géométriques des éléments (poutre, poteaux, voile...),
4. définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E),
5. affectation des charges revenant aux éléments,
6. introduction des combinaisons d'actions,

7. affectation des masses sismiques,
8. spécification des conditions aux limites (appuis, diaphragmes),
9. exécution de l'analyse et visualisation des résultats.

4.4 Manuel d'utilisation de L'ETABS :

Dans notre travail on a utilisé la version ETABS 9.7 Pour choisir l'application ETABS on clique sur l'icône de l'ETABS (fig.1)

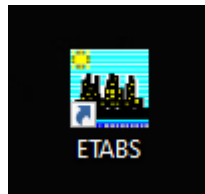
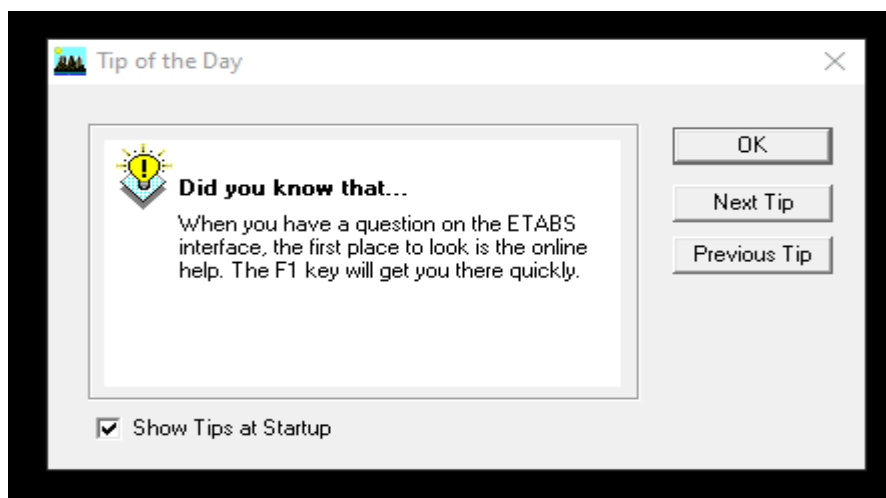


Figure 4.1 : Icône Application ETABS

4.5 Etapes de modélisation :

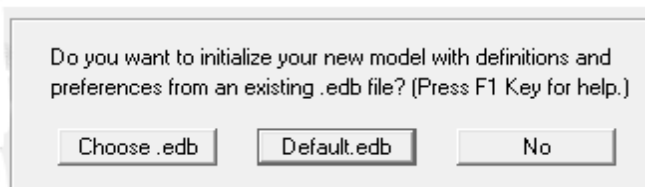
4.5.1 Introduction de la géométrie du modèle (trames, hauteur d'étage) :

On clique sur l'icône de ETABS, La fenêtre de dialogue s'affiche, on clique sur OK



- Choix des unités :
Au bas de l'écran, on sélectionne KN-m comme unités de base pour les forces et Déplacements
- Géométrie de base :
On clique sur : File → *New model* → *No* → *Custom grid spacing* → *Edit grid*

New Model Initialization



Building Plan Grid System and Story Data Definition

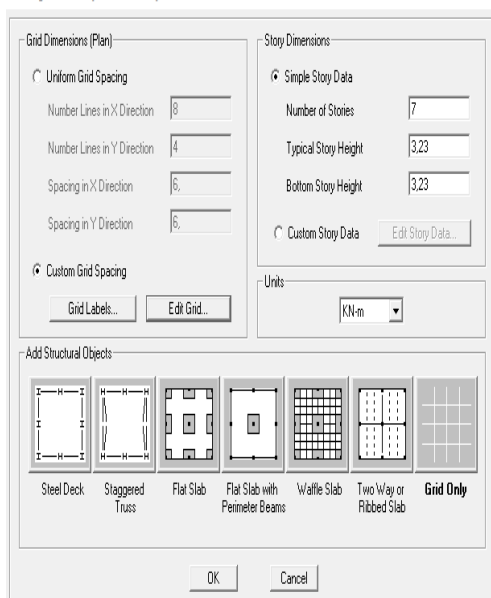


Figure 4.2 : Géométrie de base

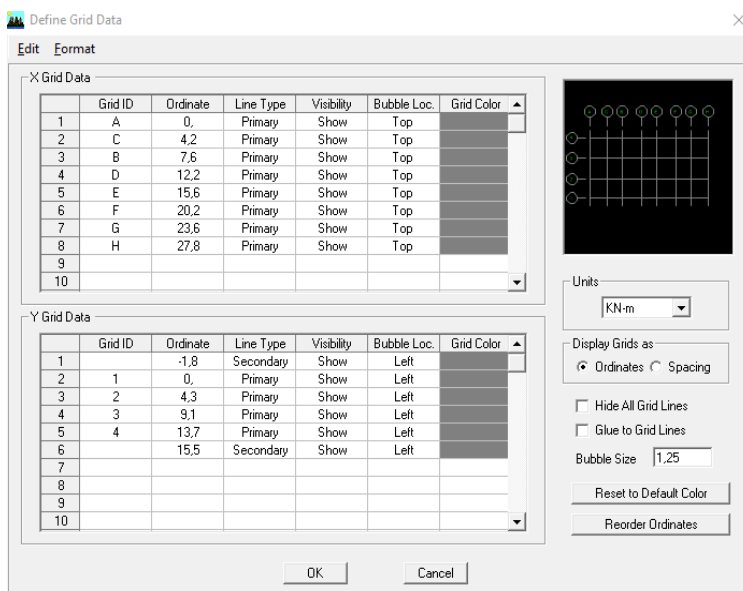


Figure 4.3 : Modification des longueurs des trames

Story Data

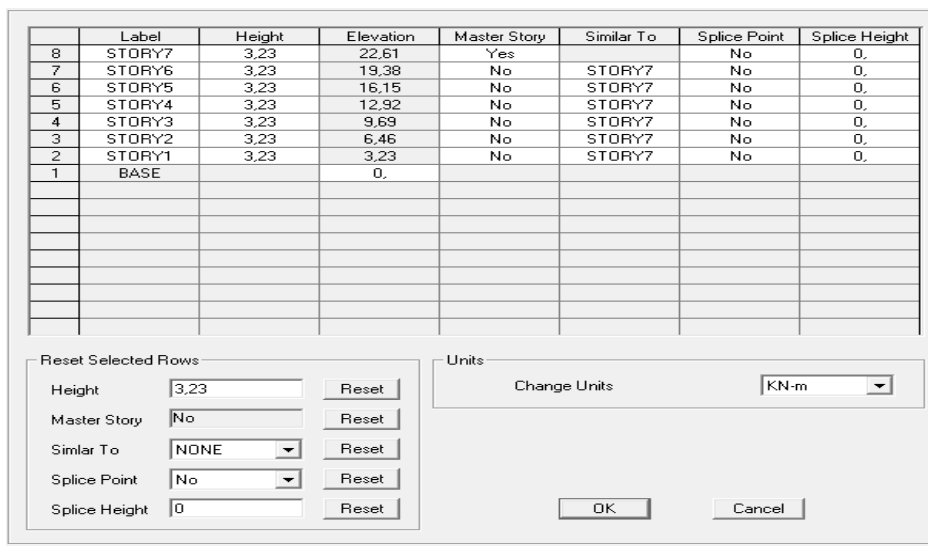


Figure 4.4 : Modification des longueurs des étages

Après validation de l'exemple on aura deux fenêtres représentant la structure, l'une en 3D et l'autre en 2D suivant l'un des plans : X-Y, X-Z, Y-Z

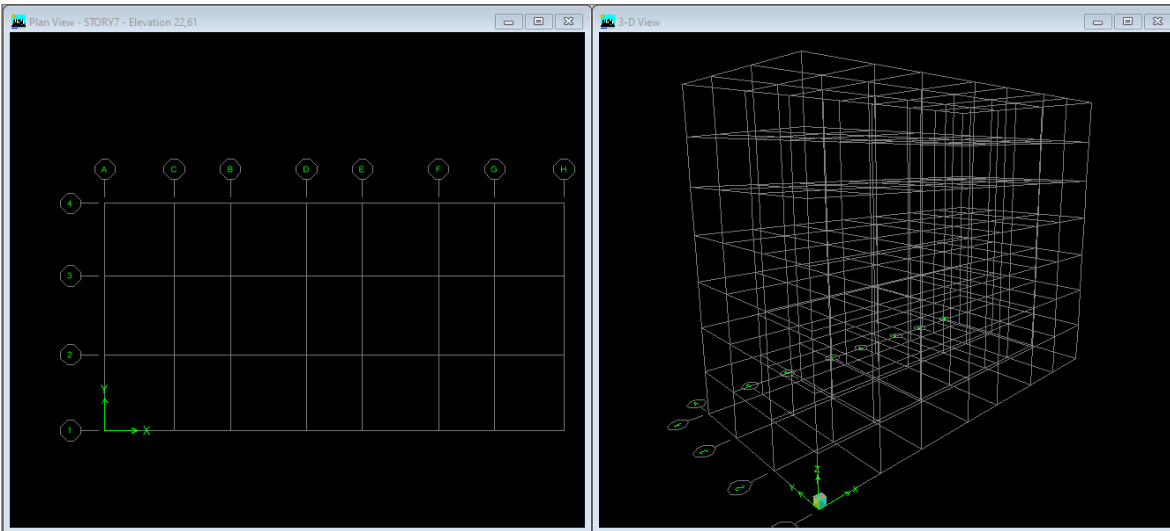


Figure 4.5 : Représentation de la structure en 2D et 3D

4.5.2 Spécification des propriétés mécaniques de l'acier et du béton :

La deuxième étape consiste à définir les propriétés mécaniques des matériaux béton et acier, on clique sur : **Define** → **Material properties** → **conc** → **Modify/Show Material**

Dans la boîte de dialogue qui apparait on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

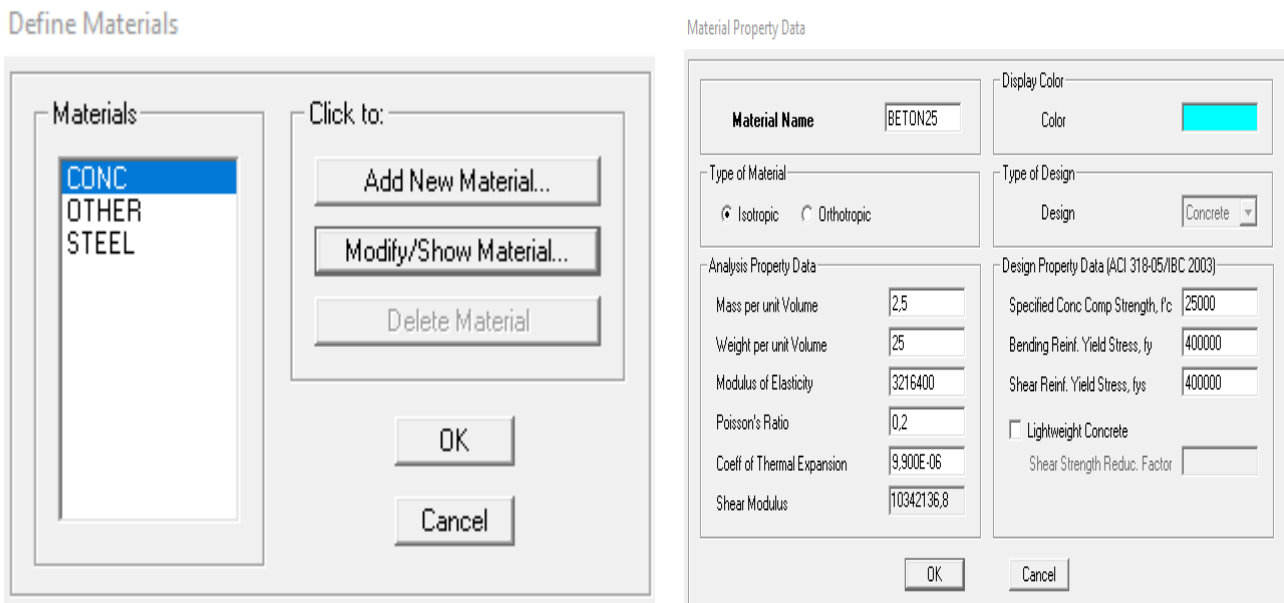


Figure 4.6 : Introduction des propriétés mécanique du béton

4.5.3 Spécification des propriétés géométriques des éléments (poutres, poteaux, voiles...) :

La troisième étape consiste à affecter les propriétés géométriques des éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles).

On commence par les poutres principales (PP) puis les poutres secondaires (PS) et ceci de la manière suivante : **Define** → **Frame sections** → **Add rectangular**.

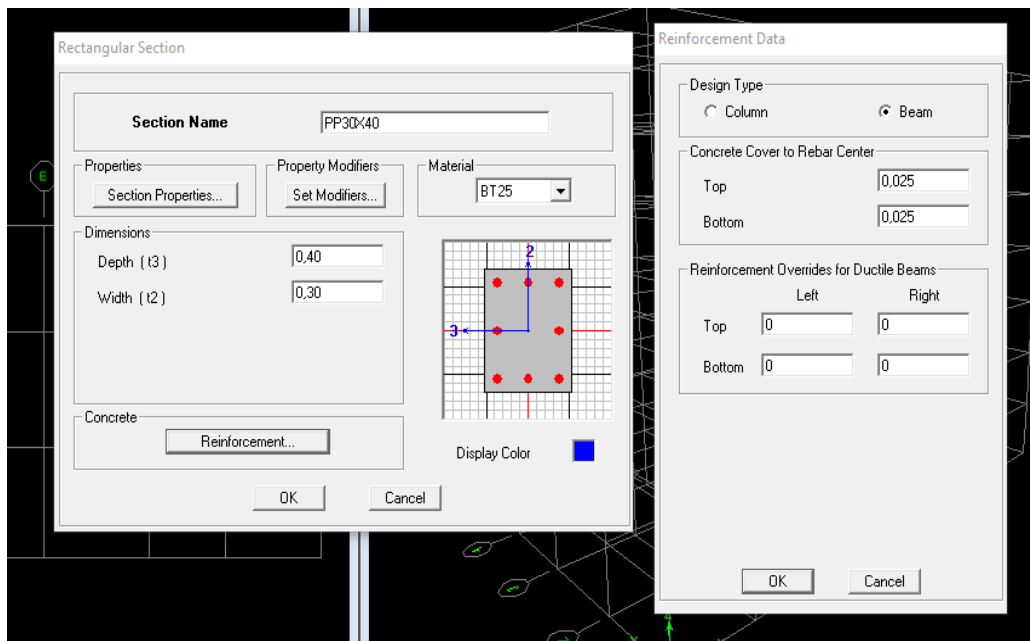


Figure 4.7 : Introduction des dimensions des poutres

On procède de la même manière pour les poteaux.

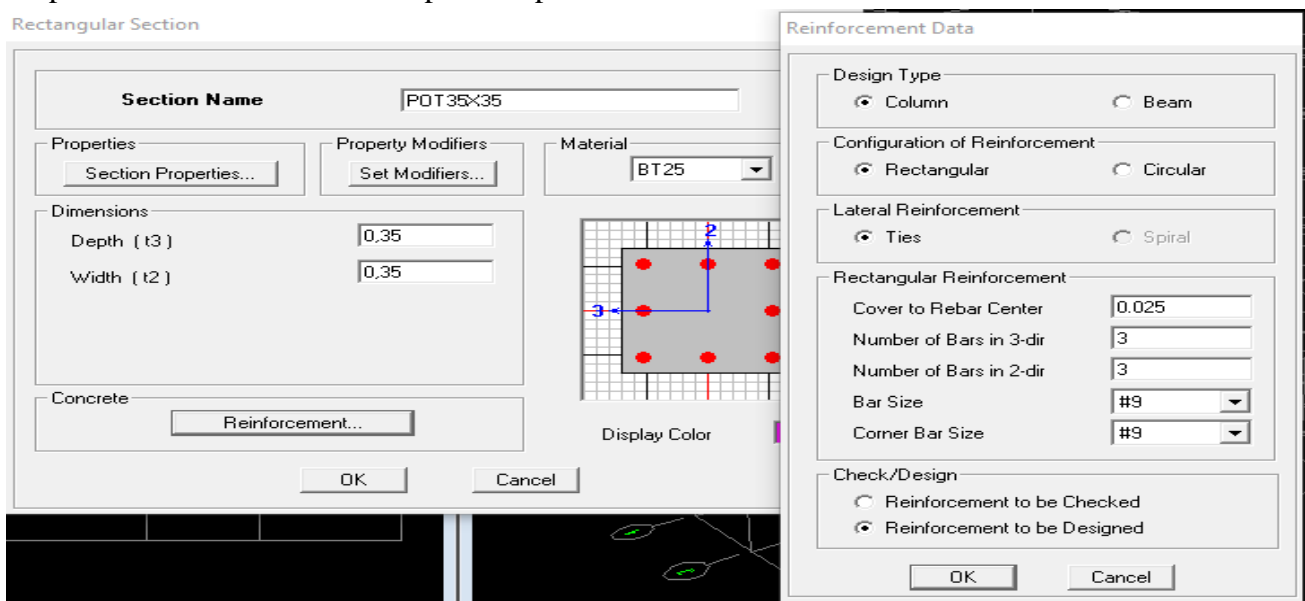


Figure 4.8 : Introduction des dimensions des poteaux

Après avoir fini la modélisation des éléments barres (poteaux et poutres), on passe aux élément plaques : Les planchers, les dalles pleines (DP), les voiles et les balcons,...

On commence par définir leurs caractéristiques géométriques, on clique :

Define → **wall/slab** → **Add New slab**(Pour les dalles pleines et planchers).

Define→ **wall/slab** →**Add New wall**(Pour les voiles).

- Les planchers

On va opter pour la méthode bardage

On doit créer un panneau de dalle virtuelle avec un matériau nommé AUTRE

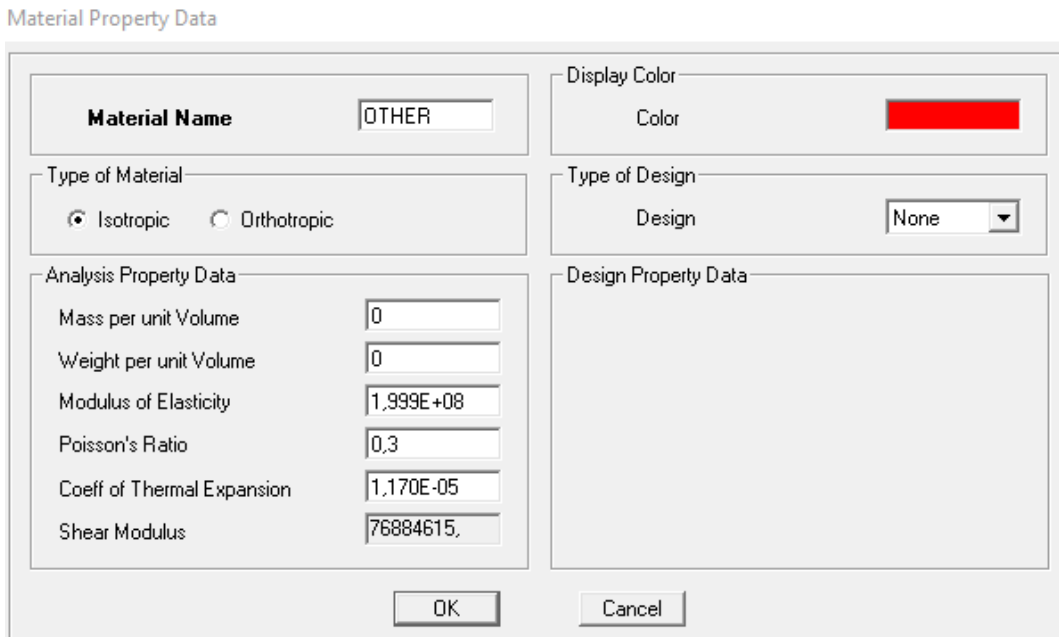


Figure 4.9 : Introduction des propriétés mécaniques du béton pour le bardage

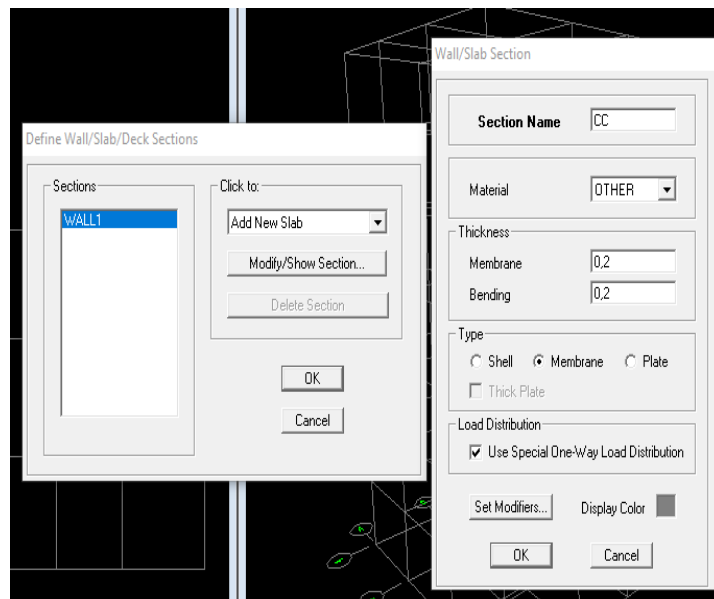


Figure 4.10 : dénomination des plancher

- Les voiles:

On spécifie le nom et l'épaisseur de notre voile.

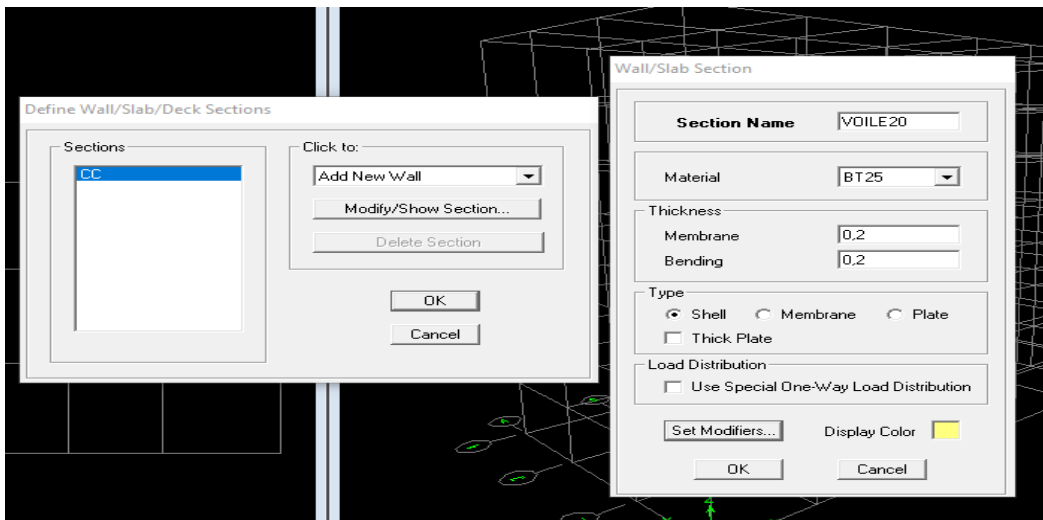


Figure 4.11 : Introduction des dimensions des voiles

- Les dalles Plaines :

On spécifie le nom et l'épaisseur de la dalle

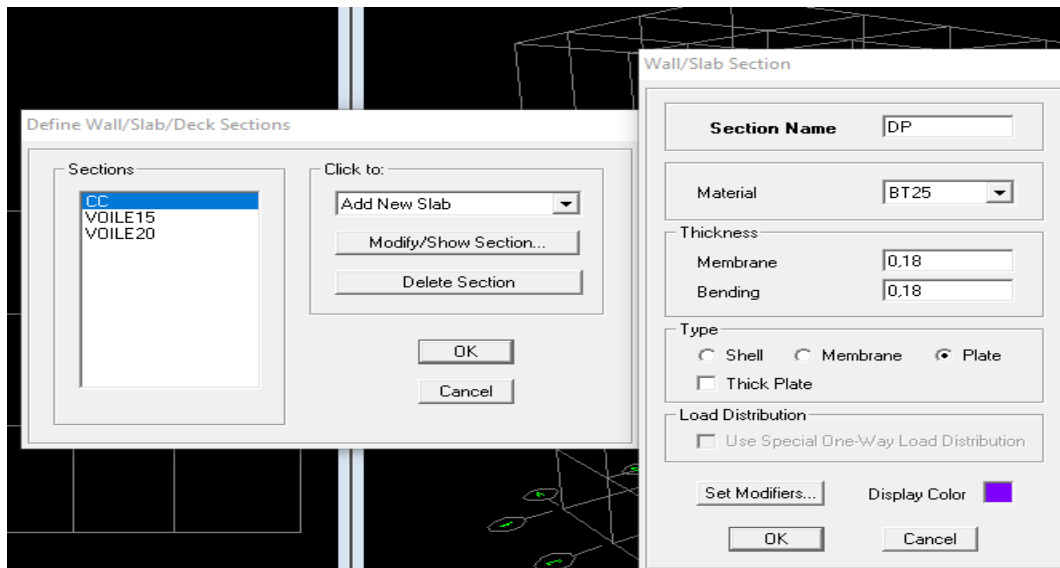


Figure 4.12 : Introduction des dimensions des dalles planes

4.5.4 définition des charges (G, Q) et introduction du spectre (E) :

La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des charges d’exploitations (Q),

Charges permanentes : Load Name (Nom de la charge): G

- Type : DEAD (permanente)
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre) : 1

Surcharge d’exploitation : Load Name (Nom de la charge): Q

- Type: LIVE (exploitation)
- Self weight multiplier (Coefficient interne poids propre): 1

Pour les définir on clique sur: *Define* → *Static Load Cases* → *Dead* → *modify load écrire G*

Live → *modify load écrire Q 0*

0 → *modify load écrire 1*

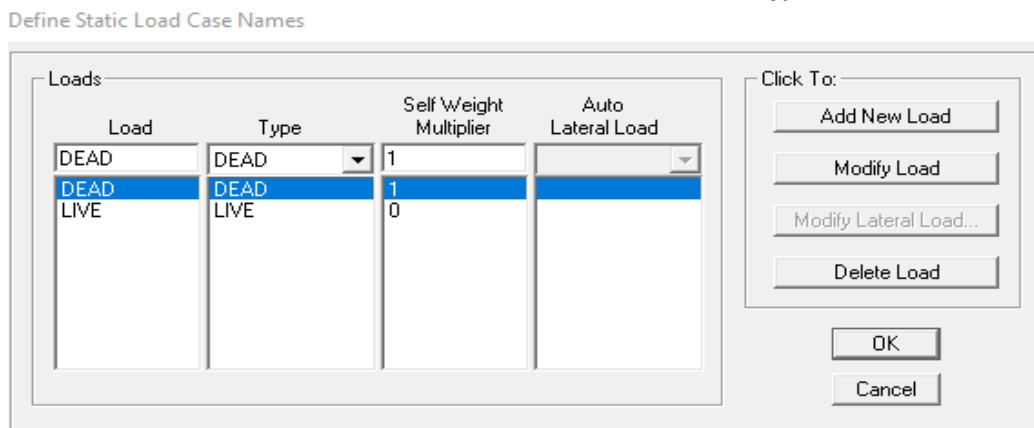


Figure 4.13: Définition des charges d’exploitations G et Q

▪ **Chargement dynamique (EX et EY) :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse

Le spectre est une courbe de réponse maximal d’accélérations (Sa/g) pour un système à un degré de liberté Soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propres T.

Après sélection de l’élément à charger on procède comme suit :

Assign → *frame/line loads* (Pour les éléments barres).

Define → *shell/area loads*..... (Pour les éléments plaques).

▪ **Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99/version 2003 :**

Pour le calcul dynamique de la structure on introduira un spectre de réponse, il s’agit d’une courbe de réponse maximale d’accélération pour un système à un degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de période propre T.

Données à introduire dans le logiciel :

- Zone sismique : III
- Groupe d’usage : 2
- Coefficient de comportement global du bâtiment en fonction du système de contreventement donné par le tableau 4.3 RPA2003 on prend R=5 ; qu’on doit le justifier par la suite.

- Pourcentage d'amortissement critique $\xi = 10\%$: Remplissage (Dense, béton armé/maçonnerie)
- Site : meuble S3
- Facteur de qualité : $Q = 1 + \sum Pq$
 Pq : C'est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q
 On prend : $Q = 1.20$
 On ouvre l'application en cliquant sur l'icône RPA99

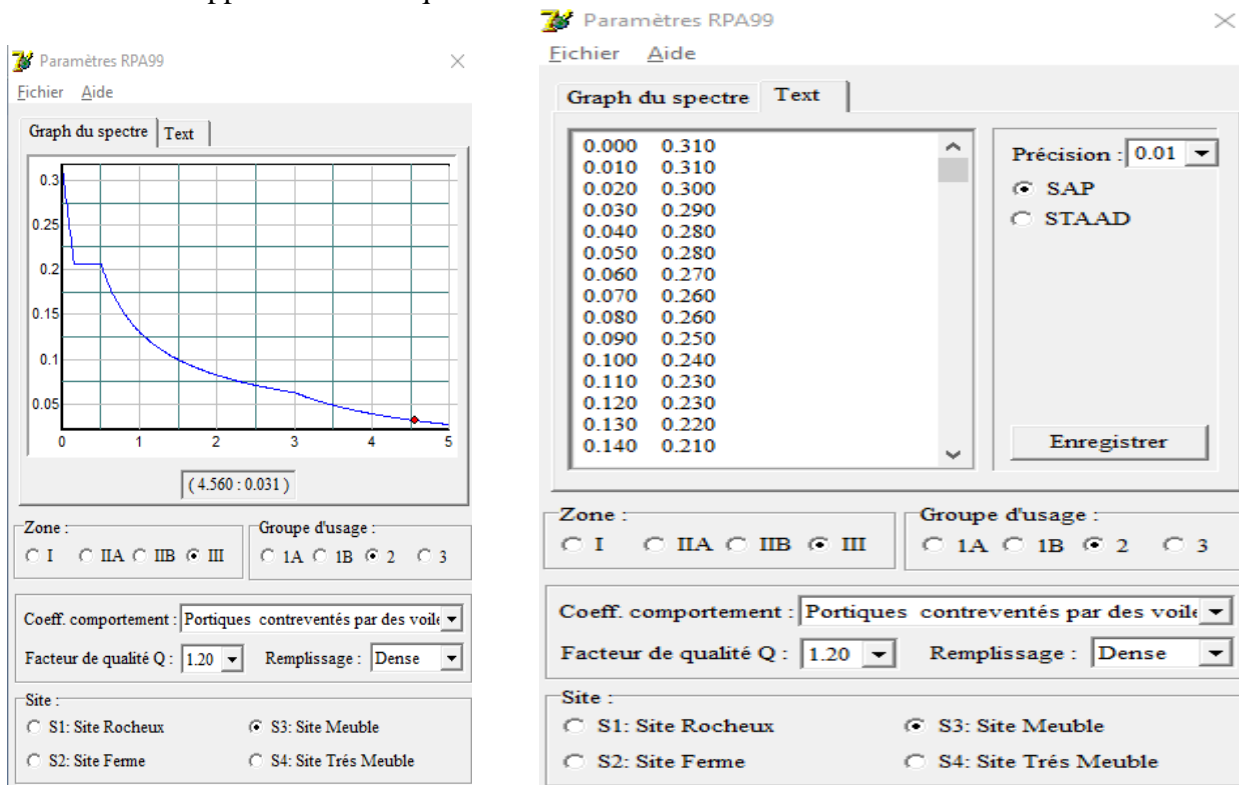


Figure 4.14 : Introduction de RPA

Enregistré on va choisir l'emplacement du dossier → *Nom Enregistré*
 Définir → *Reponce spectrum function* → *Spectrum from file* et *Add new Function*
 Complete le tableau **Browse** ramené le RPA déjà enregistré
Display graph Covert to used defined → ok

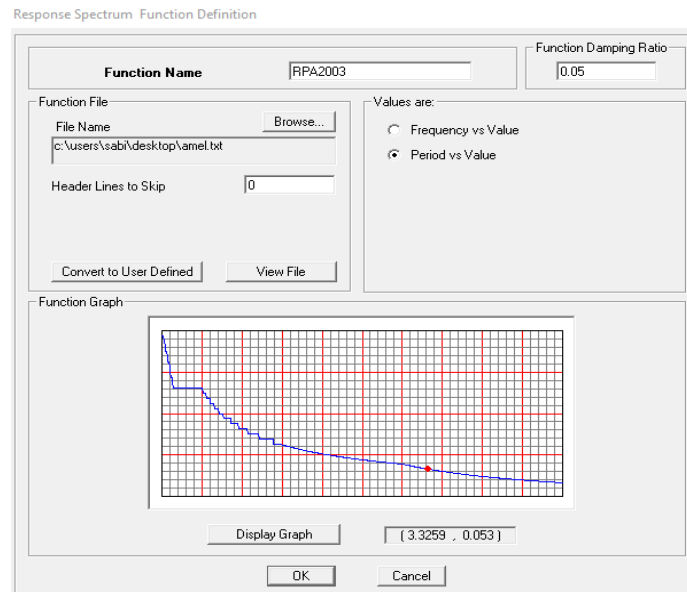
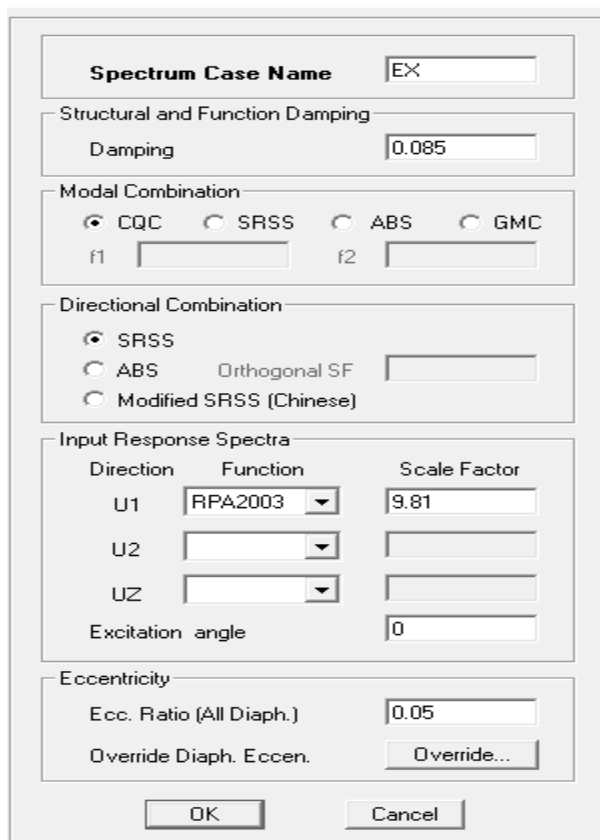


Figure 4.15 : introduction du spectre de réponse

Le spectre étant introduit, nous allons passer à la prochaine étape qui consiste à la définition du chargement **EX** et **EY** (séisme), pour cela on clique sur :

Define → **Reponses spectrum cases** → **Add New Spectrum**

Response Spectrum Case Data



Response Spectrum Case Data

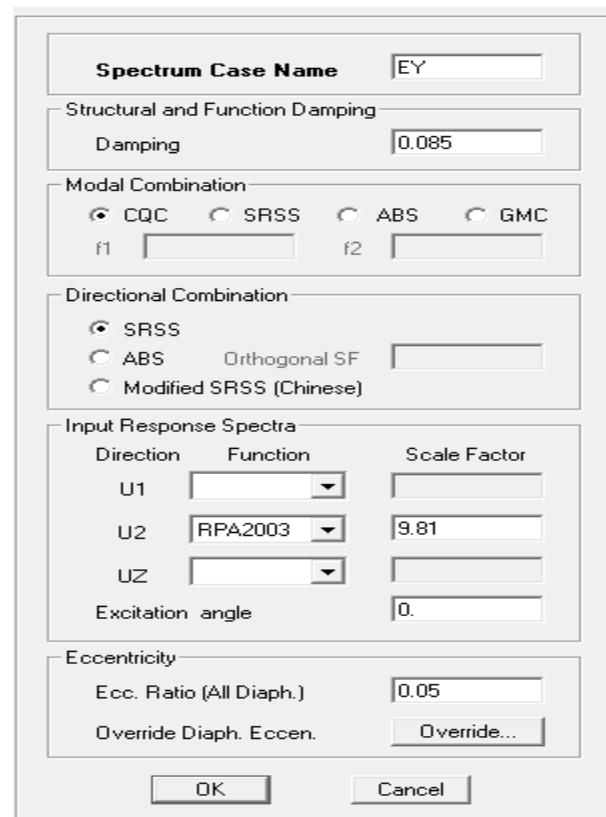


Figure 4.16 : Définition du chargement EX et EY (séisme)

4.5.5 Introduction des combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et déformations est définie comme suit :

- Combinaisons selon le BAEL :

$$\text{ELU} : 1.35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- Combinaisons selon le RPA :

$$G + Q + E_x$$

$$G + Q - E_x$$

$$G + Q + E_y$$

$$G + Q - E_y$$

$$0.8G + E_x$$

$$0.8G - E_x$$

$$0.8G + E_y$$

$$0.8G - E_y$$

- Combinaisons de poids :

$$W = G + 0.2Q$$

Pour introduire les combinaisons dans le logiciel on clique sur :

Define → **load Combinations** → **Add New Combo** → **Choisir le nom** → **définir les coefficient**.

Define Load Combinations

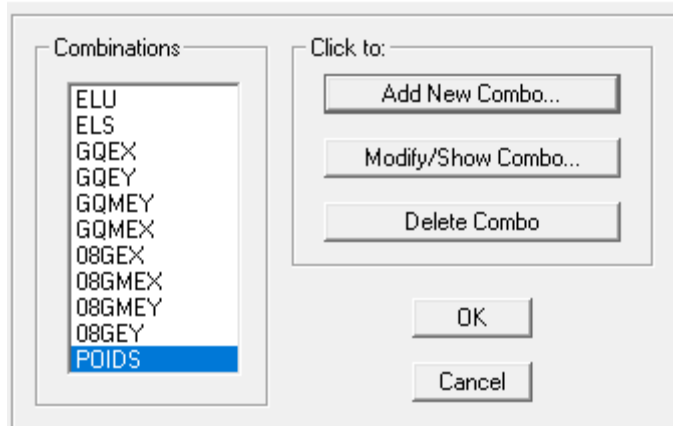


Figure 4.17 : Introduction des combinaisons d'actions

Dessiner les éléments de la structure :

- Dessiner les poteaux :

Draw → **Draw line objects** → **Create columns in region or at Clicks (plan)** → **choisir le nom de Poteau** (un simple clic sur le point et le Poteau sera dessiner)

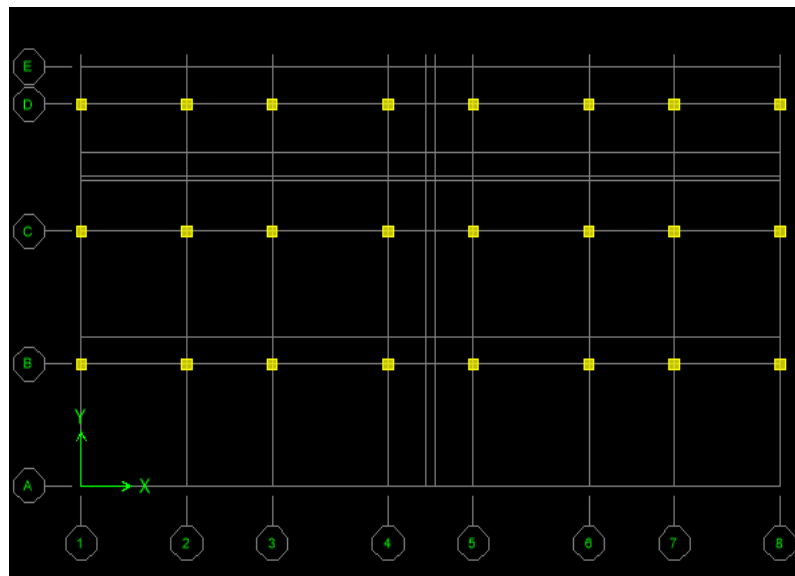


Figure 4.18 : Dessin des poteaux

- Dessiner les poutres :

Draw → **Draw line** → **Objects create line in region or at clicks** (plan, elev,3D) choisir le nom des poutres (dessiner sur l'axe considéré)

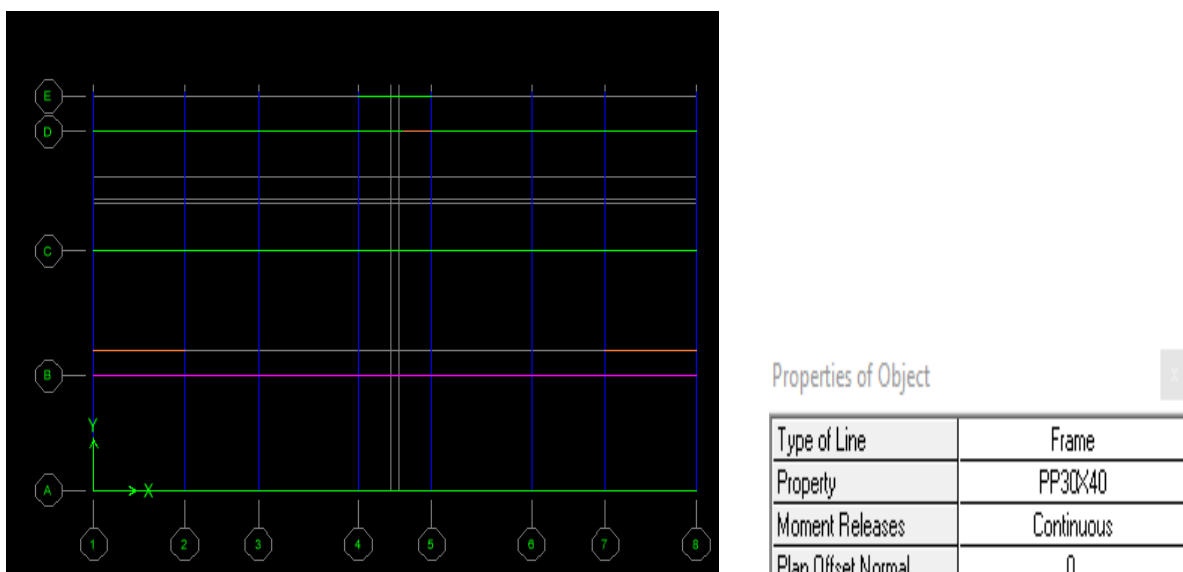


Figure 4.19 : Dessin des poutres

Pour copier les éléments à un autre étage identique

Edit → **Replicate Story** cocher les étages identique **Ok**

- Dessiner les voiles :

Draw → **Draw area Objects** → **create wall in region or at clicks** (plan)

Simple clique sur l'axe considéré le voile sera dessiné

Si on veut donner une longueur pour le voile :

Draw → Draw area Objects draw wall (plan)

Introduire la longueur de voile et dessiner

Properties of Object

Type of Area	Pier
Property	VOILE15
Plan Offset Normal	0.
Auto Pier/Spandrel IDs?	No
Drawing Control	None <space bar>

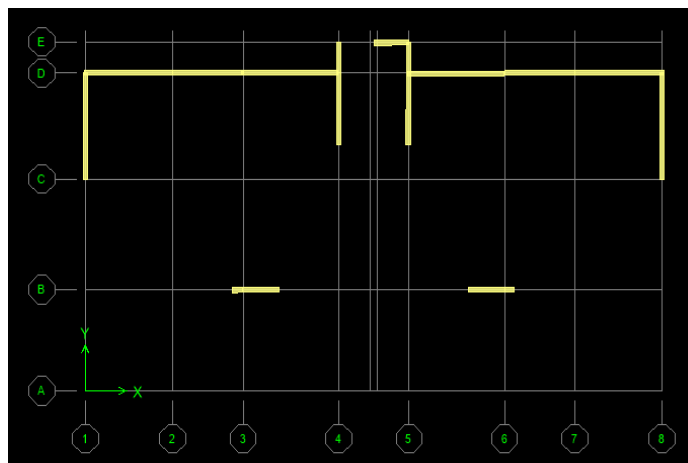


Figure 4.20 : Dessin des voiles

- Dessiner les dalles pleines :
Draw → Draw area Objects → Draw Area (plan, elev,3D)

Properties of Object

Property	DP18
Local Axis	0.
X Dimension (if no drag)	0.
Y Dimension (if no drag)	0.

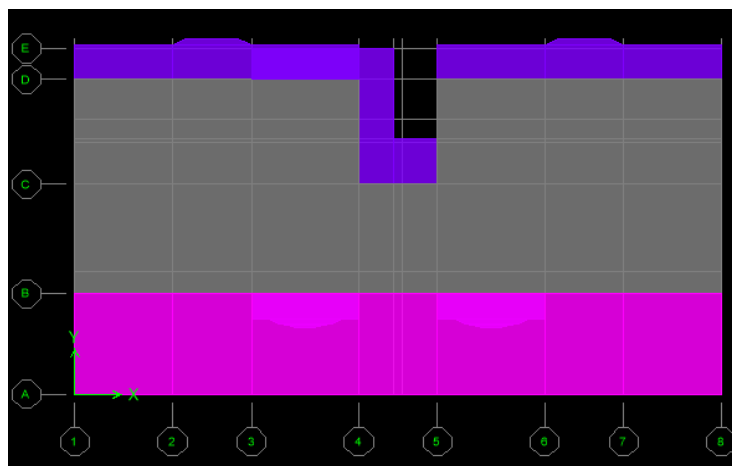


Figure 4.21 : Dessin des dalles pleines

- Dessiner les planchers :
Draw → **Draw area Objects** → **create Area at click (plan, elev)**

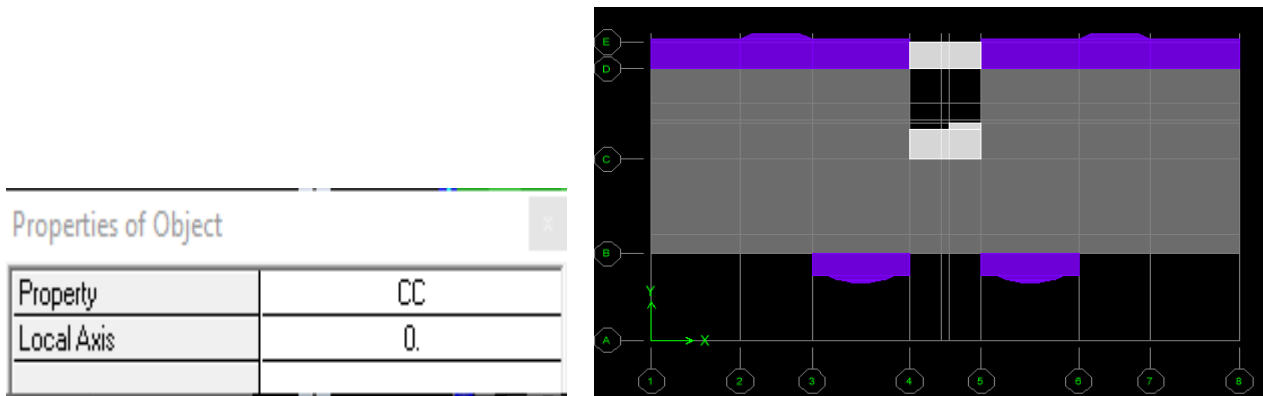


Figure 4.22 : Dessin des planchers

- Encastrement de la base :

On doit définir les appuis et encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment. On sélectionne les nœuds de la base puis on clique sur :

Assign → **Joint/point** → **Restraints**

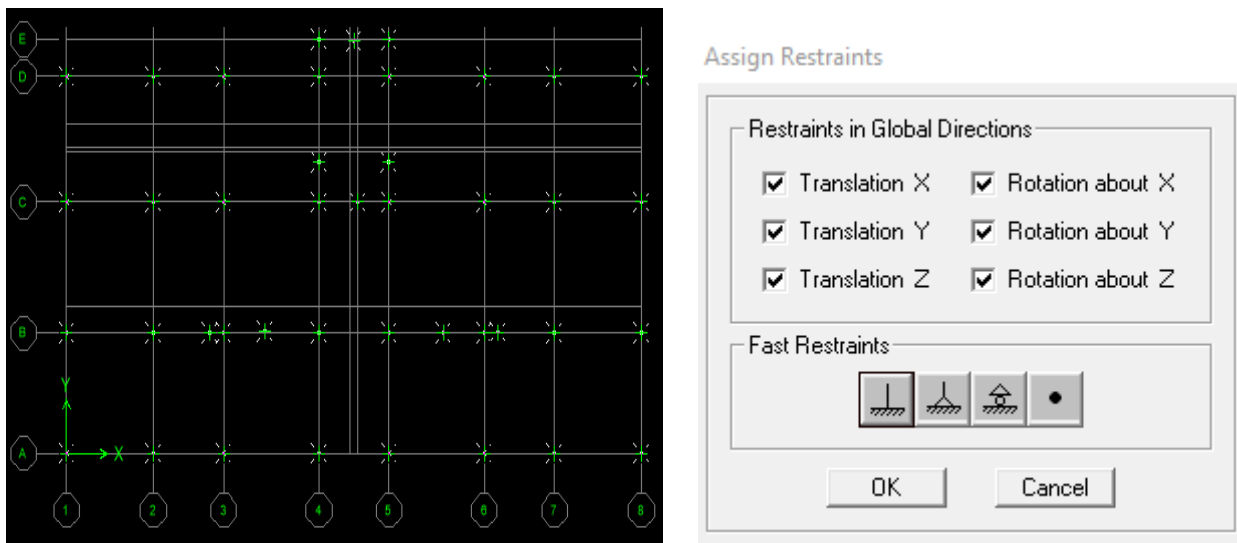


Figure 4.23 : Encastrement de la base de structure

On obtient le schéma final de la structure

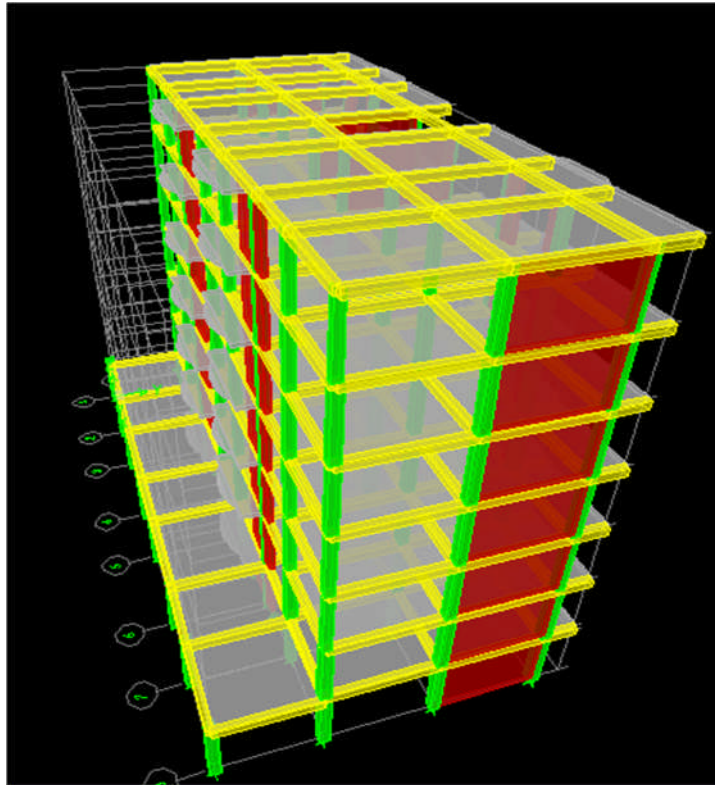



Figure 4.24 : Vue de la structure en 3D

4.5.6 Chargement de la structure :

- Les dalles pleines :
Balcon : $G= 6.31\text{KN/m}^2$ $Q=3.5\text{KN/m}^2$
Dalle de sous sol : $G= 6.59\text{KN/m}^2$ $Q=2.5\text{KN/m}^2$
- Les Planchers :
Plancher sous sol : $G=5.60\text{KN/m}^2$ $Q=1 \text{ KN/m}^2$
Plancher étage courants : $G=5.34\text{KN/m}^2$ $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$
Plancher étage Terrasse : $G=5.60\text{KN/m}^2$ $Q=1 \text{ KN/m}^2$

Chargement des balcons :

Select → by wall/slab/deck → choisir balcon → 

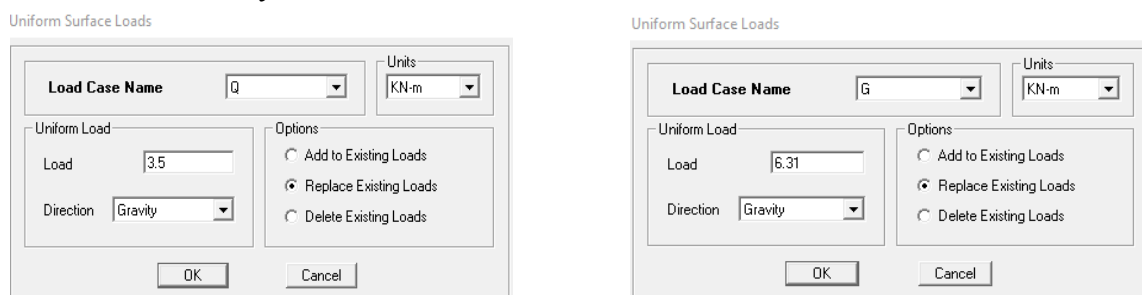


Figure 4.25 : Chargement de balcon dalle pleine

Chargement des planchers :

C'est la même étape avec le balcon mais ici on va choisir de sélectionné le plancher terrasse et après les planchers étages et introduire leurs valeur de G et Q

4.5.7 spécification des conditions aux limites (diaphragmes)

Sélectionné en plans le premier étage *noeuds DA1* → *Modify Show Diaphragm* → *Ok*

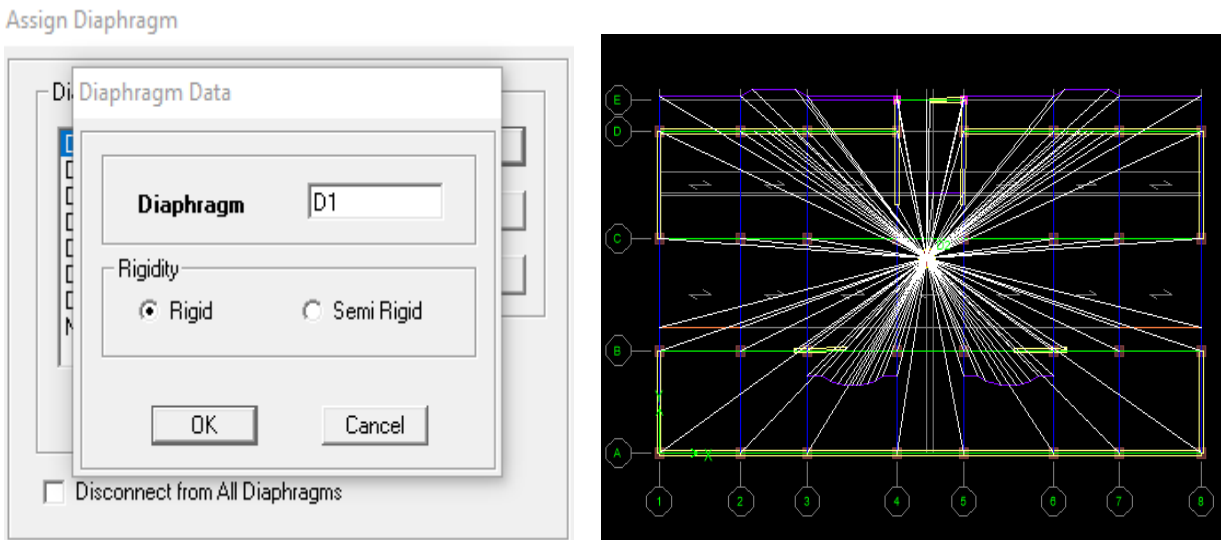


Figure 4.26 : Diaphragme de RDC

On fait la même chose pour les autres étages

4.5.8 Analyse de la structure

Analyse → *set Analysis Option* → *Set Dynamic Paramètres* → *ok*
 écrire le nombre de modes

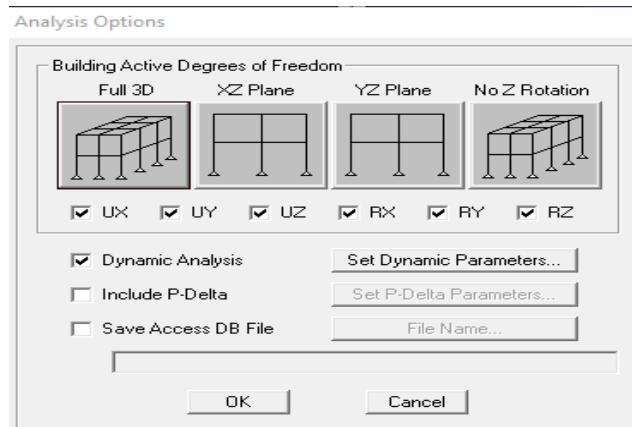


Figure 4.27 : Introduction de nombre de mode

4.5.9 Exécution de l'analyse et visualisation des résultats

Pour analyser On clique sur **F5 ou analyse** → **Run analyse**

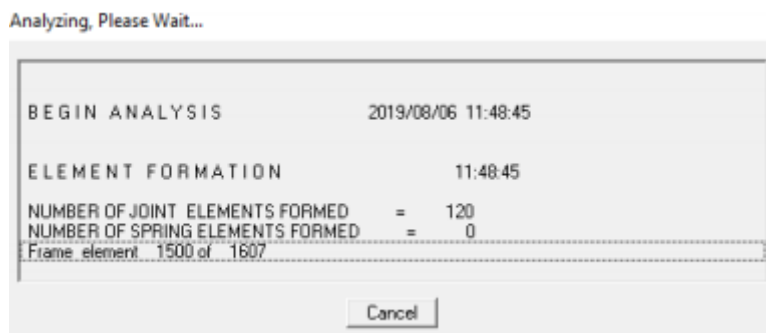


Figure 4.28 : Analyse de la structure

4.5.10 Vérification des modes

Display → **Show table** → **Modal information** → **Modal Participating Mass Ratios**

Déplacement de la structure selon les modes

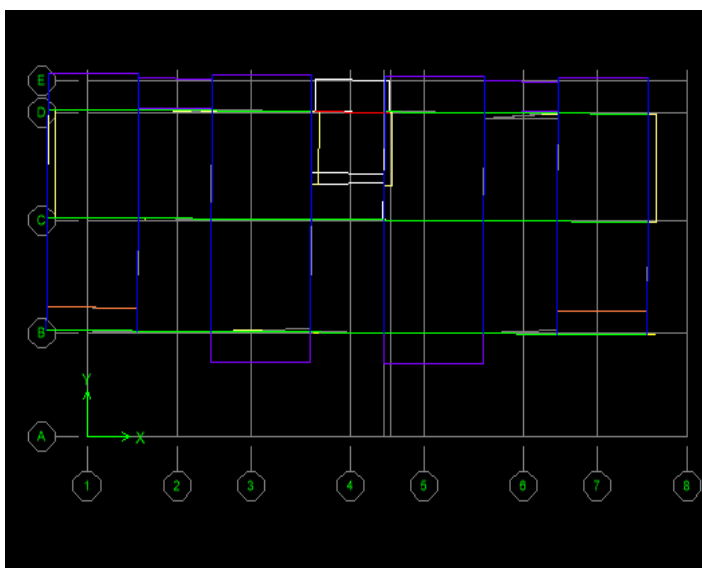
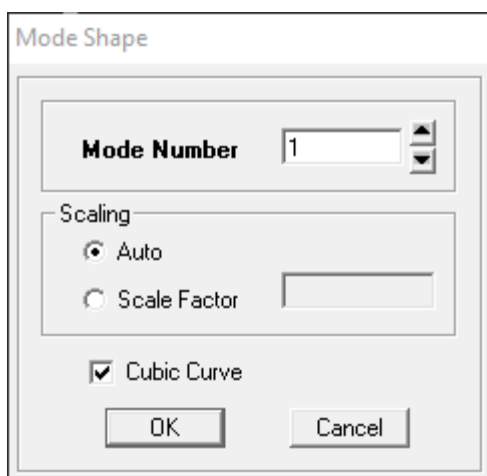


Figure 4.29 : Déplacement de la structure selon le mode 1

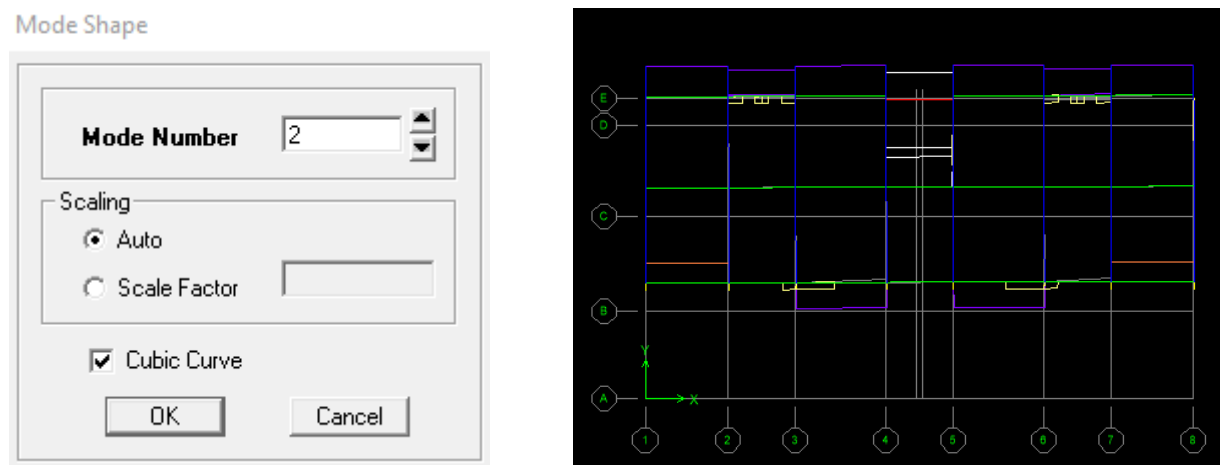


Figure 4.30 : Déplacement de la structure selon le mode 2

Chapitre 5

Vérifications et interprétation des résultats

CHAPITRE 5 :

VERIFICATIONS ET INTERPRETATION DES RESULTATS

Avant de passer au ferrailage de la structure, le RPA nous exige de faire certaines vérifications qui sont les suivantes :

5.1 Vérification de la période empirique T

Calcul de la période empirique

$$T = CT \times (h_N)^{3/4}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

CT: coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné en fonction du système de contreventement par le tableau 4.6 (Art 4.2.4 RPA99/ V2003)

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$T_1 = 0.05 \times (22.61)^{3/4} = 0.518s$$

- Calcul de la période empirique majorée :

$$T_{maj} = T + 30\%T = 0.673$$

Détermination de la période par le logiciel ETABS

Après avoir effectué l'analyse sur ETABS, on détermine la période en suivant le cheminement ci-après : **Display** → **show tables**

Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :

ANALYSIS RESULTS → **modalin formation** → **Building Modal Information**

Puis on définit toutes les combinaisons en cliquant sur :

Select cases/combos... → **OK** → **OK**

Un autre tableau s'affichera.

On choisit dans la liste déroulante en haut à droite. « **Modal Participating Mass Ratios** »

Les résultats s'afficheront comme suit :

Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0.543126	63.4657	0.0198	0.0000	63.4657	0.0198	0.0000	0.0312
2	0.375075	0.0210	61.5809	0.0000	63.4868	61.6007	0.0000	96.6069
3	0.303115	0.0028	0.0256	0.0000	63.4895	61.6263	0.0000	0.0363
4	0.000000	0.0001	0.0495	0.0000	63.4896	61.6758	0.0000	0.0025
5	0.150488	12.0667	0.0003	0.0000	75.5563	61.6761	0.0000	0.0001
6	0.084063	0.0005	22.2276	0.0000	75.5568	83.9037	0.0000	2.8198
7	0.069079	5.0505	0.0000	0.0000	80.6074	83.9037	0.0000	0.0000
8	0.064142	0.9291	0.0003	0.0000	81.5364	83.9039	0.0000	0.0002
9	0.061729	0.0010	0.1698	0.0000	81.5374	84.0737	0.0000	0.0137
10	0.037963	5.4284	0.0097	0.0000	86.9658	84.0834	0.0000	0.0004
11	0.037536	0.0053	9.6031	0.0000	86.9711	93.6865	0.0000	0.4140
12	0.031779	1.7739	0.0001	0.0000	88.7451	93.6866	0.0000	0.0000
13	0.024692	4.3245	0.0039	0.0000	93.0696	93.6904	0.0000	0.0001
14	0.023725	0.0037	4.4713	0.0000	93.0733	98.1617	0.0000	0.0646
15	0.021683	2.2320	0.0004	0.0000	95.3053	98.1622	0.0000	0.0000

Figure 5.1: Résultats d'analyse dynamique ETABS

La période calculée $T = 0.518$ s
 La période majorée $T_{maj} = 0.673$ s
 La période ETABS $T_{etabs} = 0.543$ s
 On remarque que : $T < T_{etabs} < T_{maj}$

On peut dire que la valeur de la période trouvée par le logiciel est proche de celle calculée
 La période est vérifiée

5.2 Le pourcentage de participation de la masse modale

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure. (Article 4.3.4 RPA 2003). On tire les valeurs du tableau trouvé dans le calcul de la période comme indiqué ci après :

SumUX	SumUY
63.4657	0.0198
63.4868	61.6007
63.4895	61.6263
63.4896	61.6758
75.5563	61.6761
75.5568	83.9037
80.6074	83.9037
81.5364	83.9039
81.5374	84.0737
86.9658	84.0834
86.9711	93.6865
88.7451	93.6866
93.0696	93.6904
93.0733	98.1617
95.3053	98.1622

Figure 5.2 : Vérification du pourcentage de participation de la masse modale*

La somme des masses modales dans le 13ème mode dépasse 90% de la masse totale du bâtiment dans les deux directions, d'où la condition du RPA est vérifiée.

5.3 Justification du système de contreventement

L'objectif dans cette étape est de déterminer les pourcentages relatifs des charges horizontales et verticales reprises par les voiles et les poteaux afin de justifier la valeur de R à considérer.

- **Forces reprise par les voiles et les poteaux :**

Les forces données par ETABS sont :

✓ *Forces reprises par les voiles et poteaux*

$$F_{Ex} = 2475.456 \text{ KN}$$

$$F_{Ey} = 2270.9373 \text{ KN}$$

$$F_{ELU} = 27570.8119 \text{ KN}$$

✓ *Forces reprises par les voiles uniquement*

$$F_{Ex} = 2113.4734475.456 \text{ KN}$$

$$F_{Ey} = 1644.8655 \text{ KN}$$

$$F_{ELU} = 9575.1161 \text{ KN}$$

Tableau 5.1: Justification du système de contreventement

F	Forces reprises par les voiles et poteaux		Forces reprises par les voiles uniquement		
	Unités	KN	%	KN	%
Sens Ex		2475.456	100	2113.4734	85.37
Sens Ey		2270.9373	100	1644.8655	72.43
ELU		27570.8119	100	9575.1161	34.72

Dans ce cas les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales et la totalité des sollicitations dues aux charges horizontales.

On considère que les portiques ne reprennent que les charges verticales. Toutefois, en zone sismique III, il y a lieu de vérifier les portiques sous un effort horizontal représentant 25% de l'effort horizontal global. Avec ce système de contreventement les bâtiments sont limités en hauteur à 10 niveaux ou 33 m au maximum.

Le coefficient de comportement : $R = 3.5$ (Voiles porteurs)

5.4 Vérification de l'effort tranchant à la base :

Calcul de l'effort tranchant avec la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

5.3.1 Détermination des paramètres :

Pour faire le calcul faut déterminer ces coefficients :

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 du RPA suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment

Zone sismique : III

Groupe d'usage : 2

A= 0.25

R : coefficient de comportement global de la structure, sa valeur est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en 3.4 du RPA

Q : Facteur de qualité Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui les constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement ξ (%) et de la période fondamentale de la structure T.

Il est donné par la formule :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{2/3}(3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

T2 : est la période caractéristique, associée a la catégorie du site est donnée par le tableau 4.7 du RPA

T₂ = 0,5s

T = 0.54s (d'après la modélisation)

Le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule

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

ξ (%) pourcentage d'amortissements critique fonction de matériaux constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages, il est donné par le tableau (4.2/RPA 99) présenté ci-après :

Tableau 5.2 : Valeurs de ξ (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton Armé	Acier	Béton Armé / Maçonnerie
Léger	10	4	10
Dense	7	5	

Nous avons des portiques en béton armé avec des remplissages en maçonnerie rigide : $\xi = 7\%$ ($\xi = 10\%$), et des voiles ($\xi = 10\%$) donc on prend :

$$\xi = \frac{7+10}{2} = 8.5\%$$

D'où $\eta = 0,816 > 0,7$

D= 1.93

- **Poids total de la structure Wt :**

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i)

$$W_t = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : charges d'exploitation

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge

Story	Load	Loc	P
STORY1	POIDS	Top	2020.83
STORY7	POIDS	Bottom	2084.89
STORY6	POIDS	Top	4037.98
STORY6	POIDS	Bottom	4235.19
STORY5	POIDS	Top	6231.94
STORY5	POIDS	Bottom	6429.15
STORY4	POIDS	Top	8427.33
STORY4	POIDS	Bottom	8624.54
STORY3	POIDS	Top	10622.73
STORY3	POIDS	Bottom	10832.75
STORY2	POIDS	Top	12697.13
STORY2	POIDS	Bottom	12890.49
STORY1	POIDS	Top	14996.54
STORY1	POIDS	Bottom	16188.18

Figure 5.3: Charges verticale reprise par le bâtiment

ETABS nous donne : $w_t = 16188.18 \text{KN}$

- Facteur de qualité Q

Tableau 5.3 : Facteur de qualité Q

Critère q	Pq (pénalité)
Conditions minimales sur les files du contreventement	0
Redondance en plan	0.05
Régularité en plan	0
Contrôle de la qualité des matériaux	0,05
Régularité en élévation	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution	0 .1

La valeur de Q est déterminée par la formule (4.4 du RPA)

$$Q = 1 + \sum p_q \text{ (4.4 du RPA)}$$

$$Q = 1.15$$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité 'q' est satisfait ou non. Sa valeur est donnée au tableau (4.4 du RPA)

- Tableau récapitulatif des résultats

Tableau 5.4 : récapitulatif des résultats

Facteurs	Valeurs
Coefficient d'accélération de zone A	0.25
Facteur d'amplification dynamique D	1.93
Facteur de qualité Q	1.20
Coefficient de comportement R	3.5
Le poids total de la structure Wt [kN]	16188.18KN

$$V_{RPA} = \frac{0.25 \times 1.93 \times 1.20}{3.5} \times 16188.18 = 2677.98 \text{KN}$$

5.5 Détermination de l'effort tranchant par l'ETABS

Pour déterminer la valeur de l'effort tranchant par le logiciel, on suit les étapes suivantes : *display* → *show tables ANALYSIS RESULTS* → *modal Information* → *building modal information* Puis on définit les combinaisons Ex et Ey en cliquant sur : *Select cases/combos...* → *OK* → *OK*
 Les résultats s'afficheront comme suit :

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	1	U1	1946.07	-34.41	0.00	601.964	33652.714	-19068.3
	EX	2	U1	0.69	37.22	0.00	-650.293	11.411	512.21
	EX	3	U1	0.09	0.27	0.00	-4.565	7.335	-7.86
	EX	4	U1	0.00	0.00	0.00	0.000	0.000	0.000
	EX	5	U1	394.68	-1.89	0.00	14.994	1452.426	-3829.3
	EX	6	U1	0.02	4.27	0.00	-21.220	0.090	59.15
	EX	7	U1	205.12	0.25	0.00	-4.540	842.079	-1595.6
	EX	8	U1	38.59	-0.66	0.00	8.051	220.454	-536.1
	EX	9	U1	0.04	-0.54	0.00	2.122	0.425	-7.67
	EX	10	U1	238.44	-9.47	0.00	28.331	819.271	-2121.6
	EX	11	U1	0.21	9.45	0.00	-27.376	0.708	129.55
	EX	12	U1	79.58	-0.44	0.00	-1.180	194.278	-373.2
	EX	13	U1	198.96	-5.72	0.00	14.803	653.753	-1807.5
	EX	14	U1	0.16	5.79	0.00	-9.695	0.470	79.55
	EX	15	U1	103.96	-1.58	0.00	2.552	265.805	-650.6
	EX	All	All	2057.89	46.52	0.00	809.218	33757.766	19862.0
	EY	1	U2	-34.41	0.61	0.00	-10.644	-595.034	337.16
	EY	2	U2	37.22	2014.35	0.00	35101.640	617.536	27718.3

Figure 5.4: l'effort tranchant par ETABS

$V_x = 2157.89 \text{ KN}$

$V_y = 2270.65 \text{ KN}$

- Calcul de la force sismique

$0.8V_{RPA} = 0.8 \times 2677.78 = 2142.38 \text{ KN}$

- **Comparaison des résultats des forces sismiques :**

$V_x \text{ etabs} > 0.8V_{RPA}$ **Condition vérifiée**

$V_{y\text{etabs}} > 0.8V_{RPA}$ **Condition vérifiée**

5.6 Vérification des déplacements relatifs

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux autres qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1 % de la hauteur d'étage (he). (Article 5.10 RPA 2003). D'après l'article (4.43 RPA 2003), le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement dû au forces sismiques F_i .

R : coefficient de comportement (R = 3.5).

Le déplacement relatif du niveau " k " par rapport au niveau " k-1"est égal à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements maximaux sont tirés du logiciel ETABS comme suit :

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY7	D7	EX	0.0198	0.0004
STORY6	D6	EX	0.0168	0.0003
STORY5	D5	EX	0.0135	0.0002
STORY4	D4	EX	0.0099	0.0002
STORY3	D3	EX	0.0061	0.0001
STORY2	D2	EX	0.0026	0.0000
STORY1	D1	EX	0.0003	0.0000

Story	Diaphragm	Load	UX	UY
STORY7	D7	EY	0.0005	0.0105
STORY6	D6	EY	0.0004	0.0085
STORY5	D5	EY	0.0003	0.0064
STORY4	D4	EY	0.0003	0.0044
STORY3	D3	EY	0.0002	0.0026
STORY2	D2	EY	0.0001	0.0012
STORY1	D1	EY	0.0001	0.0004

Figure 5.5: déplacements relatifs par ETABS

Tableau récapitulatif des résultats trouvés suivant les deux directions :

Tableau 5.5 : Vérification des déplacements relatifs.

Etages	Diaphragme	UX (m)	UY (m)	ΔK_x	ΔK_y	1%he	δ_{kx}	δ_{ky}	ob
ET5	D7	0.0198	0.0105	0.003	0.002	0.0323	0.015	0.01	cv
ET4	D6	0.0168	0.0085	0.0033	0.0021	0.0323	0.0165	0.0105	cv
ET3	D5	0.0135	0.0064	0.0036	0.002	0.0323	0.018	0.01	cv
ET2	D4	0.0099	0.0044	0.0038	0.0018	0.0323	0.019	0.009	cv
ET1	D3	0.0061	0.0026	0.0035	0.0014	0.0323	0.0175	0.007	cv
RDC	D2	0.0026	0.0012	0.0023	0.0008	0.0323	0.0115	0.004	cv
Sous sol	D1	0.0003	0.0004	0.0003	0.0004	0.0323	0.0015	0.02	cv

Conclusion

D'après les valeurs trouvées sur le tableau ci-dessus, on admet que la condition du RPA vis-à-vis des déformations est vérifiée

5.7 Vérification de l'effet P-Delta :

Les effets du 2ème ordre (ou l'effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite pour tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k}$$

P_k: poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k »

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau «k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

D'où : Si $\theta_k \leq 0.1 \Rightarrow$ les effets P-Delta peuvent être négligés.

Si non : $0.1 \leq \theta_k \leq 0.2 \Rightarrow$ 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 1er ordre par le facteur $1/(1- \tau_k)$.

Si : $\theta_k \geq 0.2$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionné

Tableau 5.6 : Justification vis-à-vis de l'effet P-Delta

niveau	P _k	h _t	Sens x-x			Sens y-y		
			P _k ×Δ _k	V _k	θ _k	P _k ×Δ _k	V _y	θ _k
5	2084.89	3.23	6.25	617.47	0.0031	4.16	728.87	0.0017
4	4235.19	3.23	13.97	1064.04	0.0040	8.89	1183.41	0.0023
3	6429.15	3.23	23.14	1427.41	0.0050	12.85	1521.53	0.0026
2	8624.54	3.23	32.77	1703.97	0.0059	15.52	1784.30	0.0027
1	10832.75	3.23	37.91	1892.15	0.0062	15.16	1989.82	0.0023
RDC	12890.49	3.23	29.64	1991.37	0.0046	10.31	2134.90	0.0014
S sol	16188.18	3.23	4.85	2057.47	0.00072	6.47	2273.39	0.00088

L'effet du second ordre peut être négligé dans notre cas car la condition est satisfaite à tous les niveaux : $\theta \leq 0.1$

6.8 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux :

Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux: 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 : (art 7.4.3.1 RPA 2003)

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

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

B_c : l'aire (section brute) de la section de béton.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton

- Poteaux 45x45

$$Nd = 1079.96$$

$$V = \frac{1079.96 \times 10^3}{450 \times 450 \times 25} = 0.213 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poteaux 40x40

$$Nd = 869.98 \text{ KN}$$

$$V = \frac{869.98 \times 10^3}{400 \times 400 \times 25} = 0.217 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poteaux 35x35

$$Nd = 166.77 \text{ KN}$$

$$V = \frac{166.77 \times 10^3}{350 \times 350 \times 25} = 0.054 < 0.3 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Chapitre 6
Ferrailage des éléments
Structuraux

CHAPITRE 6 :

FERRAILAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1 Etude des poteaux:

6.1.1 Introduction :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui reprennent les charges transmises par les poutres et les transmettent à leur tour aux fondations

Le ferrailage des éléments résistant s'effectuera selon le règlement BAEL91/révisé 99 et les règles parasismiques en vigueur en Algérie (RPA 99/ version 2003).

Les poteaux seront donc calculés en flexion composée

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Tableau 6.1 : paramètres de calcul en situation durable et accidentelle.

Situation	Béton			Acier (Fe400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	F_{bu} (Mpa)	γ_s	Fe (Mpa)	σ_s [Mpa]
Durable	1.5	25	14.2	1.15	400	348
accidentelle	1.15	25	18.48	1	400	400

- Les calculs se font en tenant compte de trois types de sollicitations
 - Effort normal maximal et le moment correspondant.
 - Effort normal minimal et le moment correspondant.
 - Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée SPC.
- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC

6.1.2 Recommandation du RPA 2003 :

6.1.2.1 Armatures longitudinales : (RPA 99/Art 7.4.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets leur pourcentage minimal sera de :

- 0,7% en zone I
- 0,8% en zone II
- 0,9% en zone III

- Leur pourcentage maximal sera de
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement
 - Le diamètre minimal est de 12 mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de $50 \varnothing$ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doit être si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

- Le pourcentage minimal d'aciers

Dans notre cas est de 0.9% de la section du béton (zone III)

Poteaux (45x45) : $A_{min} = 0.9\% b \times h = 0.009 \times 45 \times 45 = 18.22 \text{cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{min} = 0.9\% b \times h = 0.009 \times 40 \times 40 = 14.4 \text{cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{min} = 0.9\% b \times h = 0.009 \times 35 \times 35 = 11.02 \text{cm}^2$

- Pourcentage maximal

Le pourcentage maximal d'aciers est de 4 % en zone courante et 6 % en zone de recouvrement (zone III) :

- **Zone courante :**

Poteaux (45x45) : $A_{min} = 4\% b \times h = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{min} = 4\% b \times h = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{cm}^2$

Poteaux (35x35) : $A_{min} = 4\% b \times h = 0,04 \times 35 \times 35 = 49 \text{cm}^2$

- **Zone de recouvrement :**

Poteaux (45x45) : $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{cm}^2$

Poteaux (40x40) : $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 40 \times 40 = 96 \text{cm}^2$

Poteaux (35x35) $A_{min} = 6\% b \times h = 0,06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{cm}^2$

6.1.2.2 Armatures transversales : (RPA 99 / Art 7.4.2.2)

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Positionner les armatures longitudinales.

Leur calcul se fait à l'aide de la formule suivante $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_1 h_e}$

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : hauteur total de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des armatures transversale $f_e = 400$ [Mpa].

A_t : Armatures transversales.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant

$$\rho_1 = 2,5 \text{ Si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_1 = 3,75 \text{ Si } \lambda_g < 5$$

(λ_g): Est l'élançement géométrique du poteau

- Calcul d'élançement géométrique

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10 \emptyset minimum.

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right\}$$

Avec : « a » et « b » représentent les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

S_t : Espacement des armatures transversales

- **En zone nodale :**

$$t \leq 10 \text{ cm.}$$

- **En zone courante**

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\emptyset_1\right)$$

\emptyset : diamètre minimal des armatures longitudinales dans les poteaux.

La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times S_t}$ en % est donnée comme suit :

$$0,3 \% \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$0,8 \% \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

6.1.3 Calcul du ferraillage à L'ELU

6.1.3.1 Les armatures longitudinales

- Exposé de la méthode de calcul à l'ELU

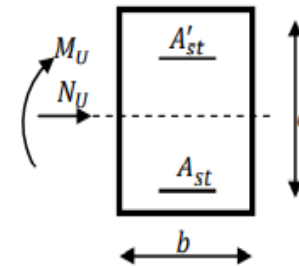
Chaque poteau est soumis à un effort normal **N** (de compression ou de traction) et à un moment fléchissant **M**, ce qui nous conduit à étudier une section soumise à une flexion composée qui peut être une :

- Section partiellement comprimée (SPC).
- Section entièrement comprimée (SEC)
- Section entièrement tendue (SET)

Calcul du centre de pression $e_u = \frac{M_U}{N_U}$

Section partiellement comprimée : (SPC)

La section est partiellement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :



$$e_u = \frac{M_U}{N_U} \geq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_U (d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bu}$$

M_f : moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

$$M_f = M_u + \left(\frac{h}{2} - c\right) N_u$$

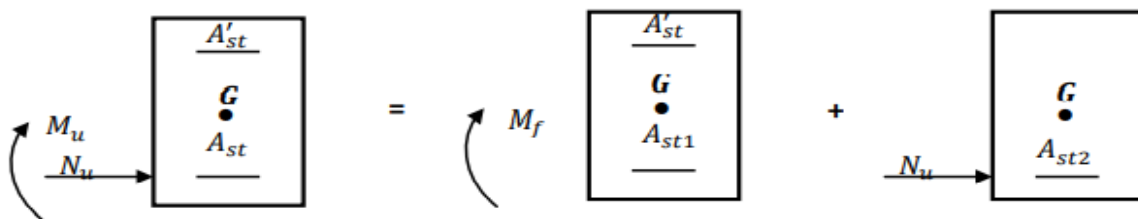


Figure 6.1 : Schéma de calcul en flexion composée

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu_b = \frac{M_f}{bd^2 F_{bu}} \qquad f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Si $\mu \leq \mu_1 = 0.392$ la section est simplement armée. (SSA)

Si $\mu \geq \mu_1 = 0.392$ la section est doublement armée. (SDA)

$$A_{stf} = \frac{M_f}{\beta d \sigma_s} \qquad ; \qquad A' = 0$$

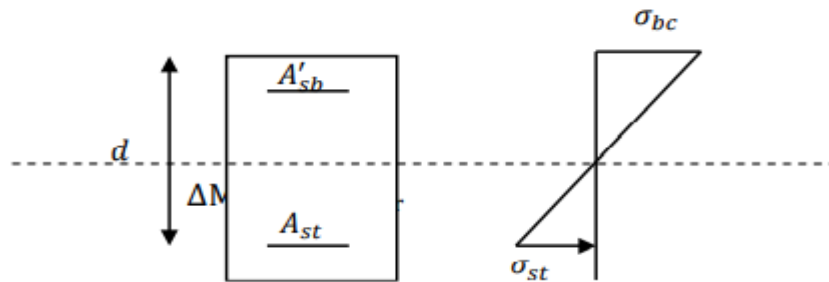
Si $\mu \leq \mu_1$ section est simplement armée. (SSA)

La section réelle est donnée par :

$$A_{st} = A_{stf} - \frac{N_u}{\sigma_s} \text{ si l'effort est négatif.}$$

Si A_{st} est négative $A_{st} \geq \max\left(\frac{bh}{1000}; 0.23bh; \frac{ft_{28}}{f_e}\right)$

Si $\mu > \mu_l$ la section est doublement armée (SDA)



On calcul: $M_r = \mu l \text{ } bd^2 fbc$

M_r : moment ultime pour une section simplement armée

$$A_{st1} = \frac{M_r}{\beta d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s} \quad A_{st} = \frac{\Delta M}{(d-c') \sigma_s}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPA}$$

La section réelle d'armature est $A_{st1} = A_{st1} - \frac{N}{\sigma_{st}}$ et $A'_{st} = A'$

❖ **Section entièrement comprimée : (SEC)**

La section est entièrement comprimée si l'une des conditions suivantes est vérifiée :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

$$N_u (d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \times \frac{c'}{h}\right) bh^2 fb_u$$

Il y a deux cas possible de ferrailage, après vérification de la condition ci-dessus

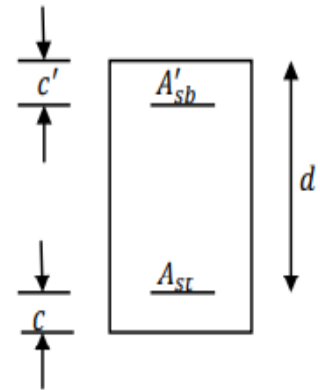
Cas 1 : S.S.A (Section Simplement Armée)

$$N_U (d - c') - M_f < \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc} \quad A'_{st} \neq 0 ; A_{st} = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{N - 100\Psi \times b \times h \times f_{bc}}{100\sigma_s}$$

$$\Psi = 0,3571 + \frac{N(d-c') - 100M_u}{100bh^2 F_{bc}} \frac{1}{0,8571 - \frac{c'}{h}}$$

**Cas 2: S.D.A (Section Doublement Armée)**

Si $N_U (d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) bh^2 f_{bc}$ Les sections d'armatures sont :

$$A_{sc1} = \frac{M_u - ((d - 0,5h)bh f_{bc}}{(d - c')\sigma_{st}}$$

$$A_{sc2} = \frac{N_u - bh f_{bc}}{\sigma_s} - A_{st}$$

Si : $e_u = \frac{M_u}{N_U} = 0$ (excentricité nulle ; compression pure)

Le calcul se fera à l'état limite de stabilité de forme et la section d'armature sera :

$$A_{sc2} = \frac{N_u - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

B : Aire de la section du béton seul

σ_{st} : Contrainte de l'acier

6.1.3.2 Ferrailage des poteaux

Les résultats des efforts internes des poteaux pour toutes les combinaisons sont donnés par le logiciel <ETABS>

Et leurs ferrailage se fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel <SOCOTEC>

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau 6.2 : Calcul des sections d'armatures

Zones	Type de sollicitation				A _{st} (cm ²)	A' (cm ²)	OBS
Zone 1 (45x45)	N max	-1079.96	M cor	-27.22	10.89	13.95	SET
	N min	-0.12	M cor	-10.82	0	0.73	SPT
	N cor	45.89	M max	-65.85	0	3.86	SPC
Zone 2 (40x40)	N max	-869.98	M cor	21.697	14.24	10.77	SPT
	N min	-23.06	M cor	-2.206	0.16	0.51	SPT
	N cor	-192.64	M max	-40.65	0	5.99	SPT
Zone 3 (35x35)	N max	-166.77	M cor	-3.31	2.09	2.7	SPT
	N min	-9.77	M cor	-2.42	0	0.36	SPT
	N cor	-91.04	M max	42.03	0	5.11	SPT

Les sections d'armatures trouvées sont inférieures à celles exigées par le RPA donc les poteaux seront ferrailés avec les sections minimales réglementaires

6.1.3.3 Ferrailage adopté :

Tableau 6.3 : Choix des armatures longitudinales

Section des poteaux (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Ferrailages (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
(45x45)	18.22cm ²	4HA20+4HA16	20.60
(40x40)	14.4cm ²	8HA16	16.08
(35x35)	11.02cm ²	4HA16+4AH14	12.56

6.1.3.4 Vérification à l'ELU

L'espacement des armatures transversales

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_1 h_e}$

Espacement des armatures selon le RPA version 2003 :

- En zone nodale
 $S_t \leq 10 \text{ cm.}$
 $S_t = 10 \text{ cm}$
- En zone courante

$$S_t \leq \min\left(\frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\phi_1\right)$$

$$S_t = \min(17.5 \text{ cm} ; 17.5 \text{ cm} ; 20 \text{ cm})$$

$$S_t = 15 \text{ cm}$$

- *L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation*

$$l_0 = 3.23 \text{ m pour le Sous sol et toutes les étages} \quad l_f = 0.7 \times 3.23 = 2.261$$

- *Vérification de la quantité d'armatures*

$$\lambda_g = \left\{ \frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right\}$$

0.3 % si $\lambda_g \geq 5$

0.8 % si $\lambda_g \leq 3$

Par interpolation entre les valeurs précédentes si $3 < \lambda_g < 5$.

Dans notre cas on a $\lambda_g \geq 5$ $\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_1 V_u}{h_1 f_e}$ $A_{t \text{ min}} = 0.3 b_s$

Tableau 6.4 : Quantité d'armature

		(45x45) cm ²	(40x40) cm ²	(35x35) cm ²
V _u (KN)		124	28.33	28.45
λ _g		5.02	5.65	6.46
ρ ₁		2.5	2.5	2.5
A _{min} (cm ²)	Zone nodale	1.35	1.2	1.05
	Zone courante	2.025	1.8	1.57
A _{adopté} (cm ²)		3.14		
Choix		4HA10		

- **Longueur de recouvrement**

La longueur minimale des recouvrements :

Pour la zone (III) $L_r = 50 \varnothing$

$$L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

$$L_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$$

- **Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221)**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

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

$\Psi = 1.5$ Pour les aciers à haute adhérence.

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835$$

$$\text{Pour les HA20 : } l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{2 \times 400}{4 \times 2,835} = 70,55 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,6 \times 400}{4 \times 2,835} = 56,54 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,4 \times 400}{4 \times 2,835} = 49,48 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}} = \frac{1,2 \times 400}{4 \times 2,835} = 42,40 \text{ cm}$$

- **Vérification au cisaillement : (RPA99/Art7.4.3.2)**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu}$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_b f_{c28} = 0,075 \times 25 = 1,875 \text{ MPa}$$

$$\lambda g \geq 5 \rightarrow \rho_b = 0,075$$

• **Poteaux (45X45) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{124 \times 10^3}{450 \times 430} = 0,64 \text{ MPA}$$

$$\tau_b = 0,64 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

• **Poteaux (40x40) :**

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{28,33 \times 10^3}{400 \times 380} = 0,18 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = 0,18 \text{ MPa} \leq \tau_{bu} = 1,875 \text{ MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- Poteaux (35x35) :

$$\tau_b = \frac{V_u}{bd} = \frac{28.45 \times 10^3}{350 \times 330} = 0.24 \text{Mpa}$$

$$\tau_b = 0.24 \text{MPa} \leq \tau_{bu} = 1.875 \text{MPa} \Rightarrow \text{La condition est vérifiée}$$

- *Délimitation de la zone nodale La zone nodale :*

Est importante par rapport à la hauteur de poteau donc on adopte le ferrailage de la zone nodale le long de ces poteaux avec un espacement de 10 cm Au niveau des poutres $h' = 2xh$

$$h' = \max \left\{ \frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{cm} \right\}$$

h: Hauteur de la poutre.

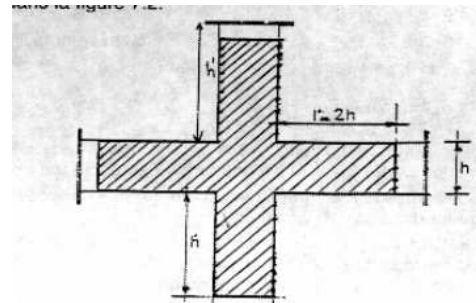
b1; h1 : dimensions du poteau.

he : hauteur entre nœuds des poutres.

$$he = 323 - 35 = 288 \text{cm}$$

$$h' = \max \{ 48 \text{cm}; 45 \text{cm}; 45 \text{cm}; 60 \text{cm} \}$$

$$h' = 60 \text{cm}$$



$h' = \text{Max} (h_e/6; b_1; h_1; 60)$
FIG. 7.2 : zone nodale

Figure 6.2: Zone nodale des poteaux (RPA7.2 page 71)

6.1.3.5 Vérification à L'ELS

- *Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99)*

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\text{min}} = \frac{0,023 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} \cdot \begin{cases} e_s - 0,455d \\ e_s - 0,185d \end{cases}$$

Tableau 6.5: Sections minimums des armatures

Zones	Type de sollicitation				es	A _{min} (cm ²)	A _{adopté}	obc
Zone 1 (45x45)	N max	-909.57	M cor	-0.077	0.000084	5.73	20.60	cv
	N min	9.18	M cor	-11.162	1.21	2.09		
	N cor	-265.25	M max	-46.58	0.17	0.66		
Zone 2 (40x40)	N max	-631.38	M cor	2.029	0.0032	4.62	16.08	cv
	N min	-5.15	M cor	13.108	2.54	1.75		
	N cor	-136.74	M max	32.401	0.23	0.65		
Zone 3 (35x35)	N max	-121.93	M cor	-1.524	0.012	3.91	12.56	cv
	N min	3.13	M cor	10.33	3.30	1.35		
	N cor	-66.93	M max	30.65	0.450	1.07		

Remarque :

D'après les résultats trouver sur le tableau, on constate que la condition de non fragilité est vérifiée car $A_{adopté} \geq A_{min}$

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

La fissuration est considéré comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte dans les aciers.

• ***Etat limite de compression du béton***

Les contraintes sont calculées à l'état de service sous M_s et N_s , on doit déterminer les contraintes du béton puis les comparer aux contraintes admissibles

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

- **Pour le béton :**

Tableau 6.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s = A' _s (cm ²)	σ _{in} (MPa)	σ _{bsup} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Zone1 (45x45)	-909.57	-0.077	5.73	3.8	3.9	15	CV
Zone2 (40x40)	-631.38	2.029	4.62	3.29	3.57	15	CV
Zone3 (30x30)	-121.93	-1.524	3.91	0.71	1.02	15	CV

- **Pour les aciers :**

Tableau 6.7 : Vérification des contraintes dans l'acier.

Section (cm ²)	N _{max} (KN)	M _{cor} (KN)	A _s = A' _s (cm ²)	σ _{inf} (MPa)	σ _{supf} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	OBS
Zone1 (45x45)	-909.57	-0.77	5.73	58.5	58.4	348	CV
Zone2 (40x40)	-631.38	2.029	4.62	49.6	53.3	348	CV
Zone3 (35x35)	-121.93	-1.524	3.91	10.9	15	348	CV

Conclusion

Les contraintes admissibles ne sont pas atteintes ni dans l'acier ni dans le béton.

6.2 Etudes des poutres

6.2.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposés aux intempéries et sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants. Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Elles seront ferrillées en flexion simple sous les combinaisons les plus défavorables :

1.35G+1.5Qà l'ELU.

G+Q±E.....RPA 99 révisé 2003.

0.8G±E.....RPA 99 révisé 2003

- **Recommandations du RPA version 2003**

Pour les armatures longitudinales, le RPA recommande :

- **Pourcentage total minimum**

$A_{min} = 0.5\%$ (b x h) en toute section.

Poutres principales (**30 x 40**) : $A_{min} = 0.005(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$

Poutres secondaires (**30 x 35**) : $A_{min} = 0.005(30 \times 35) = 5.25 \text{ cm}^2$

- **Pourcentage total maximum**

$A_{max} = 4\%$ (b x h) → En zone courante.

$A_{max} = 6\%$ (b x h) → En zone de recouvrement.

• Poutres principales (30x40)

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$

• Poutres secondaires (30x35)

Zone courante : $A_{max} = 0.04 \times (30 \times 35) = 42 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement : $A_{max} = 0.06 \times (30 \times 35) = 63 \text{ cm}^2$

6.2.2 Etapes de calcul de ferrailage

- **Calcul du moment réduit « μ »**

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2f_{bu}}$$

- **Calcul du moment réduit limite « μl »**

Le moment réduit limite μl est égale à **0.392** pour les combinaisons aux états limites, et pour les combinaisons accidentelles du RPA.

On compare les deux moments réduits « μ » et « μl »

1er cas : μ ≤ μl ⇒ Section simplement armée (SSA).

Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires A_{sc} = 0.

$$A_{sc} = \frac{M_y}{\beta d \sigma_s}$$

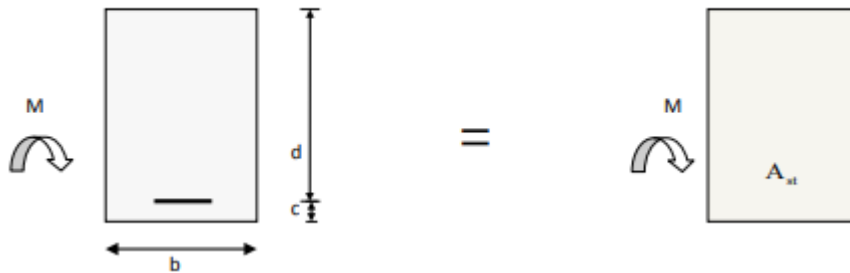


Figure 6.4: Disposition des armatures tendus S.S.A

2ème cas : μ ≥ μl ⇒ Section doublement armée (SDA)

La section réelle est considérée comme équivalente à la somme des deux sections fictives.

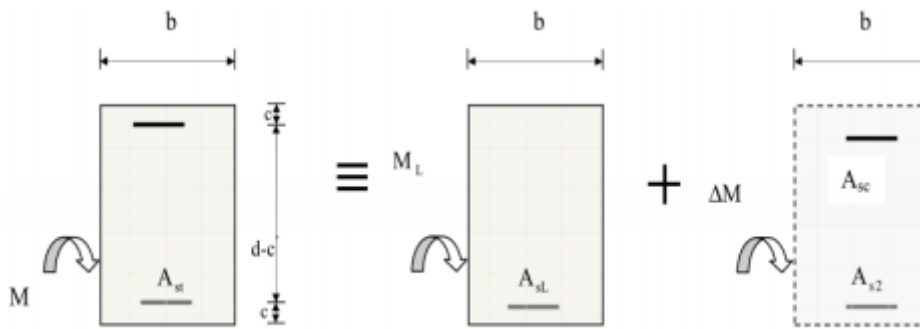


Figure 6.5 : Disposition des armatures SDA

$$A_{st} = A_{sL} + A_{s2} = \frac{M_L}{\beta L \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{st}}$$

$$A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_{sc}}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 MPa$$

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,2 MPa$$

$$f_{bc} = 14.2 MPa$$

$$\sigma_{st} = 348 MPa$$

6.2.3 Ferrailage des poutres

Après avoir extrait les efforts, nous déterminons avec les moments extrêmes, les sections d'acier nécessaires au niveau des appuis et des travées et on cherche pour l'ensemble de la poutre le ferrailage longitudinal qui convient.

En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction sera faite entre les moments à l'ELU et ceux des combinaisons accidentelles.

6.2.3.1 Poutre principale

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{50.65 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0.082 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,082 \rightarrow \beta = 0.957$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{50.65 \times 10^3}{0.957 \times 38 \times 348} = 4.00 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{91.97 \times 10^3}{30 \times 38^2 \times 14,2} = 0.149 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,149 \rightarrow \beta = 0.919$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{91.97 \times 10^3}{0.919 \times 38 \times 348} = 7.56 \text{ cm}^2$$

6.2.3.2 Poutre secondaires

❖ En travée :

$$\mu = \frac{M_t}{bd^2f_{bu}} = \frac{28.14 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0.06 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,06 \rightarrow \beta = 0.969$$

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{28.14 \times 10^3}{0.969 \times 33 \times 348} = 2.52 \text{ cm}^2$$

❖ Aux appuis:

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2f_{bu}} = \frac{35.94 \times 10^3}{30 \times 33^2 \times 14,2} = 0.077 < \mu_1 = 0.392 \text{ (SSA)}$$

$$\mu = 0,077 \rightarrow \beta = 0.959$$

$$A_{st} = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35.94 \times 10^3}{0.959 \times 33 \times 348} = 3.26 \text{ cm}^2$$

6.2.4 Ferraillage des poutres

6.2.4.1 Ferraillage des poutres principales :

Tableau 6.8: Ferraillage des poutres principales

Section (cm ²)	localisation	Mu (KN.m)	μ	obs	β	A _{cal} (cm ²)	A adopte (cm ²)
Zone1 (30x40)	Travée	45.39	0.073	SSA	0.962	3.56	3HA14=4.62
	Appui	91.97	0.149		0.919	7.56	3HA14+3HA12=8.01
Zone2 (30x40)	Travée	42.14	0.068	SSA	0.965	3.30	3HA14=4.62
	Appui	74.85	0.121		0.936	6.04	3HA14+3HA12=8.01
Zone3 (30x40)	Travée	50.65	0.082	SSA	0.392	4.00	3HA14=4.62
	Appui	75.26	0.122		0.935	6.08	3HA14+3HA12=8.01

6.2.4.2 Ferraillage des poutres secondaires

Tableau 6.9 : Ferraillage des poutres secondaires

Section (cm ²)	localisation	Mu (KN.m)	μ	obs	β	A _{cal} (cm ²)	A adopte (cm ²)
Zone 1 (30x35)	Travée	28.14	0.06	SSA	0.969	2.52	3HA12=3.39
	Appui	35.94	0.077		0.969	3.26	3HA14=4.62
Zone 2 (30x35)	Travée	17.66	0.038	SSA	0.981	1.56	3HA12=3.39
	Appui	31.69	0.068		0.965	2.85	3HA14=4.62
Zone 3 (30x35)	Travée	19.06	0.041	SSA	0.979	1.69	3HA12=3.39
	Appui	39.90	0.086		0.955	3.63	3HA14=4.62

6.2.5 Vérifications à l'ELU

6.2.5.1 Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1 RPA / version 2003)

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.

Tableau 6.10 : Vérifications armatures longitudinales à l'ELU

		A st (cm ²)	A min (cm ²)	vérification
Poutres principale	En travée	12.63	6.00	CV
	Aux appuis			CV
Poutres secondaire	En travée	8.01	5.25	CV
	Aux appuis			CV

- Vérification de la condition de non fragilité :(Article B.6.4 BAEL)

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

Remarque :

Si la section d'armature qui est choisie dépasse 20% de la section théorique le calcul de la condition de non fragilité est inutile (**B.A.E.L 91**)

- *Poutres principales (35×40) :*

$$A_S = 12.63 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

- *Poutres principales (30×35) :*

$$A_S = 8.01 \text{cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \times 30 \times 33 \times \frac{2,1}{400} = 1,39 \text{cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

6.2.5.2 Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

- Calcul de l'espacement

Tableau 6.11: Vérifications armatures longitudinales à l'ELU.

	Calcul de S_t (cm)			A_t (cm ²)	Ferrailage (cm ²)
Poutres principale	Zone nodale $s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi\right\}$	$\min\{10 ; 16.8\}$	10	1.05	4HA8=2.01
	Zone courante $s_t \leq \frac{h}{2}$	20	15	1.57	4HA8=2.01
Poutres secondaire	Zone nodale $s_t \leq \min\left\{\frac{h}{4}, 12\phi\right\}$	$\min\{8.75 ; 16.8\}$	10	0.9	4HA8=2.01
	Zone courante $s_t \leq \frac{h}{2}$	17.5	15	1.35	4HA8=2.01

- Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99)

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

T_u^{max} : Effort tranchant max à l'ELU

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right\} = 3,33\text{MPa}$$

Tableau 6.12 : Vérification au cisaillement.

Poutres	Efforts tranchant (KN)		b (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	obs
Principales	T_u^{max}	161.92	30	38	1.42	3.33	cv
Secondaires	T_u^{max}	131.15	30	33	1.32	3.33	cv

6.2.5.3 Influence de l'effort tranchant

- **Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99)**

On se doit de vérifier la relation :

$$T_u^{\max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \frac{0,9 \times bdf_{c28}}{\gamma_b}$$

Tableau 6.13 : Influence de l'effort tranchant sur le béton

Poutres	Efforts tranchant (KN)	b (cm)	d (cm)	f _{c28} (MPa)	\bar{T}_u (KN)	obs
Principales	T_u^{\max}	161.92	35	25	684	cv
Secondaires	T_u^{\max}	131.15	30	25	396	cv

- **Influence de l'effort tranchant sur les armatures :**

(Article A.5.1-3-2 du BAEL 91)

Avec : Mu en valeur algébrique $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \left(T_u + \frac{M_u}{0,9d} \right)$.

Si $T_u - \frac{M_u}{0,9d} < 0$ la vérification n'est pas nécessaire

• Pour les poutres principales:

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 161.92 - \frac{91.97}{0,9 \times 0,38} = -106.99 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

• Pour les poutres secondaires :

$$T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 131.15 - \frac{40.61}{0,9 \times 0,33} = -5.58 < 0 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc aucune vérification n'est nécessaire.

- **Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres BAEL [Art A.6.1.3]**

L'adhérence des barres doit vérifier la relation :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{T_u^{\max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres

- Poutres principales :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3.14 \times 1.4) + (3 \times 3.14 \times 1.2) = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{161.92 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 244.9} = 1.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.93 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Poutres Secondaires :

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = (3 \times 3.14 \times 1.2) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 24.49 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{131.15 \times 10^3}{0.9 \times 330 \times 244.9} = 1.80 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.80 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- *Ancrage des armatures BAEL [Art A.6.1.22]*

$$\text{Longueur de scellement : } l_s = \frac{\phi f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi s^2 \times f_{t28} = 2.835 \text{ MPa}$$

$$\text{Pour les } \phi_R 14 : L_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_R 12 : L_s = 42.32 \text{ cm}$$

Pour l'ancrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochets est au moins égale à :

0.4 l_s pour les aciers HA.

$$\text{Pour les } \phi_R 14 : L_a = 19.75 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les } \phi_R 12 : L_a = 16.93 \text{ cm}$$

6.2.6 Vérifications à L'ELS

- *Etat limite d'ouverture des fissures*

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

- *Vérification de la contrainte dans le béton (Art. A.4.5, 2 /BAEL91)*

La contrainte de compression du béton ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{\sigma_{bc}}{k} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s}$$

- Poutres principales

Tableau 6.14: Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale

Zone	localisation	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obc
Zone 1	Travée	32.86	4.62	0.40	0.902	36.02	207.50	348	5.76	15	CV
	Appuis	66.18	8.01	0.702	.878	25.98	247.63	348	9.53	15	CV
Zone 2	Travée	30.48	4.62	0.40	0.902	36.02	192.47	348	5.34	15	CV
	Appuis	54.37	8.01	0.702	0.878	25.98	203.44	348	7.83	15	CV
Zone 3	Travée	37.26	4.62	0.40	0.902	36.02	235.29	348	6.53	15	CV
	Appuis	54.07	8.01	0.702	0.878	25.98	202.32	348	7.78	15	CV

- Poutres secondaires

Tableau 6.15: Vérification de la contrainte dans le béton des poutres principale

Zone	localisation	Ms (KN.m)	As (cm ²)	ρ	β	K1	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obc
Zone 1	Travée	18.11	3.39	0.34	0.909	39.95	178.09	348	4.45	15	CV
	Appuis	25.89	4.62	0.46	0.897	39.55	189.31	348	4.78	15	CV
Zone 2	Travée	12.56	3.39	0.34	0.909	39.95	123.51	348	3.09	15	CV
	Appuis	21.29	4.62	0.46	0.897	39.55	89.86	348	2.27	15	CV
Zone 3	Travée	13.67	3.39	0.34	0.909	39.95	134.42	348	3.36	15	CV
	Appuis	27.65	4.62	0.46	0.897	39.55	202.18	348	5.11	15	CV

- *Etat limite d'ouverture des fissures*

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logiciel ETABS $\bar{f} = \frac{L}{500}$
On prendra "l" la plus grande portée des poutres dans chacun des deux sens.

• *Sens des poutres principales :*

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{480}{500} = 0.96\text{cm}$

$f_{\text{ETABS}} = 0.030\text{ cm}$

$f_{\text{ETABS}} = 0.030\text{ cm} < \bar{f} = 0.96\text{cm}$ **Condition vérifiée**

• *Sens des poutres secondaires :*

La flèche admissible : $\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{460}{500} = 0,92\text{cm}$

$f_{\text{ETABS}} = 0.016\text{ cm}$

$f_{\text{ETABS}} = 0.016\text{ cm} < \bar{f} = 0.92\text{cm}$ **Condition vérifiée**

Conclusion

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

6.3 Etudes des voiles :

6.3.1 Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Ayant constaté qu'il était possible d'adopter le même ferrailage pour un certain nombre de niveau, le ferrailage se fera par zone.

- Zone I : Sous-sol, RDC
- Zone II : (1 ,2 ,3 ,4) étages.
- Zone III : 5 étages.

6.3.2 Combinaison d'action :

Les combinaisons d'action sismiques et d'actions dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous :

$$0,8G \mp E$$

$$G + Q \mp E$$

Selon le RPA 99 modifié 2003

6.3.3 Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.2 \times L_t \times e$
 L_t : longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.

6.3.4 Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ et disposées de manière à servir de cadre aux armatures verticales.

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h$$

6.3.5 Armature transversale :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article (7.7.4.3 du RPA 2003). Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

6.3.6 Armature de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{T}{f_e}$$

$$A_{ve} T = 1.4L.V_{uc}$$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

6.3.7 Armature pour les potelets :

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

6.3.8 Disposition constructives :

- Espacement :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq \min\{1.5e; 30cm\} \quad \text{Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003)}$$

Avec : e = épaisseur du voile

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

- Longueur de recouvrement :

- 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 action de toutes les combinaisons possibles de charges.
- Le long des joints de reprise de coulage l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture.

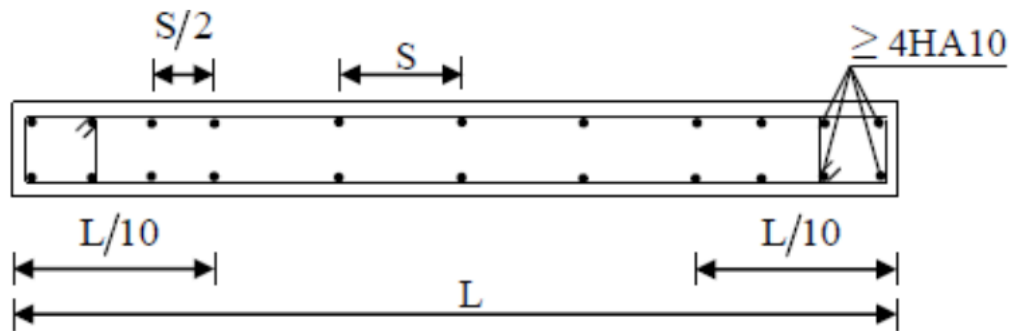


Figure 6.7: Disposition des armatures verticales dans les voiles

6.3.9 Diamètre minimal :

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.

$$\varphi_{\max} = \frac{e}{10}$$

6.3.10 Calculs du ferrailage :

on expose un seul exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau prenons l'exemple de calcul du voile VL1 .

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

6.3.11 Exemple de calcul :

$$L = 2.95 \text{ m} , d = 1.95 \text{ m}$$

$$e = 0.20 \text{ m}$$

$$N = 1120.2 \text{ KN.m}$$

$$M = 507.8 \text{ KN}$$

- Donner par ETABS sous la combinaison de charge la plus défavorable.

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{507.8}{1120.2} = 0.16 \text{ m}$$

$$e_G < \frac{L}{2} - c = 1.47 \text{ m} \implies \text{section entièrement tendue.}$$

- Solution avec des armatures symétriques :

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{N}{2 f_e / \gamma_s} ; A_{min} = \frac{B f_{t28}}{f_e} \right]; \text{ Avec B : section de voile } e \times l$$

$$A_1 = A_2 \geq \left[\frac{1120.2 \times 10}{2 \times 348} ; A_{min} = \frac{20 \times 100 \times 2.1}{400} \right]$$

$$A_1 = A_2 \geq [16.1 \text{ cm}^2 ; A_{min} = 10.5 \text{ cm}^2]$$

$$A_1 = A_2 = \mathbf{16.1 \text{ cm}^2}$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.15\% \times (e \times L) = 8.85 \text{ cm}^2$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.23 \times (e \times d) \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$\text{On opte pour : } A_v = \mathbf{10HA16} = \mathbf{20.10 \text{ cm}^2}$$

- Armatures horizontales :

Leurs sections sont calculées selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times s_h} \geq \frac{\tau_u}{0.8 f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 \times V}{e \times d} = \frac{1.4 \times 580.37}{0.2 \times 2.90} = 1.4 \text{ Mpa}$$

$$S_h = 15 \text{ cm} \quad A_h = 1.31 \text{ cm}^2$$

$$A_h^{\min} = 0.15\% \times e \times S_h = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8).

- Vérification des espacements :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min\{1,5 e , 30 \text{ cm}\} = \mathbf{22,5 \text{ cm}}$$

$$St = 20 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$Sh = 15 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.3.12 Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression soit inférieure à 15 MPa.

$$N_s = 345.96 \text{ KN}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B+15Av} = \frac{345.96 \times 10^{-3}}{0.599 + (15 \times 47.49 \times 10^{-4})} = 0.52 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

Contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible $\bar{\tau}_b$.

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0.2f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d}$$

$$\text{Avec : } V = 1.4V_u = 1.4 \times 507.8 = 710.92 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{V}{b_0 \cdot d} = \frac{710.92 \times 10^{-3}}{0.20 \times 2.59} = 1.37 \text{ Mpa}$$

Vérification BAEL91 :

Il faut vérifier : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Fissuration préjudiciable :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

Dans notre cas la fissuration n'est pas préjudiciable.

Pour les autres voiles d'étage les résultats de calcul sont représentés dans les tableaux ci-dessous

Avec :

$A_v^{calculé}$: Section d'armature calculée pour une seule face du voile par bande de 1 mètre.

$A_v^{adopté}$: Section d'armature adoptée pour une seule face du voile.

6.3.13 Ferrailage des voiles VL1 :

Tableau 6.16 :: ferrailage des voiles longitudinal

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	2.95	3.00	3.05	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,59	0,60	0,61	
	H (m)	2.88	2.88	2.88	
	d (m)	2.90	2.95	3.00	
Sollicitations de calcul	Nu [KN]	1120.2	820.4	150.87	
	Mu [KN. m]	507.8	430.6	81.13	
	e _G	0.45	0.52	0.537	
	V _u (kN)	580.37	332.42	122.32	
	Nature de la section	SET	SET	SET	
Ferrailage des voiles	A ₁ = A ₂ (cm ²)		16.1	11.79	10.5
	A _{min}	A _{min} ^{RPA}	8.85	8.85	8.55
		A _{min} ^{BAEL}	7.00	6.88	6.76
	A _v ^{opté} (cm ²)		20.10	15.39	15.39
	Nombre des barres / face (ml) A _v ^{adopté}		10HA16	10HA14	10HA14
	St (cm)		20	20	20
	A _h (cm)		1.31	2.08	0.28
	A _h ^{min}		0.45	0.45	0.45
	Nombre des barres / face A _h ^{adopté}		20HA12 = 22.60 cm ²	20HA12 = 22.60 cm ²	20HA12 = 22.60 cm ²
	Sh (cm)		15	15	15
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	Contrainte	τ _u (MPa)	1,4	0.81	0,23
		τ _b (MPa)	1.37	0.69	0,573
	ELS	N _s (kN)	345.96	251.66	66.27
		σ _{bc} (MPa)	0. 52	0.39	0.10

6.3.14 Ferrailage des voiles VT1

Tableau 6.17: ferrailage des voiles transversal

Zones		Zone I	Zone II	Zone III	
Caractéristiques géométriques	L (m)	4.15	4.20	4.25	
	e (m)	0,2	0,2	0,2	
	B (m ²)	0,83	0,84	0,85	
	H (m)	2.88	2.88	2.88	
	d (m)	4.10	4.15	4.20	
Sollicitations de calcul	Nu [KN]	1330.26	918.17	180.67	
	Mu [KN . m]	666.11	580.7	92.52	
	e _G	0.5	0.63	0.51	
	V _u (kN)	697.01	350.50	122.32	
	Nature de la section	SET	SET	SET	
Ferrailage des voiles	A ₁ = A ₂ (cm ²)		19.12	13.19	10.5
	A _{min}	A _{min} ^{RPA}	12.30	12.3	12.5
		A _{min} ^{BAEL}	9.90	9.7	9.66
	A _v ^{opté} (cm ²)		20.10	15.39	15.39
	Nombre des barres / face (ml) A _v ^{adopté}		10HA16	10HA14	10HA14
	St (cm)		20	20	20
	A _h (cm)		1.115	1.48	0.24
	A _h ^{min}		0.45	0.45	0.45
	Nombre des barres / face A _h ^{adopté}		20HA12 = 22.60 cm ²	20HA12 = 22.60 cm ²	20HA12 = 22.60 cm ²
	Sh (cm)		15	15	15
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²		
Vérification des contraintes	Contrainte	τ _u (MPa)	1.19	1.58	026
		τ _b (MPa)	1.34	0.67	0.99
	ELS	N _s (kN)	345.96	214.62	79.23
		σ _b (MPa)	0.36	0.31	0.23

Chapitre 7 :
Etude du mur plaque

CHAPITRE 7 :

ETUDE DU MUR PLAQUE

7.1 Introduction

Le mur plaque est un ouvrage de soutènement qui permet de soutenir le sol et toute surcharge qui nécessite la détermination de la répartition des contraintes auxquelles il est soumis ou qu'il mobilise. Dans notre cas le mur sera placé sur toute la longueur du bâtiment

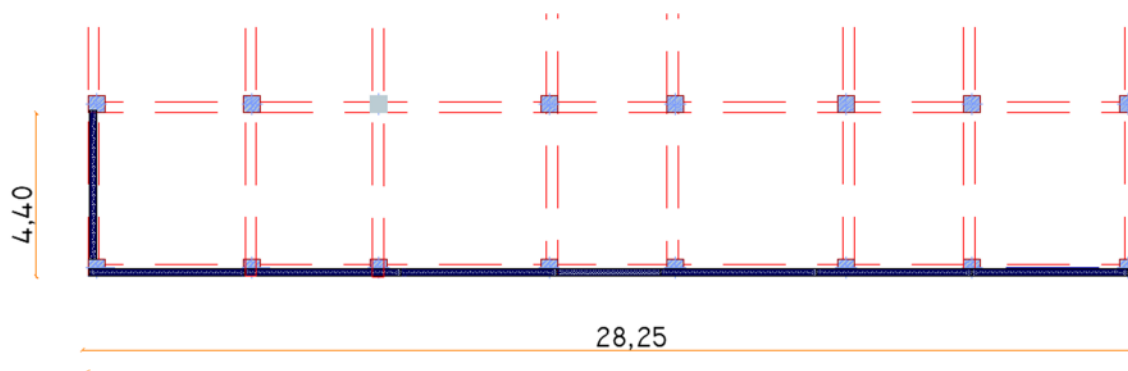


Figure 7.1 : Disposition du mur plaque

7.2 Les exigences du RPA99 modifié 2003 (Art 10.1.2):

- L'épaisseur minimale imposée par le RPA pour le voile périphérique doit être Supérieure ou égale à 15 cm.
On opte pour une épaisseur de 30 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical). $A_{min} = 0,10\% \cdot b \cdot h = 3 \text{ cm}^2$.

7.3 Méthode de calcul :

Le mur plaque sera calculé comme une console verticale encastrée au niveau de la fondation et simplement appuyée au niveau des planchers. On effectuera le calculer flexion simple pour une bande de 1m de longueur et 20cm de largeur à l'état d'équilibre au repos.

Conclusions du laboratoire :Surcharge éventuelles $q=4 \text{ KN/m}^2$ Poids spécifique $\gamma=14.9 \text{ KN/m}^3$ Angle de frottement interne $\phi = 8.81^\circ$ Cohésion $c = 0.23 \text{ bar}$ La contrainte admissible du sol $\sigma = 1.6 \text{ bar}$ **7.4 Détermination des sollicitations :**

D'après les caractéristiques du sol, la méthode de RANKINE est applicable pour la détermination des contraintes qui s'exercent sur la face du mur au repos qui sont :

 σ_h : Contrainte horizontale. σ_v : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(q + \gamma \cdot h)$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

$$K_0 = 1 - \sin \phi = 0.84$$

❖ **Calcul à L'ELU**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(1.35\gamma h + 1.5q)$$

$$h=0 \quad \sigma_h = 5.04 \text{ KN.m}^2$$

$$h=2.93 \text{ m} \quad \sigma_h = 54.55 \text{ KN.m}^2$$

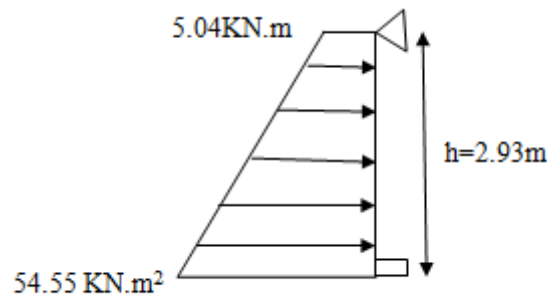


Figure 7.2 : Schéma statique sens z-z

❖ **Calcul à L' ELS :**

$$\sigma_h = K_0 \cdot \sigma_v = K_0(\gamma h + q)$$

$$h=0 \quad \sigma_h = 3.36 \text{ KN.m}^2$$

$$h=2.93 \text{ m} \quad \sigma_h = 40.03 \text{ KN.m}^2$$

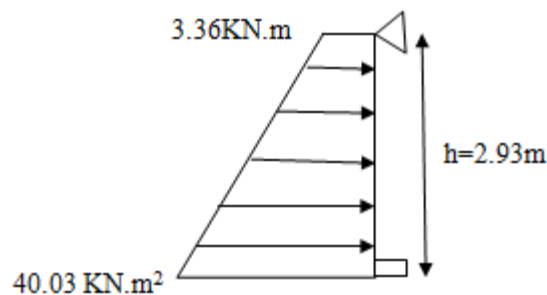


Figure 7.3: Schéma statique sens z-z

❖ *Charges moyennes*

La charge moyenne à considérer dans le calcul d'une bande de 1mètre est :

$$L'ELU : q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 54.55 + 5.04}{4} \times 1 = 42.17 \text{ kN/ml}$$

$$L'ELS : q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1m = \frac{3 \times 40.03 + 3.36}{4} \times 1 = 30.86 \text{ kN/ml}$$

7.5 Ferrailage du mur plaque :

Le mur plaque sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des poutres et des poteaux.

7.4.1 Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis. Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés des coefficients suivants :

Moment en travée : 0,85

Moment d'encastrement sur les grands cotés :

-0,3 appui de rive

-0,5 Autre appuis.

- *Identification des panneaux :*

$$l_x = 2.93m$$

$$l_y = 4.60 m$$

❖ **A L'ELU**

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.93}{4.60} = 0.63 > 0.4 \text{ La dalle travaille dans les deux sens}$$

$$M_x = \mu_x q l_x^2 \quad \mu_x = 0.0772$$

$$M_y = \mu_y M_x \quad \mu_y = 0.343$$

$$M_x = 0.0772 \times 54.55 \times 2.93^2 = 36.15 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.343 \times 36.15 = 12.40 \text{ KN.m}$$

- *Correction des moments :*

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 36.15 = -18.07 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 36.15 = 30.72 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 12.40 = -6.20 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 12.40 = 10.54 \text{ KN.m}$$

❖ **A l'ELS:**

$$\sigma = 40.03 \text{ KN.m}^2$$

$$\mu_x = 0.0825$$

$$\mu_y = 0.508$$

$$M_x = 0.0825 \times 40.03 \times 2.93^2 = 28.35 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.508 \times 28.35 = 14.40 \text{ KN.m}$$

Sens x-x :

$$M_a = -0.5 \times 25.91 = -14.17 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 25.91 = 24.09 \text{ KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_a = -0.5 \times 14.40 = -7.2 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times 14.40 = 12.24 \text{ KN.m}$$

7.4.2 Calcul de section d'armature :

Tableau 7.1 : calcul des section d'armature à L'ELU

Sens	Zone	Mu (KN.m)	μ_u	μ_l	section	β	A (cm ²)	Amin (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	Aad (cm)
x-x	Appuis	18.07	0.016	0.392	SSA	0.992	1.86	2.84	4HA12	4.52
	Travée	30.72	0.027	0.392	SSA	0.987	3.19	2.84	4HA14	6.15
y-y	Appuis	6.20	0.005	0.392	SSA	0.997	0.64	2.84	4HA12	4.52
	Travée	10.54	0.009	0.392	SSA	0.995	1.09	2.84	4HA14	6.15

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

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

Le mur doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles par m² de HA8.

7.5 Vérification à l'ELS :

7.5.1 Vérification des contraintes :

Le mur plaque étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

$$\sigma = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max (0.5f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times ftj}) \right\}$$

f_e : désigne la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa

ftj : la résistance caractéristique a la traction du béton, exprimée en MPa

• η : un coefficient numérique, dit coefficient de fissuration, qui vaut 1 pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses et 1.6 pour les armatures a haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6mm pour lesquels nous prendrons 1.3.

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400; \max (0.5 \times 400; 110 \times \sqrt{1,6 \times 21}) \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266.67; \max (200; 201.63) \} = 201.63 \text{ MPa}$$

Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$K_1 = \frac{\sigma_s}{\sigma_{bc}} \text{ donc } \sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 7.2 : Les vérification à L'ELS

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms (KN.m)	ρ_1	β	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Obs
X-X	Appui	6.15	14.17	0.21	0.926	52.65	88.86	201.63	1.68	15	cv
	Travée	6.15	24.09	0.21	0.926	52.65	151.08	201.63	2.89	15	cv
Y-Y	Appui	6.15	7.20	0.21	0.926	52.65	45.15	201.63	0.85	15	cv
	Travée	6.15	12.24	0.21	0.926	52.65	76.76	201.63	1.45	15	cv

7.5.2 Etat limite de déformation :

Nous devons justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant nous pouvons se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Sens XX :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{30}{293} = 0.10 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \quad \rightarrow \quad \frac{30}{293} = 0.10 \geq \frac{24.09}{10 \times 28.35} = 0.08 \text{ CV}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \rightarrow \quad \frac{6.15}{28 \times 100} = 0.0021 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \text{ cv}$$

Sens YY :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad \frac{30}{460} = 0.065 \geq \frac{1}{16} = 0.062 \text{ CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10Mo} \quad \rightarrow \quad \frac{30}{293} = 0.10 \geq \frac{14.40}{10 \times 12.24} = 0.085 \text{ CV}$$

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{fe} \quad \rightarrow \quad \frac{6.15}{28 \times 100} = 0.0021 \leq \frac{4,2}{400} = 0.01 \text{ CV}$$

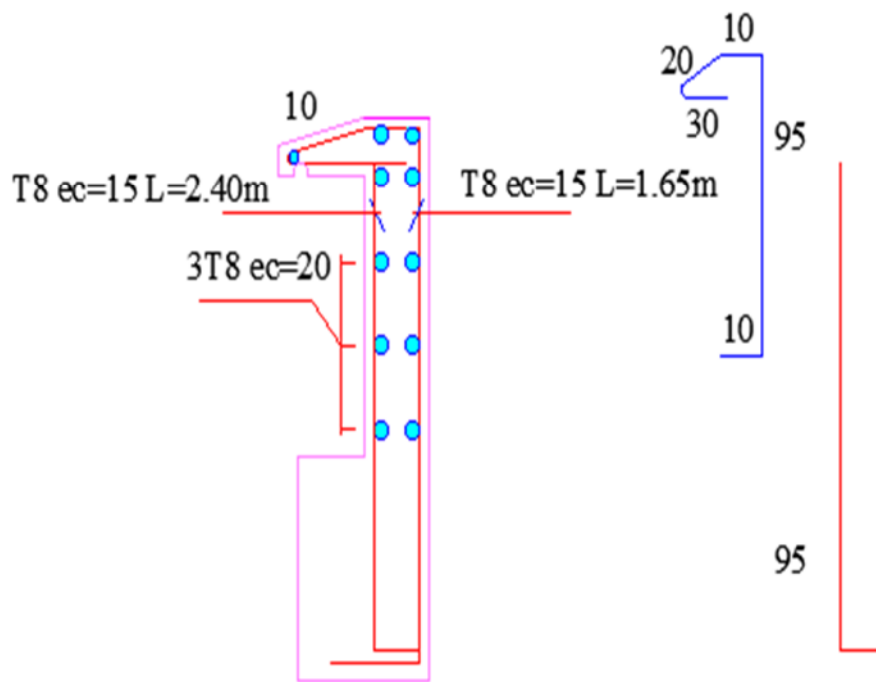


Figure 3.2.6 : Ferrailage l'acrotère

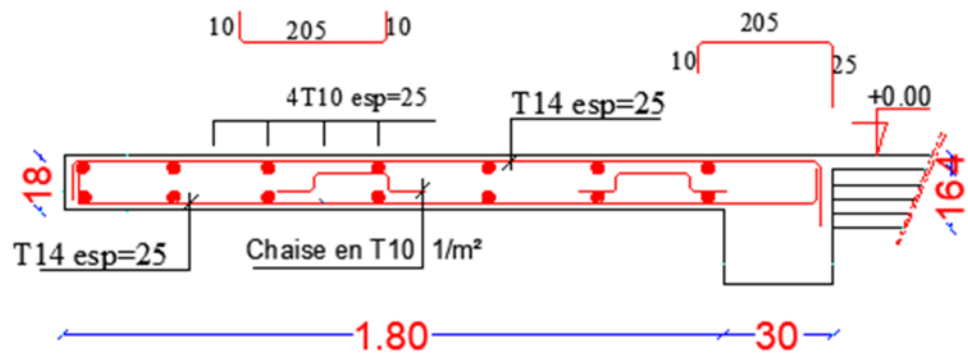


Figure 3.4.5 : Ferrailage balcon

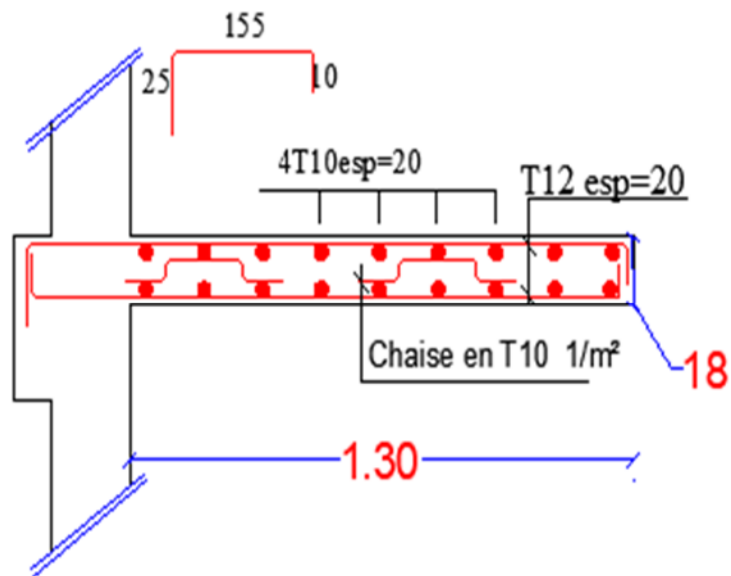


Figure 3.5.3 : Ferrailage des dalles pleine

ferr VOILE Périphérique MUR
PLAQUE

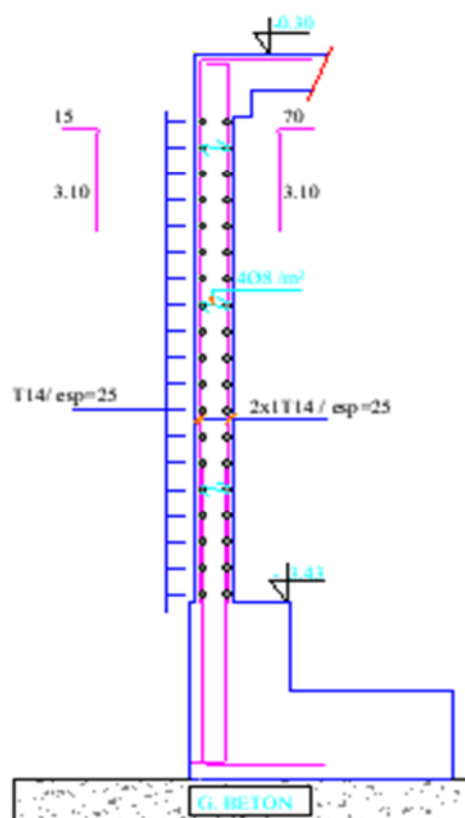


Figure 7.4 : Ferrailage mur plaque

POTEAUX(45X45). P1



POTEAUX (40X40). P2



POTEAUX (35X35). P3

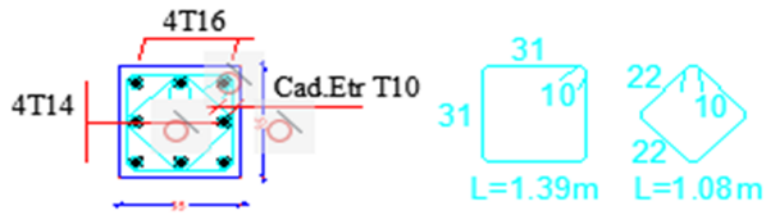


Figure 6.3 : Ferrailage poteaux

*** COFF/FERR POUTRE PALIERE BRISER**

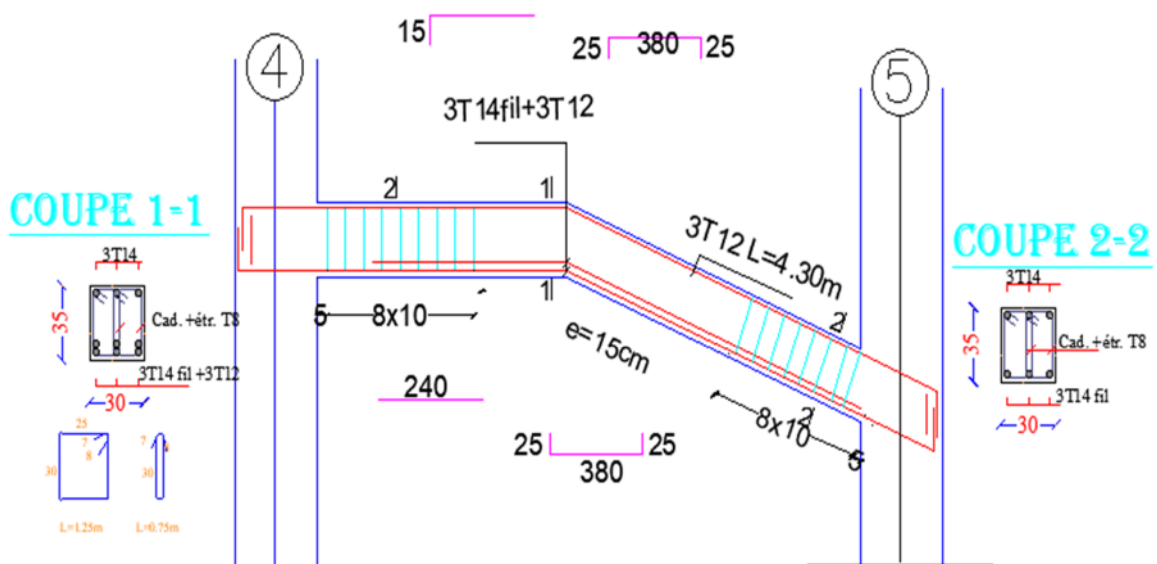


Figure 3.8.5: Ferrailage poutre brisée

POUTRE CONSOLE

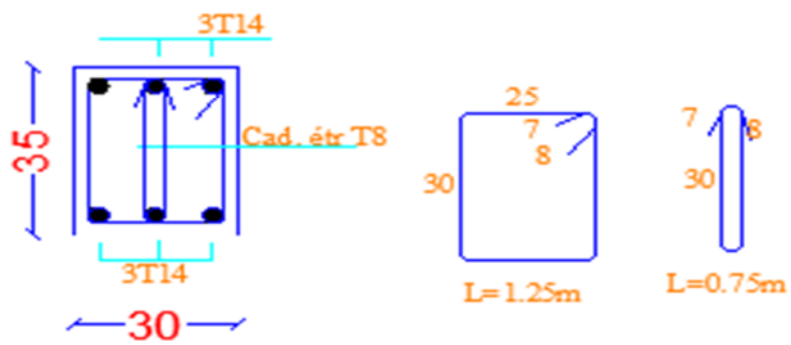
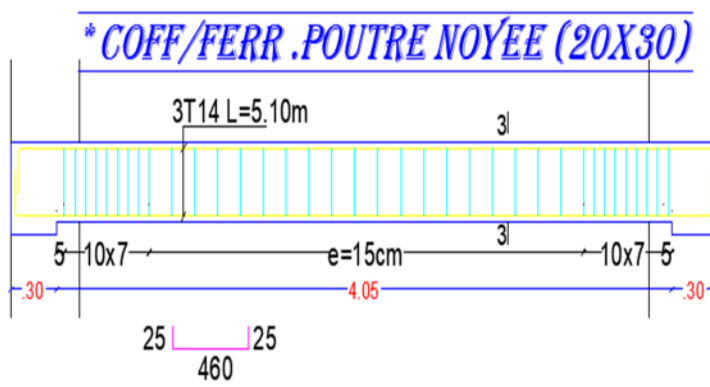


Figure 3.9.4 : Ferrailage poutre en console



COUPE 3-3

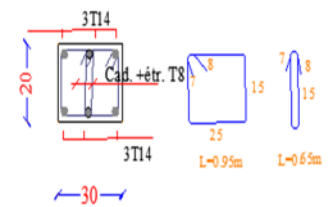


Figure 3.10.2 : Ferrailage poutre noyée

*** COFF/FERR POUTRE PALIERE**

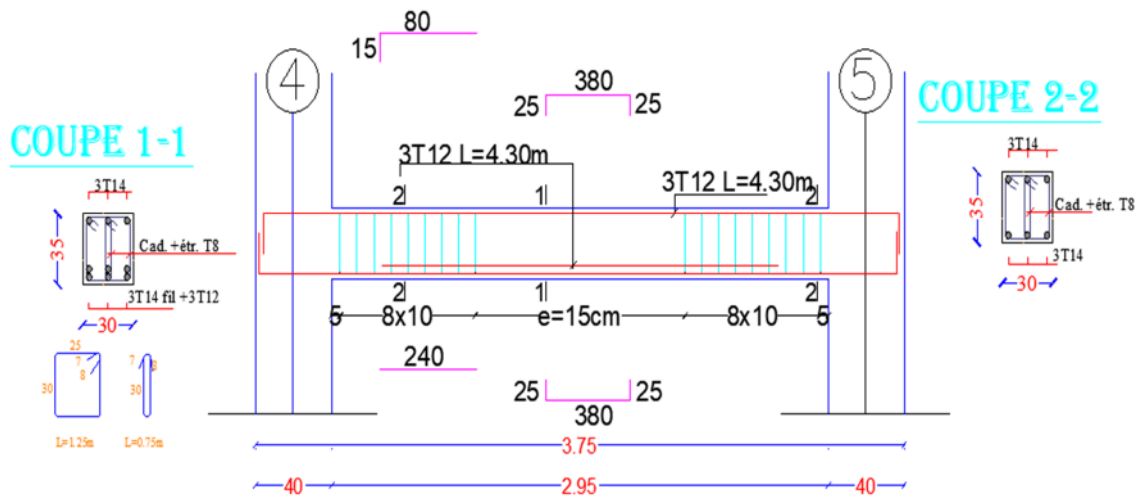
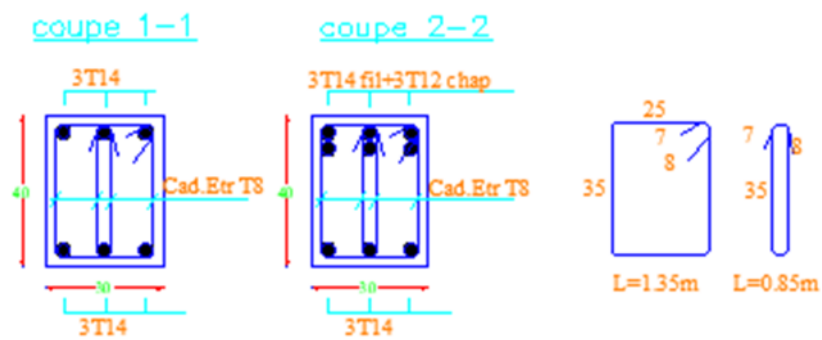


Figure 3.7.4 : Ferrailage poutre palier

POUTRES PRINCIPALES



POUTRES SECONDAIRES

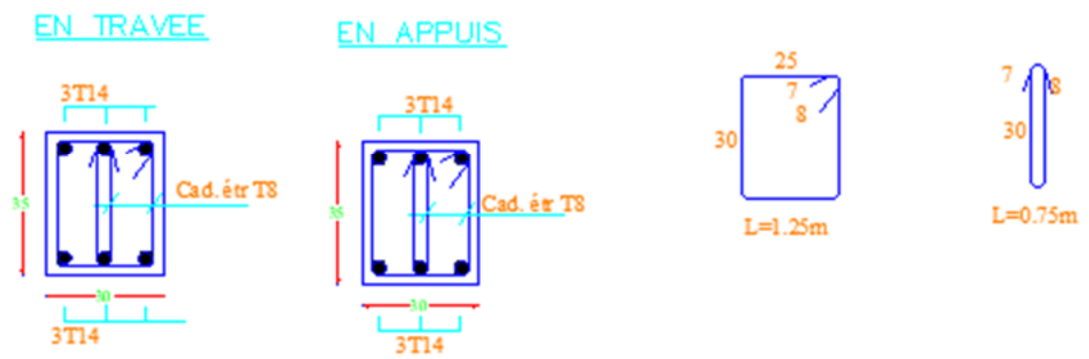


Figure 6.6 : Ferrailage poutres principales et secondaires

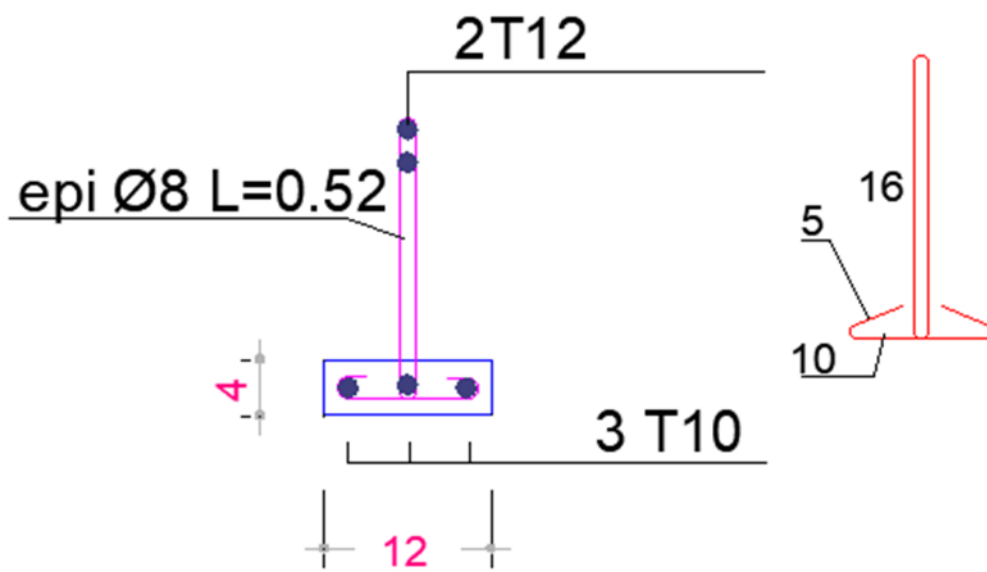
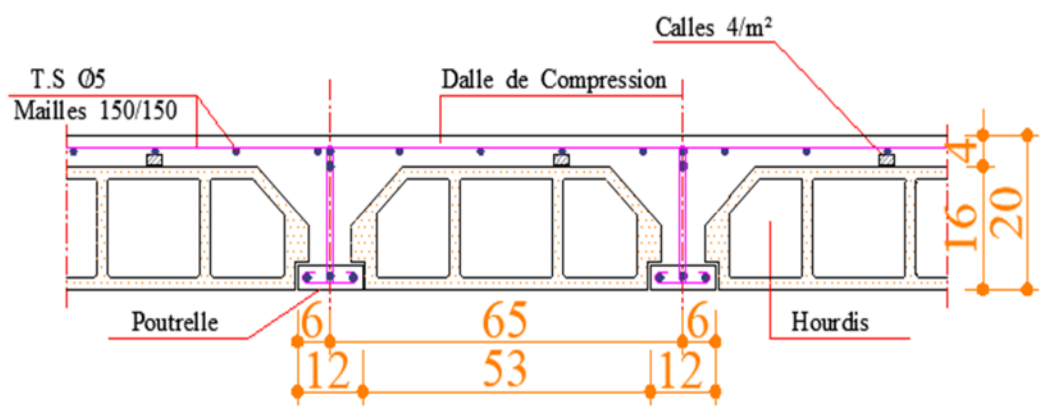


Figure 3.3.11: Ferrailage poutrelles

VOILE V.L1 $E_p = 20 \text{ cm}$

ZONE 1

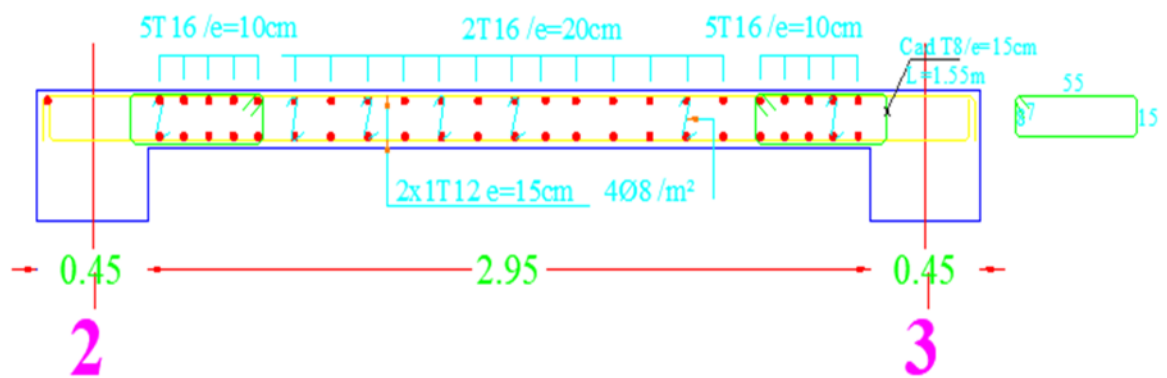


Figure 6.8 : Ferrailage voile

Conclusion Générale

Se travailles nous a permis de mettre en pratique nos notions théoriques acquises durant notre cursus universitaire, il nous a poussé à faire des recherches diversessur les matériaux de construction la conception, le pré dimensionnement des éléments qui composent la structure, selon les normes imposer par les documents e règlements techniques, et les exigences du maître d'ouvrage.

Le calcul de la structure et l'élaboration de cesplans d'exécutions, nous on ouvert les yeux sur l'importance de bien interpréter les résultats ; afin de les exploiter pour faire les bons choix dans l'élaboration d'une œuvre.

Durant cette période de travaille sur ce mémoire ; On a découvert nos qualitéset nos défauts, on a acquis des connaissances importantes ; par ailleurs on est conscient qu'il nous reste beaucoup de travailles, pour maitriser se domaines du génie civil très vaste.

Nous avons constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment l'ingénieur doit tenir en compte de tous les aspects théoriques, économiques e pratiques Pour aboutir à un bon travaille, il doit assurer une concordance entre les calculs et la mise en œuvre du projet, en respectent la qualité la résistance,et les réglementations.

En fin nous espérons que se travailles, aideras les prochaines fins de cycle à bien mener leur travailles.

Bibliographie

Règlements :

- Règles parasismiques Algériennes RPA99/version 2003
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites BAEL91 modifiées 99.
- Règles de Conception et Calcul des structures en Béton Armé C.B.A.
- DTR-BC-22 Charges et surcharges.
- Eurocode – Béton armée

Ouvrages :

- Calcul des ouvrages en béton armé (M. BELAZOUGUI)
- Cours et TD (Béton, MDS, RDM) des années précédentes
- Tables pour le calcul des dalles (Pigeaud)
- Formulaire du Béton armé (Victor DAVIDOVICI)
- Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Outils informatiques :

- Logiciel AUTO CAD
- Logiciel ETABS
- Logiciel EXCEL
- Logiciel MATLAB
- SOCOTEC (Calcul des sections d'acier)



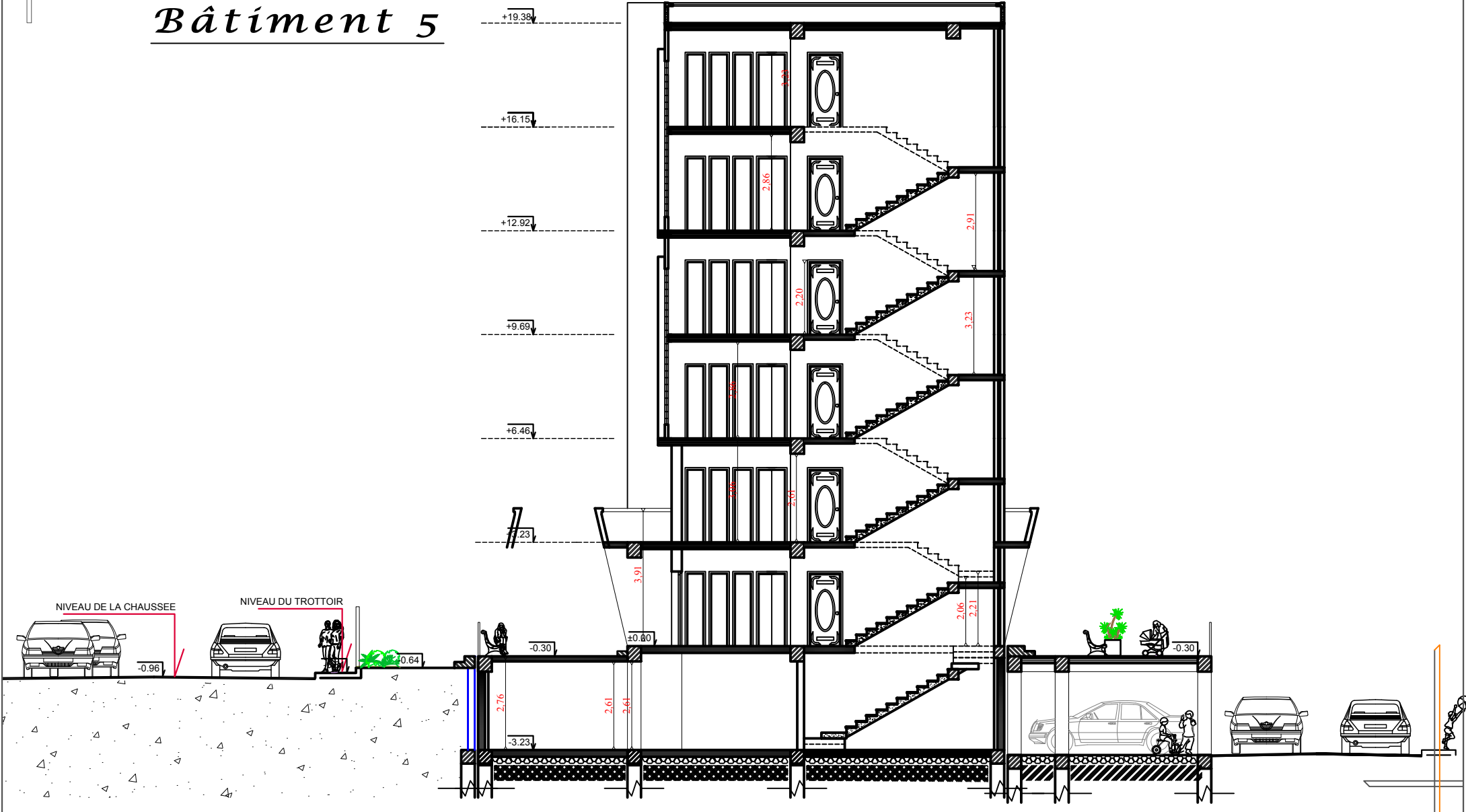
FAÇADE PRINCIPAL

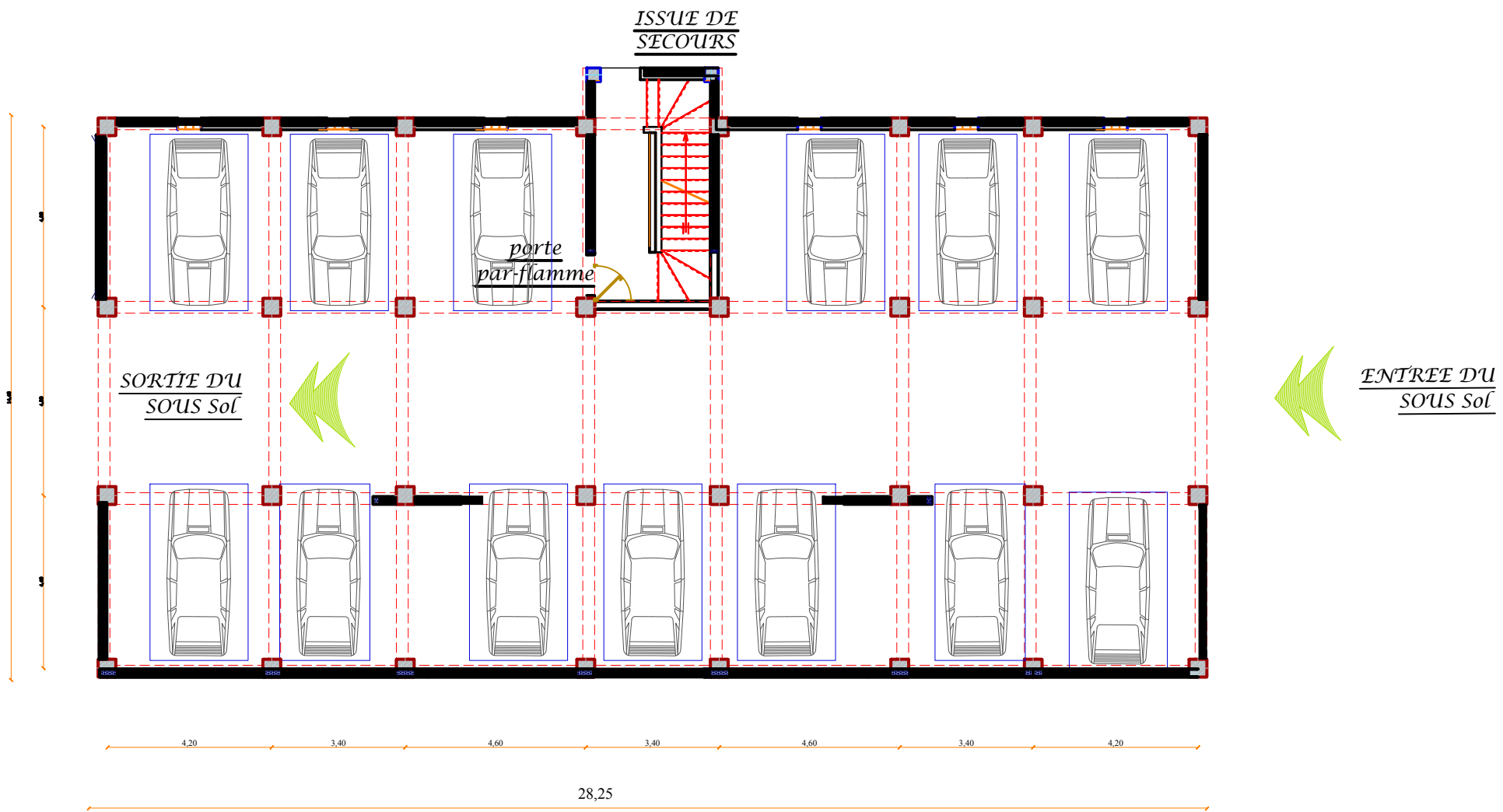


FAÇADE Postérieure

COUPE A-A

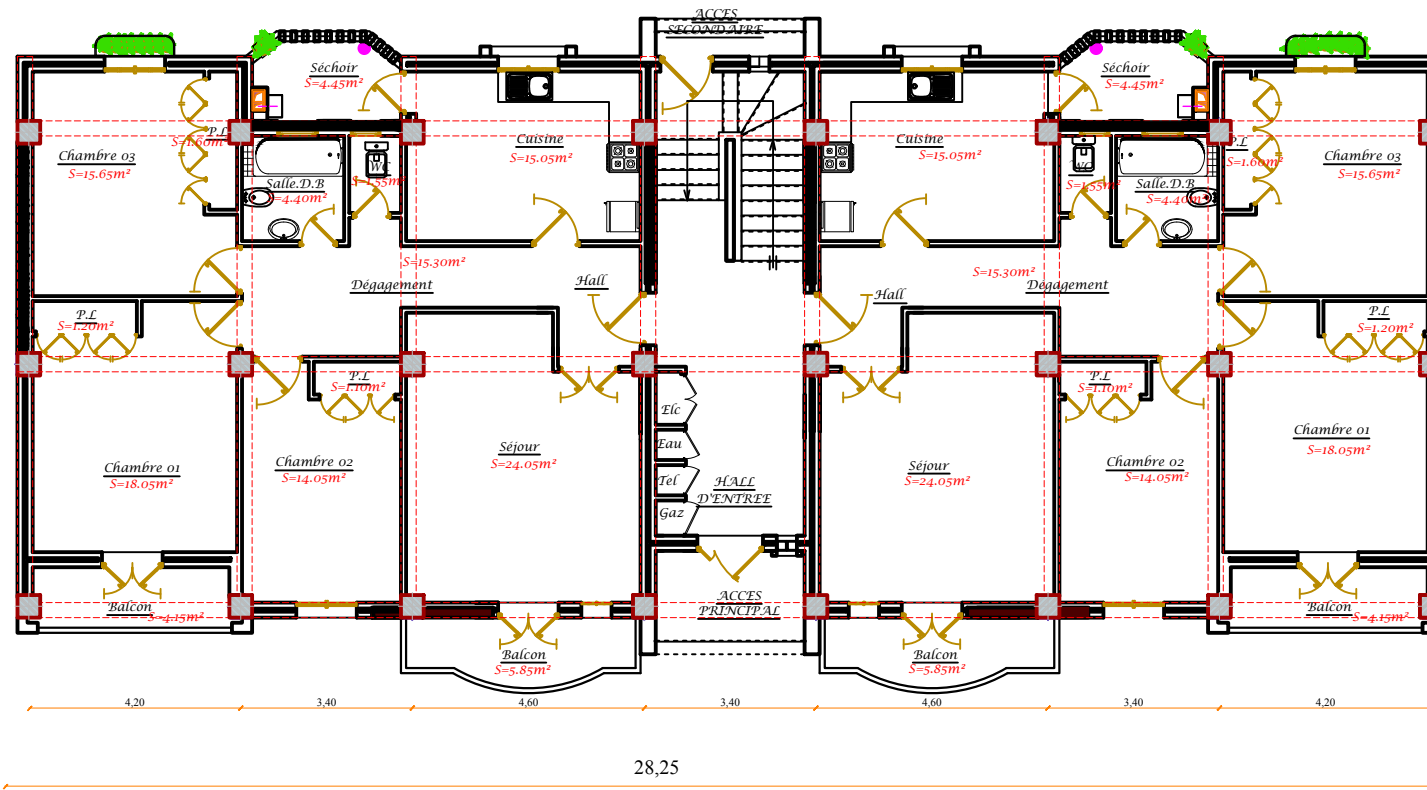
Bâtiment 5





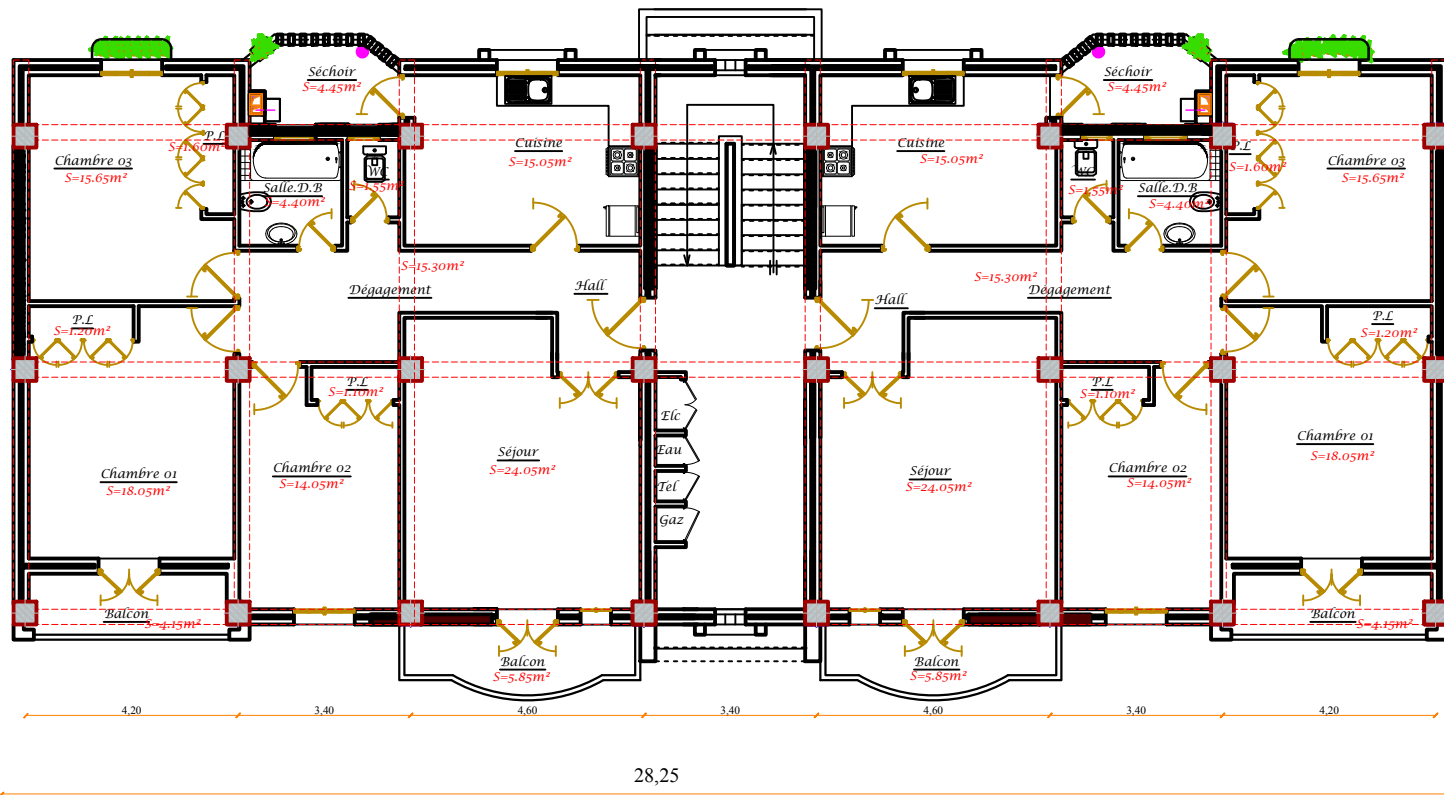
SOUS SOL

BLOC BARRE



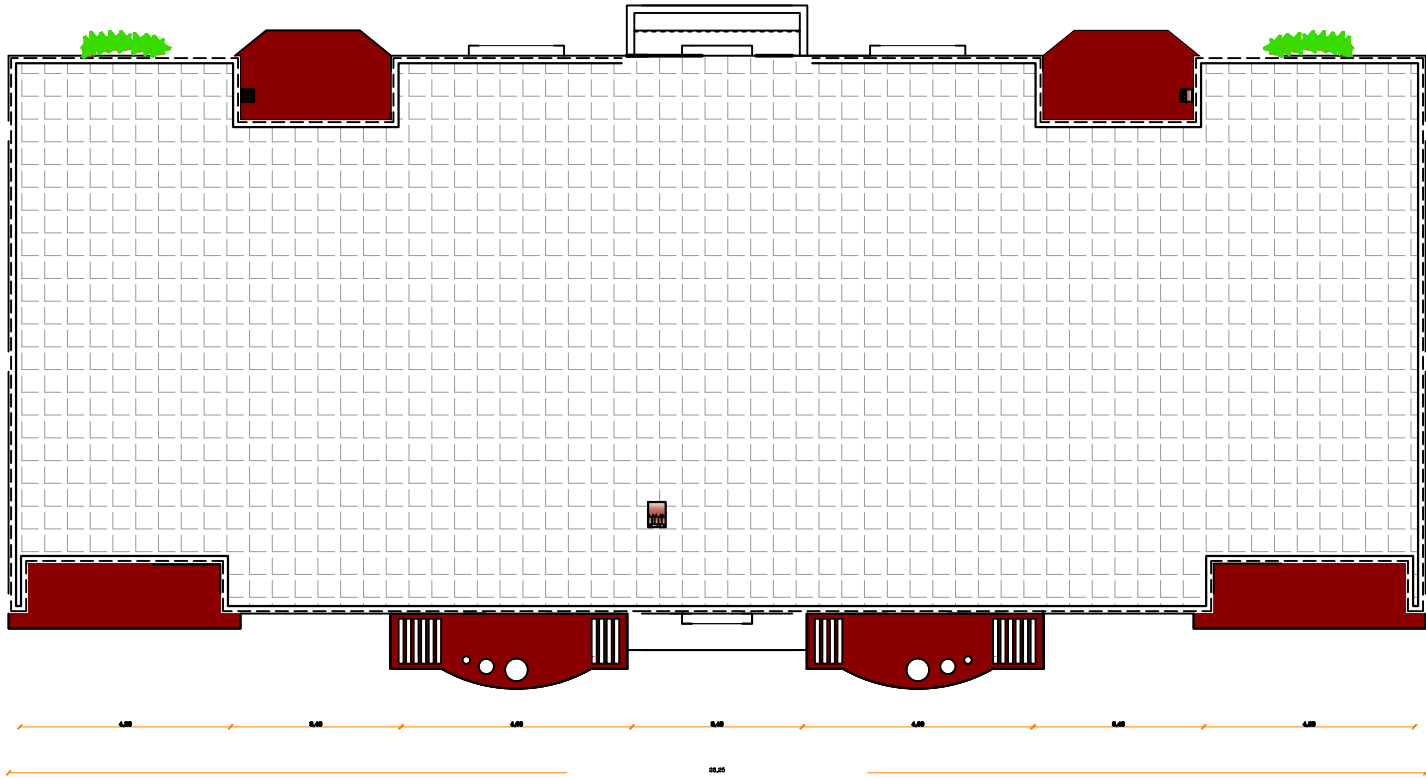
REZ DE CHAUSSEE

BLOC BARRE



ETAGE COURANT

BLOC BARRE



PLAN DE TERRASSE

BLOC BARRE