

2022

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA
RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI OUZOU
FACULTE DU GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'étude

Thème :

Étude d'une structure en R+5+Sous-sol + Comble
avec une couverture en tuile, modélisé avec ROBOT.

Dirigé par :
Mme F. Kheloui

Réalisé par :
Youba Ikeufer
Koceila Mechehat

Remerciements

En premier lieu, on remercie le Dieu tout puissant de nous avoir orienté dans le bon chemin, de nous avoir guidé jusqu'ici en nous dotant d'un courage inouï, d'une volonté inébranlable et d'une patience infinie afin qu'on puisse mener à bien ce modeste travail.

*Nous tenons à adresser nos vifs remerciements à notre promotrice **Mme F.KHELOUI** pour sa précieuse orientation et prestigieux conseils tout au long de notre parcours.*

Nous tenons également à remercier tous les enseignants qui ont contribué à l'achèvement de notre formation et ce depuis le tronc commun jusqu'à la dernière année de graduation, que ce soit dans l'établissement ou en dehors, ainsi que tout le personnel du département de Génie Civil.

Enfin, nous remercions les membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre modeste travail et qui nous feront honneur de juger et d'enrichir notre travail par leurs propositions.

Mechehat et Ikeufer

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à :

Ma très chère mère, qui a toujours cru en moi, pour tout l'amour qu'elle m'a donnée, pour tout son sacrifice et son soutien infini qui m'ont permis d'arriver là où j'en suis aujourd'hui.

Ma chère Malha, qui m'a soutenue et cru en moi, qui m'a épaulé et aidé durant tout mon parcours quel que soit les circonstances et les différentes rudes épreuves de la vie.

*Mes amis, dont le nombre est petit mais très rare à en trouver de nos jours :
Mon binôme Koceila. M, Koussaila.H, Yacine.I, Youcef. T et Dda Omar.S.*

Et enfin, tous ceux qui m'ont aidé de manière directe ou indirecte à devenir l'homme que je suis aujourd'hui, je vous fais la promesse de vous honorer du mieux que je peux, de vous revaloir toute la gratitude que vous avez portée à mon égard et de continuer d'avancer inchallah.

Merci.

Youba

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Toi chère maman, toi qui m'as donné la vie et qui l'as rendue meilleure chaque jour. Je te remercie pour tous les sacrifices et toutes les privations que tu t'es infligées pour que je ne manque de rien et que je devienne un homme. Je suis fier d'être ton fils.

Toi mon père, malgré toutes les circonstances de la vie.

Mon grand frère Mohand sur qui j'ai pu compter lors des moments difficiles de ma vie ainsi que mon adorable petite sœur Nolwen.

Ma fiancée, mon amie, ma confidente Leticia, qui a su trouver les bons mots quand je baissais les bras, qui a toujours été à mes côtés et qui m'a poussé à croire en mes rêves et surtout à les réaliser. Sans oublier ma belle-famille en particulier Nna Hanifa.

Ma chère grand-mère qui m'a bercé durant mon enfance et qui continue de prier le bon Dieu pour qu'il m'aide à concrétiser mes projets, sans oublier tous mes oncles et tantes qui me sont très chers.

Mon binôme Youba et bien évidemment mon cher ami Hakim.

Messaoui Mehenni (Dda mehenni) qui m'a fait découvrir et aimer ce domaine, il m'a ainsi accompagné et conseillé durant toutes ces années.

Merci.

Koceila

Sommaire

Introduction générale

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage 01.

Chapitre II : Pré-dimensionnement des éléments 13.

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III-1 : Plancher 30.

III-2 : Balcons 62.

III-3 : Escaliers 70.

III-4 : Poutre palière 89.

III-5 : Toiture 104.

Chapitre IV : Etude du contreventement 113.

Chapitre V : Modélisation et vérification des exigences du RPA 128.

Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux.

VI-1 : Les poutres 170.

VI-2 : Les poteaux 183.

VI-3 : Les voiles 194.

Chapitre VII : Etude de l'infrastructure 205.

Conclusion générale

Bibliographie

LISTE DES FIGURES

Figure I-1 : Schéma du plancher en corps creux.

Figure I-2 : Eléments du plancher en dalle pleine.

Figure I-3 : Coupe schématique de l'escalier.

Figure I-4 : Schéma descriptif de la toiture.

Figure I-5 : Evolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.

Figure I-6 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU.

Figure I-7 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELS.

Figure I-8 : Diagramme des contraintes-déformations de l'acier à l'ELU.

Figure I-9 : Diagramme des contraintes-déformations de l'acier à l'ELS.

Figure II-1 : Plancher en corps creux.

Figure II-2 : Coupe du voile en plan.

Figure II-3 : Coupe du voile en élévation.

Figure II-4 : Coupe d'un plancher d'étage courant.

Figure II-5 : Coupe d'un plancher en dalle pleine.

Figure II-6 : Coupe vertical d'un mur extérieur.

Figure II-7 : Coupe vertical d'un mur intérieur.

Figure II-8 : Surface d'influence sur le poteau.

Figure II-9 : Descente de charges.

Figure III-1-1 : Schéma statique du treillis soudé.

Figure III-1-2 : Coupe vertical d'une poutrelle.

Figure III-1-3 : Poutrelle.

Figure III-1-4 : Schéma statique de la poutrelle.

Figure III-1-5 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

Figure III-1-6 : Schéma statique de la poutre à 6 appuis.

Figure III-1-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

Figure III-1-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

Figure III-1-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

Figure III-1-10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

Figure III-1-11 : Diagramme des moments fléchissant du type 2 à l'ELU.

Figure III-1-12 : Diagramme des moments fléchissant du type 2 à l'ELS.

Figure III-1-13 : Diagramme des efforts tranchant du type 2 à l'ELU.

Figure III-1-14 : Diagramme des efforts tranchant du type 2 à l'ELS.

Figure III-1-15 : Diagramme des efforts internes du type 3 à l'ELU.

Figure III-1-16 : Diagramme des efforts internes du type 3 à l'ELS.

Figure III-1-17 : Section de la poutre en T.

Figure III-1-18 : Coupe schématique de la section en T.

Figure III-1-19 : Coupe schématique du ferrailage du plancher.

Figure III-2-1 : Schéma statique du balcon.

Figure III-2-2 : Diagramme des moments du balcon à l'ELU.

Figure III-2-3 : Diagramme des moments du balcon à l'ELS.

Figure III-2-4 : Ferrailage du balcon.

Figure III-3-1 : Schéma de l'escalier à trois volées.

Figure III-3-2 : Coupe vertical d'une volée de l'escalier de l'étage courant.

Figure III-3-3 : Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

Figure III-3-4 : Schéma statique de l'escalier du sous-sol.

Figure III-3-5 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.

Figure III-3-6 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

Figure III-3-7 : Schéma statique des escaliers à l'ELS.

Figure III-3-8 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

Figure III-3-9 : Ferrailage des escaliers des étages courants.

Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière.

Figure III-4-2 : Coupe verticale d'une poutre palière.

Figure III-4-3 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU.

Figure III-4-4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELS.

Figure III-4-5 : Ferrailage de la poutre palière.

Figure III-5-1 : Schéma statique de la panne.

Figure III-5-2 : Disposition des chevrons sur les pannes.

Figure III-5-3 : Disposition des liteaux sur les chevrons.

Figure III-5-4 : Disposition des différents éléments de la toiture.

Figure IV-1 : Identification des paramètres.

Figure IV-2 : Coupe du voile en plan.

Figure IV-3 : Trapèze de calcul.

Figure IV-4 : Diagramme des moments des aires.

Figure V-1 : Spectre de réponse.

Figure VI-1 : Section simplement armée.

Figure VI-2 : Section doublement armée.

Figure VI-3 : Moments max et min des poutres.

Figure VI-4 : Détermination de la zone nodale.

Figure VI-5 : Délimitation de la zone nodale.

Figure VI-6 : Section entièrement comprimée.

Figure VI-7 : Section entièrement tendue.

Figure VI-8 : Section partiellement comprimée.

Figure VI-9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

Figure VII-1 : Schéma statique de la semelle isolée.

Figure VII-2 : Diagramme des contraintes.

Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

Figure VII-4 : Entre axe du panneau le plus sollicité.

Figure VII-5 : Schéma statique du débord.

Figure VII-6 : Répartition trapézoïdale.

Figure VII-7 : Présentation du chargement simplifié.

Figure VII-8 : Répartition triangulaire.

Figure VII-9 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens X-X.

Figure VII-10 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens X-X.

Figure VII-11 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens X-X.

Figure VII-12 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens X-X.

Figure VII-13 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU sens Y-Y.

Figure VII-14 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU sens Y-Y.

Figure VII-15 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS sens Y-Y.

Figure VII-16 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS sens Y-Y.

LISTE DES TABLEAUX

TABLEAU I.1 : Caractéristiques du béton.

TABLEAU II.1 : Pré-dimensionnement des poutres principales.

TABLEAU II.2 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires.

TABLEAU II.3 : Vérification des conditions exigées par l'RPA.

TABLEAU II.4 : Charges permanentes de la toiture.

TABLEAU II.5 : Charges permanentes du plancher du dernier étage.

TABLEAU II.6 : Charges permanentes d'étage courant.

TABLEAU II.7 : Charges permanentes de la dalle pleine.

TABLEAU II.8 : Charges permanentes du mur extérieur.

TABLEAU II.9 : Charges permanentes du mur intérieur.

TABLEAU II.10 : Poids propre des éléments.

TABLEAU II.11 : Surcharges d'exploitation.

TABLEAU II.12 : Coefficients de dégression des charges.

TABLEAU II.13 : Sections des poteaux.

TABLEAU II.14 : Vérification des conditions du RPA

TABLEAU II.15 : Vérification du flambement des poteaux.

TABLEAU III.1.1 : Récapitulatif des moments fléchissant en travées.

TABLEAU III.1.2 : Récapitulatif des efforts tranchant.

TABLEAU III.1.3 : Récapitulatif des moments fléchissant en travées.

TABLEAU III.1.4 : Récapitulatif des efforts tranchant en travées.

TABLEAU III.1.5 : Récapitulatif des efforts internes.

TABLEAU III.2.1 : Charges permanentes du balcon.

TABLEAU III.2.2 : Charges permanentes concentrées du balcon.

TABLEAU III.3.1 : Dimensions de l'escalier de l'RDC et des étages courants.

TABLEAU III.3.2 : Dimensions de l'escalier du sous-sol.

TABLEAU III.3.3 : Epaisseur de la paillasse.

TABLEAU III.3.4 : Charge permanente de la volée.

TABLEAU III.3.5 : Charge permanente du palier.

TABLEAU III.3.6 : Combinaisons de charges.

TABLEAU III.3.7 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

TABLEAU III.3.8 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

TABLEAU III.4.1 : Pré-dimensionnement de la poutre palière.

TABLEAU III.4.2 : Vérification des conditions exigées par l'RPA.

TABLEAU III.5.1 : Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

TABLEAU IV.1 : Rigidités linéaire des poteaux dans le sens X-X.

TABLEAU IV.2 : Rigidités linéaire des poteaux dans le sens Y-Y.

TABLEAU IV.3 : Rigidités linéaire des poutres dans le sens Y-Y.

TABLEAU IV.4 : Rigidités linéaire des poutres dans le sens X-X.

TABLEAU IV.5 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

TABLEAU IV.6 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

TABLEAU IV.7 : Rigidité des voiles longitudinaux X-X.
TABLEAU IV.8 : Rigidité des voiles transversaux Y-Y.
TABLEAU IV.9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».
TABLEAU IV.10 : Section des aires et position du CDG.
TABLEAU IV.11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinale (X-X).
TABLEAU IV.12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversale (Y-Y).
TABLEAU IV.13 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).

TABLEAU V.1 : Conditions de facteur de qualité.
TABLEAU V.2 : Pourcentage des masses cumulées données par Robot.
TABLEAU V.3 : Valeurs du coefficient C_T .
TABLEAU V.4 : Période analytique donnée par Robot.
TABLEAU V.5 : Masses modales données par Robot.
TABLEAU V.6 : Excentricités.
TABLEAU V.7 : Efforts tranchants à la base donnés par Robot.
TABLEAU V.8 : Effort normal donné par Robot.
TABLEAU V.9 : Déplacements d'étages donnés par Robot.
TABLEAU V.10 : Vérification des déplacements inter-étages.
TABLEAU V.11 : Vérification des effets P- Δ dans le sens X-X.
TABLEAU V.12 : Vérification des effets P- Δ dans le sens Y-Y.

TABLEAU VI.1 : Sections minimales des armatures longitudinales.
TABLEAU VI.2 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.
TABLEAU VI.3 : Ferrailage des poutres principales.
TABLEAU VI.4 : Ferrailage des poutres secondaires.
TABLEAU VI.5 : Ferrailage des poutres charpente.
TABLEAU VI.6 : Vérification au cisaillement.
TABLEAU VI.7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.
TABLEAU VI.8 : Vérification des armatures longitudinales à l'ELU.
TABLEAU VI.9 : Vérification des armatures longitudinales.
TABLEAU VI.10 : Moments à l'ELS.
TABLEAU VI.11 : Vérification des contraintes à l'ELS.
TABLEAU VI.12 : Sections minimales des armatures longitudinales.
TABLEAU VI.13 : Les efforts internes dans les poteaux.
TABLEAU VI.14 : Ferrailage des poteaux.
TABLEAU VI.15 : Détermination des armatures transversales.
TABLEAU VI.16 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.
TABLEAU VI.17 : Vérification de la condition de non fragilité.
TABLEAU VI.18 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.
TABLEAU VI.19 : Ferrailage adopté.
TABLEAU VI.20 : Ferrailage des voiles transversaux ($L=1.10m$).
TABLEAU VI.21 : Ferrailage des voiles longitudinaux ($L=2m$).

TABLEAU VII.1 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

TABLEAU VII.2 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous les voiles longitudinaux.

TABLEAU VII.3 : Résultats de calcul d'une semelle filante sous les voiles transversaux.

TABLEAU VII.4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

TABLEAU VII.5 : Vérification de la condition de non fragilité.

TABLEAU VII.6 : Vérification des contraintes dans le béton.

TABLEAU VII.7 : Les efforts internes max dans le nervures.

TABLEAU VII.8 : Récapitulatif du ferrailage.

TABLEAU VII.9 : Vérification à l'ELS.

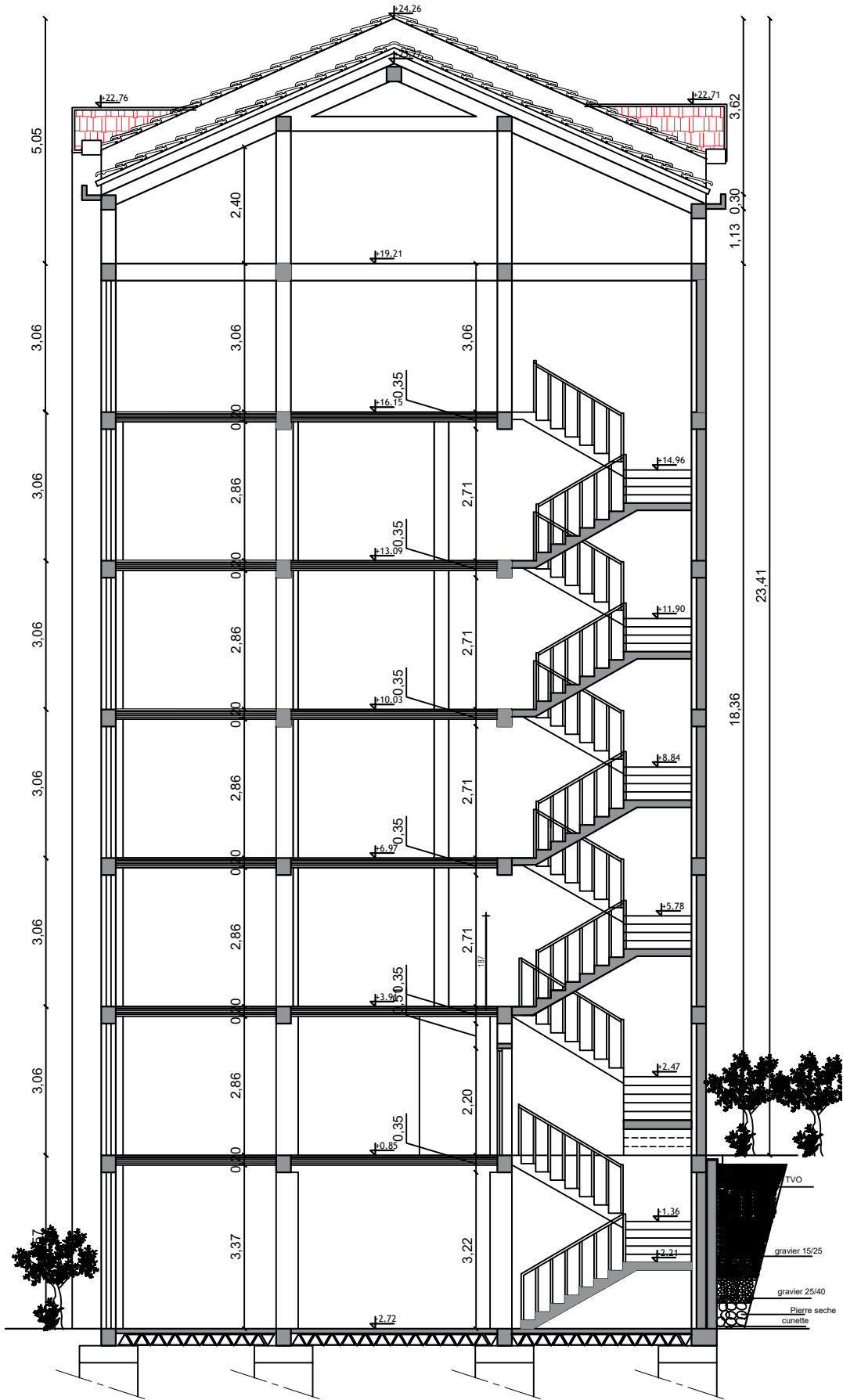
TABLEAU VII-15 : Influence de l'effort tranchant sur les aciers.

TABLEAU VII-16 : Vérification à l'ELS.



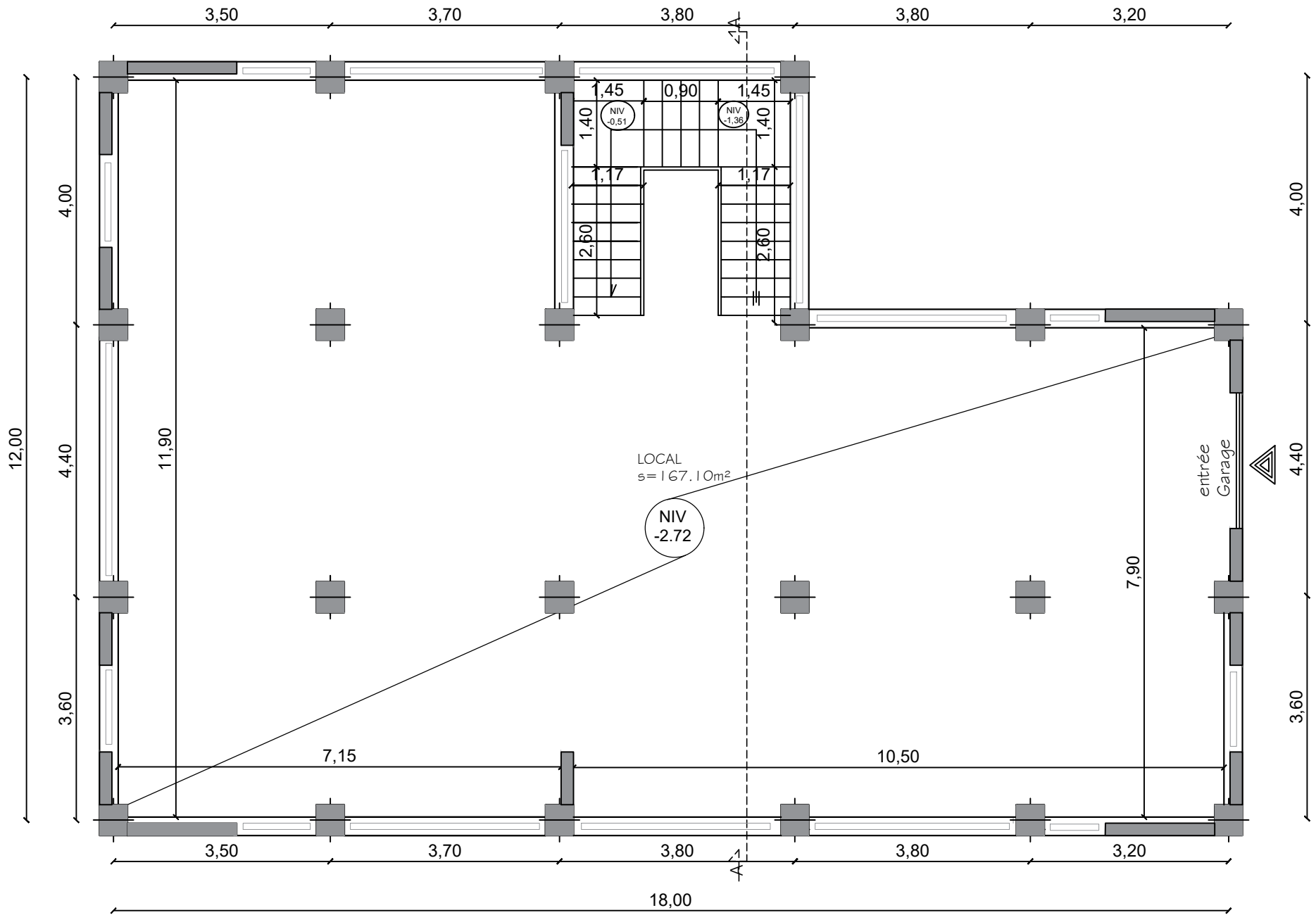
façade principale

ECHELLE
1/50e



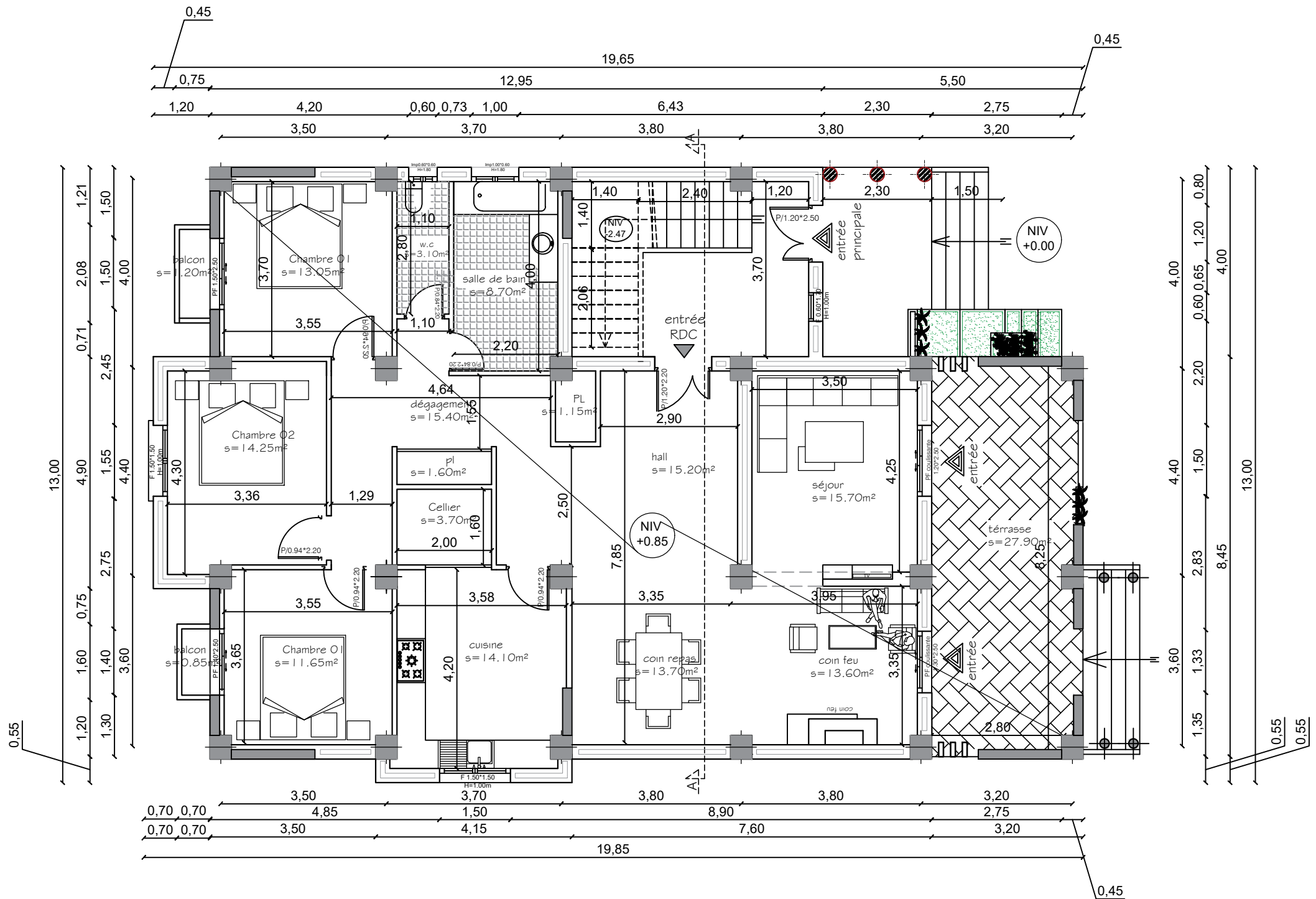
coupe A-A

ECHELLE
1/50e



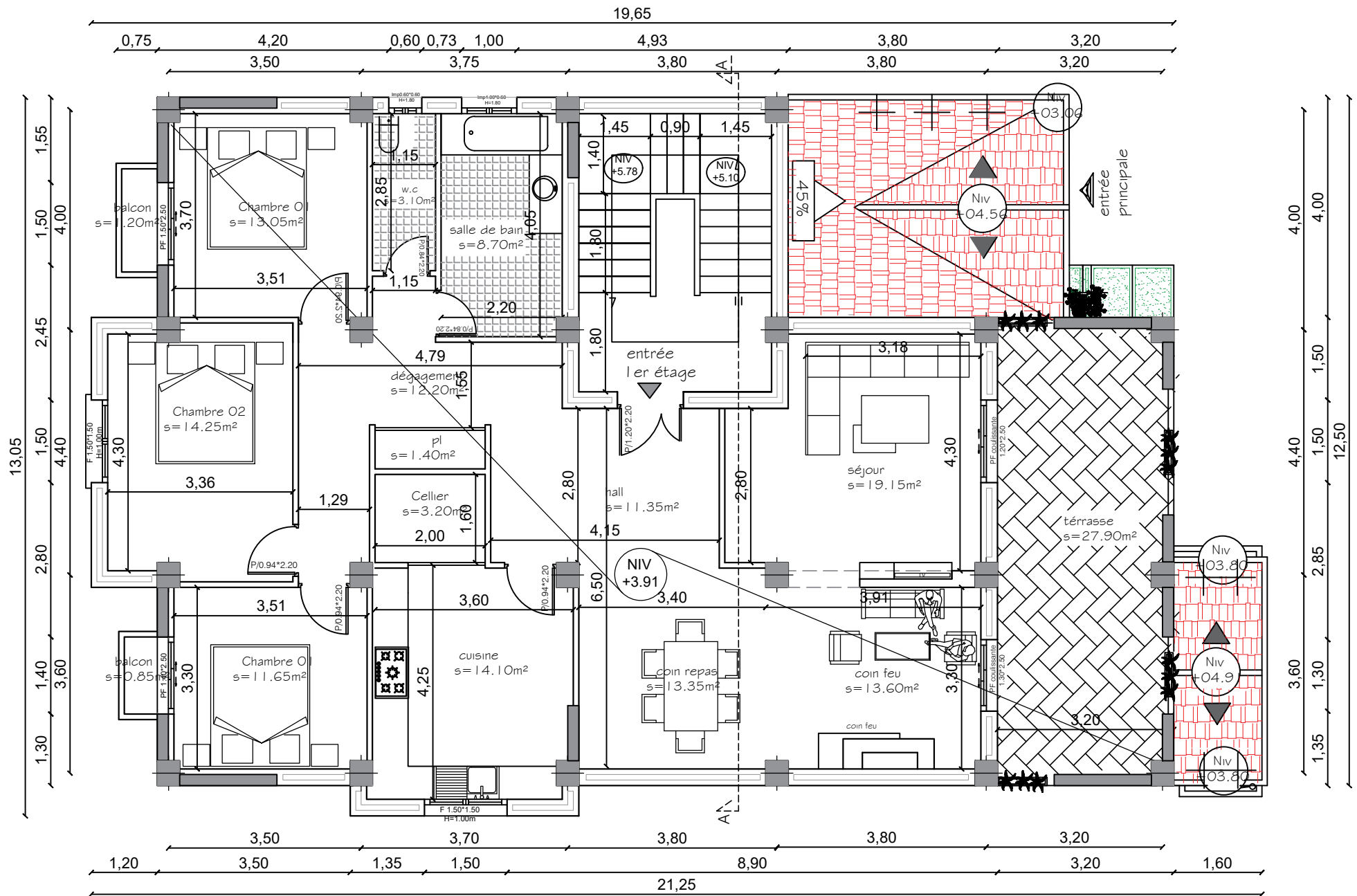
plan de sous-sol

ECHELLE
1/50e



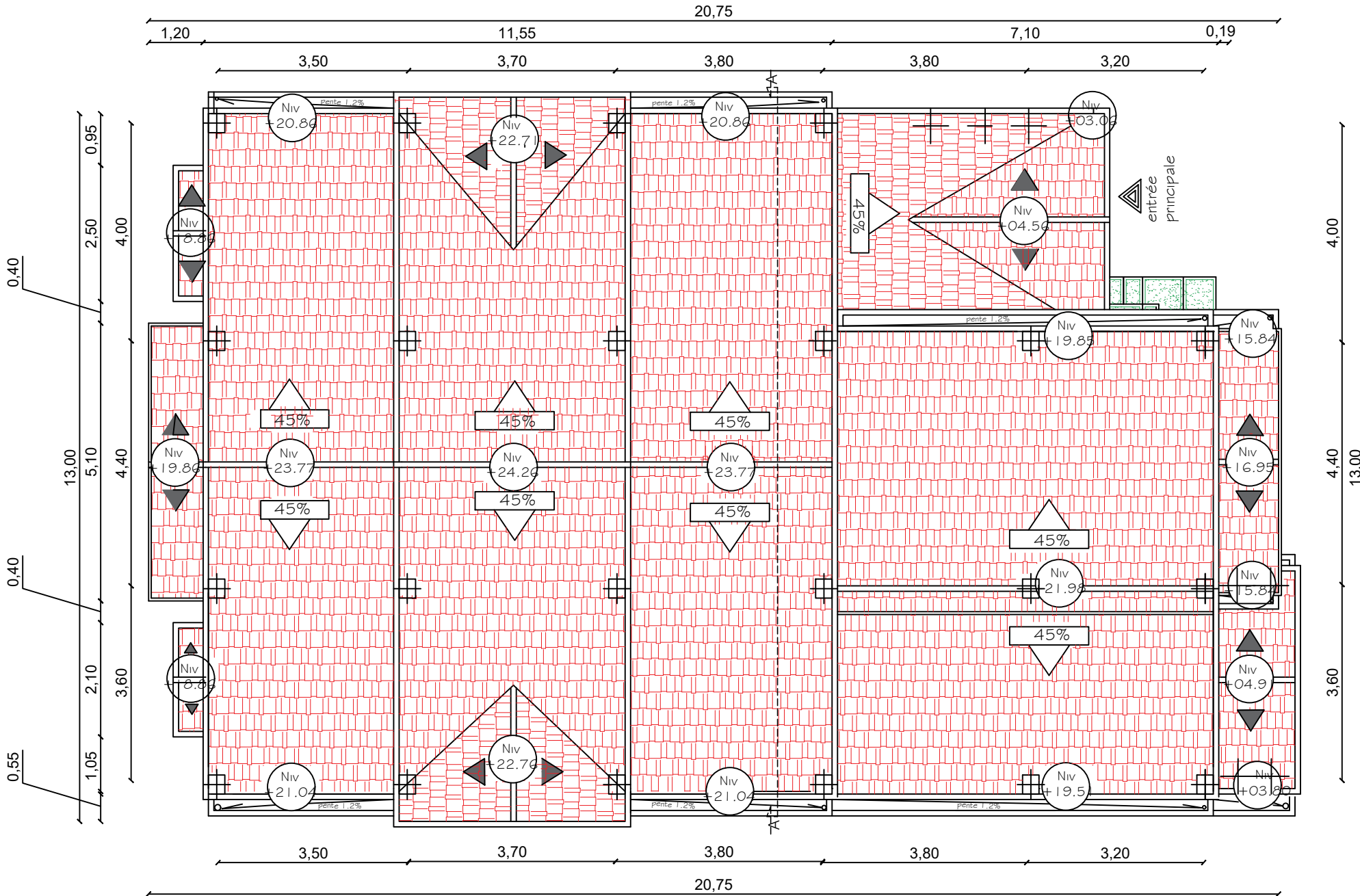
plan du RDC

ECHELLE
1/50e



plan du 1er-5ème étage

ECHELLE
1/50e



plan de toiture

ECHELLE
1/50e

Introduction générale

L'histoire de l'humanité a été marquée par un grand nombre de catastrophes due à l'activité humaine (explosion, incendie...etc.) et des catastrophes naturelles notamment les séismes qui causent parfois d'énormes pertes tant humaines que matérielles et d'important dégâts sur les constructions et les infrastructures urbaines (fissuration, rupture, déformation, effondrement...etc.).

Notre pays n'été pas et n'est pas à l'abri de ses catastrophes qui peuvent se révéler dévastatrices puisqu'il a été durant des années victime de nombreux séismes dévastateurs notamment celui du 21 mai 2003 qui a secoué la région du centre (Alger, Tizi-Ouzou et Boumerdes). Celui-ci a révélé une urbanisation anarchique, et un non-respect des règlementations dans le domaine du bâtiment.

Toutes ces expériences nous ont amenées à placer le facteur sécurité au-devant de nombreux autres paramètres, et toutes les normes de sécurité sont devenues de plus en plus strictes, sans oublier le facteur économique qui dépend de la capacité de l'ingénieur à réaliser un bon pré dimensionnement, et à optimiser l'usage des matériaux de construction et à implanter judicieusement sa structure.

Dans ce qui suit nous allons étudier un bâtiment (R + 5 + Sous-sol + Comble + Charpente en bois) à usage d'habitation.

Notre travail sera subdivisé en trois grandes parties :

Dans la première partie, nous présenterons d'abord l'ouvrage, ses constituants et les matériaux de construction. Puis, nous procéderons au pré dimensionnement des éléments. Enfin, nous calculerons les ferrailages des différents éléments secondaires.

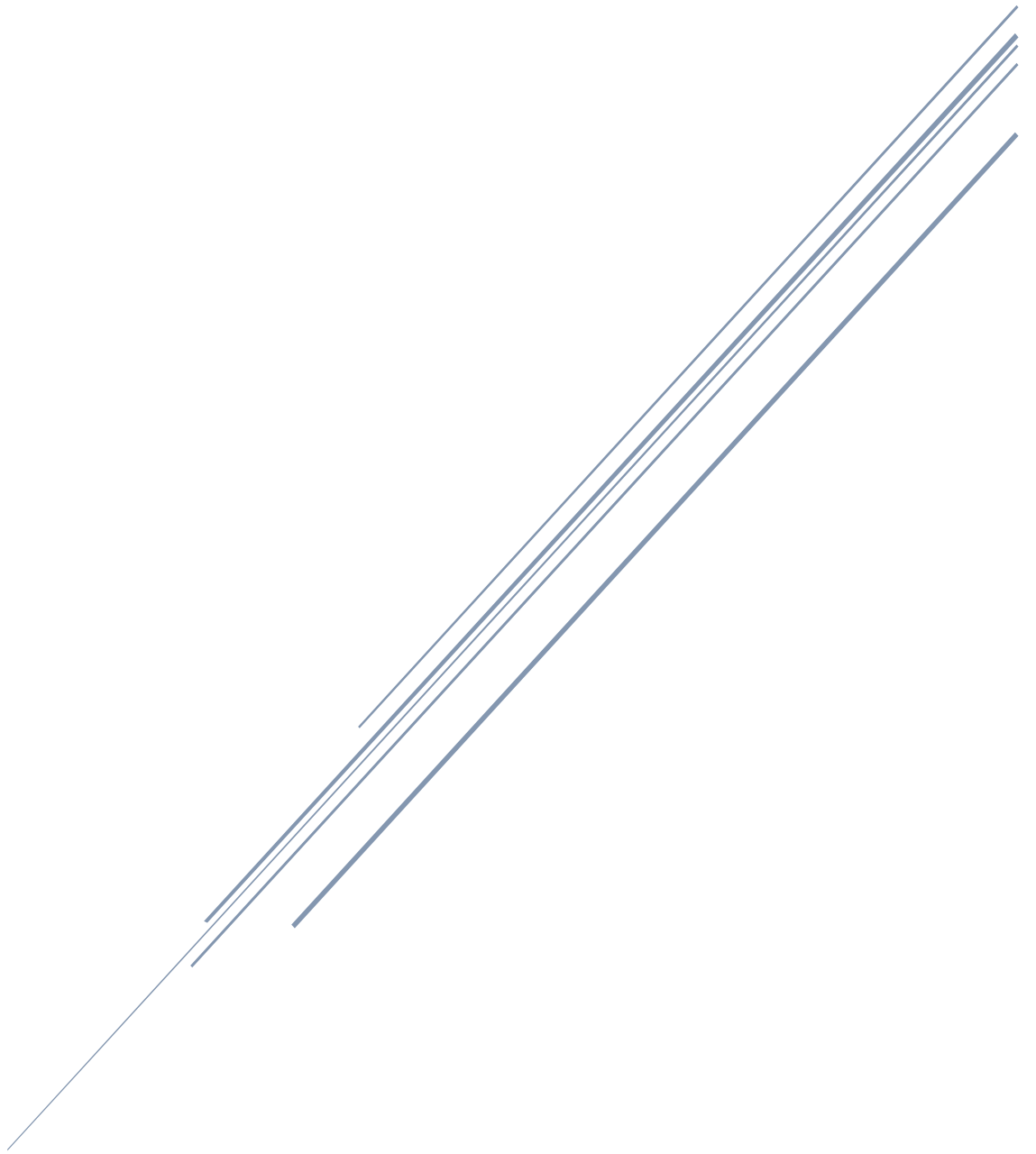
La deuxième partie aura pour objectif la détermination des ferrailages des éléments principaux, pour y arriver, nous effectuerons d'abord une analyse dynamique en réalisant un modèle 3D à l'aide d'un logiciel de calcul (ROBOT-BAT), qui nous permettra d'avoir les résultats suivants :

- ✓ Les caractéristiques vibratoires (périodes propres et modes propres) de la structure
- ✓ Les sollicitations dans les éléments structuraux, poutres, poteaux et voiles.

Enfin dans la troisième et dernière partie, nous aborderons l'étude de l'infrastructure.

CHAPITRE I

Présentation de l'ouvrage



1.1 Introduction :

Ce présent chapitre consiste à la présentation de l'ouvrage à étudier, sa description, ses caractéristiques géométriques, ainsi que les éléments le constituant et les caractéristiques des matériaux utilisés.

L'étude de cet ouvrage se fera de telle manière à assurer sa rigidité et sa stabilité en calculant les éléments résistants le constituant, tout en tenant compte de l'aspect économique.

1.2 Présentation et description de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment de 8 niveaux, composé d'un sous-sol, d'un rez-de-chaussée, de cinq étages et d'une couverture en tuiles (RDC+5étages+1sous sol) à usage d'habitation. Il sera implanté à BOUZEGUENE wilaya de TIZI OUZOU qui est classé selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA 99/Version 2003) en **zone IIa** (de moyenne sismicité) et comme étant un ouvrage de moyenne importance (**groupe d'usage 2**), avec une hauteur inférieure à 48 m.

1.3 Caractéristiques géométriques du bâtiment :

- ❖ Hauteur Total (charpente comprise)24,26 m
- ❖ Hauteur du comble.....5,05 m
- ❖ Longueur Total..... 13,50 m
- ❖ Largeur Total..... 21,15 m
- ❖ Hauteur du Sous-Sol..... 3,57 m
- ❖ Hauteur du RDC.....3,06 m
- ❖ Hauteur de l'étage courant.....3,06 m

1.4 Les éléments constitutifs de l'ouvrage :

1.4.1 L'ossature :

Notre structure est à ossature mixte, composée de :

- ❖ Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales et éventuellement les charges horizontales.
- ❖ Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal), constituant un système de contreventement rigide, et assurant la stabilité de l'ensemble de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme, vent...) et des charges verticales (poids propre, surcharge d'exploitation...)

1.4.2 Les planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux niveaux successifs d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges d'exploitation du bâtiment. Comme ils doivent répondre à l'exigence de l'isolation thermique et acoustique de la structure en plus d'assurer le passage des différents types de gaine et conduite (eau, chauffage, électricité).

Dans notre bâtiment nous distinguons deux types de planchers :

- ❖ **Plancher en corps creux** : porté par des poutrelles disposées parallèlement aux petites portées des travées (espacé de 65 cm) sur lesquelles sont posés les corps creux (Hourdis). Elles assurent la transmission des charges aux éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres).

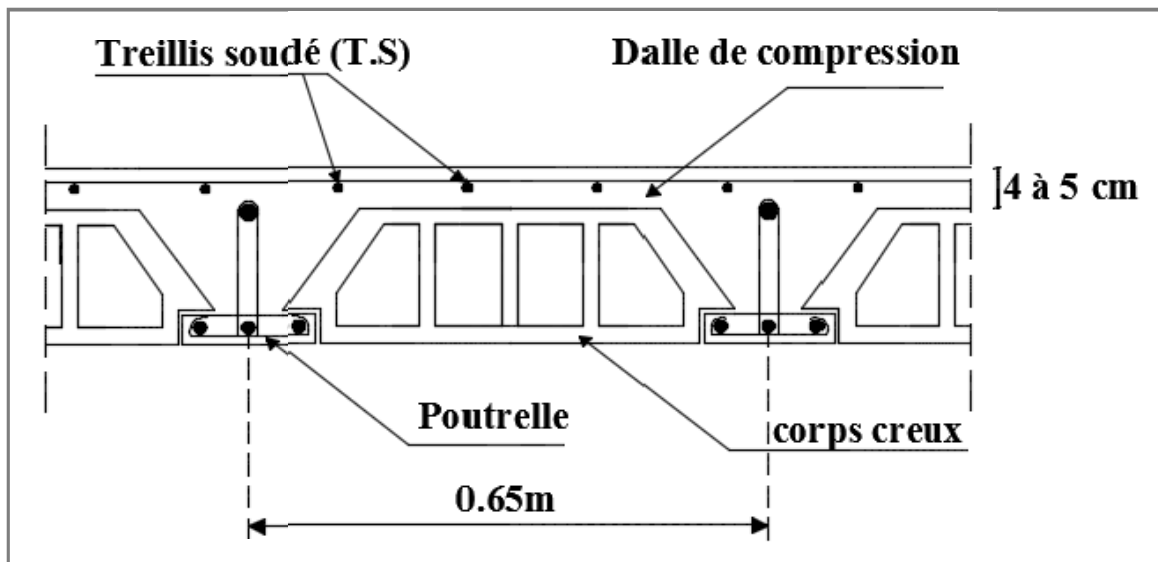


Figure I.1 : schéma du plancher en corps creux.

- ❖ **Plancher en dalle pleine** : la dalle pleine, appelée aussi « dalle massive » est une plaque dont l'épaisseur est petite par rapport à ses autres dimensions, elle possède, notamment pour de petites portées, des avantages remarquables qui en justifient souvent l'emploi, même si elle ne présente pas toujours la solution la plus économique, en effet le volume du béton et des aciers est plus conséquent que pour les corps creux, et nécessite un coffrage sur toute sa surface.

Pour notre structure des dalles pleines en béton armé sont prévues au niveau des balcons.

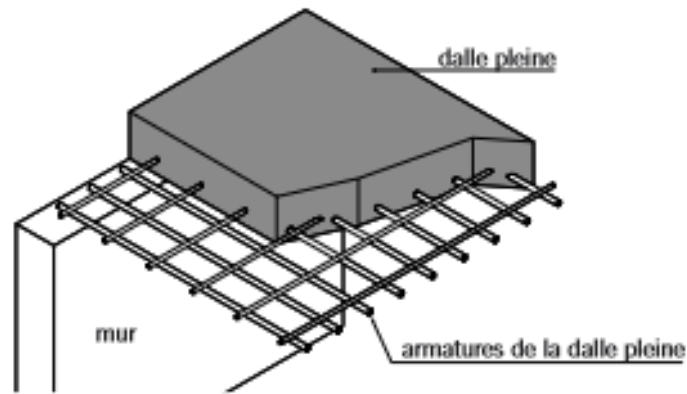


Figure I-2 : éléments du plancher en dalle pleine.

I.4.3 Balcons :

Ce sont des aires consolidées au niveau de chaque plancher, ils seront réalisés en dalle pleine.

I.4.4 Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers permettant la circulation verticale, l'utilisateur peut ainsi franchir, à pied, une différence de niveau. Les escaliers de la structure étudiée sont des escaliers à trois volées et à deux paliers intermédiaires.

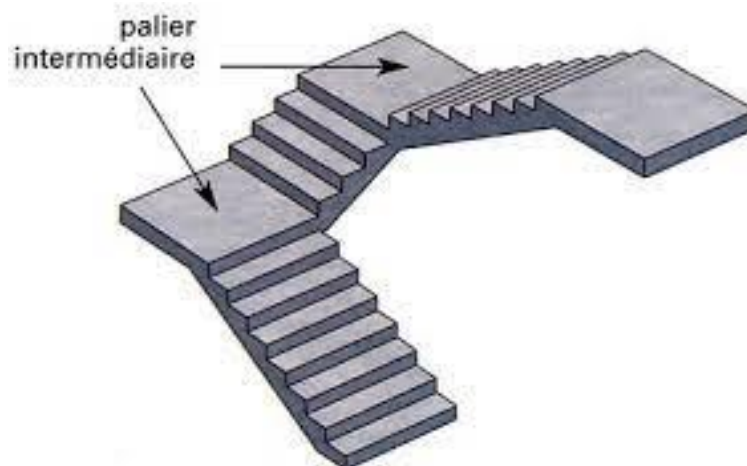


Figure I-3 : Coupe schématique de l'escalier.

1.4.5 Maçonnerie :

- ❖ ***Murs extérieurs*** : Ils sont en double cloisons de 25cm d'épaisseur, en briques creuses de 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5cm (10cm+5cm+10cm).
- ❖ ***Murs intérieurs*** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

1.4.6 Revêtements :

- ❖ Carrelage pour les planchers et les escaliers.
- ❖ Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- ❖ Enduit en ciment pour les murs de façade et les cages d'escaliers.
- ❖ Plâtre pour les cloisons intérieures et les plafonds.

1.4.7 Système de coffrage :

Le coffrage est une structure provisoire, il constitue l'outil essentiel en matière de réalisation d'ouvrages en béton. On opte pour un coffrage métallique pour les voiles afin de réduire les opérations manuelles et le temps d'exécution.

Quant aux portiques, on opte pour un coffrage classique en bois.

Les coffrages métalliques permettent de rationaliser la mise en œuvre du béton et contribuent à l'amélioration de la productivité du chantier. Leurs possibilités de réemploi sont appréciables pour des éléments à caractère répétitif.

Du fait de sa texture et de ses possibilités d'assemblage, le coffrage bois présente de nombreux avantages pour les bétons apparents structurés et pour les ouvrages de formes complexes et non répétitifs.

1.4.8 Toiture :

La toiture est la surface ou couverture couvrant la partie supérieure d'un édifice, permettant principalement de protéger son intérieur contre les intempéries et l'humidité. Une

toiture est une couverture généralement supportée par une charpente et elle est constituée de :

- ❖ Pannes
- ❖ Chevrons
- ❖ Liteaux
- ❖ Tuiles à emboîtement, comme l'illustre la figure suivante :

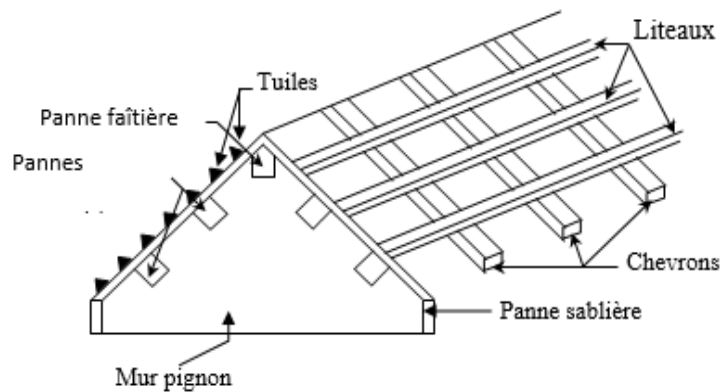


Figure I-4 : Schéma descriptif de la toiture.

1.4.9 Les fondations :

La fondation est un ouvrage d'infrastructure, son ancrage dans le sol assure la stabilité du bâtiment. Son rôle est de fournir des appuis capables de supporter les charges et surcharges de la superstructure afin de les transmettre au sol.

Le type de fondation est choisi selon l'importance du bâtiment et les caractéristiques mécaniques et physiques du sol qui sera défini dans les chapitres qui suivent.

1.5 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Dans notre ouvrage nous allons utiliser deux matériaux essentiels : le béton et l'acier qui doivent satisfaire les règles parasismiques algériennes (*RPA99 version 2003*) ainsi que les règles du béton armé aux états limite (*BAEL 91 modifié 99*).

1.5.1 Le béton :

1.5.1.1 Définitions :

Le béton est un matériau constitué par un mélange de ciment, granulats et eau. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans ce dernier des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts de traction ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut pas à lui seul remplir ce rôle.

1.5.1.2 Caractéristiques physiques et mécaniques du béton :

❖ Résistance caractéristique à la compression : (Art A.2.1, 11 BAEL 91 modifié 99)

Dans les cas courants, un béton est défini par une valeur de sa résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, dite "valeur caractéristique requise". Cette résistance se mesure par des essais de compression simple sur éprouvettes cylindriques de hauteur double de leur diamètre (les éprouvettes sont dites "16-32").

Elle est notée f_{c28} et s'exprime en **MPa** et correspond dans la norme à la valeur de la résistance au-dessous de laquelle peuvent se situer au plus 5 % de la population de tous les résultats des essais sur éprouvette 16x32. Cette résistance caractéristique est donc bien inférieure à la valeur moyenne des résultats d'essai.

Cette résistance varie en fonction de l'âge du béton et le règlement donne des lois d'évolution de f_{cj} (résistance en compression à j jours) en fonction de l'âge "j" en jours.

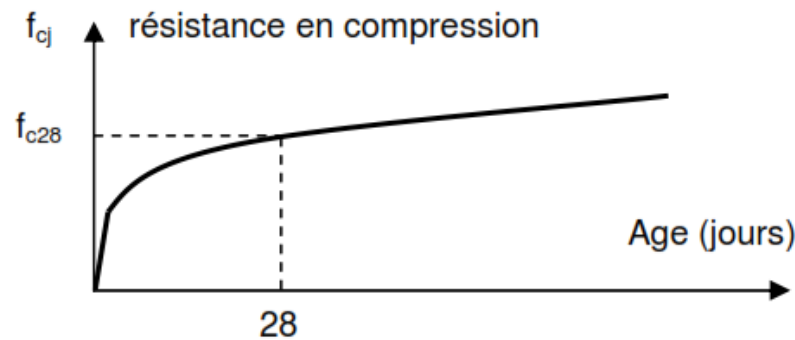


Figure I-5 : Évolution de la résistance en compression d'un béton en fonction de son âge.

| | | |
|---------------|-------------------------------|--|
| $J \leq 28$ | $F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ | $F_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$ |
| | $F_{c28} > 40 \text{ MPa}$ | $F_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(1,40 + 0,95j)}$ |
| $J = 28$ | $F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$ | $F_{cj} = f_{c28}$ pour les calculs de résistance |
| $28 < J < 60$ | | $F_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{(4,76 + 0,83j)}$ pour les calculs de déformation |
| $J > 60$ | | $F_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ pour les calculs de déformation |

Tableau I.1 : Caractéristiques du béton.

❖ Résistance caractéristique à la traction : (Art A.2.1, 12 BAEL 91 modifié 99)

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

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06f_{c28} \quad \text{Pour } f_{cj} < 60 \text{ MPa}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$F_{tj} = 0,6 + 0,06(25)$$

❖ Etat limite des contraintes du béton :

• **Etat limite ultime (E.L.U) (Art A.4.3.41BAEL 91 modifié 99)**

La contrainte limite du béton à l'ELU correspond à l'état limite de compression du béton, elle est donnée par la formule suivante :

$$F_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

Avec : γ_b Coefficient de sécurité

| | |
|------------------------------|--|
| γ_b | • $\gamma_b = 1.15$ Situation Accidentelle |
| | • $\gamma_b = 1.5$ Situation Durable |

Et : θ coefficient de la durée d'application des actions

| | |
|----------------------------|--|
| θ | • $\theta = 0.85$ $t < 1$ heure (Accidentelle) |
| | • $\theta = 0.9$ $1h < t < 24$ heures (Accidentelle) |
| | • $\theta = 1$ $t > 24$ heures (durable) |

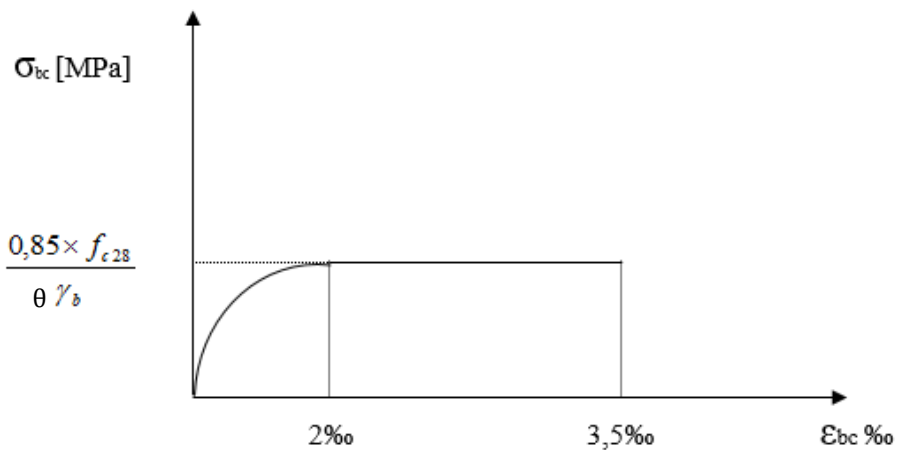


Figure I-6 : Diagramme des contraintes - déformation du béton à l'ELU.

• **Etat limite de service (E.L.S) (Art A.4.5.2 BAEL 91 modifié 99)**

La contrainte limite du béton à l'E.L.S correspond aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique.

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc}$ la contrainte admissible à l'ELS

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

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

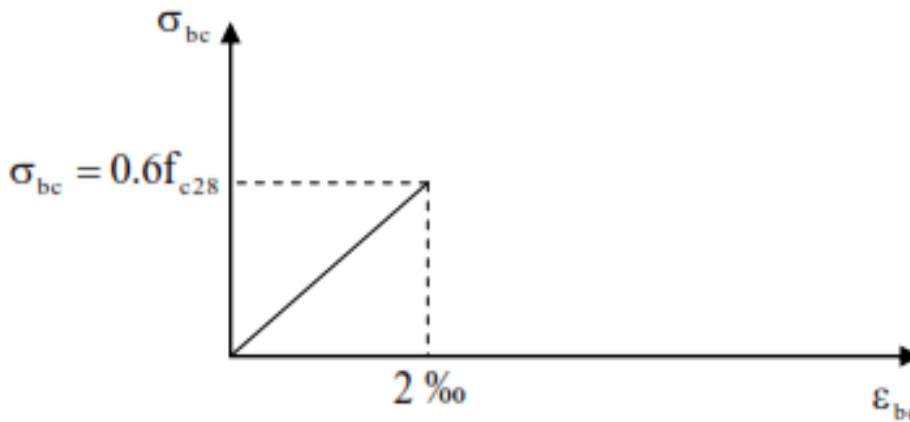


Figure I-7 : Diagramme des contraintes - déformations du béton à l'ELS.

❖ **Contrainte limite de cisaillement : (Art A.5.1.21 BAEL91 modifié 99)**

La contrainte de cisaillement ultime notée (τ) est donnée par l'expression suivante :
(Dans le cas où les armatures sont droites)

Avec : V_u : l'effort tranchant
 b : largeur de la section
 d : hauteur utile ($d=h-c$)

$$\tau_u = V_u / b.d$$

Cette valeur de doit pas dépasser les valeurs suivantes :

$\tau_u \leq \min [0,20f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa}]$ en cas de fissuration non préjudiciable.

$\tau_u \leq \min [0,15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa}]$ en fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

❖ **Module d'élasticité longitudinale :**

La connaissance du module d'élasticité est nécessaire pour le calcul des déformations d'un ouvrage. Selon la durée de l'application de la contrainte, on distingue deux sortes de modules :

• **Module d'élasticité instantané (Art A.2.1.21 BAEL91 modifié 99)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantané à l'âge de « j » jours est donné par la formule suivante :

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

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{(25)} = 32164,195 \text{ MPa}$$

- **Module d'élasticité différée (Art A.2.1.22 BAEL91 modifié 99)**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée et sous l'effet du fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(f_{cj})}$$

Dans notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{(25)} = 10818,86 \text{ MPa}$$

- ❖ **Module d'élasticité transversale :**

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} [\text{MPa}]$$

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson

- ❖ **Coefficient de poisson : (Art A.2.1.3 BAEL91 modifié 99)**

C'est le rapport des déformations relative transversales et longitudinales :

$$\nu = \frac{\text{Déformation relative transversale}}{\text{Déformation relative longitudinale}} = \frac{\frac{\Delta d}{d}}{\frac{\Delta l}{l}}$$

Qui est égal à :

$\nu = 0$ (à l'ELU) pour le calcul des sollicitations

$\nu = 0,2$ (à l'ELS) pour le calcul des déformations

1.5.2 L'acier :

1.5.2.1 Définitions :

L'acier est un matériau très résistant, son rôle est de reprendre les efforts qui ne peuvent pas être repris par le béton ; contrairement à ce dernier, il possède un comportement identique en traction et en compression, il n'y a donc pas de distinction entre la résistance à la traction et à la compression.

On distingue :

Les barres à haute adhérence, de nuances: FeE400 et FeE500
Ce sont les plus recommandés en zone sismique.

Treillis soudés : formés par assemblage des barres de fils lisses ou à haute adhérence.

I.5.2.2 Caractéristiques mécaniques de l'acier :

❖ **Module d'élasticité longitudinal :** (Art 2.2.1 BAEL91 modifié 99)

Quel que soit le type d'acier, on admet généralement qu' E_s sera égal à :

$$E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$$

❖ **Contraintes limites d'élasticité de l'acier :**

- **Etat limite Ultime [ELU] :** (Art A.4.3.2 BAEL91 modifiée 99)

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

Avec γ_s : Coefficient de sécurité

| | |
|------------|--|
| γ_s | • $\gamma_s = 1$ Situation Accidentelle |
| | • $\gamma_s = 1.15$ Situation courante (durable) |

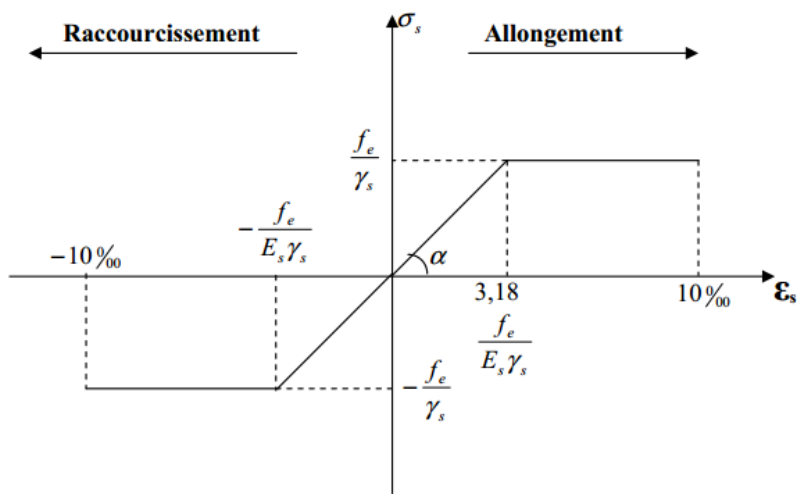


Figure I-8 : Diagramme des contraintes – déformations de l'acier à l'ELU.

- **Etat limite service [ELS] : (Art A.4.5.3 BAEL91 modifié 99)**

Pour éviter le risque de corrosion des armatures, les ouvertures des fissurations dans le béton doivent être limitées ; en limitant les contraintes dans les armatures tendues sous l'action des sollicitations de service.

- ✓ **Fissuration peu préjudiciable : (Art A.4.5.32 BAEL91 modifié 99)**

Cas des éléments situés dans des locaux couverts et clos, aucune vérification n'est nécessaire.

- ✓ **Fissuration préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL91 modifié 99)**

Cas des éléments exposés aux intempéries, à la condensation, ou noyé et émergés en eau :

$$\sigma_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

- ✓ **Fissuration très préjudiciable : (Art A.4.5.33 BAEL91 modifiée 99)**

Cas des éléments devant assurés à des étanchéités ou exposés à des milieux agressifs (eau des mers, industries chimiques...)

$$\sigma_{st} = 0,8 \text{ Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e, \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

Avec : **n** : coefficient de fissuration

- | | |
|----------|--|
| n | <ul style="list-style-type: none"> • n = 1,0 pour les aciers ronds lisses et treillis soudés • n = 1,3 pour les aciers hautes adhérence $\varnothing < 6 \text{ mm}$ • n = 1,6 pour les aciers hautes adhérence $\varnothing \geq 6 \text{ mm}$ |
|----------|--|

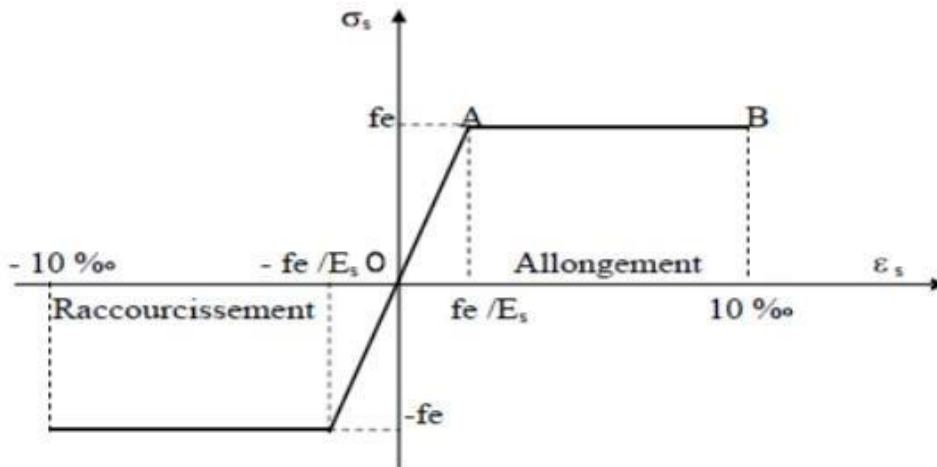


Figure I-9 : Diagramme des contraintes-déformation de l'acier à l'ELS.

❖ *Protection des armatures : (Art A.7.1 BAEL91 modifié 99)*

Pour éviter les problèmes de corrosion des aciers, il est nécessaire de les enrober par une épaisseur de béton suffisante qui dépend des conditions d'exploitation de l'ouvrage.

On adopte les valeurs suivantes :

- **5 cm** : Pour les ouvrages exposés à la mer ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- **3 cm** : Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- **1 cm** : Pour les parois situées dans un local couvert et clos et qui ne sont pas exposées aux condensations.

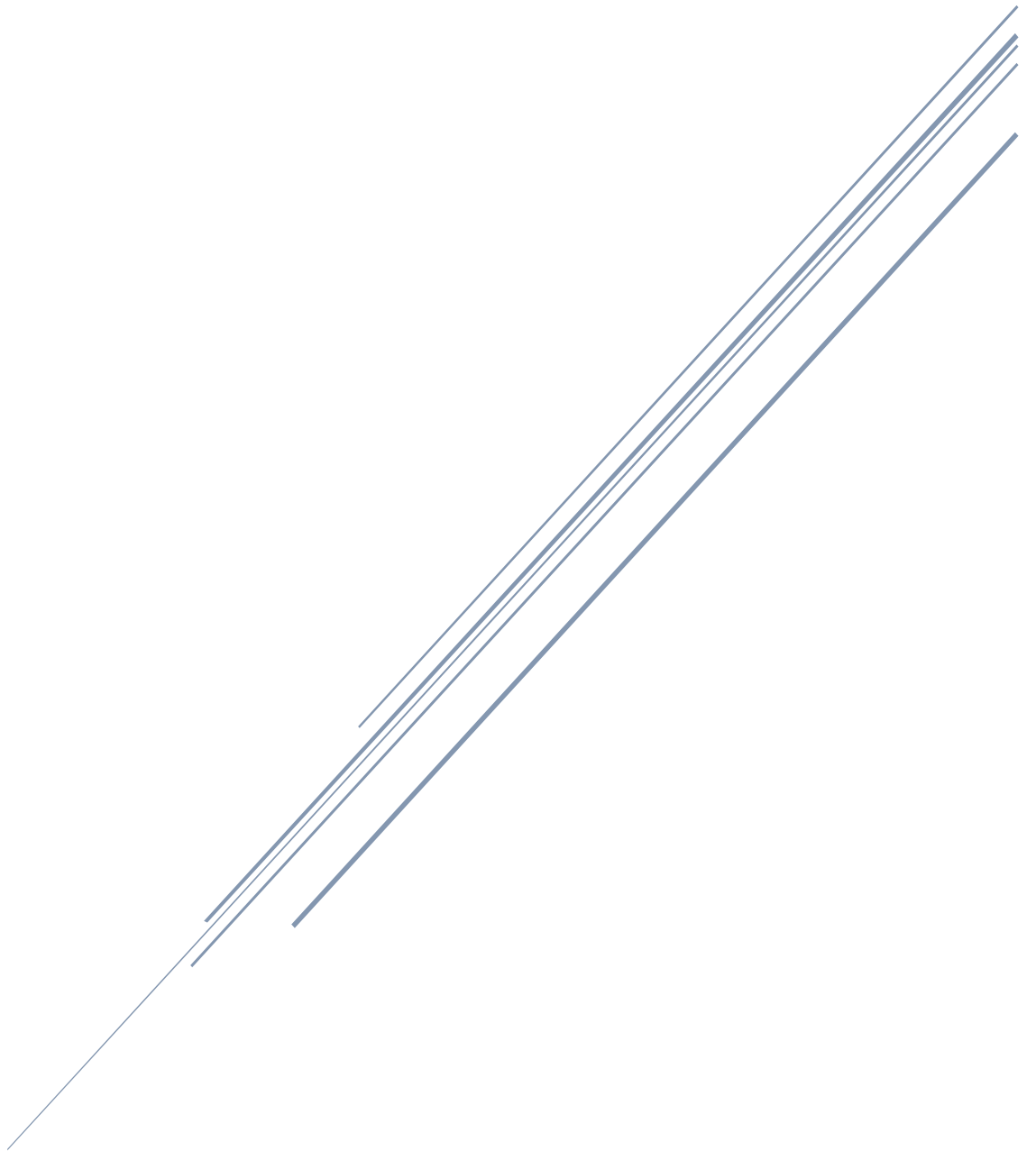
En outre l'enrobage de chaque armature est au moins égal à son diamètre si elle est isolée, ou à la largeur du paquet dont elle fait partie, afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins **5 cm**.

❖ *Conclusion :*

Dans cette partie, on a présenté les différents éléments constitutifs de notre structure, dans les chapitres qui suivront, on effectuera les calculs et les vérifications.

CHAPITRE II

Pré- dimensionnement des éléments



II.1. Introduction :

L'ouvrage étant présenté et ses éléments définis, on passe à présent au pré dimensionnement de ses derniers, en évaluant leur section. Le pré dimensionnement des éléments résistants d'une structure est régie par des lois approchées, ce pré calcul est conforme aux règles : **BAEL 91 modifié 99, CBA 93, RPA99 version 2003.**

II.2. Pré-dimensionnement des éléments :

II.2.1. Les planchers :

Un plancher est une aire généralement plane, limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges.

II.2.1.1 Les planchers en corps creux :

Il s'agit de planchers constitués de corps creux posés sur des poutrelles préfabriquées, le tout complété par une dalle de compression de 4 à 5 cm, d'épaisseur ferrillée par un treillis soudé dont les dimensions des mailles ne dépassent pas :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles .
- 30 cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.

Le dimensionnement du plancher à corps creux est donné par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad (\text{Art B.6.8.424 BAEL 91})$$

L_{max} : porté libre maximale dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

L_{max} : la longueur maximale entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Nous prendrons une section minimale de (25×25) cm² exigé par le RPA qui correspond à celle d'un poteau en zone **IIa**

$$L_{max} = 380 - 25 = 355 \text{ cm.}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{355}{22,5} = 15,77 \text{ cm.}$$

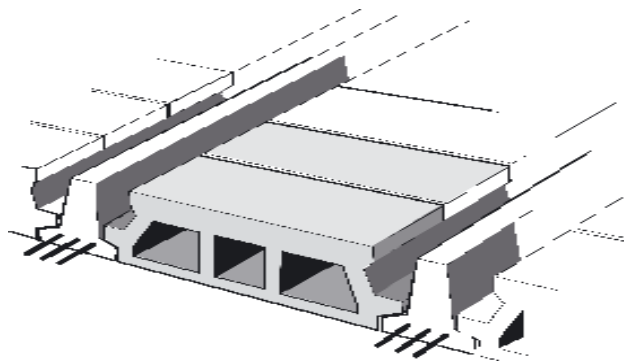


Figure II-1 : Plancher en corps creux.

On optera pour un plancher de $(16+4) = 20$ cm

- Epaisseur du corps creux est de **16 cm**
- Epaisseur de la dalle de compression est de **4 cm**.

II.2.1.2. Les planchers en dalle pleine :

La dalle pleine est un plancher en béton armé de 15 à 20 cm d'épaisseur coulé sur un coffrage plat. Le diamètre des armatures incorporées et leur nombre varient suivant les dimensions de la dalle et l'importance des charges qu'elle supporte. Ce type de plancher est très utilisé dans l'habitat collectif.

Le pré-dimensionnement du plancher en dalle pleine est déterminé en tenant compte des conditions essentielles de résistance et d'utilisation :

a) Condition de résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle des balcons dépend de la formule :

$$e \geq \frac{L_0}{10} \quad \text{Avec : } L_0 \text{ portée libre .}$$

Et e : épaisseur de la dalle.

Dans notre cas : $L_0 = 0,75 \text{ m} \longrightarrow e \geq \frac{75}{10} \longrightarrow e = 7,5 \text{ cm}$

b) Condition de résistance au feu :

Pour deux heures de coupe-feu, l'épaisseur minimale de la dalle pleine doit être égale à **11 cm**.

c) Isolation acoustique :

Pour assurer un minimum d'isolation acoustique, la masse surfacique minimale du béton est de : $\rho = 350 \text{ kg/m}^2$.

L'épaisseur minimale de la dalle est donc :

$$M_p \geq \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ kg/m}^2 \quad \text{Avec : } \rho_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^2.$$

D'où l'épaisseur minimale de dalle est :

$$e \geq \frac{350}{2500} = 0,14 \text{ m} = 14 \text{ cm} \longrightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Donc, on opte pour une épaisseur de : **e = 15 cm**

II.2.2. Les poutres :

Les poutres sont des éléments en béton armé coulés sur place ; on distingue les poutres principales qui servent comme appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Dans notre cas, les poutres principales et les poutres secondaires seront calculées selon deux travées différentes et leurs dimensions seront données par les formules suivantes :

▪ Hauteur : $\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$ (**BAEL 91 modifié 99**)

▪ Largeur : $0,4 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$

Avec :

- h : Hauteur de la poutre.
- b : Largeur de la poutre.
- L_{max} : Longueur maximum entre nus d'appuis considéré.

II.2.2.1. Poutres Principales :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles constituant ainsi un appui à celles-ci.

| | Hauteur [cm] | Largeur [cm] |
|-----------------------|---|--------------------------------|
| Application numérique | $\frac{415}{15} \leq h_t \leq \frac{415}{10}$ | $0,4 (40) \leq b \leq 0,7(40)$ |
| | $27,66 \leq h_t \leq 41,5$ | $16 \leq b \leq 28$ |
| Valeur prise | 40 | 25 |

Tableau II-1 : Pré-dimensionnement des poutres principales.

II.2.2.2. Poutres secondaires :

Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles, et elles servent de chaînage entre les différents éléments de la structure.

| | Hauteur [cm] | Largeur [cm] |
|-----------------------|---|--------------------------------|
| Application numérique | $\frac{355}{15} \leq h_t \leq \frac{355}{10}$ | $0,4 (30) \leq b \leq 0,7(30)$ |
| | $23,66 \leq h_t \leq 35,5$ | $12 \leq b \leq 21$ |
| Valeur prise | 30 | 20 |

Tableau II-2 : Pré-dimensionnement des poutres secondaires.

• Vérification relatives aux exigences de l’RPA (Art 7.5.1 RPA 99/2003) :

| Condition | Poutre principale | Poutre secondaire | Vérification |
|------------------------|-------------------|-------------------|--------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 40 | 30 | vérifié |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 25 | 20 | vérifié |
| $h/b \leq 4$ | 1,6 | 1,5 | vérifié |

Tableau II-3 : Vérification des conditions exigées par l’RPA.

❖ Conclusion :

On constate que les conditions exigées par l’RPA sont vérifiées, donc les sections adoptées sont :

- Poutres principales : PP (25×40) cm²
- Poutres secondaires : PS (20×30) cm²

II.2.3 Les voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place. Ils sont destinés à assurer la stabilité de l’ouvrage sous l’effet des actions horizontales d’une part, et à reprendre une partie des charges verticales d’autre part.

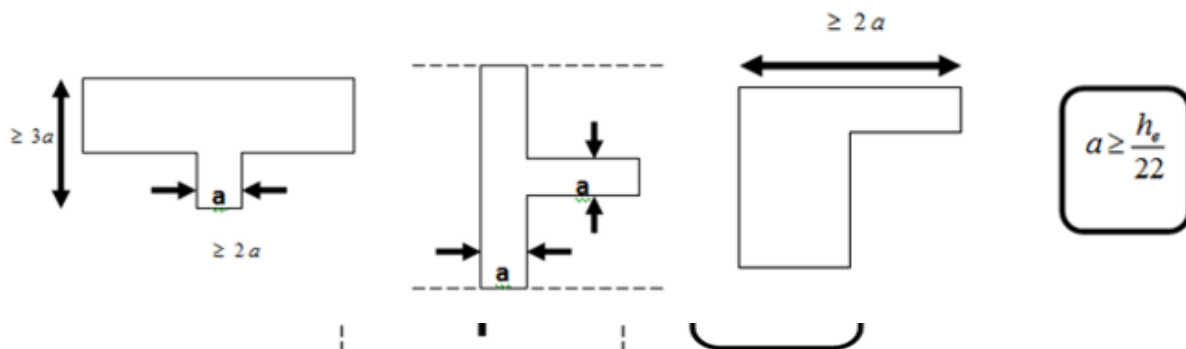
Le pré dimensionnement des voiles se fera conformément à l’Art 7.7.1 RPA 99/2003 :
Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition : $L \geq 4a$

Avec :

a : épaisseur du voile.

Et : L : portée minimale du voile. h_e : hauteur libre de l’étage.

L’épaisseur minimale est de **15 cm**. De plus, l’épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre de l’étage h_e et des conditions de rigidités aux extrémités comme indiqué à la figure ci-dessous :



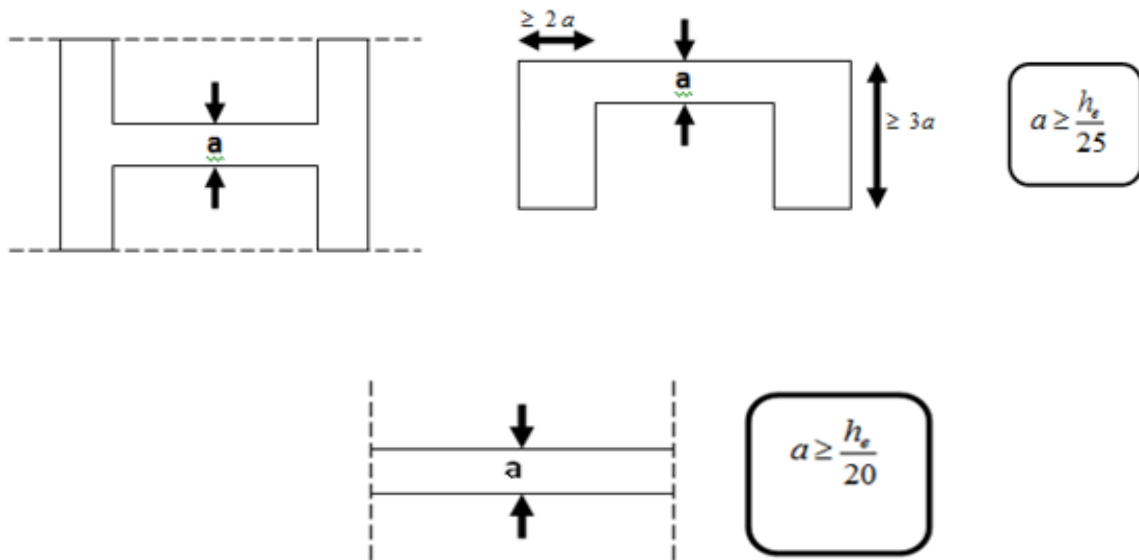


Figure II-2 : Coupe du voile en plan.

Avec:

$$a \geq \max (h_e/25 ; h_e/22 ; h_e/20) \longrightarrow a \geq h_e / 20$$

$$h_e = h - e_p \quad \text{où} \quad e_p : \text{Hauteur du plancher} = (16 + 4) = 20 \text{ cm.}$$

❖ *Le sous-sol :*

$$h_{S-sol} = 3,57\text{m} = 357\text{cm} \longrightarrow h_e = 357 - 20 = 337 \text{ cm} \longrightarrow a \geq 337/20 = 16,85 \text{ cm.}$$

❖ *Les étages courants :*

$$h_{ec} = 3,06\text{m} = 306\text{cm} \longrightarrow h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm} \longrightarrow a \geq 286/20 = 14,3 \text{ cm.}$$

On opte pour des voiles d'épaisseur : **a = 20 cm.**

● *Vérification relatives aux exigences de l'RPA :*

Pour que les voiles puissent assurer une fonction de contreventement, leur longueurs (l_{min}) doit être au moins égale à 4 fois leur épaisseurs :

Dans notre cas : $l_{min} = 0,85\text{m} \geq 4 \times 0,2 = 0,8 \text{ m} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

Et : $a_{min} = 20 \text{ cm} \geq 15\text{cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée.**

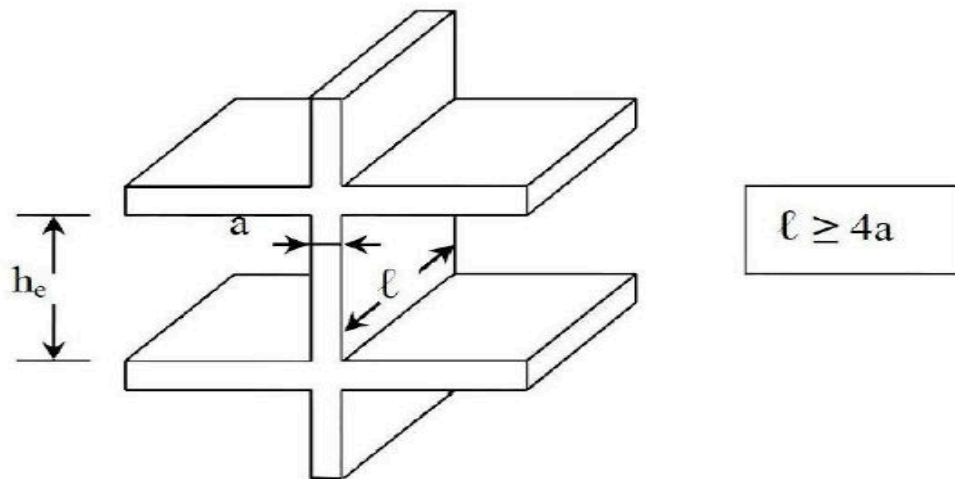


Figure II-3 : Coupe du voile en élévation.

II.2.4 Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des différents niveaux et les transmettre à la fondation, cette dernière les transmet au sol.

Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS sous un effort de compression N_s sur le poteau le plus sollicité. Selon l'article (7.4.1 RPA 99/2003), les dimensions de la section transversale des poteaux en zone IIa doivent satisfaire la condition suivante :

- $\min (b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$

- $\min (b_1, h_1) \geq h/20$

$1/4 < (b_1 / h_1) < 4$

La section du poteau sera déterminée par la formule : $S \geq \frac{N_s}{\sigma_{bc}}$

Avec: $N_s = G + Q$

Et :

N_s : effort de compression repris par le poteau le plus sollicité.

S : section du poteau.

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

σ_{bc} : Contrainte limite de service du béton en compression.

Où : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

▪ **Remarque :**

L'effort normal N_s sera déterminé à partir de la descente de charge. On aura donc à déterminer d'abord les charges et surcharges des différents niveaux du bâtiment.

II.2.4.1 La descente de charges :

La descente de charges a pour but la distribution et le transfert des charges dans une structure, en effet elle permet de connaître la répartition et le cheminement des dites charges sur l'ensemble des éléments porteurs de la structure.

Toute structure étant soumise à des charges gravitationnelles, le cheminement des efforts s'effectue du niveau le plus haut (la charpente pour notre cas) vers le niveau le plus bas (les fondations).

Avant de commencer le calcul de la descente de charges, il est nécessaire de définir les charges et surcharges, ainsi que les surfaces d'influence de ces dernières.

II.2.4.1.1 Détermination des charges et surcharges :**a) Charges permanentes G :**

Les poids volumiques des éléments constituant les planchers, les murs ainsi que les surcharges d'exploitation sont donnés par le **DTR B.C.2.2**.

• La toiture :

| N° | Élément | Pente ° | Poids volumique (KN/m ³) | Charge permanente G (KN/m ²) |
|---|---|---------|--------------------------------------|--|
| 1 | Tuiles mécaniques à emboîtement (litage compris) | 45 | 0,45 | 0,64 |
| 2 | Chevrons et pannes | 45 | 0,15 | 0,21 |
| 3 | Murs pignon (cloison) | 45 | 0,9 | 0,90 |
| Charge permanente totale de la toiture G_t | | | | 1,75 |

Tableau II-4 : Charges permanentes de la toiture.

• Plancher du dernier étage (en attique) :

| N° | Elément | Epaisseur [m] | Poids volumique (KN/m ³) | Charge permanente G(KN/m ³) |
|---|--------------------------------|---------------|--------------------------------------|---|
| 1 | Plancher en corps creux (16+4) | 0,20 | 14 | 2,80 |
| 2 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,20 |
| 3 | Mur de séparation | 0,10 | 09 | 0,9 |
| Charge permanente totale du plancher du dernier étage Gpde | | | | 3,90 |

Tableau II-5 : Charges permanentes du plancher du dernier étage.

● *Plancher étage courant :*

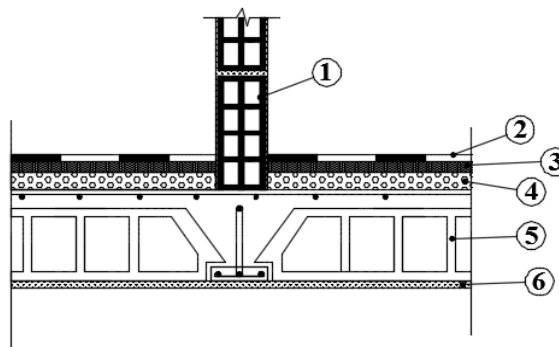


Figure II-4 : Coupe d'un plancher d'étage courant.

| N° | Elément | Epaisseur [m] | Poids volumique (KN/m ³) | Charge permanente G(KN/m ²) |
|--|--|---------------|--------------------------------------|---|
| 1 | Maçonnerie en brique creuse y compris enduit | 0,14 | --- | 1 |
| 2 | Revêtement carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 3 | Mortier de pose | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 4 | Couche de sable | 0,03 | 18 | 0,54 |
| 5 | Dalle en corps creux (16+4) | 0,2 | 14 | 2,8 |
| 6 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Charge permanente totale du plancher d'étage courant Gpec | | | | 5,42 |

Tableau II-6 : Charges permanentes d'étage courant.

● *Plancher dalle pleine :*

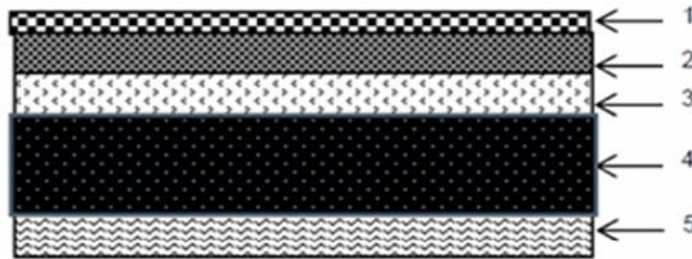


Figure II-5 : Coupe d'un plancher en dalle pleine.

| N° | Elément | Epaisseur[m] | Poids volumique (KN/m ³) | Charge permanente G(KN/m ²) |
|---|--|--------------|--------------------------------------|---|
| 1 | Revêtement carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 3 | Couche de sable | 0,03 | 18 | 0,54 |
| 4 | Dalle en béton arme | 0,15 | 25 | 3,75 |
| 5 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| 6 | Maçonnerie en brique creuse y compris enduit | 0,14 | --- | 1 |
| Charge permanente totale de la dalle pleine G_{dp} | | | | 6,37 |

Tableau II-7 : Charges permanentes de la dalle pleine.

● *Maçonnerie :*

* *Murs extérieurs :*

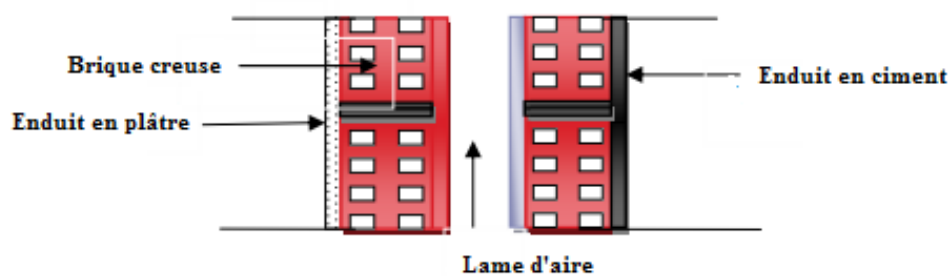


Figure II-6 : Coupe verticale d'un mur extérieur.

| N° | Elément | Epaisseur [m] | Poids volumique (KN/m ³) | Charge permanente G(KN/m ²) |
|---|------------------|---------------|--------------------------------------|---|
| 1 | Enduit en ciment | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 2 | Brique creuse | 2 × 0,10 | 9 | 1,8 |
| 3 | Lame d'air | 0,10 | / | / |
| 4 | Enduit en plâtre | 0,02 | 10 | 0,2 |
| Charge permanente totale du mur extérieur G_{mext} | | | | 2,36 |

Tableau II.8 : Charges permanentes du mur extérieur.

* *Murs intérieurs :*

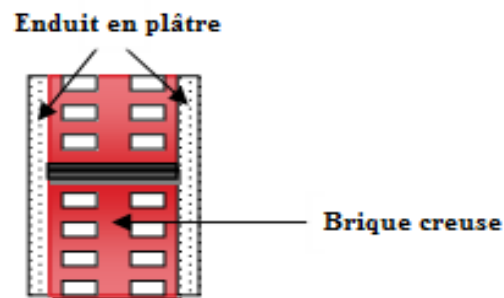


Figure II-7 : Coupe verticale d'un mur intérieur.

| N° | Elément | Epaisseur [m] | Poids volumique (KN/m ³) | Charge permanente G(KN/m ²) |
|---|------------------|---------------|--------------------------------------|---|
| 1 | Enduit en plâtre | 2×0,02 | 10 | 0,4 |
| 2 | Brique creuse | 0,10 | 9 | 0,9 |
| Charge permanente totale du mur intérieur G_{mint} | | | | 1,30 |

Tableau II.9 : Charges permanentes du mur intérieur.

b) *Surcharges d'exploitation Q :*

Les surcharges d'exploitation sont données par le **DTR B.C.22** :

- ❖ Toiture.....1 KN/m²
- ❖ Plancher sous la toiture (comble).....1 KN/m²
- ❖ Plancher étage courant à usage d’habitation..... 1,5 KN/m²
- ❖ Plancher RDC à usage d’habitation.....1,5 KN/m²
- ❖ Plancher sous-sol à usage garage.....2,5 KN/m²
- ❖ Escalier2,5 KN/m²
- ❖ Balcon3,5 KN/m²

II.2.4.1.2 Calcul des Charges et surcharges revenant au poteau le plus solliciter :

En fonction de la surface d’influence de chaque poteau, on constate que le poteau le plus sollicité vis-à-vis de la descente de charge est le : **C4**

• **La surface d’influence :**

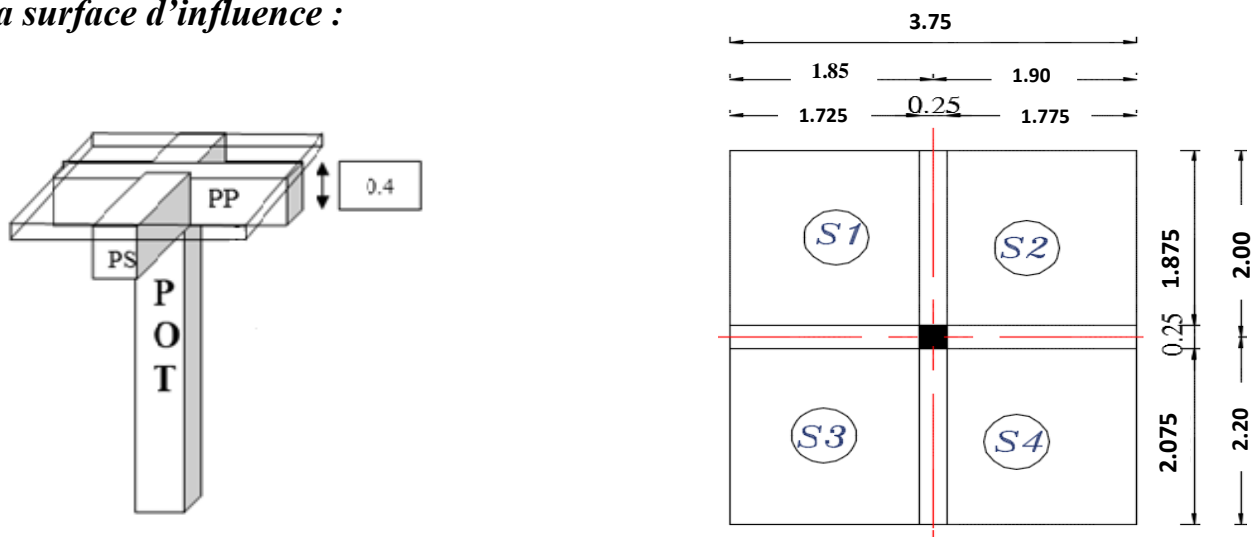


Figure II-8 : Surface d’influence sur le poteau.

• **Surface du plancher revenant au Poteau :**

$$S=S1+S2+S3+S4$$

$$S1=1,725 \times 1,875=3,234 \text{ m}^2$$

$$S2=1,775 \times 1,875=3,328 \text{ m}^2$$

$$S3=1,725 \times 2,075=3,579 \text{ m}^2$$

$$S4=1,775 \times 2,075=3,683 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{tot}}= 13,824 \text{ m}^2$$

• Surface de la toiture revenante au poteau :

La toiture se compose de deux versants inclinés de :

$\tan \alpha_1 = \tan \alpha_2 = \frac{2,6}{5,7} = 0,45$ D'où : $\alpha = 24^\circ$ (Une pente de 45 %)

$X_1 = \frac{1,775}{\cos 24^\circ} = 1,9 \text{ m}$ $X_2 = \frac{1,725}{\cos 24^\circ} = 1,9 \text{ m}$

$S_{\text{tot}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4 + S_p$

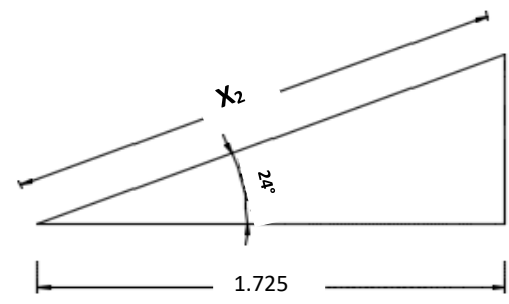
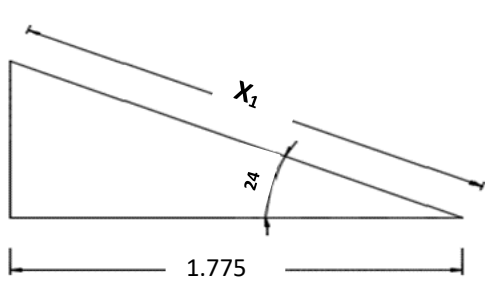
$S_1 = 1,875 \times 1,9 = 3,562 \text{ m}^2$

$S_2 = 1,875 \times 1,9 = 3,562 \text{ m}^2$

$S_3 = 2,075 \times 1,9 = 3,942 \text{ m}^2$

$S_4 = 2,075 \times 1,9 = 3,942 \text{ m}^2$

$S_p = (3,75 \times 0,25) + (4,4 \times 0,25) = 2,037 \text{ m}^2 \longrightarrow S_{\text{toit}} = 17,045 \text{ m}^2$



II.2.4.1.3 Calcul des poids propres des éléments :

| Elément | | Opération | Poids [KN] |
|-----------|------------------------|---|------------|
| Toiture | | $1,75 \times 17,045$ | 29,82 |
| Planchers | Dernier étage (comble) | $3,90 \times 13,824$ | 53,91 |
| | Etage courant | $5,42 \times 13,824$ | 74,93 |
| Poutres | Principales | $(0,25 \times 0,40) \times 4,40 \times 25$ | 11,00 |
| | Secondaires | $(0,20 \times 0,30) \times 3,80 \times 25$ | 5,70 |
| | Toiture (inclinées) | $(4,4 + 1,9 + 1,9) \times 0,25 \times 0,25 \times 25$ | 12,81 |
| Poteaux | Comble | $(0,25 \times 0,25) \times 3,02 \times 25$ | 4,72 |
| | RDC + étages courants | $(0,25 \times 0,25) \times 3,06 \times 25$ | 4,78 |
| | Sous-sol | $(0,25 \times 0,25) \times 3,57 \times 25$ | 5,58 |

Tableau II-10 : Poids propre des éléments.

• Surcharges d'exploitation Q :

| Elément | Opération | Surcharge [KN] |
|-----------------------|---|----------------|
| Toiture | $Q_0 = 1 \times 17,045$ | 17,045 |
| Sous toiture (comble) | $Q_1 = 1 \times 13,824$ | 13,824 |
| RDC + étages courants | $Q_2 = Q_3 = Q_4 = Q_5 = Q_6 = Q_7 = 1,5 \times 13,824$ | 20,736 |
| Sous-sol | $Q_8 = 2,5 \times 13,824$ | 34,560 |

Tableau II-11 : Surcharges d'exploitation.

II.2.4.1.4 La dégression des charges :

La descente de charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces d'influences.

D'après le **D.T.R B.C 2.2**, cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux

$n \geq 5$ niveau où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, ce qui est applicable dans notre cas (**Art 6.3.D.T.R B.C 2.2**) :

$$Q_n = Q_0 + \left(\frac{3 + n}{2n}\right) \sum Q_i$$

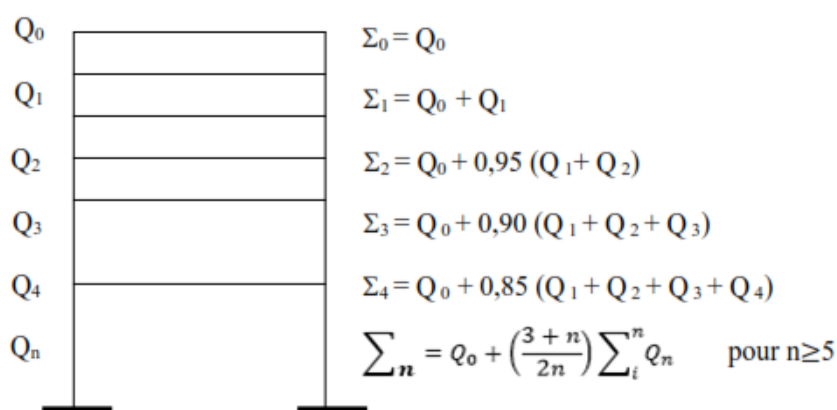


Figure II-9 : Descente de charges.

Avec : Q_0 : Surcharge d'exploitation de la toiture

Q_i : Surcharge d'exploitation de l'étage i

n : Numéro de l'étage du haut vers le bas

Q_n : Surcharge d'exploitation à l'étage n en tenant compte de la dégression des charges

❖ Coefficient de dégression des charges :

| Niveau | Toiture | Comble | 5 | 4 | 3 | 2 | 1 | RDC | S-sol |
|--------|---------|--------|------|------|------|------|------|------|-------|
| Coeff | 1 | 1 | 0,95 | 0,90 | 0,85 | 0,80 | 0,75 | 0,71 | 0,68 |

Tableau II-12 : Coefficients de dégression des charges.

❖ Surcharges cumulées :

Toiture : $\Sigma_0 = Q_0$

Comble : $\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$

5^{eme} étage : $\Sigma_2 = Q_0 + 0,95 (Q_1 + Q_2)$

4^{eme} étage : $\Sigma_3 = Q_0 + 0,90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

3^{eme} étage : $\Sigma_4 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

2^{eme} étage : $\Sigma_5 = Q_0 + 0,80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

1^{er} étage : $\Sigma_6 = Q_0 + 0,75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$

RDC : $\Sigma_7 = Q_0 + 0,71 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7)$

Sous-sol : $\Sigma_8 = Q_0 + 0,68 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8)$

❖ Application numérique :

Toiture : $\Sigma_0 = 17,045 \text{ KN}$

Comble : $\Sigma_1 = 17,045 + 13,824 = 30,869 \text{ KN}$

5^{eme} étage : $\Sigma_2 = 17,045 + 0,95(13,824 + 20,736) = 49,877 \text{ KN}$

4^{eme} étage : $\Sigma_3 = 17,045 + 0,9(13,824 + 20,736 + 20,736) = 66,811 \text{ KN}$

3^{eme} étage : $\Sigma_4 = 17,045 + 0,85(13,824 + 20,736 + 20,736 + 20,736) = 81,672 \text{ KN}$

2^{eme} étage : $\Sigma_5 = 17,045 + 0,8(13,824 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736) = 94,459 \text{ KN}$

1^{er} étage : $\Sigma_6 = 17,045 + 0,75(13,824 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736) = 105,173 \text{ KN}$

RDC : $\Sigma_7 = 17,045 + 0,71(13,824 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736) = 115,195 \text{ KN}$

S-sol : $\Sigma_8 = 17,045 + 0,68(13,824 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 20,736 + 34,56) = 148,649 \text{ KN}$

❖ Dimensionnement des sections des poteaux :

| Niveau | Charges permanentes [KN] | | | | | Charges d'exploitations [KN] | Effort normal [KN] | Section des poteaux [cm ²] | |
|------------------|--------------------------|-----------|-----------|---------|----------|------------------------------|---------------------|--|-----------------|
| | G plancher | G Poteaux | G Poutres | G Total | G Cumulé | Q Cumulé | N _s =G+Q | Section trouvée | Section adoptée |
| Toiture | 29,82 | / | 12,81 | 42,63 | 42,63 | 17,045 | 59,675 | 39,783 | / |
| Comble | 53,91 | 4,72 | 16,70 | 75,33 | 117,96 | 30,869 | 148,829 | 92,219 | 35×35 |
| 5 ^{eme} | 74,93 | 4,78 | 16,70 | 96,41 | 214,37 | 49,877 | 264,247 | 176,165 | 35×35 |
| 4 ^{eme} | 74,93 | 4,78 | 16,70 | 96,41 | 310,78 | 66,811 | 377,591 | 251,727 | 35×35 |
| 3 ^{eme} | 74,93 | 4,78 | 16,70 | 96,41 | 407,19 | 81,672 | 588,862 | 392,575 | 40×40 |
| 2 ^{eme} | 74,93 | 4,78 | 16,70 | 96,41 | 503,60 | 94,459 | 698,059 | 465,373 | 40×40 |
| 1 ^{er} | 74,93 | 4,78 | 16,70 | 96,41 | 600,01 | 105,173 | 705,183 | 470,122 | 40×40 |
| RDC | 74,93 | 4,78 | 16,70 | 96,41 | 696,42 | 115,195 | 811,615 | 541,077 | 45×45 |
| S-sol | 74,93 | 5,58 | 16,70 | 97,21 | 793,63 | 148,649 | 942,279 | 628,186 | 45×45 |

Tableau II-13 : Sections des poteaux.

II.2.4.2. Vérification des conditions exigées par (l'Art 7.4.1.RPA 99/2003) :

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.
 Les dimensions de la section transversales des poteaux en zone de moyenne Sismicité (IIa) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min} (b; h) \geq 25 \text{ cm.}$
- $\text{Min} (b; h) \geq h_e/20.$
- $1/4 < b/h < 4.$

| Conditions exigées par l'RPA | Niveau | Section du poteau[cm ²] | Vérification des conditions | |
|---|---|-------------------------------------|-----------------------------|----------|
| | | | | |
| <p>Min (b ; h) ≥ 25 cm</p> <p>Min (b ; h) ≥ he/20</p> <p>1/4 < b/h < 4</p> | Comble | 35×35 | Min(b ;h)=35 cm | Vérifiée |
| | | | he/20=302/20=15,10 cm | Vérifiée |
| | | | 0,25<35/35<4 | Vérifiée |
| | Du 4 ^{eme} au 5 ^{eme} étage | 35×35 | Min(b ;h)=35 cm | Vérifiée |
| | | | he/20=306/20=15,30 cm | Vérifiée |
| | | | 0,25<35/35<4 | Vérifiée |
| | Du 1 ^{er} au 3 ^{eme} étage | 40×40 | Min(b ;h)=40 cm | Vérifiée |
| | | | he/20=306/20=15,30 cm | Vérifiée |
| | | | 0,25<40/40<4 | Vérifiée |
| RDC | 45×45 | Min(b ;h)=45 cm | Vérifiée | |
| | | he/20=306/20=15,30 cm | Vérifiée | |
| | | 0,25<45/45<4 | Vérifiée | |
| S-sol | 45×45 | Min(b ;h)=45 cm | Vérifiée | |
| | | he/20=357/20=17,85 cm | Vérifiée | |
| | | 0,25<45/45<4 | Vérifiée | |

Tableau II-14 : Vérification des conditions du RPA.

II.2.4.3 Vérification au flambement :

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 .

Il faut donc vérifier que l’élancement λ des poteaux soit :

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

Avec :

λ : Elancement du poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau ($L_f = 0,7 l_0$)

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

S : section transversale du poteau ($b \times h$)

l_0 : longueur libre du poteau.

Et : I : Moment d’inertie du poteau $I = \frac{bh^3}{12}$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{I}{S}}} = \frac{0,7l_0}{\sqrt{\frac{bh^3/12}{S}}}$$

| Niveau | b [cm] | h [cm] | I [cm ⁴] | S (cm ²) | i [cm] | l ₀ [cm] | L _f [cm] | λ | Condition |
|------------------|--------|--------|----------------------|----------------------|--------|---------------------|---------------------|-------|--------------------|
| Comble | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,104 | 213 | 149,1 | 14,76 | condition vérifiée |
| 5 ^{eme} | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,104 | 286 | 200,2 | 19,81 | condition vérifiée |
| 4 ^{eme} | 35 | 35 | 125052,08 | 1225 | 10,104 | 286 | 200,2 | 19,81 | condition vérifiée |
| 3 ^{eme} | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,547 | 286 | 200,2 | 15,41 | condition vérifiée |
| 2 ^{eme} | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,547 | 286 | 200,2 | 15,41 | condition vérifiée |
| 1 ^{er} | 40 | 40 | 213333,33 | 1600 | 11,547 | 286 | 200,2 | 15,41 | condition vérifiée |
| RDC | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,990 | 286 | 200,2 | 15,41 | condition vérifiée |
| S-sol | 45 | 45 | 341718,75 | 2025 | 12,990 | 337 | 235,9 | 18,16 | condition vérifiée |

Tableau II-15 : Vérification du flambement des poteaux.

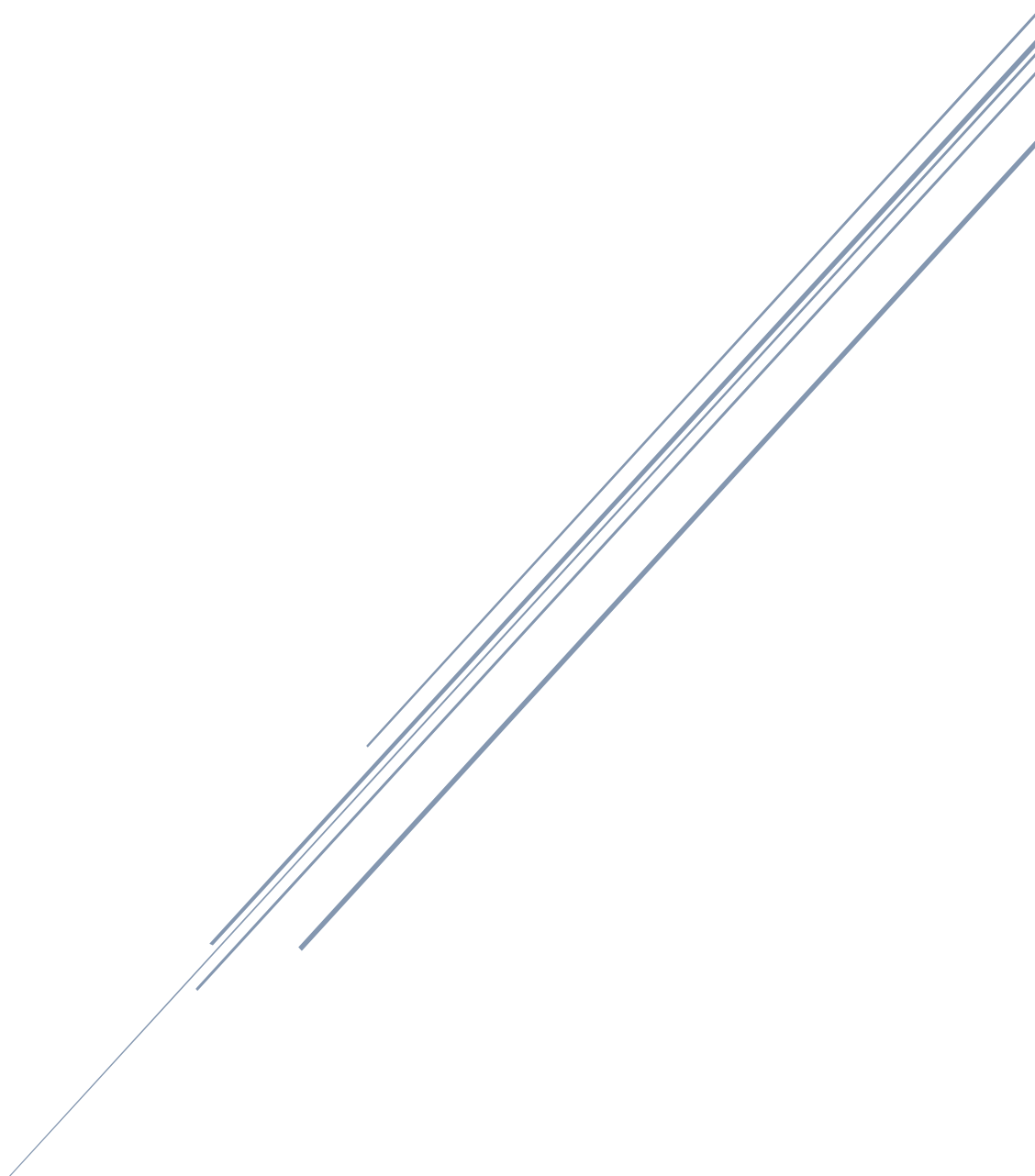
Conclusion :

- Poutres principales : **25 × 40 cm²**
- Poutres secondaires : **20 × 30 cm²**
- Epaisseur des balcons en dalle pleine : **15 cm**
- Epaisseur des voiles : **20 cm**
- Epaisseur planché en corps creux : **16 + 4 = 20 cm**
- Sections adoptées pour les poteaux :
 - Sous-sol → RDC : **45 × 45 cm²**
 - 1^{er} → 3^{eme} étage : **40 × 40 cm²**
 - 4^{eme} → Comble : **35 × 35 cm²**

A ce niveau les éléments structuraux de notre ouvrage sont pré-dimensionnés, mais pas définitivement, puisqu'ils peuvent changés après l'étude dynamique de la structure.

CHAPITRE III

Calcul des éléments secondaires



III.1 Calcul des planchers**III.1.1 Introduction :**

Ce chapitre se portera sur l'étude des éléments secondaires (la charpente, les escaliers, les balcons et les planchers, qui ne font pas partie du système de contreventement). L'étude sera basée sur le dimensionnement, le ferrailage et les différentes vérifications. Le calcul se fera conformément aux règles **BAEL 91/99** et l'**RPA99/2003**.

III.1.2 Etude du plancher :

Notre structure comporte d'un plancher en corps creux, utilisé comme coffrage perdu et comme isolant thermique et phonique de hauteur 16 cm, dont les poutrelles sont préfabriquées et disposées dans le sens longitudinal (YY) sur lesquelles repose le corps creux (hourdis) et une dalle de compression en béton.

Les nervures (poutrelles) sont de section en T, distantes de 65 cm entre axes.

III.1.3 Etude de la Dalle de compression :

La dalle de compression est une dalle en béton de 4 cm coulée sur place et sur l'ensemble du plancher. Elle est généralement armée d'un treillis soudé de nuance **TL 520**

avec : $f_e = 520 \text{ MPa}$.

Cette dalle de compression donne au plancher sa rigidité et assure la transmission des charges vers les poutrelles puis les poutres. Les dimensions des mailles sont au plus égale aux valeurs indiquées par l'Art **B.6.8.423 BAEL 91/99** :

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

Ayant pour but de : -Limiter les risques de fissuration par retrait.

-Résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.

-Répartir les charges localisées entre poutrelles voisines.

III.1.4 Calcul des Armatures :**a) Pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} \geq \frac{4l}{f_e}$$

Avec : $l = 65 \text{ cm}$: distance entre axes des poutrelles.

Et : $f_e = 520 \text{ MPa}$: Limite d'élasticité.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{On adoptera : } \mathbf{5T4} = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement : } \mathbf{e = 20 \text{ cm}}$$

b) Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,63}{2} = 0,315 \text{ cm}^2/\text{ml} \longrightarrow \text{On adoptera : } 5\text{T4} = 0,63 \text{ cm}^2 \text{ avec espacement : } e = 20 \text{ cm}$$

Conclusion :

On adoptera pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (TL520) de (20x20).

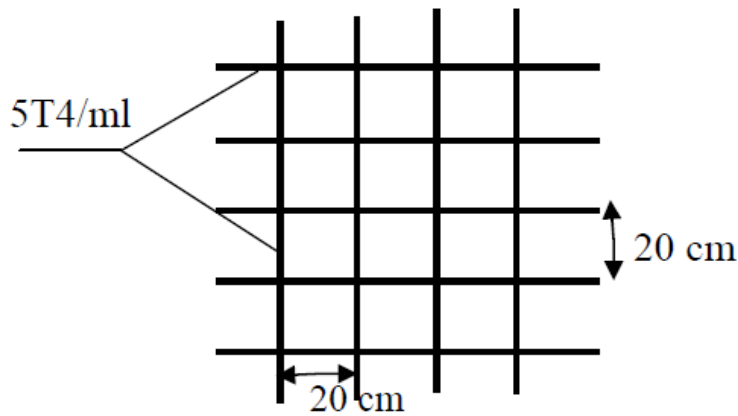


Figure III-1-1 : Schéma statique du treillis soudé.

III.1.5 Etude des poutrelles :

Les poutrelles sont sollicitées par des charges uniformément réparties dont la longueur est déterminée par l'entraxe de deux poutrelles. Le calcul se fera en deux étapes : avant et après coulage de la dalle de compression.

III.1.5.1 Dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées comme des poutres en T, les règles préconisent que la largeur **b₁** de la dalle de compression à prendre en compte dans chaque côté de la nervure, est limitée par la plus faible des valeurs suivantes :

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L}{2} ; \frac{L_1}{10} ; \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} \right) \quad (\text{Art A.4.1.3 BAEL 91/99})$$

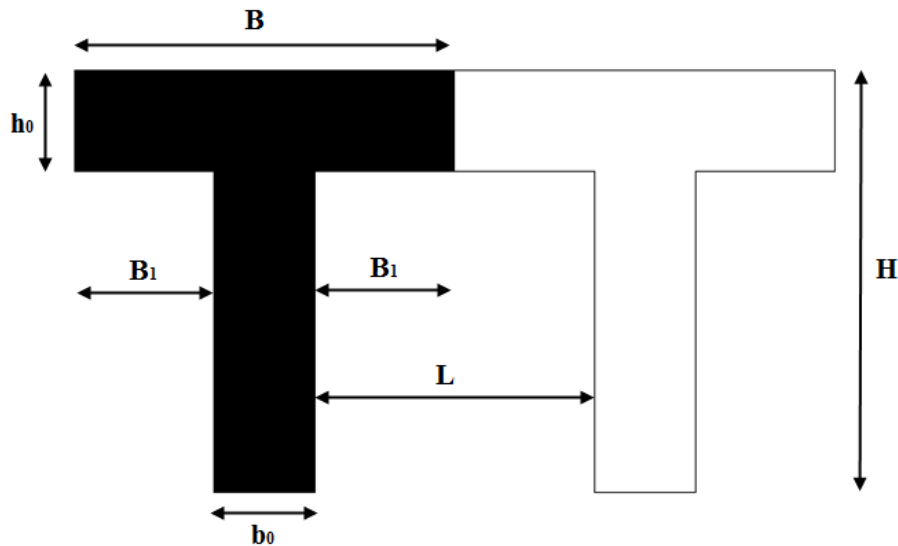


Figure III-1-2 : Coupe vertical d’une poutrelle.

Avec :

- b_0 : Largeur de la poutrelle $b_0 = 12 \text{ cm}$.
- b : Distance entre axes des poutrelles $b = 2b_1 + b_0$
- L : Distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $L = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.
- h_0 : épaisseur de la dalle de compression $h_0 = 4 \text{ cm}$.
- H : hauteur totale de la poutrelle $H = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$
- L_1 : Portée de la plus grande travée $L_1 = 3,55 \text{ m}$

$$\left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{L}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{L_1}{10} = \frac{355}{10} = 35,5 \text{ cm} \\ b_1 \leq \frac{2}{3} \times \frac{L_1}{2} = \frac{2}{3} \times \frac{355}{2} = 118,3 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On prend : } b_1 = 26,5 \text{ cm}$$

Donc : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times (26,5) + 12 = 65 \text{ cm}$

III.1.5.2 Calcul des poutrelles :

a) Avant le coulage de la dalle de compression :

Avant le coulage du béton de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme étant simplement appuyée, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l’ouvrier.

Le calcul se fera pour la travée la plus défavorable, c’est-à-dire la travée de plus grande longueur : $L = 3,80 \text{ m}$.

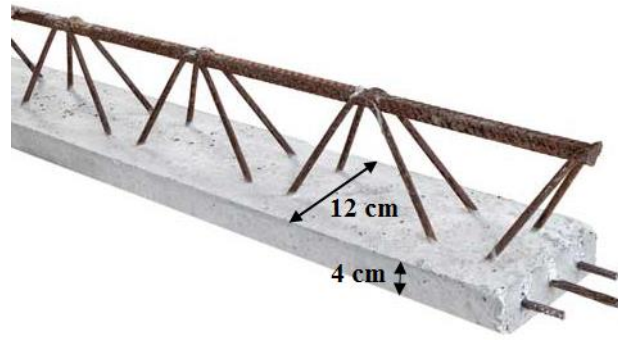


Figure III-1-3 : Poutrelle.

❖ Charges et Surcharges :

- Poids propre de la poutrelle : $G_p = 0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ KN/ml}$
- Poids propre de corps creux : $G_c = 0,95 \times 0,65 = 0,62 \text{ KN/ml}$
- Poids propre totale : $G = 0,12 + 0,62 = 0,74 \text{ KN/ml}$
- La surcharge de l'ouvrier : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison des charges à l'E L U :

$$Q_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(0,74) + 1,5 (1) = 2,5 \text{ KN/ml}$$

❖ Ferrailage à l'état limite ultime (E L U) :

Le calcul se fera en flexion simple :

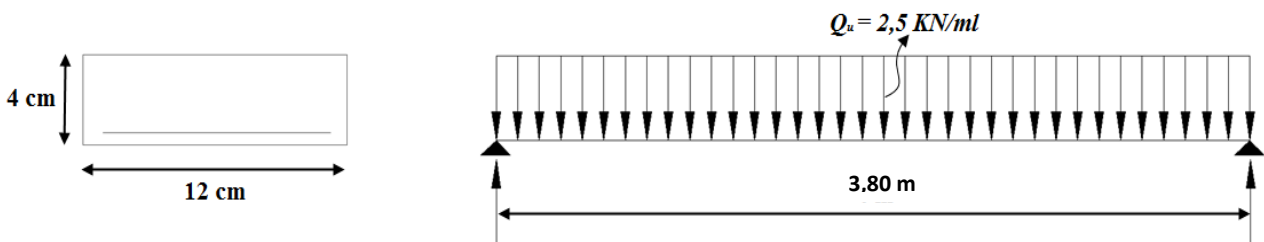


Figure III-1-4 : Schéma statique de la poutrelle.

- Moment fléchissant :

$$M_u = Q_u \frac{l^2}{8} = 2,5 \times \frac{(3,8)^2}{8} = 4,51 \text{ KN.ml}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = Q_u \frac{L}{2} = 2,5 \times \frac{3,8}{2} = 4,75 \text{ KN}$$

• **Calcul des Armatures :**

$$\mu_b = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$$

Avec :

$$b = 12 \text{ cm} ; d = h - c = 4 - 2 = 2 \text{ cm} ; f_{bu} = \frac{0,85 f_c 28}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{4,51 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 6,616 > \mu_{id} = 0,392 \longrightarrow \text{Section doublement armée (SDA)}$$

Comme la section de la poutrelle est très réduite (12×4) cm², il est impossible de disposer des armatures de compression et de traction, ce qui nous oblige de prévoir des étais intermédiaire pour l'aider à supporter les charges avant le coulage de la dalle de compression.

b) Après le coulage de la dalle de compression :

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, encastree partiellement à ses extrémités. Elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, de la dalle et des charges et surcharges éventuelles revenantes au plancher.

❖ **Choix de la méthode de calcul :**

La détermination des moments et des efforts tranchants se fera à l'aide de l'une des méthodes suivantes :

- a) Méthode forfaitaire.
- b) Méthode de Caquot.
- c) Méthode des trois moments.

a) Méthode forfaitaire :

Vérification des conditions d'application de la méthode (Art B.6.2.210 BAEL 91/99) :

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

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

Avec : Poids propre du plancher :

$$2G = 2 \times 5,68 = 11,36 \text{ KN/m}^2$$

$$2G = 11,36 \times 0,65 = 7,38 \text{ KN/m}$$

Et : Surcharge d'exploitation du plancher :

$$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/m}$$

D'où : Q = 0,975 KN/m < 5 KN/m Condition vérifiée.

2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées **Condition vérifiée.**

3) La fissuration est considérée comme non préjudiciable..... **Condition vérifiée.**

4) Le rapport des portées successives doit être compris entre :

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

$$\left. \begin{array}{l} 0,8 < \frac{3,5}{3,7} = 0,94 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{3,7}{3,8} = 0,97 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{3,8}{3,8} = 1,00 < 1,25 \\ 0,8 < \frac{3,8}{3,2} = 1,18 < 1,25 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : les conditions sont toutes vérifiées, donc la méthode forfaitaire est applicable.

• **Principe de la méthode forfaitaire (Art B.6.2.211 BAEL 91/ 99) :**

La méthode consiste à évaluer les valeurs maximales des moments en travée et des moments sur appuis à des fractions, fixées forfaitairement, de la valeur maximale du moment fléchissant M_0 dans la travée de comparaison, c'est-à-dire dans la travée indépendante de même portée libre que la travée considérée et soumise aux mêmes charges.

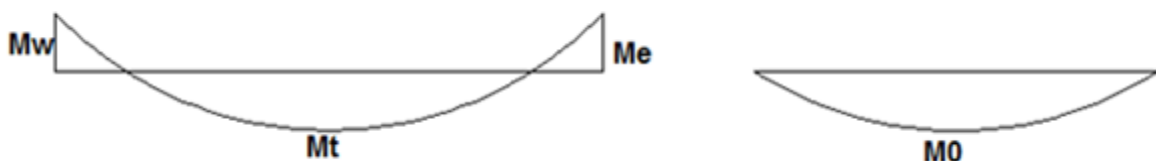


Figure III-1-5 : Diagramme des moments (principe de la méthode forfaitaire).

• **Exposé de la méthode :**

La valeur M_t doit vérifier les conditions suivantes tel que :

a) **Moment en travées :** $M_t \geq \max \left\{ 1,05M_0 ; (1 + 0,3\alpha) \times M_0 - \frac{M_w + M_e}{2} \right\}$

b) **Moment en travées intermédiaires :** $M_t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_0$

c) **Moment en travées de rives :** $M_t \geq \frac{1,2+0,3\alpha}{2} M_0$

Avec :

M_0 : Valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de comparaison $M_0 = \frac{ql^2}{8}$.

L : Longueur entre nus d'appuis.

M_t : Moment maximum en travées pris en compte dans les calculs de la travée considérée.

M_w et M_e : Moments en valeurs absolues sur appuis de gauche et de droite de la travée considérée.

La valeur absolue de chaque moment sur un appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- **0.6M₀** dans le cas d'une poutre à deux travées.
- **0.5M₀** pour les appuis voisins des appuis de rive dans le cas d'une poutre à plus de deux travées.
- **0.4M₀** pour les autres appuis intermédiaires dans le cas d'une poutre à plus de trois travées.
- **0.3M₀** pour les appuis de rive semi encastrés.

Dans notre cas, nous avons 3 cas :

Type 01 : une poutre sur 6 appuis (5 travées) :

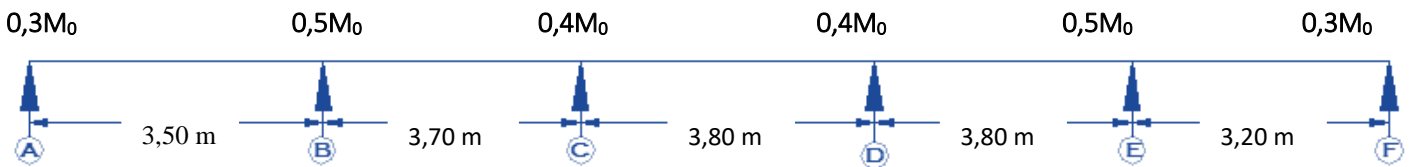


Figure III-1-6 : Schéma statique de la poutre à 6 appuis.

• **Application de la méthode forfaitaire :**

• **Les charges :**

- Charge permanente : $G = 5,68 \times 0,65 = 3,692 \text{ KN/ml}$.
- Charge d'exploitation : $Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ KN/ml}$.

• **Combinaison d'action :**

- **ELU** : $q_u = 1,35 G + 1,5 Q$
 $q_u = 1,35 \times 3,692 + 1,5 \times 0,975 = 6,45 \text{ KN/ml}$.
- **ELS** : $q_s = G + Q \longrightarrow q_s = 3,692 + 0,975 = 4,67 \text{ KN/ml}$.

• **Calcul du rapport de charge :**

$$\left\{ \begin{array}{l} 1 + 0,3\alpha = 1 + 0,3 \times 0,208 = \mathbf{1,062} \\ \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1,2 + 0,3 \times 0,208}{2} = \mathbf{0,631} \\ \frac{1 + 0,3\alpha}{2} = \frac{1 + 0,3 \times 0,208}{2} = \mathbf{0,531} \end{array} \right. \quad \text{Avec : } \alpha = \frac{q}{G+Q} = \frac{0,975}{3,692 + 0,975} = \mathbf{0,208}$$

• **Calcul des moments isostatique à l'ELU :**

Travée AB : $M_{01} = q_u \times (l^2/8) = 6,45 \times ((3,5^2) / 8) = \mathbf{9,88 \text{ KN.m}}$

Travée BC : $M_{02} = q_u \times (l^2/8) = 6,45 \times ((3,7^2) / 8) = \mathbf{11,04 \text{ KN.m}}$

Travée CD : $M_{03} = q_u \times (l^2/8) = 6,45 \times ((3,8^2) / 8) = \mathbf{11,64 \text{ KN.m}}$

Travée DE : $M_{04} = q_u \times (l^2/8) = 6,45 \times ((3,8^2) / 8) = \mathbf{11,64 \text{ KN.m}}$

Travée EF : $M_{05} = q_u \times (l^2/8) = 6,45 \times ((3,2^2) / 8) = \mathbf{8,26 \text{ KN.m}}$

• **Calcul des moments fléchissant :**

❖ **Les moments aux appuis :**

$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,88 = \mathbf{2,96 \text{ KN.m}}$

$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 11,04 = \mathbf{5,52 \text{ KN.m}}$

$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 11,64 = \mathbf{4,66 \text{ KN.m}}$

$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 11,64 = \mathbf{4,66 \text{ KN.m}}$

$M_E = 0,5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 11,64 = \mathbf{4,66 \text{ KN.m}}$

$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 8,26 = \mathbf{2,48 \text{ KN.m}}$

❖ **Les moments en travées :**

➤ **Travée de rive :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

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

• **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq 1,062 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,062 \times 9,88 - \frac{2,96 + 5,52}{2} = \mathbf{6,25 \text{ KN m.}}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,631 \times 9,88 = \mathbf{6,23 \text{ KN m.}}$$

On prend : $M_{AB}^t = \mathbf{6,25 \text{ KN m.}}$

• **Travée de rive EF :**

$$M_{EF}^t \geq 1,062 \times M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,062 \times 8,26 - \frac{4,66 + 2,48}{2} = \mathbf{5,20 \text{ KN m.}}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{05} = 0,631 \times 8,26 = \mathbf{5,22 \text{ KN m.}}$$

On prend : $M_{EF}^t = \mathbf{5,22 \text{ KN m.}}$

➤ **Travées intermédiaires :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

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

• **Travée intermédiaires BC :**

$$M_{BC}^t \geq 1,062 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,062 \times 11,04 - \frac{5,52 + 4,66}{2} = \mathbf{6,63 \text{ KN m.}}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,531 \times 11,04 = \mathbf{5,86 \text{ KN m.}}$$

On prend : $M_{BC}^t = \mathbf{6,63 \text{ KN m.}}$

• **Travée intermédiaires CD :**

$$M_{CD}^t \geq 1,062 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,062 \times 11,64 - \frac{4,66 + 4,66}{2} = \mathbf{7,71 \text{ KN m.}}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,531 \times 11,64 = \mathbf{6,18 \text{ KN m.}}$$

On prend : $M_{CD}^t = \mathbf{7,71 \text{ KN m.}}$

• **Travée intermédiaires DE :**

$$M_{DE}^t \geq 1,062 M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,062 \times 11,64 - \frac{4,66 + 4,66}{2} = \mathbf{7,71 \text{ KN m.}}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,531 \times 11,64 = 6,18 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{DE}^t = 7,71 \text{ KN m.}$

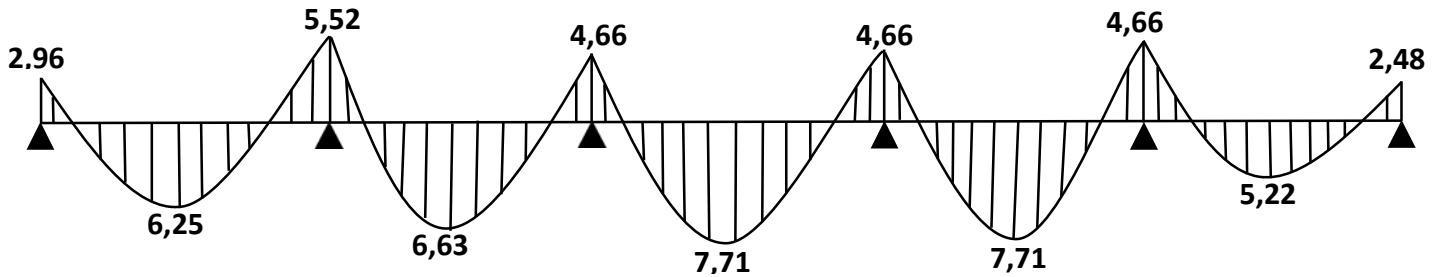


Figure III-1-7 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

• *Calcul des moments isostatique à l'ELS :*

Travée AB : $M_{01} = q_s \times (l^2/8) = 4,67 \times ((3,5^2) / 8) = 7,15 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{02} = q_s \times (l^2/8) = 4,67 \times ((3,7^2) / 8) = 7,99 \text{ KN.m}$

Travée CD : $M_{03} = q_s \times (l^2/8) = 4,67 \times ((3,8^2) / 8) = 8,43 \text{ KN.m}$

Travée DE : $M_{04} = q_s \times (l^2/8) = 4,67 \times ((3,8^2) / 8) = 8,43 \text{ KN.m}$

Travée EF : $M_{05} = q_s \times (l^2/8) = 4,67 \times ((3,2^2) / 8) = 5,98 \text{ KN.m}$

• *Calcul des moments fléchissant :*

❖ *Les moments aux appuis :*

$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,15 = 2,15 \text{ KN. m}$

$M_B = 0,5 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,5 \times 7,99 = 3,99 \text{ KN. m}$

$M_C = 0,4 \max (M_{02}; M_{03}) = 0,4 \times 8,43 = 3,37 \text{ KN. m}$

$M_D = 0,4 \max (M_{03}; M_{04}) = 0,4 \times 8,43 = 3,37 \text{ KN. m}$

$M_E = 0,5 \max (M_{04}; M_{05}) = 0,5 \times 8,43 = 4,22 \text{ KN. m}$

$M_F = 0,3 M_{05} = 0,3 \times 5,98 = 1,79 \text{ KN. m}$

❖ *Les moments en travées :*

• **Travée de rive AB :**

$$M_{AB}^t \geq 1,062 M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,062 \times 7,15 - \frac{2,15 + 3,99}{2} = 4,52 \text{ KN m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{01} = 0,631 \times 7,15 = 4,51 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{AB}^t = 4,52 \text{ KN m.}$

• **Travée de rive EF :**

$$M_{EF}^t \geq 1,062 M_{05} - \frac{M_E + M_F}{2} = 1,062 \times 5,98 - \frac{4,22 + 1,79}{2} = 3,35 \text{ KN m.}$$

$$M_{EF}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} M_{05} = 0,631 \times 5,98 = 3,77 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{EF}^t = 3,77 \text{ KN m.}$

• **Travée intermédiaires BC :**

$$M_{BC}^t \geq 1,062 M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,062 \times 7,99 - \frac{3,99 + 3,37}{2} = 4,81 \text{ KN m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{02} = 0,531 \times 7,99 = 4,24 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{BC}^t = 4,81 \text{ KN m.}$

• **Travée intermédiaires CD :**

$$M_{CD}^t \geq 1,062 M_{03} - \frac{M_C + M_D}{2} = 1,062 \times 8,43 - \frac{3,37 + 3,37}{2} = 5,58 \text{ KN m.}$$

$$M_{CD}^t \geq \frac{1 + 0,3\alpha}{2} M_{03} = 0,531 \times 8,43 = 4,48 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{CD}^t = 5,58 \text{ KN m.}$

• **Travée intermédiaires DE :**

$$M_{DE}^t \geq 1,062 M_{04} - \frac{M_D + M_E}{2} = 1,062 \times 8,43 - \frac{3,37 + 4,22}{2} = 5,16 \text{ KN m.}$$

$$M_{DE}^t \geq \frac{1+0,3\alpha}{2} M_{04} = 0,531 \times 8,43 = 4,48 \text{ KN m.}$$

On prend : $M_{DE}^t = 5,16 \text{ KN m.}$

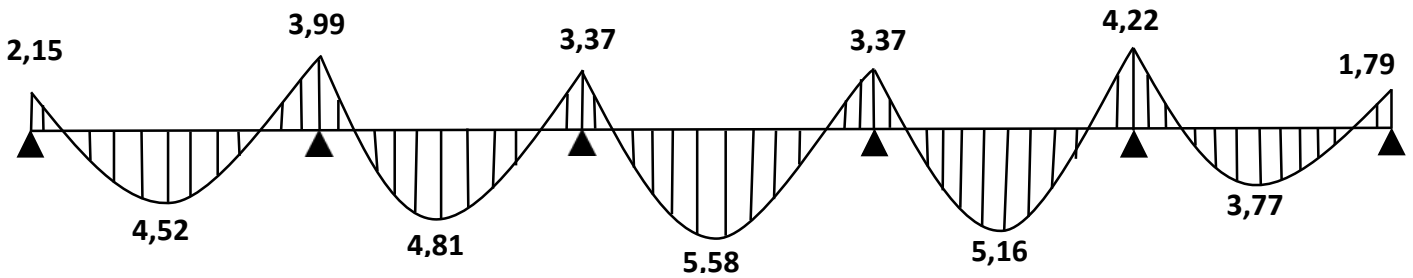


Figure III-1-8 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

| Travées | M_t [KN m] ELU | M_t [KN m] ELS |
|---------|---------------------|---------------------|
| AB | 6,25 | 4,52 |
| BC | 6,63 | 4,81 |
| CD | 7,71 | 5,58 |
| DE | 7,71 | 5,16 |
| EF | 5,22 | 3,77 |

Tableau III-1-1 : Récapitulatif des moments fléchissant en travées.

❖ *Calcul des efforts tranchants :*

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times li}{2}$$

➤ *À l'ELU :*

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6,45 \times \frac{3,50}{2} + \frac{5,52 - 2,96}{3,50} = 12,02 \text{ KN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,45 \times \frac{3,50}{2} + \frac{5,52 - 2,96}{3,50} = -10,56 \text{ KN.}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6,45 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,66 - 5,52}{3,70} = 11,70 \text{ KN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6,45 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,66 - 5,52}{3,7} = -12,16 \text{ KN.}$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 6,45 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = 12,25 \text{ KN.}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -6,45 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = -12,25 \text{ KN.}$$

• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 6,45 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = 12,25 \text{ KN.}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -6,45 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = -12,25 \text{ KN.}$$

• Travée EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 6,45 \times \frac{3,20}{2} + \frac{2,48 - 4,66}{3,20} = 9,64 \text{ KN.}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -6,45 \times \frac{3,20}{2} + \frac{2,48 - 4,66}{3,20} = -11,01 \text{ KN.}$$

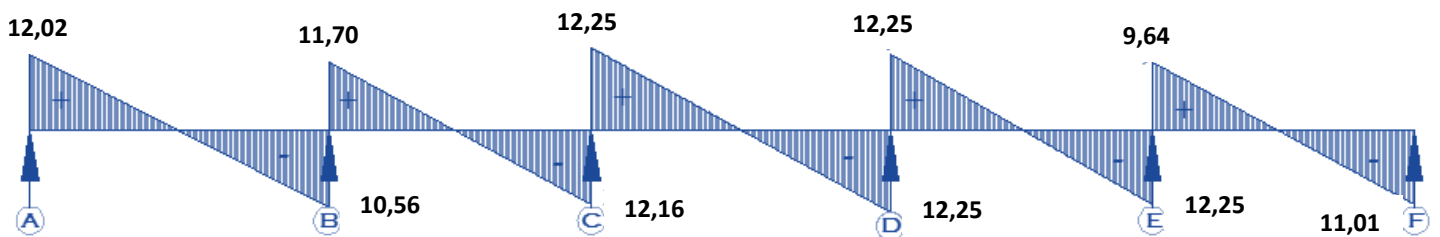


Figure III-1-9 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

➤ À l'ELS :

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4,67 \times \frac{3,50}{2} + \frac{5,52 - 2,96}{3,50} = \mathbf{8,90 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -4,67 \times \frac{3,50}{2} + \frac{5,52 - 2,96}{3,50} = \mathbf{-7,44 \text{ KN.}}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4,67 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,66 - 5,52}{3,70} = \mathbf{8,41 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -4,67 \times \frac{3,70}{2} + \frac{4,66 - 5,52}{3,7} = \mathbf{-8,87 \text{ KN.}}$$

• Travée CD :

$$T_C = q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = 4,67 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = \mathbf{8,87 \text{ KN.}}$$

$$T_D = -q_u \frac{L_{CD}}{2} + \frac{M_D - M_C}{L_{CD}} = -4,67 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = \mathbf{-8,87 \text{ KN.}}$$

• Travée DE :

$$T_D = q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = 4,67 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = \mathbf{8,87 \text{ KN.}}$$

$$T_E = -q_u \frac{L_{DE}}{2} + \frac{M_E - M_D}{L_{DE}} = -4,67 \times \frac{3,80}{2} + \frac{4,66 - 4,66}{3,80} = \mathbf{-8,87 \text{ KN.}}$$

• Travée EF :

$$T_E = q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = 4,67 \times \frac{3,20}{2} + \frac{2,48 - 4,66}{3,20} = \mathbf{6,79 \text{ KN.}}$$

$$T_F = -q_u \frac{L_{EF}}{2} + \frac{M_F - M_E}{L_{EF}} = -4,67 \times \frac{3,20}{2} + \frac{2,48 - 4,66}{3,20} = \mathbf{-8,15 \text{ KN.}}$$

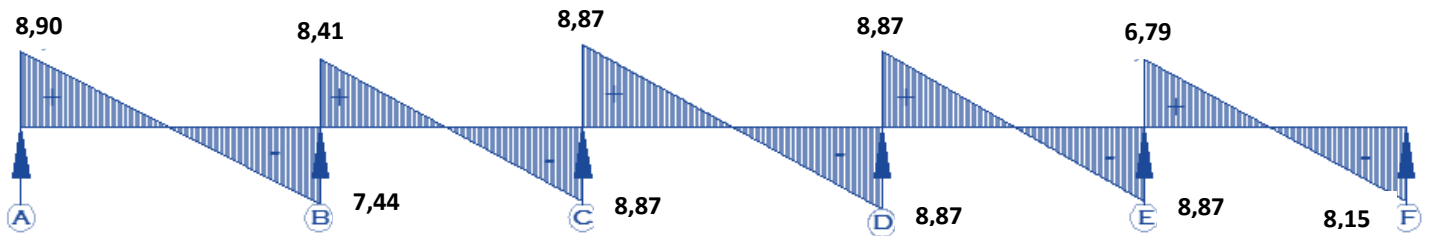
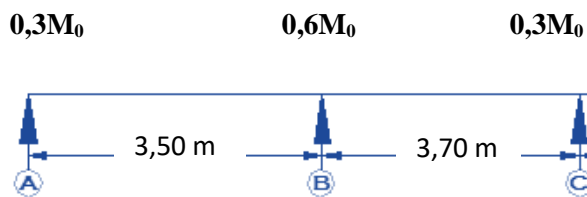


Figure III-1-10 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

| Travées | | Efforts tranchants à l'ELU | Efforts tranchants à l'ELS |
|---------|----------------|----------------------------|----------------------------|
| AB | T _A | 12,02 | 8,90 |
| | T _B | -10,56 | -7,44 |
| BC | T _B | 11,70 | 8,41 |
| | T _C | -12,16 | -8,87 |
| CD | T _C | 12,25 | 8,87 |
| | T _D | -12,25 | -8,87 |
| DE | T _D | 12,25 | 8,78 |
| | T _E | -12,25 | -8,78 |
| EF | T _E | 9,64 | 6,79 |
| | T _F | -11,01 | -8,15 |

Tableau III-1-2 : Récapitulatif des efforts tranchant.

Type 02 : une poutre sur 3 appuis (2 travées) :



• *Calcul des moments isostatique à l'ELU :*

- Travée AB : $M_{01} = q_u \times (l^2/8) = 6,45 \times ((3,5^2) / 8) = 9,88 \text{ KN.m}$
- Travée BC : $M_{02} = q_u \times (l^2/8) = 6,45 \times ((3,7^2) / 8) = 11,04 \text{ KN.m}$

• Calcul des moments fléchissant :

❖ Les moments aux appuis :

$$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 9,88 = 2,96 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 11,04 = 6,62 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0,3 M_{02} = 0,3 \times 11,64 = 3,49 \text{ KN.m}$$

❖ Les moments en travées :

➤ Travée de rive : $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

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

• Travée de rive AB :

$$M_{AB}^t \geq 1,062 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,062 \times 9,88 - \frac{2,96 + 6,62}{2} = 5,70 \text{ KN.m.}$$

$$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,631 \times 9,88 = 6,23 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_{AB}^t = 6,23 \text{ KN.m.}$

• Travée de rive BC :

$$M_{BC}^t \geq 1,062 \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,062 \times 11,04 - \frac{6,62 + 3,49}{2} = 6,67 \text{ KN.m.}$$

$$M_{BC}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{02} = 0,631 \times 11,04 = 6,97 \text{ KN.m.}$$

On prend : $M_{BC}^t = 6,97 \text{ KN.m.}$

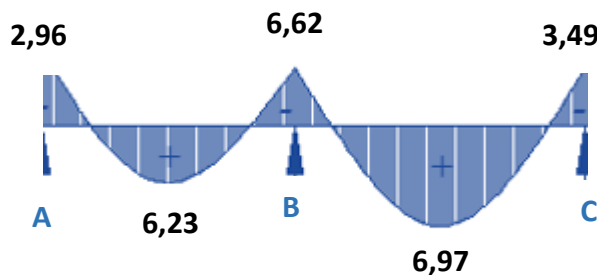


Figure III-1-11 : Diagramme des moments fléchissant du type 2 à l'ELU.

• **Calcul des moments isostatique à l'ELS :**

Travée AB : $M_{01} = q_s \times (l^2/8) = 4,67 \times ((3,5^2) / 8) = 7,15 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M_{02} = q_s \times (l^2/8) = 4,67 \times ((3,7^2) / 8) = 7,99 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments fléchissant :**

❖ **Les moments aux appuis :**

$M_A = 0,3 M_{01} = 0,3 \times 7,15 = 2,15 \text{ KN. m}$

$M_B = 0,6 \max (M_{01}; M_{02}) = 0,6 \times 7,99 = 4,79 \text{ KN. m}$

$M_C = 0,3 M_{02} = 0,4 \times 7,99 = 3,20 \text{ KN. m}$

❖ **Les moments en travées :**

➤ **Travée de rive :** $M_t \geq (1 + 0,3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$

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

• **Travée de rive AB :**

$M_{AB}^t \geq 1,062 \times M_{01} - \frac{M_A + M_B}{2} = 1,062 \times 7,15 - \frac{2,15 + 4,79}{2} = 4,12 \text{ KN m.}$

$M_{AB}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{01} = 0,631 \times 7,15 = 4,51 \text{ KN m.}$

On prend : $M_{AB}^t = 4,51 \text{ KN m.}$

• **Travée de rive BC :**

$M_{BC}^t \geq 1,062 \times M_{02} - \frac{M_B + M_C}{2} = 1,062 \times 7,99 - \frac{4,79 + 3,20}{2} = 4,49 \text{ KN m.}$

$M_{BC}^t \geq \frac{1,2 + 0,3\alpha}{2} \times M_{02} = 0,631 \times 7,99 = 5,04 \text{ KN m.}$

On prend : $M_{BC}^t = 5,04 \text{ KN m.}$

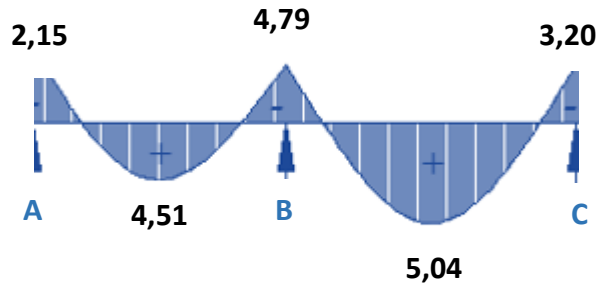


Figure III-1-12 : Diagramme des moments fléchissant du type 2 à l'ELS.

| Travées | M_t [KN m] ELU | M_t [KN m] ELS |
|---------|---------------------|---------------------|
| AB | 6,23 | 4,51 |
| BC | 6,97 | 5,04 |

Tableau III-1-3 : Récapitulatif des moments fléchissant en travées.

❖ *Calcul des efforts tranchants :*

L'effort tranchant en tout point d'une poutre est donné par la formule suivante :

$$T(x) = \theta(x) + \frac{M_{i+1} - M_i}{L_i} \quad \text{Avec : } \theta(x) = \pm \frac{q_u \times li}{2}$$

➤ *À l'ELU :*

• Travée AB :

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 6,45 \times \frac{3,50}{2} + \frac{6,62 - 2,96}{3,50} = \mathbf{12,33 \text{ KN.}}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -6,45 \times \frac{3,50}{2} + \frac{6,62 - 2,96}{3,50} = \mathbf{-10,24 \text{ KN.}}$$

• Travée BC :

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 6,45 \times \frac{3,70}{2} + \frac{3,49 - 6,62}{3,70} = \mathbf{11,09 \text{ KN.}}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -6,45 \times \frac{3,70}{2} + \frac{3,49 - 6,62}{3,70} = \mathbf{-12,78 \text{ KN.}}$$

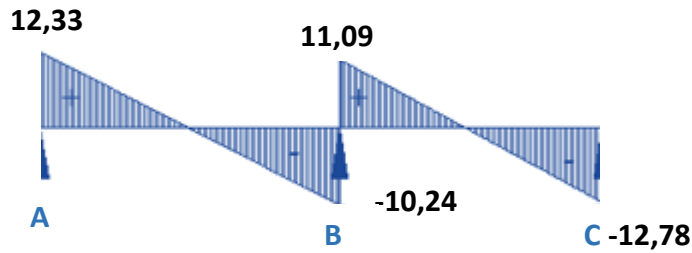


Figure III-1-13 : Diagramme des efforts tranchants du type 2 à l'ELU.

➤ **À l'ELS :**

• **Travée AB :**

$$T_A = q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = 4,67 \times \frac{3,50}{2} + \frac{6,62 - 2,96}{3,50} = 9,22 \text{ KN.}$$

$$T_B = -q_u \frac{L_{AB}}{2} + \frac{M_B - M_A}{L_{AB}} = -4,67 \times \frac{3,50}{2} + \frac{6,62 - 2,96}{3,50} = -7,13 \text{ KN.}$$

• **Travée BC :**

$$T_B = q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = 4,67 \times \frac{3,70}{2} + \frac{3,49 - 6,62}{3,70} = 7,79 \text{ KN.}$$

$$T_C = -q_u \frac{L_{BC}}{2} + \frac{M_C - M_B}{L_{BC}} = -4,67 \times \frac{3,70}{2} + \frac{3,49 - 6,62}{3,70} = -9,49 \text{ KN.}$$

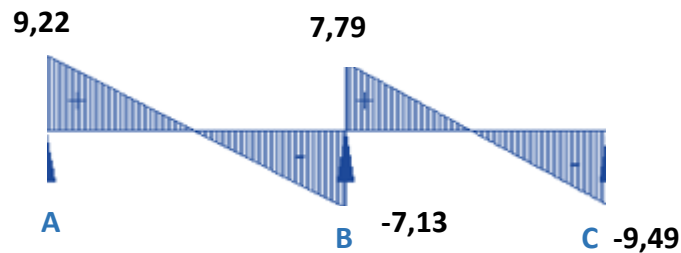
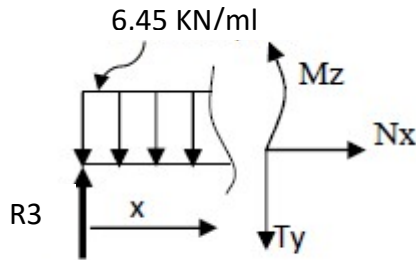


Figure III-1-14 : Diagramme des efforts tranchants du type 2 à l'ELS.

| Travées | | Efforts tranchants à l'ELU | Efforts tranchants à l'ELS |
|---------|----------------|----------------------------|----------------------------|
| AB | T _A | 12,33 | 9,22 |
| | T _B | -10,24 | -7,13 |
| BC | T _B | 11,09 | 7,79 |
| | T _C | -12,78 | -9,49 |

Tableau III-1-4 : Récapitulatif des efforts tranchants en travées.

Type 03 : une poutre sur 2 appuis (1 travées) :



Remarque :

La méthode forfaitaire est inapplicable dans ce type de cas, on en procédera donc par la méthode de l’RDM.

- **Détermination des réactions d’appuis à l’ELU :**

$$R_3 = R_4 = \frac{1}{2} 6,45 \times 4 = 12,9 \text{ KN}$$

Tronçon : $0 < x < 2\text{m}$ (mi travée) :

$$T_y = -6,45 \cdot x + 12,9 \quad \text{Pour : } x=0 ; T_y = 12,9 \text{ KN} \quad \text{Et : } x=2 ; T_y = 0 \text{ KN}$$

$$M_z = -6,45 \times \frac{x \times x}{2} + 12,9 \cdot x \quad \text{Pour : } x=0 ; M_z = 0 \text{ KN.m} \quad \text{Et : } x=2 ; M_z = 12,9 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul du moment maximal à l’ELU :**

L’effort tranchant est nul au point $x=2\text{m}$, d’où $M_z(2\text{m}) = M_{z\text{max}} = 12,9 \text{ KN.m}$ (déjà calculé).

En tenant compte de l’encastrement partiel des appuis :

- En travée : $M_t = 0,85 M_{z\text{max}} = 10,97 \text{ KN.m}$
- Aux appui : $M_a = -0,3 M_{z\text{max}} = - 3,87 \text{ KN.m}$

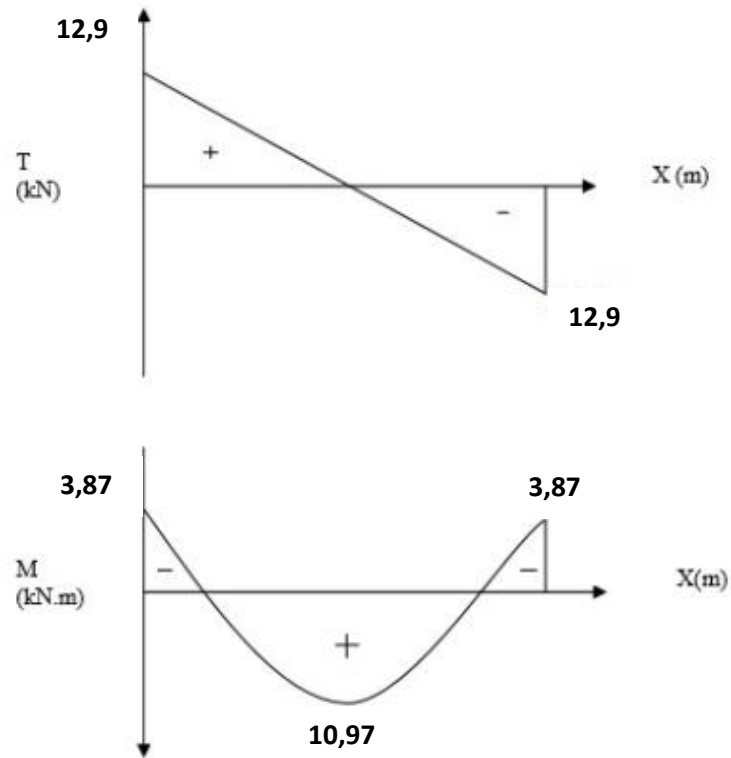
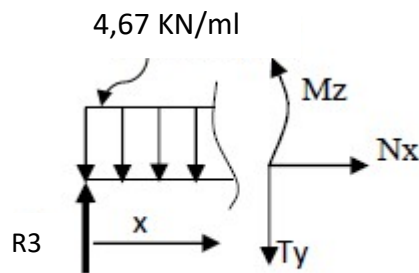


Figure III-1-15 : Diagramme des efforts internes du type 3 à l'ELU.

• Détermination des réactions d'appuis à l'ELS :



$$R_3 = R_4 = \frac{1}{2} 4,67 \times 4 = 9,34 \text{ KN}$$

Tronçon : $0 < x < 2\text{m}$ (mi travée) :

$$T_y = -4,67 \cdot x + 9,34 \quad \text{Pour : } x=0 ; T_y = 9,34 \text{ KN} \quad \text{Et : } x=2 ; T_y = 0 \text{ KN}$$

$$M_z = -4,67 \times \frac{x \times x}{2} + 9,34 \cdot x \quad \text{Pour : } x=0 ; M_z = 0 \text{ KN.m} \quad \text{Et : } x=2 ; M_z = 9,34 \text{ KN.m.}$$

• Calcul du moment maximal à l'ELU :

L'effort tranchant est nul au point $x=2m$, d'où $M_z(2m) = M_{zmax} = 9,34 \text{ KN.m}$ (déjà calculé).

En tenant compte de l'encastrement partiel des appuis :

- En travée : $M_t = 0,85M_{zmax} = 7,94 \text{ KN.m}$
- Aux appui : $M_a = -0,3M_{zmax} = - 2,80 \text{ KN.m}$

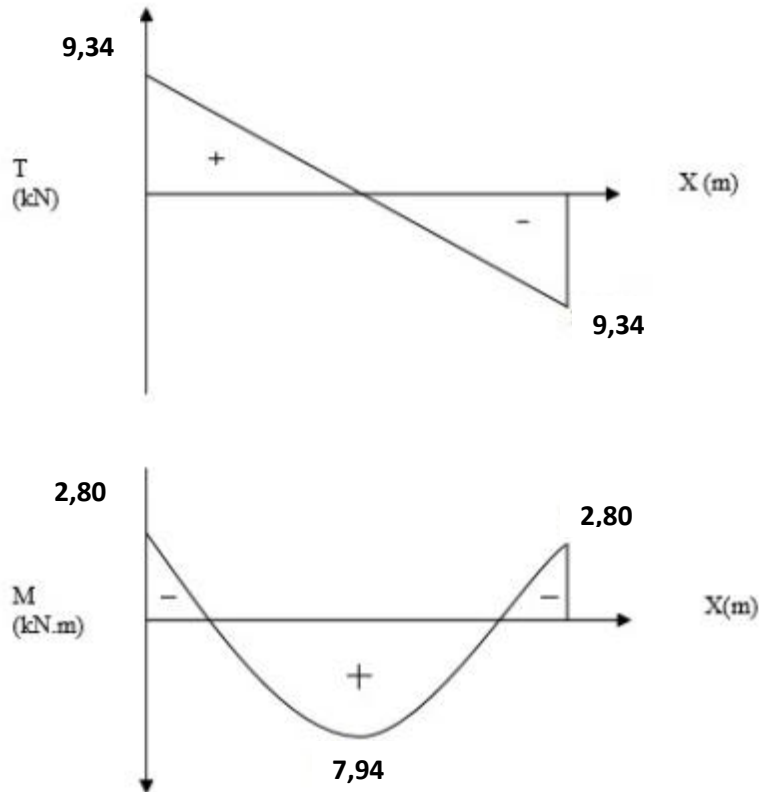


Figure III-1-16 : Diagramme des efforts internes du type 3 à l'ELS.

| Travées | | M_t [KN m] ELU | M_t [KN m] ELS | T [KN] ELU | T [KN] ELS |
|---------|----|---------------------|---------------------|-----------------|-----------------|
| 3-4 | T3 | 10,97 | 7,94 | 12,9 | 9,34 |
| | T4 | | | -12,9 | -9,34 |

Tableau III-1-5 : Récapitulatif des efforts internes.

III.1.5.3 Ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fera donc avec les moments max en travées et en appuis comme indiqué ci-dessous :

$M_{t \max} = 10,97 \text{ KN.m}$ (poutrelle de type 03)

$M_{a \max} = 6,62 \text{ KN.m}$ (poutrelle de type 02)

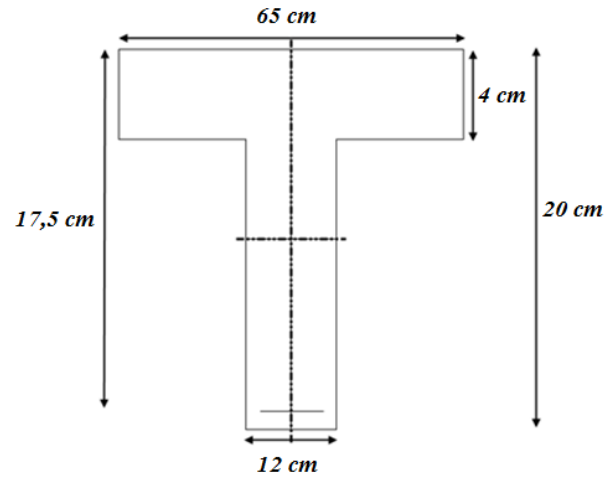


Figure III- 1-17 : Section de la poutre en T

Avec :

$b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $h = 20 \text{ cm}$, $h_0 = 4 \text{ cm}$, $d = h - c = 20 - 2,5 = 17,5 \text{ cm}$.

❖ Calcul des Armatures longitudinales :

• Position de l'axe neutre :

- Si $M_T > M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la nervure.
- Si $M_T < M_0 \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression.

$M_0 = b \times h_0(d - \frac{h_0}{2})f_{bu}$ (Moment équilibré par la table de compression)

$M_0 = 0,65 \times 0,04 \left(0,175 - \frac{0,04}{2}\right) 14,2 \times 10^3 = 57,226 \text{ KN m}$.

$M_T = 10,97 \text{ KN m} < M_0 = 57,226 \text{ KN m} \Rightarrow$ L'axe neutre est dans la table de compression. Donc : le calcul se fera pour une section rectangulaire.

• En travées : $M_{\max}^T = 10,97 \text{ KN.m}$

$\mu_t = \frac{M_{\max}^T}{b d^2 f_{bu}} = \frac{10,97 \times 10^3}{65 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,038 < \mu_{id} = 0,392$

—————> La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,038 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,981$$

$$A_{st} = \frac{M_{max}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{10,97 \times 10^3}{0,981 \times 17,5 \times 348} = 1,84 \text{ cm}^2 \quad \text{Avec : } \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

On opte pour une section d'armatures : $A_{st} = 3HA10 = 2,35 \text{ cm}^2$

• Aux appuis : $M_{max}^A = 6,62 \text{ KN.m}$

$$\mu_A = \frac{M_{max}^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{6,62 \times 10^3}{12 \times 17,5^2 \times 14,2} = 0,126 < \mu_{id} = 0,392$$

—————→ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,020 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,932$$

$$A_a = \frac{M_{max}^A}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{6,62 \times 10^3}{0,932 \times 17,5 \times 348} = 1,17 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : $A_{ap} = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$

❖ **Calcul des Armatures Transversales :**

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné comme suit :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \phi_{max} ; \frac{b_0}{10} \right) \quad (\text{Art A.7.2 BAEL 91 /99})$$

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{200}{35} ; 10 ; \frac{120}{10} \right) = \min(5,7 ; 10 ; 12) \Rightarrow \phi_t = 5,7 \text{ mm}$$

Les armatures transversales seront réalisées par un étrier en $\phi 6$, avec : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

❖ **Espacement des Armatures (Art A.5.1.22 BAEL 91/ 99) :**

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = \min(0,9 \times 17,5 ; 40 \text{ cm})$$

$$S_t \leq \min(15,75 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

❖ **Pourcentage minimum des armatures transversales (Art A.5.1.22 BAEL 91/ 99) :**

La section des armatures transversales doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{At \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0,4 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0,57 \times 400}{12 \times 15} = 1,26 \text{ MPa} \geq 0,4 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III .1.5.4. Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99) :**

• **En travée :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 65 \times 17,5 \times 2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 1,37 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 2,35 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b_0 d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 12 \times 17,5 \times 2,1}{400} = 0,25 \text{ cm}^2.$$

$$A_{st}^{min} = 0,25 \text{ cm}^2 < A_{adoptée} = 1,57 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la contrainte tangentielle (Art A.5.1.1 BAEL 91/99) :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u$ Avec : $T_{max} = 12,9 \text{ KN.}$

• **Calcul la contrainte de cisaillement admissible :**

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa.}$$

• **Calcul la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{12,9 \times 10^3}{120 \times 175} = 0,61 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A. 6.1.3 BAEL 91/99) :*

On doit vérifier que : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se,u}}$

Avec : $\overline{\tau_{se,u}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

Et : $\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement pour les barres HA.

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

• *En travée :*

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = 94,2 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,9 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 94,2} = 0,87 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} = 0,87 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se,u}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• *Aux appuis :*

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3,14 \times 10 = 62,8 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{12,9 \times 10^3}{0,9 \times 175 \times 62,8} = 1,30 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 1,30 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se,u}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

❖ *Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/99) :*

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm.}$$

Selon (l'Art A.6.1,253 BAEL 91/99), l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assurée lorsque la longueur de la portée ancrée mesurée hors-crochets est au moins égale à **0,4 L_s** pour une barre HA de classe f_eE400.

Donc : $L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,11 \text{ cm}$

❖ *Influence de l'effort tranchant :*

• *Sur les aciers :*

- *Appuis de rive (Art A.5.1.312 BAEL 91/99) :*

On doit prolonger au-delà de bord de l'appui de rive et ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer l'effort tranchant T_{max} .

$$A_{s \min} \geq \frac{T_{max} \times \gamma_s}{f_e} = \frac{12,9 \times 1,15 \times 10}{400} = 0,37 \text{ cm}^2$$

$A_{ap \text{ adoptée}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = 0,37 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

- *Appuis intermédiaire (Art A.5.1.321 BAEL 91/99) :*

Lorsque la valeur absolue du moment fléchissant de calcul vis-à-vis de l'état ultime M_u est inférieure à $0,9 d \times T_{max}$, on doit prolonger au-delà du bord de l'appareil d'appui (coté travée) et y ancrer une section d'armatures suffisante pour équilibrer un effort égal à :

$$A_{s \min} \geq \left(T_{max} - \frac{M_{max}^a}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} = \left(12,9 - \frac{5,52}{0,9 \times 0,175} \right) \times \frac{1,15}{40} = -0,64 \text{ cm}^2$$

$A_{st \text{ adoptée}} = 1,57 \text{ cm}^2 > A_{s \min} = -0,64 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

Donc : les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

• *Sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91/99) :*

$$\frac{2 T_{max u}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow T_{max u} \leq \frac{0,8 \times 0,9 \times f_{c28} \times b_0 \times d}{2 \times \gamma_b} = 0,36 \frac{f_{c28} \times b_0 \times d}{\gamma_b}$$

$$T_{max u} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 12 \times 17,5 \times 10^{-1}}{1,5} = 126 \text{ KN.}$$

$T_{max} = 12,9 \text{ KN} < T_{max u} = 126 \text{ KN} \dots \dots \dots$ **Condition vérifiée.**

III .1.5.5. 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 leurs sont relatives sont :

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

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

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu nuisible, on se dispense de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

• **Etat limite de résistance du béton en compression :**

La contrainte de compression du béton est limitée à **0,6f_{cj}** selon (l'Art A.4.5.2. BAEL 91/99) :

- Aux appuis :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :** $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_{ap}^s \max}{A_{ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 1,57 \text{ cm}^2 ; M_{ap}^s \max = 4,79 \text{ KN.m} ; d = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Et : } \beta_1 \text{ en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_{Ap}}{b_0 d} = \frac{100 \times 1,57}{12 \times 17,5} = 0,748$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 25,00 \\ \beta_1 = 0,875 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.

$$\sigma_s = \frac{4,79 \times 10^3}{0,875 \times 17,5 \times 1,57} = 199,25 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$\sigma_s = 199,25 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

• **Vérification de la contrainte dans le béton :** $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{175,54}{25} = 7,02 \text{ MPa}$$

$\sigma_{bc} = 7,02 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ Condition est vérifiée.

- En travée :

• **Vérification de la contrainte dans les aciers :** $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\sigma_s = \frac{M_t^s \max}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_t^s \max = 5,58 \text{ KN.m} ; d = 17,5 \text{ cm.}$$

$$\text{Et : } \beta_1 \text{ en fonction de : } \rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b_0 d} = \frac{100 \times 2,35}{12 \times 17,5} = 1,119$$

$$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 19,43 \\ \beta_1 = 0,854 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_s = \frac{5,58 \times 10^3}{0,854 \times 17,5 \times 2,35} = 158,88 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 158,88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- *Vérification de la contrainte dans le béton :* $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{166,57}{19,43} = 8,57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8,57 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

- *Vérification de la flèche (Etat limite de déformation), (Art B.6.8.424 BAEL 91/ 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 :

$$\left\{ \begin{matrix} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{22,5} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} \leq \frac{3,6}{f_e} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_{t \max}}{15 M_0} \end{matrix} \right.$$

M₀ : moment max de la travée isostatique (7,35 KN.m)

h : hauteur total du plancher (20cm)

l : portée entre nus d'appuis (3.55m)

M_{t max}: moment max a l'ELS (5,58KN.m)

A_{st} : Section des armatures (2,35cm²)

b₀ : largeur de la section (12cm)

d : hauteur utile de la section droite (17,5cm)

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{I} = \frac{20}{355} = 0,0546 > \frac{1}{22,5} = 0,044 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{A_{st}}{b_0 d} = \frac{2,35}{12 \times 17,5} = 0,011 \geq \frac{3,6}{f_e} = \frac{3,6}{400} = 0,009 \dots \dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{h}{I} = \frac{20}{355} = 0,056 > \frac{5,58}{15 \times 7,35} = 0,050 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

L'une des trois conditions n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche s'impose.

• **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier que :

$$f_v \leq \bar{f} \quad (\text{Art B.6.5.2 BAEL91/99})$$

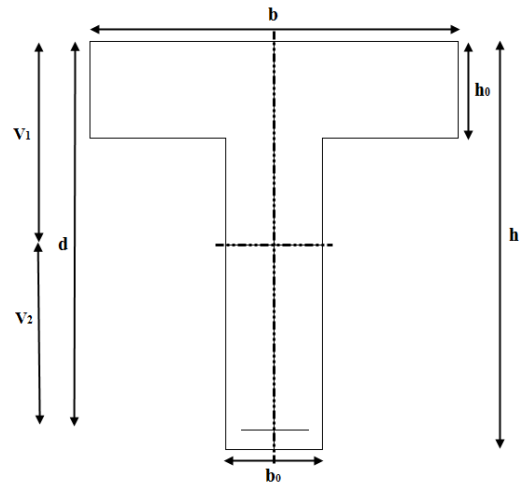


Figure III- 1-18 : Coupe schématique de la section en T.

D'où :

$$f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad \text{Et : } \bar{f} = \frac{l}{500} \quad (\text{Pour } l \leq 5\text{m}) \quad (\text{Art B.6.5.3 BAEL 91/99})$$

Avec :

M_t^s : moment max en travée à l'ELS (5,58 KN.m).

l : longueur libre de la poutrelle (3,55m).

E_v : module de deformation longitudinale différé ($3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818,865 \text{ MPa}$).

I_{fv} : moment d'inertie fictif total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section ($I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)}$).

I_0 : moment d'inertie total de la section homogénéisée par rapport au centre de gravité de la section

$$(I_0 = \frac{b_0 \times (y_1^3 + y_2^3)}{3} + (b - b_0) \times h_0 [\frac{h_0^2}{12} + (y_1 - \frac{h_0}{2})] + 15A_t \times (y_2 - c)^2).$$

y_1 : position de l'axe neutre ($y_1 = \frac{S}{B_0}$).

S_{XX} : moment isostatique par rapport à l'axe passant par le CDG .

B_0 : surface de la section homogène.

$$y_1 = \frac{\left(\frac{b_0 \times h^2}{2}\right) + (b-b_0)\frac{h_0^2}{2} + 15 \times A_t \times d}{b_0 \times h + (b-h_0)h_0 + 15 \times A_t} \quad ; \quad y_2 = h - y_1$$

$$y_1 = \frac{\left(\frac{12 \times 20^2}{2}\right) + (65-12)\frac{4^2}{2} + 15 \times 2,35 \times 17,5}{12 \times 20 + (65-12)4 + 15 \times 2,35} = 7,061 \text{ cm}$$

$$y_2 = 20 - 7,061 = 12,939 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{12 \times (7,061^3 + 12,939^3)}{3} + (65 - 12) \times 4 \left[\frac{4^2}{12} + (7,061 - \frac{4}{2}) \right] + 15 \times 2,35 \times (12,939 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 17109,814 \text{ cm}^4$$

$$\delta = \frac{A_t}{b_0 \times d} = \frac{2,35}{12 \times 17,5} = 0,011 \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \times \delta} = \frac{0,02 \times 2,1}{(2 + \frac{3 \times 12}{65}) \times 0,011} = 1,495$$

$$\mu = \max\left(1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \delta \times \sigma_s) + f_{t28}} ; 0\right) = \max\left(1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,011 \times 166,57) + 2,1} ; 0\right)$$

$$\mu = \max(0,610 ; 0) = 0,610$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 17109,814}{1 + (0,61 \times 1,495)} = 9843,77 \text{ cm}^4$$

$$\left\{ \begin{array}{l} f_v = \frac{M_t \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{5,58 \times 10^6 \times 3550^2}{10 \times 10818,865 \times 9843,77 \times 10^4} = 6,60 \text{ mm} \\ \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{3550}{500} = 7,1 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$f_v = 6,6 \text{ mm} \leq \bar{f} = 7,1 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le ferrailage des poutrelles sera comme suivant :

- ❖ Armatures longitudinales :
 - En travée : 3HA10
 - Aux appuis : 2HA10
- ❖ Armatures transversales :
 - Un étrier en : $\Phi 6$
- ❖ Treillis soudé : • TS $\Phi 5 - 200 * 200$

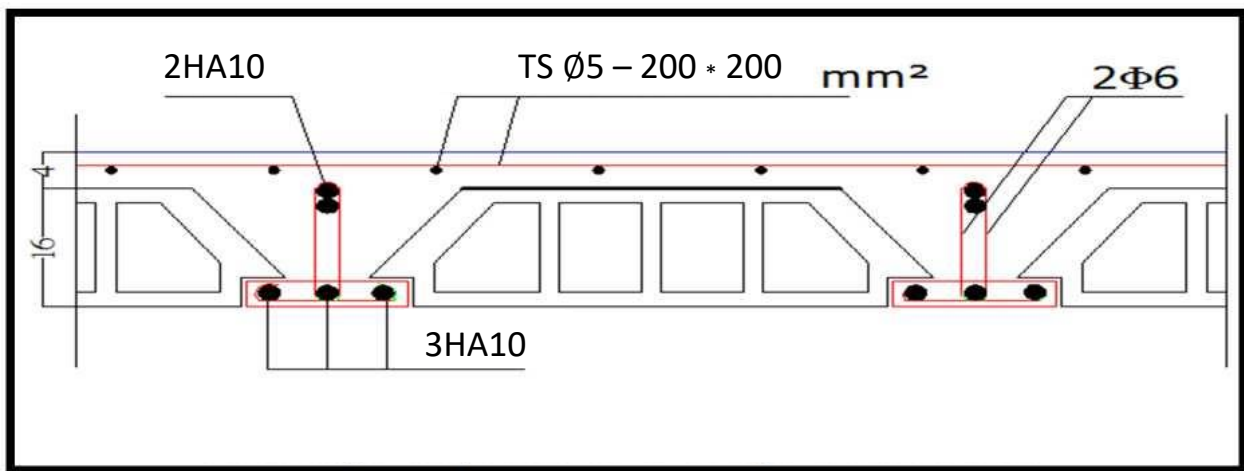


Figure III-1-19 : Coupe schématique du ferrailage du plancher.

III.2 Etude des Balcons**III.2.1. Introduction :**

Les balcons sont des consoles encastrées dans le plancher, au niveau des poutres de rives. Ils sont soumis à des charges permanentes dues à leurs poids propre G , au poids propre du garde-corps g et à une charge d'exploitation Q .

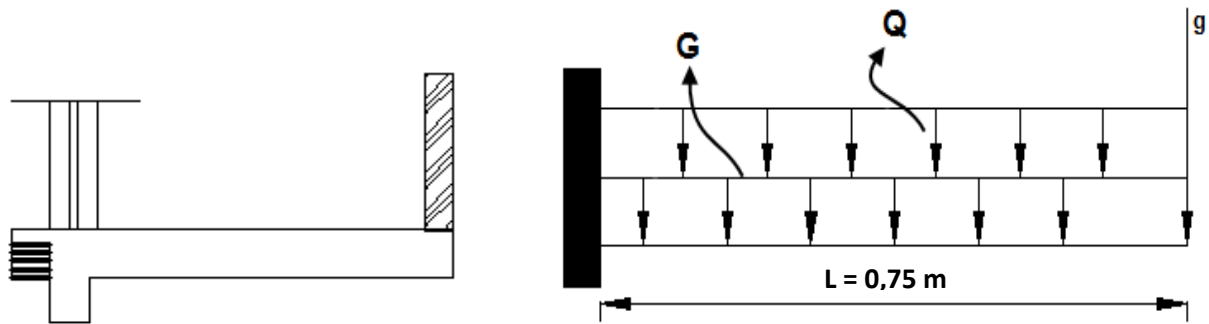


Figure III-2-1 : schéma statique du balcon.

Le calcul se fera pour une bande de 1 m de largeur en flexion simple, avec :

$L = 0,75$ m

$e = 15$ cm (déterminé dans le chapitre II).

Un garde-corps de : $h = 1$ m en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

G : poids propre de la dalle pleine.

Q : surcharge d'exploitation.

g : poids propre du garde-corps (charge verticale concentrée).

III.2.2. Détermination des charges et surcharges :**III.2.2.1. Les charges permanentes :****a) Les charges permanentes uniformes :**

| N° | Elément | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Charge G (KN/m ²) |
|--|-------------------------|---------------|--------------------------------------|-------------------------------|
| 1 | Revêtement en carrelage | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 2 | Mortier de pose | 0,02 | 22 | 0,44 |
| 3 | Lit de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| 4 | Dalle pleine | 0,15 | 25 | 3,75 |
| Charge uniforme permanente totale G | | | | 5,00 |

Tableau III-2-1 : Charges permanentes du balcon.

b) Les charges permanentes concentrées :

| N° | Elément | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Charge g (KN/m ²) |
|--|-----------------------------|---------------|--------------------------------------|-------------------------------|
| 1 | Mur en briques creuses | 0,1 | 9 | 0,9 |
| 2 | Enduit en mortier de ciment | 0,02 × 2 | 18 | 0,72 |
| Charge concentrée permanente totale g | | | | 1,62 |

Tableau III-2-2 : Charges permanentes concentrés du balcon.

III.2.2.2. Les surcharge d'exploitation :

La surcharge d'exploitation d'un balcon selon le DTR est : **Q = 3,5 KN/m²**

III.2.3. Combinaison de charges :

- **À l'état limite ultime ELU : (1,35G + 1,5Q)**

- La dalle : **q_u = (1,35 × 5 + 1,5 × 3,5) × 1 ml = 12 KN/ml**
- Le garde-corps : **g_u = (1,35 × 1,62) × 1 ml = 2,19 KN/ml**

- **À l'état limite de service ELS : (G + Q)**

- La dalle : **q_s = (5 + 3,5) × 1 ml = 8,5 KN/ml**
- Le garde-corps : **g_s = (1,62) × 1 ml = 1,62 KN/ml**

III.2.4. Calcul des moments fléchissant :

- A l'état limite ultime ELU :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + g_u l = \frac{12 \times 0,75^2}{2} + 2,19 \times 0,75 = 5,02 \text{ KN m.}$$

- A l'état limite de service ELS :

$$M_s = \frac{q_s l^2}{2} + g_s l = \frac{8,5 \times 0,75^2}{2} + 1,62 \times 0,75 = 3,61 \text{ KN m.}$$

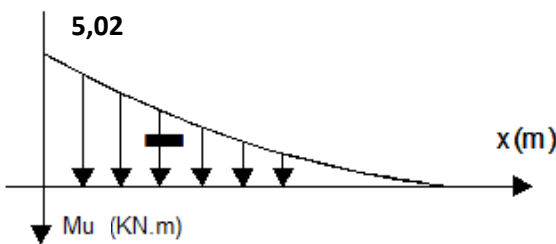


Figure III-2-2 : Diagramme des moments du balcon à l'ELU

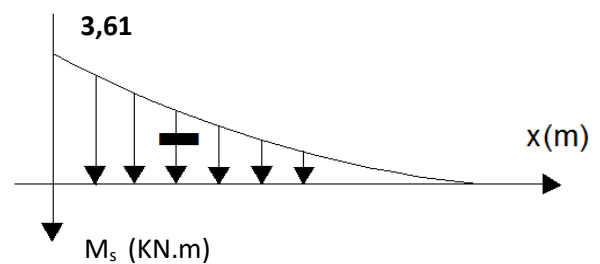


Figure III-2-3 : Diagramme des moments du balcon à l'ELS

III.2.5. Calcul des armatures :

- A l'état limite ultime ELU :

❖ Armatures principales :

On étudiera une section rectangulaire de largeur **b = 100 cm** et d'hauteur **h = 15 cm** soumise à la flexion simple, avec un enrobage **c = 3cm** (car l'élément est exposé aux intempéries) :

$$\mu_u = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{5,02 \times 10^3}{100 \times 12^2 \times 14,2} = 0,024 < \mu_{id} = 0,392$$

—————> La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_u = 0,024 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,988$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{5,02 \times 10^3}{0,988 \times 12 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **3HA10** = 2,35 cm² ; avec un espacement de **S_t = $\frac{b}{n} = \frac{100}{3} = 25 \text{ cm}$** .

❖ *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{2,35}{4} = 0,59 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **6HA8 = 3,02 cm²** ; avec un espacement de **S_t = 15 cm**.

a) *Vérification à l'ELU :*

❖ *Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91 / 99) :*

On doit vérifier que : **A_{st} ≥ A_{st}^{min}**

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 bdf_{t28}}{f_c} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 12 \times 2,1}{400} = 1,45 \text{ cm}^2$$

A_{Adopté} = 2,35 cm² > A_{st}^{min} = 1,45 cm² Condition vérifiée.

❖ *Vérification des espacements des barres (Art A.8.2.42 BAEL 91 / 99) :*

✓ *Armatures principale :* **S_t ≤ min (3h ; 33 cm) = 33 cm**

S_{t adopté} = 25 cm < S_t = 33 cm Condition vérifiée.

✓ *Armatures de répartition :* **S_t ≤ min (4h ; 45 cm) = 45 cm.**

S_{t adopté} = 15 cm < S_t = 45 cm Condition vérifiée.

❖ *Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 / 99) :*

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u = q_u \times l + g_u = 12 \times 0,75 + 2,19 = 11,19 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,15 \times 25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right) \quad (\text{Pour une fissuration préjudiciable}).$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} = \frac{11,19 \times 10^3}{1000 \times 120} = \mathbf{0,09 MPa}$$

$$\tau_u = \mathbf{0,09 MPa} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2,5 MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas de risque de cisaillement.

❖ *Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :*

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se}$

Avec : $\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 MPa}$

Et : $\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$ $\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement **HA**.
 $\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 10 = \mathbf{94,2 mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{11,19 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 94,2} = \mathbf{1,10 MPa}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,10 MPa} < \bar{\tau}_{sc} = \mathbf{3,15 MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

❖ *Influence de l'effort tranchant :*

✓ *Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91 / 99) :*

$$A \geq \left(T_u + \frac{M_u}{0,9 d} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = \left(11,19 - \frac{5,02}{0,9 \times 0,12} \right) \times \frac{1,15}{40} = \mathbf{1,01 cm^2}$$

$$A_{util} = \mathbf{2,35 cm^2} > A = \mathbf{1,01 cm^2} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 / 99) :*

$$\frac{2 \times T_u}{0,9 b d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow T_u \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} \leq 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b}$$

$$\Rightarrow 0,36 \times \frac{f_{c28} b d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 100 \times 12}{1,5} \times 10^{-1} = \mathbf{720 KN}$$

$T_u = 11,19 \text{ KN} < 720 \text{ KN}$ Condition vérifiée.

❖ **Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art A.6.1.221 BAEL 91 / 99) :**

La longueur de scellement droit : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1}{4 \times 2,835} = 35,27 \text{ cm}$$

La longueur mesurée hors crochets est au moins égale $0,4 L_s$ (Art A.6.1.253 BAEL 91/99) pour les aciers HA :

$$L_{ad} = 0,4 L_s = 0,4 \times 35,27 = 14,10 \text{ cm} , \text{ Donc on prend } l = 15 \text{ cm}.$$

b) Vérification à l'ELS :

Notre élément est exposé aux intempéries et aux infiltrations d'eau, on prend les fissurations comme étant des fissurations préjudiciable (n = 1,6 : coeff de fissuration pour les HA) et on vérifie que :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Les contraintes dans les aciers,}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Les contraintes dans le béton.}$$

Dans l'acier : $\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st}$ (Art A.4.5.33 BAEL 91/99)

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} f_e , \text{Max} \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{n \times f_{tj}} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left[\left\{ \frac{2}{3} 400 , \text{Max} \left(\frac{1}{2} 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right) \right\} \right]$$

$$\overline{\sigma}_{st} = \text{min}(266,66 ; \text{max} (200 ; 201,63)) = 201,63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_u \beta_1 d} \quad \text{Avec : } A_u = 2,35 \text{ cm}^2 ; M_s = 3,61 \text{ KN m} ; d = 12 \text{ cm}$$

$$\text{Et : } \rho = \frac{100 \times A_u}{bd} = \frac{100 \times 2,35}{100 \times 12} = 0,196$$

$\left\{ \begin{matrix} K_1 = 54,44 \\ \beta_1 = 0,928 \end{matrix} \right\} \Rightarrow$ Par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.

$$\sigma_{st} = \frac{3,61 \times 10^3}{2,35 \times 0,928 \times 12} = 137,95 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 137,95 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ (Art A.4.5.2 BAEL 91/99)

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \qquad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{54,44} = 0,018$$

$$\sigma_{bc} = 0,018 \times 137,95 = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,48 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Vérification de la flèche (Art B. 6.5.1 BAEL 91 / 99) :**

On peut se dispenser du calcul de la flèche sou réserve de vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots (a) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_s}{10 M_0} \dots\dots\dots (b) \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots (c) \end{array} \right.$$

$$(a) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{75} = 0,2 \\ \frac{1}{16} = 0,06 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(b) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = \frac{15}{75} = 0,2 \\ \frac{M_s}{10 M_0} = \frac{3,61}{10 \times 5,02} = 0,07 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$(c) \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{A}{bd} = \frac{2,35}{100 \times 12} = 0,0019 \\ \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

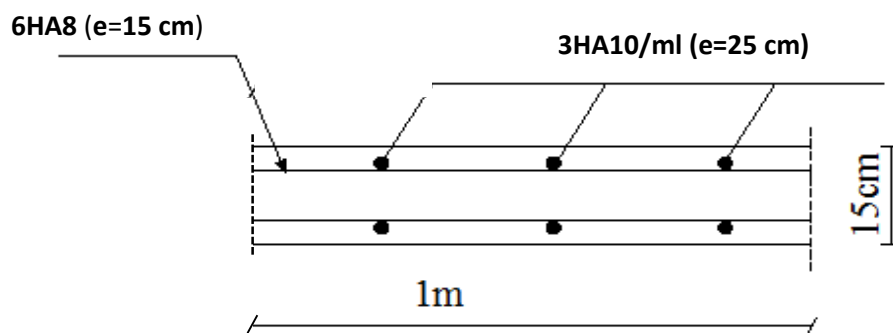
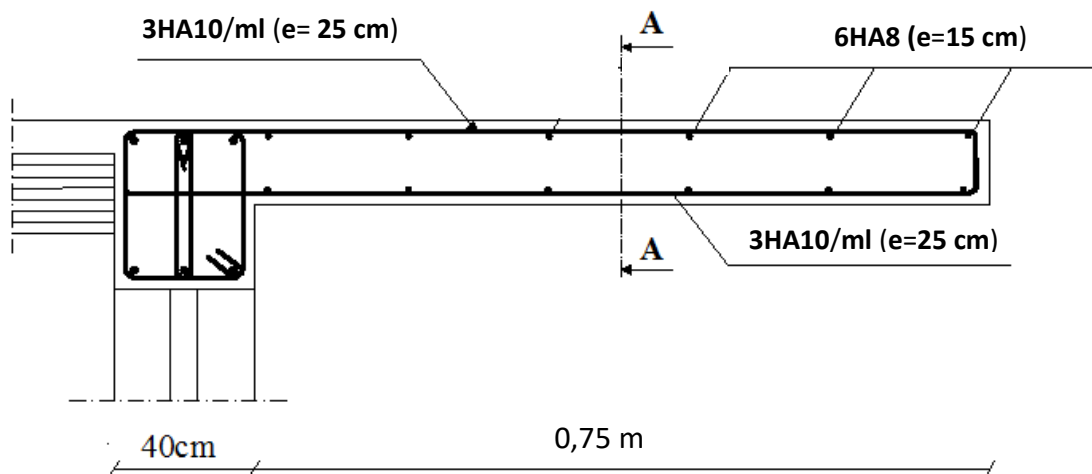
Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche est dispensable.

❖ **Armatures principales :**

- 3HA10 Espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

❖ **Armatures de répartition:**

- 6HA8 Espacement $S_t = 15 \text{ cm}$



Coupe A-A

Figure III-2-4 : Ferrailage du balcon.

2.III.3 Les Escaliers

III.3.1. Introduction :

L'escalier est un ouvrage qui permet de passer d'un niveau à l'autre dans une construction. Ils sont réalisés en béton armée coulé sur place, constitués de paliers, paillasses assimilés dans le calcul à des poutres isostatiques.

Notre ouvrage est composé d'un escalier à (03) trois volées.

III.3.2. Nomenclature :

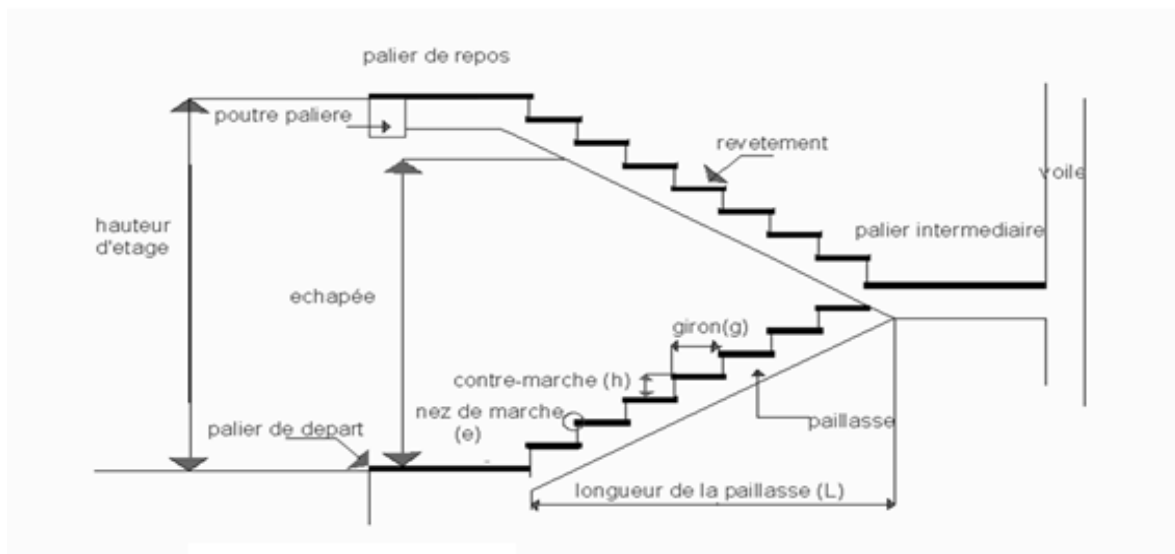


Figure III-3-1 : Schéma de l'escalier à trois volées.

Avec :

- **La marche** : est la partie horizontale, sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Nez de marche** : est l'intersection de la marche et la contre marche, il est parfois sailli sur la contre marche.
- **La hauteur de la marche « h »** : est la différence de niveau entre deux marches successives.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches, il y a une valeur constante, de **28 cm** au minimum.

Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de **BLONDEL** qui est :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

- **Une volée** : est l'ensemble des marches (25 au maximum) comprises entre deux paliers consécutifs.

- *Un palier* : est la plateforme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- *L'embranchement* : est la largeur de la marche.

III.3.3. Calcul de l'escalier :

Notre escalier est constitué de trois volées et de deux paliers, donc le calcul se fera pour la volée la plus défavorable.

III.3.3.1. Pré-dimensionnement :

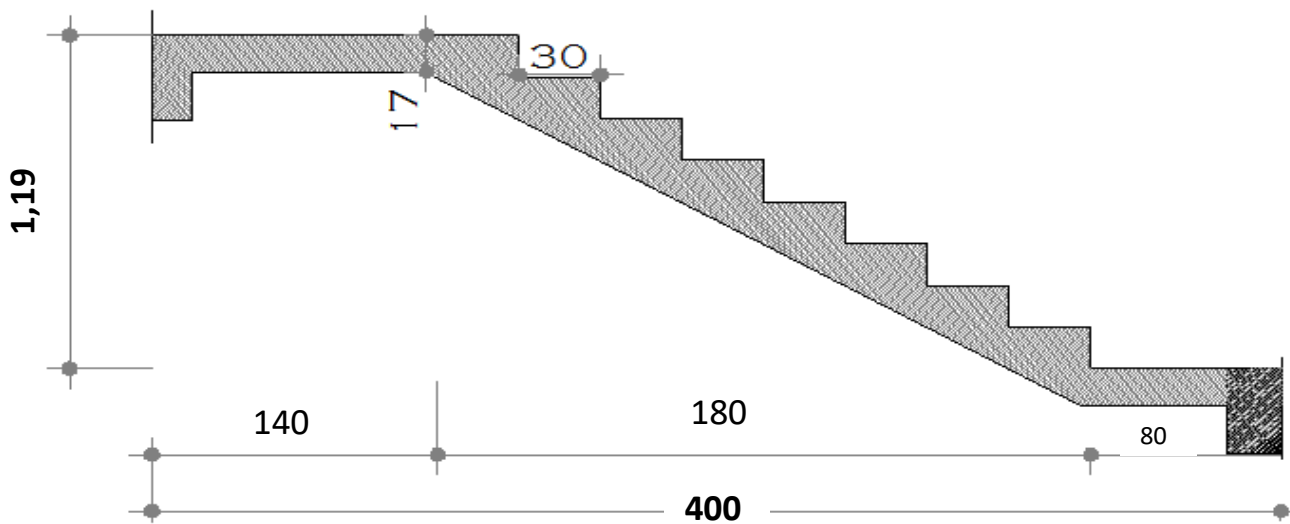


Figure III-3-2 : Coupe verticale d'une volée de l'escalier de l'étage courant.

Les escaliers seront pré-dimensionnés suivant la formule de **BLONDEL**, en tenant compte des dimensions données sur le plan :

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

Pour un bâtiment à usage d'habitation : $14 \text{ cm} \leq h \leq 17 \text{ cm}$
 $28 \text{ cm} \leq g \leq 36 \text{ cm}$

On prend : $h = 17 \text{ cm}$, $g = 30 \text{ cm}$

$$n = \frac{H}{h} = \frac{119}{17} = 7$$

n : nombre des contre marches.

$$m = n - 1 = 7 - 1 = 6 \text{ marches.}$$

m : nombre des marches.

$$g = \frac{l}{n-1} = \frac{180}{7-1} = 30 \text{ cm}$$

g : Largeur de la marche.

D'où : $2 \times h + g = 2 \times 17 + 30 = 64 \text{ cm}$

Donc : $59 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 64 \text{ cm} \longrightarrow$ **Condition vérifiée**

Les escaliers des différents étages se composent de 2 volées identiques et d'une 3^{ème} entre ces deux dernières, sauf que leurs dimensionnements diffèrent de celui du sous-sol comme expliqué dans les tableaux suivant :

| | H'[m] | volée | H [m] | H [m] | g [m] | n | m | g+2h [m] | L ₁ [m] | L ₂ [m] | L ₃ [m] | L'[m] |
|-----------------------|-------|-------|-------|-------|-------|---|---|----------|--------------------|--------------------|--------------------|-------|
| RDC + étages courants | 3,06 | 1 | 1,19 | 0,17 | 0,30 | 7 | 6 | 0,64 | 0,80 | 1,80 | 1,40 | 2,16 |
| | | 2 | 0,68 | 0,17 | 0,30 | 4 | 3 | 0,64 | / | / | / | / |
| | | 3 | 1,19 | 0,17 | 0,30 | 7 | 6 | 0,64 | 0,80 | 1,80 | 1,40 | 2,16 |

Tableau III-3-1 : Dimensions de l'escalier de l'RDC et des étages courants.

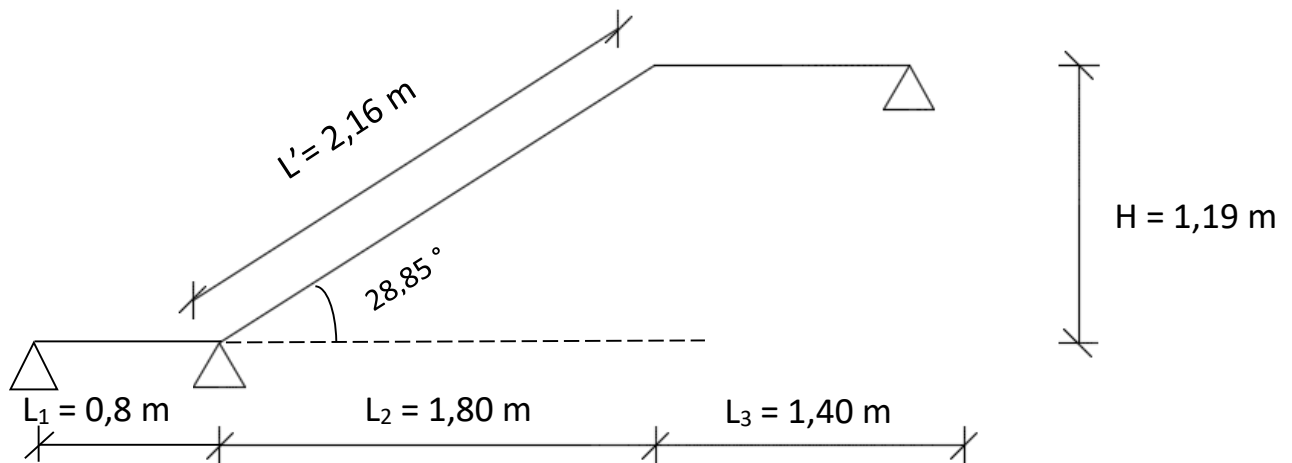


Figure III-3-3 : Schéma statique de l'escalier de l'étage courant.

| | H'[m] | volée | H [m] | H [m] | g [m] | n | m | g+2h [m] | L ₁ [m] | L ₂ [m] | L'[m] |
|-------|-------|-------|-------|-------|-------|---|---|----------|--------------------|--------------------|-------|
| S-sol | 3,57 | 1 | 1,36 | 0,17 | 0,30 | 8 | 7 | 0,64 | 2,10 | 1,40 | 2,50 |
| | | 2 | 0,85 | 0,17 | 0,30 | 5 | 4 | 0,64 | / | / | / |
| | | 3 | 1,36 | 0,17 | 0,30 | 8 | 7 | 0,64 | 2,10 | 1,40 | 2,50 |

Tableau III-3-2 : Dimensions de l'escalier du sous-sol.

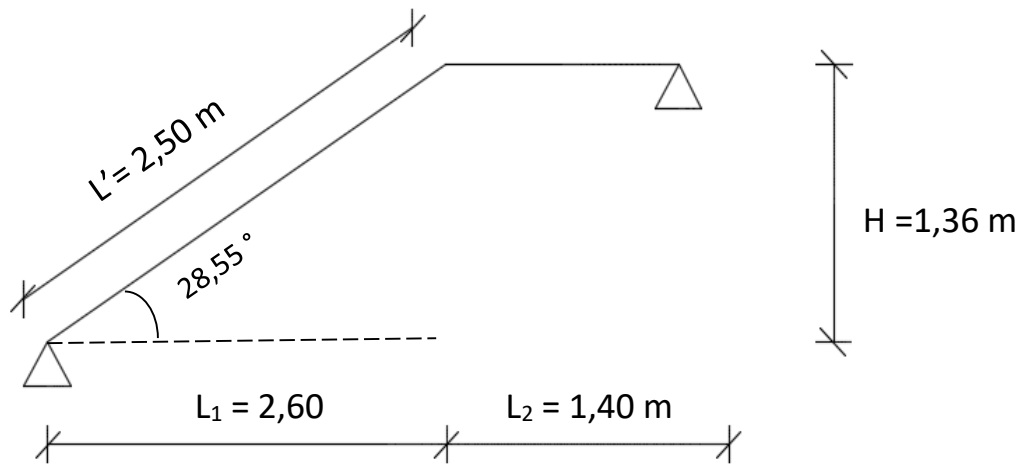


Figure III-3-4 : Schéma statique de l'escalier du sous-sol.

III.3.3.2. Dimensionnement de la paillasse :

Pour déterminer les efforts dans la volée et le palier, on fera référence aux lois de la RDM en prenant l'ensemble (volée + palier) comme une poutre isostatique partiellement encastrée aux appuis.

L'épaisseur de la paillasse (e_p) doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec : $L_0 = L' + L_2$

| | L_0 [cm] | $L_0/30$ [cm] | $L_0/20$ [cm] | e_p [cm] |
|-----------|------------|---------------|---------------|------------|
| RDC + ETC | 436 | 14,53 | 21,80 | 15 |
| Sous-sol | 390 | 13,00 | 19,50 | 15 |

Tableau III-3-3 : épaisseur de la paillasse.

Donc : on prend la même épaisseur pour la volée et le palier ($e_p = 15$ cm).

III.3.3.3. Calcul des sollicitations :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée. Il se fera en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple.

a) Charges permanentes :

| Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Charge permanente G (KN/m ²) |
|---|---------------------------|--------------------------------------|--|
| Revêtement en carrelage | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Couche de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Poids des marches | 0,17/2 | 25 | 2,13 |
| Poids de la pailleasse | $\frac{0,15}{\cos 28,85}$ | 25 | 4,28 |
| Enduit en ciment | 0,02 | 22 | 0,44 |
| Poids du garde-corps | / | / | 0,20 |
| Charge permanente totale de la volée G_{volée} | | | 8,21 |

Tableau III-3-4 : Charge permanente de la volée.

| Désignation des éléments | Epaisseur (m) | Poids volumique (KN/m ³) | Poids surfacique (KN/m ²) |
|--|---------------|--------------------------------------|---------------------------------------|
| Revêtement en carrelage | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Mortier de pose | 0,02 | 20 | 0,40 |
| Couche de sable | 0,02 | 18 | 0,36 |
| Poids du palier | 0,15 | 25 | 3,75 |
| Enduit en ciment | 0,02 | 22 | 0,44 |
| Charge permanente totale du palier G_{palier} | | | 5,35 |

Tableau III-3-5 : Charge permanente du palier.

b) Surcharges d'exploitations :

La surcharge d'exploitation des escaliers donnée par le (DTR B.C.2.2) est :

$$Q = 2,5 \times 1 = 2,5 \text{ KN/ml.}$$

III.3.3.4. Calcul des efforts internes à l'ELU :

a) Combinaisons de charge :

| | Volée | Palier |
|-----|------------------------------|------------------------------|
| ELU | $q_{uv}=14,84 \text{ KN/ml}$ | $q_{up}=10,97 \text{ KN/ml}$ |
| ELS | $q_{sv}=10,71 \text{ KN/ml}$ | $q_{sp}=7,85 \text{ KN/ml}$ |

Tableau III-3-6 : Combinaisons de charges.

b) Efforts internes :

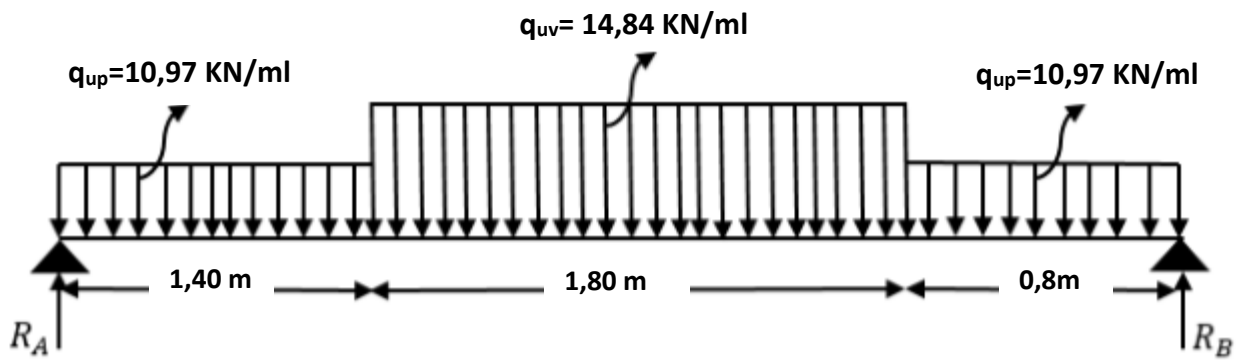


Figure III-3-5 : Schéma statique des escaliers à l'ELU.

❖ Calcul des réactions d'appuis :

$$\left. \begin{aligned} \sum F_{/x} &= 0 \\ \sum F_{/y} &= 0 \\ \sum M_{/A} &= 0 \end{aligned} \right\} \sum F_{/y} = R_A + R_B = (10,97 \times 1,40) + (14,84 \times 1,80) + (10,97 \times 0,8)$$

$$R_A + R_B = 52,007 \text{ KN}$$

$$\sum M_{/A} = 0$$

$$4 R_B - \left[(10,97 \times 1,40) \frac{1,40}{2} + (14,84 \times 1,80) 2,45 + (10,97 \times 0,8) 3,75 \right] = 0$$

$$R_B = 26,92 \text{ KN.}$$

$$R_A = 52,007 - 26,920 = 25,09 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

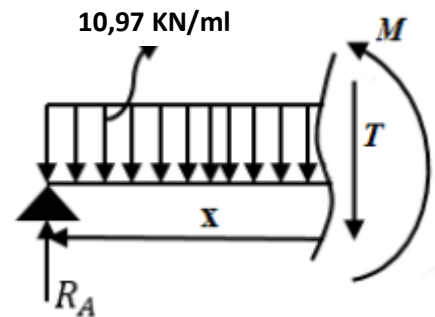
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,4 \text{ m}$

$$T(x) = 25,09 - 10,97x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 25,09 \text{ KN} \\ x = 1,40 & T(1,40) = 9,73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 25,09x - 10,97 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,40 & M(1,40) = 24,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$



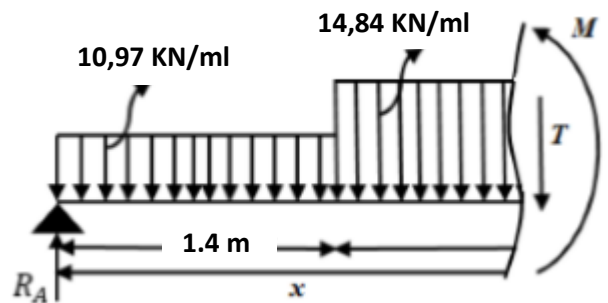
Tronçon 2 : $1,40 \leq x \leq 3,20 \text{ m}$

$$T(x) = 30,51 - 14,84x$$

$$\begin{cases} x = 1,40 & T(1,40) = 09,73 \text{ KN} \\ x = 3,50 & T(3,20) = -21,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 30,51x - 14,84 \frac{x^2}{2} - 3,79$$

$$\begin{cases} x = 1,40 & M(1,40) = 24,38 \text{ KN.m} \\ x = 3,50 & M(3,20) = 12,10 \text{ KN.m} \end{cases}$$



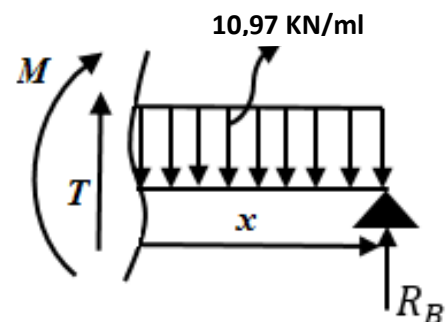
Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,8 \text{ m}$

$$T(x) = 10,97x - 26,92$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -26,92 \text{ KN} \\ x = 0,5 & T(0,8) = -21,43 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 26,92x - 10,97 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0,5 & M(0,5) = 12,10 \text{ N.m} \end{cases}$$



| Tronçons (m) | x (m) | T (KN) | M (KN.m) |
|-----------------------|-------|--------|----------|
| $0 \leq x \leq 1,4$ | 00 | 25,09 | 00 |
| | 1,40 | 09,73 | 24,38 |
| $1,4 \leq x \leq 3,5$ | 1,40 | 09,73 | 24,38 |
| | 3,50 | -21,43 | 12,10 |
| $0 \leq x \leq 0,5$ | 00 | -26,92 | 00 |
| | 0,50 | -21,43 | 12,10 |

Tableau III-3-7 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELU.

❖ *Calcul du moment max:*

$$T(x) = 0 \longrightarrow M = \max \longrightarrow T(x) = 30,51 - 14,84x = 0$$

La distance correspondant au moment max est : $x = \frac{30,51}{14,84} = 2,06 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{\max} = 30,51 (2,06) - 14,84 \frac{(2,06)^2}{2} - 3,79 = 27,57 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 27,57 = -8,27 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 27,57 = 23,43 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :

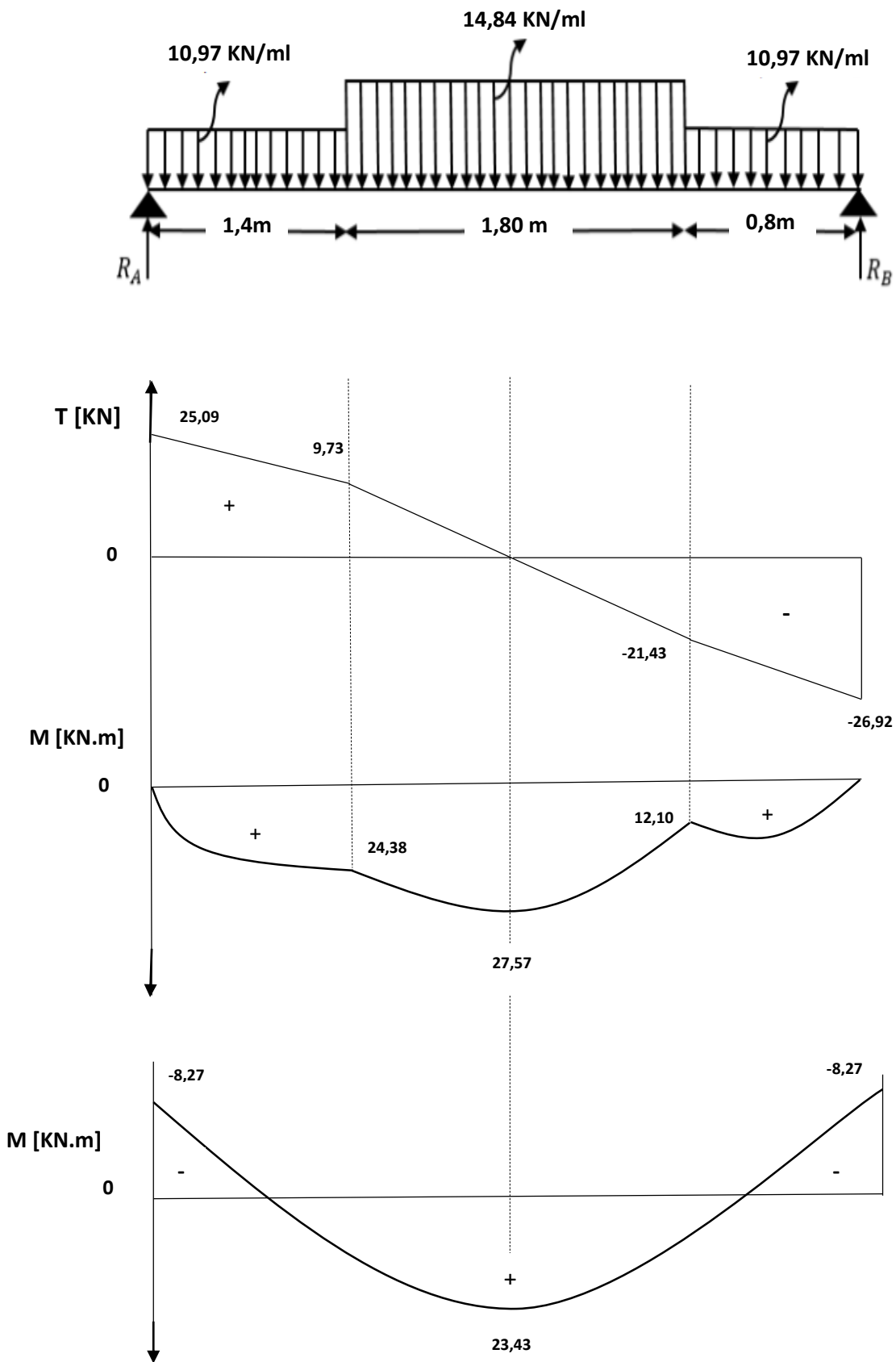


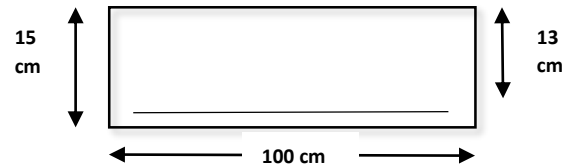
Figure III-3-6 : Diagrammes des efforts internes à l'ELU.

❖ *Calcul des armatures à l'ELU :*

Le calcul des armatures sera basé sur le calcul d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple pour une bande de 1 mètre.

Avec :

$$d = 13 \text{ cm} ; H = 15 \text{ cm} ; C = C' = 2 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}$$



Aux appuis : $M_{max}^A = -8,27 \text{ KN.m}$

● *Armature principale :*

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{bd^2f_{bu}} = \frac{8,27 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,034 < \mu_{id} = 0,392$$

—————> La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,034 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,983$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{8,27 \times 10^3}{0,983 \times 13 \times 348} = 1,86 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA12 = 4,52 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

● *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_{Ap}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **4HA10 = 3,14 cm²** avec un espacement de **S_t = 25 cm**.

En travée : $M_{max}^t = 23,43 \text{ KN.m}$

● *Armature principale :*

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{bd^2f_{bu}} = \frac{23,43 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0,098 < \mu_{id} = 0,392$$

—————> La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,098 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,948$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{23,43 \times 10^3}{0,948 \times 13 \times 348} = 5,46 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA12 = 5,65 cm²** avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

- *Armatures de répartition :*

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On opte pour : **5HA10 = 3,92 cm²** avec un espacement de **S_t = 20 cm**.

c) Vérification à l'ELU :

- ❖ *Condition de non fragilité (Art A.4.2.1 BAEL 91/ 99) :*

Le ferrailage de l'escalier doit satisfaire la condition : **A_{st} ≥ A_{st}^{min}**.

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 100 \times 13 \times 2,1}{400} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

A_{adopté} = 4,52 cm² > A_{st}^{min} = 1,57 cm²..... Condition vérifiée.

En travée :

A_{adopté} = 5,65 cm² > A_{st}^{min} = 1,57 cm²..... Condition vérifiée.

- ❖ *Espacement des barres (Art A.8.2,42 BAEL 91/ 99) :*

Armatures principale : **S_t ≤ min (3h ; 33 cm) = 33 cm**

Aux appuis : **S_t = 25 cm < 33 cm** }
 En travées : **S_t = 20 cm < 33 cm** } **Condition vérifiée.**

Armatures de répartition : **S_t ≤ min (4h ; 45 cm) = 45 cm.**

Aux appuis : **S_t = 25 cm < 45 cm** }
 En travées : **S_t = 20 cm < 45 cm** } **Condition vérifiée.**

- ❖ *Vérification au cisaillement (Art A.5.1.1 BAEL 91/ 99) :*

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \overline{\tau}_u \quad \text{Pout une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\text{Avec : } T_{max} = 26,92 \text{ KN}$$

La contrainte de cisaillement admissible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = \mathbf{3,33 \text{ MPa}}$$

La contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b_0 d} = \frac{26,92 \times 10^3}{1000 \times 130} = \mathbf{0,207 \text{ MPa}}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A 6.1.3 BAEL 91 / 99) :*

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 \text{ MPa}}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{\max}}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \varnothing = 5 \times 3,14 \times 12 = \mathbf{188,4 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{26,92 \times 10^3}{0,9 \times 130 \times 188,4} = \mathbf{1,22 \text{ MPa}}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,22 \text{ MPa}} < \bar{\tau}_{se} = \mathbf{3,15 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Influence de l'effort tranchant :*

• *Influence sur les aciers (Art A.5.1.312 BAEL 91/ 99) :*

$$A_{s \min} \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \left(\frac{1,15 \times 26,92 \times 10^1}{400} \right) = \mathbf{0,77 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\text{adopté}} = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2} > A_{s \min} = \mathbf{0,77 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• *Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :*

$$\frac{2T_{\max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \longrightarrow T_{\max} \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} = 0,36 \times \frac{25 \times 10^3 \times 130}{1,5} = 7,8 \times 10^5 \text{ N} = \mathbf{780 \text{ KN}}$$

$$T_{\max} = \mathbf{26,92 \text{ KN}} < \mathbf{780 \text{ KN}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Ancrage des armatures (Art A 6.1.221 BAEL 91/ 99) :*

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5 \times 1,5 \times 2,1 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm.}$$

La longueur d’ancrage mesurée hors crochets est au moins égale **0,4 L_s** pour les aciers **HA** :

$$L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42,33 = 16,93 \text{ cm} \quad (\text{Art A.6.1.253 BAEL 91/99})$$

III.3.3.5. Calcul des efforts internes à l’ELS :

Le palier : $q_{sp} = (5,35 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 7,85 \text{ KN/ml.}$

La volée : $q_{sv} = (8,21 + 2,5) \times 1 \text{ ml} = 10,71 \text{ KN/ml.}$

a) Effort interne :

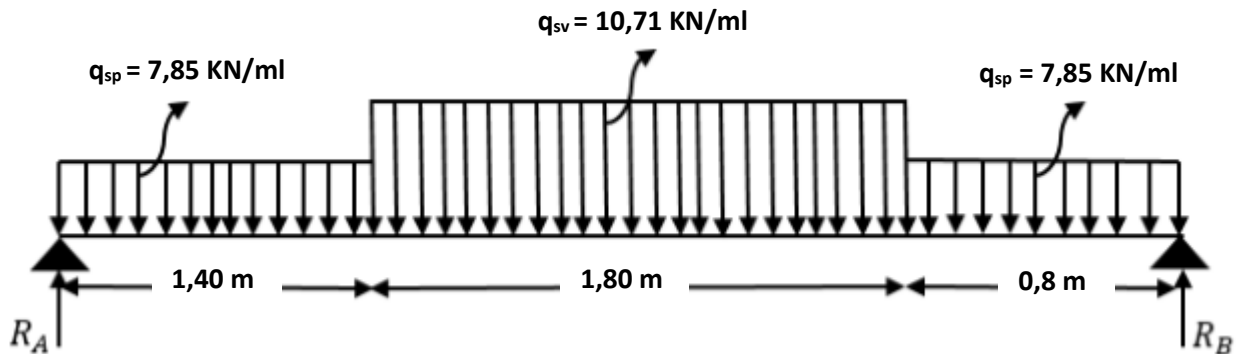


Figure III-3-7 : Schéma statique des escaliers à l’ELS.

❖ *Calcul des réactions d’appuis :*

$$\left. \begin{aligned} \sum F_x &= 0 \\ \sum F_y &= 0 \\ \sum M_A &= 0 \end{aligned} \right\}$$

$$\sum F_y = R_A + R_B = (7,85 \times 1,40) + (10,71 \times 1,80) + (7,85 \times 0,8)$$

$$R_A + R_B = 37,41 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$4 R_B - \left[(7,85 \times 1,40) \frac{1,40}{2} + (10,71 \times 1,80) 2,45 + (7,85 \times 0,8) 3,75 \right] = 0$$

$$R_B = 19,38 \text{ KN}$$

$$R_A = 37,41 - 19,38 = 18,03 \text{ KN}$$

❖ Calcul des efforts internes :

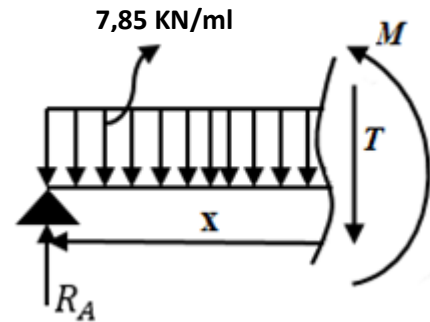
Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,40 \text{ m}$

$$T(x) = 18,03 - 7,85x$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = 18,03 \text{ KN} \\ x = 1,40 & T(1,40) = 07,04 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 18,03x - 7,85 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 1,40 & M(1,40) = 17,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$



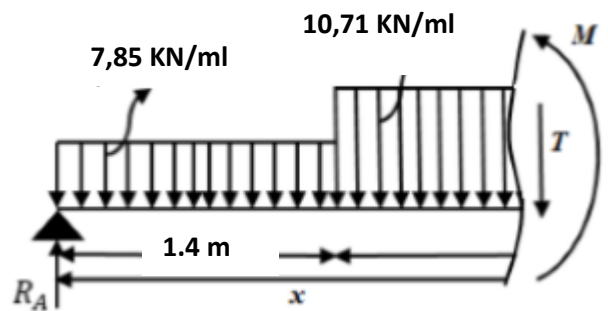
Tronçon 2 : $1,40 \leq x \leq 3,50 \text{ m}$

$$T(x) = 22,03 - 10,71x$$

$$\begin{cases} x = 1,40 & T(1,40) = 07,04 \text{ KN} \\ x = 3,50 & T(3,20) = -15,46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 22,03x - 10,71 \frac{x^2}{2} - 2,8$$

$$\begin{cases} x = 1,40 & M(1,40) = 17,55 \text{ KN.m} \\ x = 3,50 & M(3,20) = 08,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$



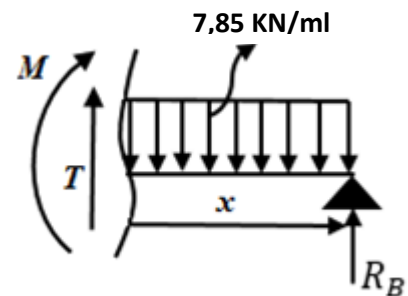
Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 0,5 \text{ m}$

$$T(x) = 7,85x - 19,38$$

$$\begin{cases} x = 0 & T(0) = -19,38 \text{ KN} \\ x = 0,5 & T(0,8) = -15,46 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M(x) = 19,38x - 7,85 \frac{x^2}{2}$$

$$\begin{cases} x = 0 & M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ x = 0,5 & M(0,8) = 8,71 \text{ KN.m} \end{cases}$$



| Tronçons (m) | x (m) | T (KN) | M (KN.m) |
|-----------------------|-------|--------|----------|
| $0 \leq x \leq 1,4$ | 00 | 18,03 | 00 |
| | 1,40 | 07,04 | 17,55 |
| $1,4 \leq x \leq 3,5$ | 1,40 | 07,04 | 17,55 |
| | 3,50 | -15,46 | 08,71 |
| $0 \leq x \leq 0,5$ | 00 | -19,38 | 00 |
| | 0,50 | -15,46 | 08,71 |

Tableau III-3-8 : Récapitulatif des résultats des efforts internes à l'ELS.

❖ *Calcul du moment max:*

$$T(x) = 22,03 - 10,71x = 0$$

La distance correspondante au moment max est : $x = \frac{22,03}{10,71} = 2,06 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{\max} = 22,03 (2,06) - 10,71 \frac{(2,06)^2}{2} - 2,08 = 20,85 \text{ KN.}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour les moments maximums aux appuis et en travée :

Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 20,85 = -6,26 \text{ KN. m}$$

En travées :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 20,85 = 17,72 \text{ KN. m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite de service ELS

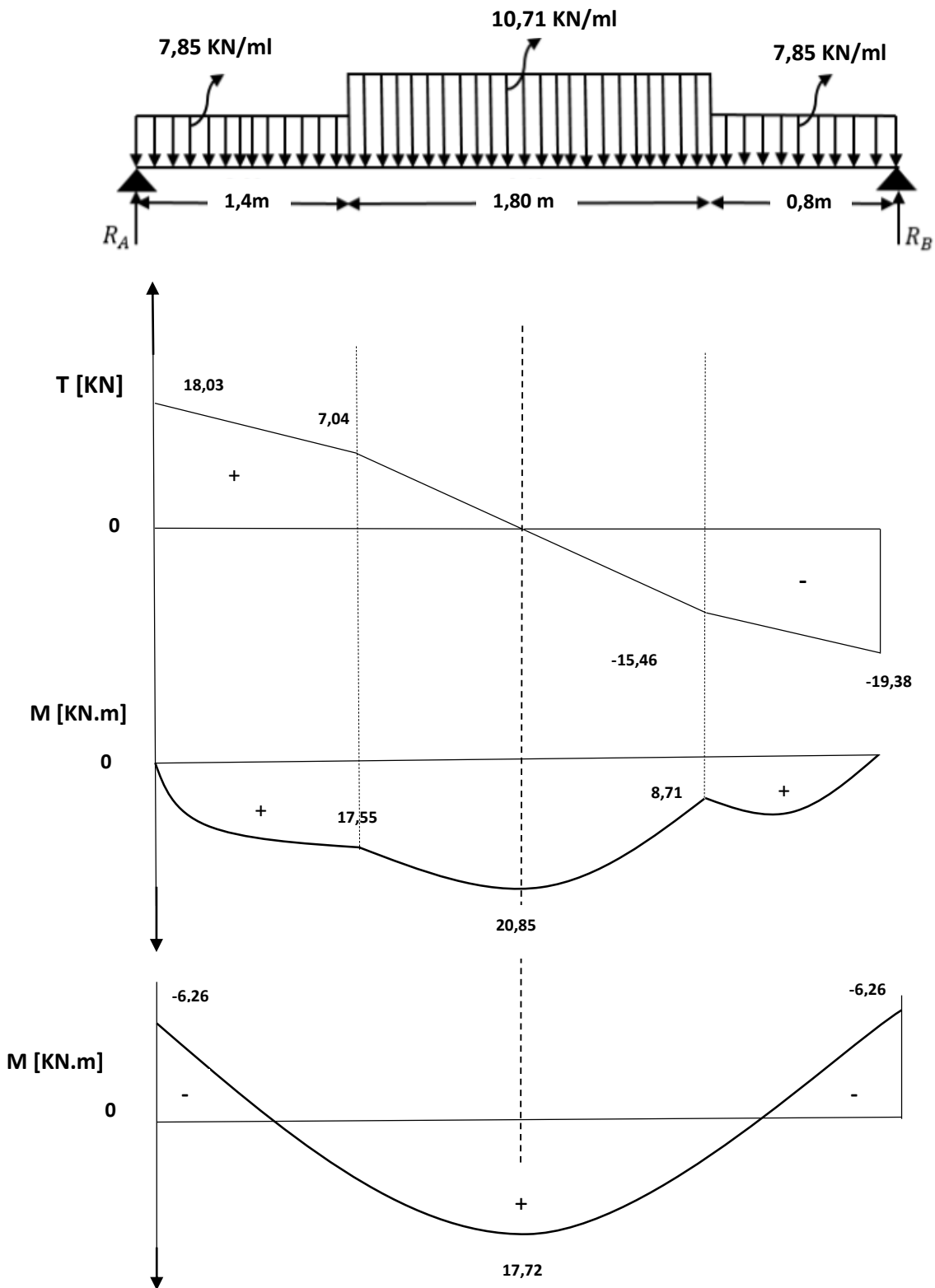


Figure III-3-8 : Diagrammes des efforts internes à l'ELS.

b) Vérification à l'ELS :

Dans notre cas, la fissuration est considérée peu préjudiciable, on se dispose de vérifier l'état limite d'ouverture des fissures.

❖ **Etat limite de compression du béton (Art A.4.5.2 BAEL 91/99) :**

$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$ Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$

$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d}$

• **En appui :**

$\rho = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 13} = 0,348 \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 = 39,35 \\ \beta_1 = 0,908 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$

$\sigma_{sa} = \frac{M_a}{A_a \times \beta_1 \times d} = \frac{8,27 \times 10^6}{452 \times 0,908 \times 130} = 155,01 \text{ MPa}$

$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{39,35} = 0,025$

$\sigma_{bc} = 0,025 \times 155,01 = 3,88 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 3,88 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

• **En travée :**

$\rho = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 5,65}{100 \times 13} = 0,435 \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 = 34,50 \\ \beta_1 = 0,899 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$

$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} = \frac{23,43 \times 10^6}{565 \times 0,899 \times 130} = 354,83 \text{ MPa}$

$K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{34,50} = 0,029$

$\sigma_{bc} = 0,029 \times 354,83 = 10,30 \text{ MPa}$

$\sigma_{bc} = 10,30 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$

❖ *Vérification de la flèche (Art B.6.5.2 BAEL 91/99) :*

On peut se dispenser de vérifier l'état limite de déformation (la flèche) si les 3 conditions suivantes sont satisfaites :

1) $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$

2) $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$

3) $\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$

$\frac{h}{l} = \frac{0,15}{4} = 0,0375 < \frac{1}{16} = 0,0625$ Condition non vérifiée.

Vu que la première condition n'est pas vérifiée, alors on passe directement au calcul de la flèche.

On doit vérifier que :

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

Avec :

$q_s = \max\{7,85 \text{KN/ml} ; 10,71 \text{KN/ml}\} = 10,71 \text{KN/ml}$

$E_v = 3700^3 \sqrt[3]{f_{C28}} = 3700^3 \sqrt[3]{25} = 10818,86 \text{MPa}$

I : moment d'inertie de la section homogénéisée

$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_t (V_2 - C)^2$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$

S_{xx} : Moment statique

$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 \times A_t \times d = \frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 5,65 \times 13 = 12351,75 \text{ cm}^3$

B₀ : surface de la section homogène

$B_0 = b \times h + 15A_t = (100 \times 15) + 15 \times 5,65 = 1584,75 \text{ cm}^2$

$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0} = \frac{12351,75}{1584,75} = 7,79 \text{ cm}$

$V_2 = h - V_1 = 15 - 7,79 = 7,21 \text{ cm}$

$I = \frac{100}{3} (7,79^3 + 7,21^3) + 15 \times 5,65 \times (7,21 - 2)^2 = 30551,61 \text{ cm}^4$

$$f = \frac{5}{384} \frac{10,71 \times 4^2 \times 10^3}{10818,86 \times 10^6 \times 30551,75 \times 10^{-8}} = 0,00067 \text{ m} = 0,067 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{400}{500} = 0,8 \text{ cm}$$

$f = 0,067 \text{ cm} < \bar{f} = 0,8 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

Conclusion :

Notre ferrailage des escaliers sera :

- **Aux appuis :**
 - ❖ *Armatures principale :* **4HA12** espacement = **25 cm**
 - ❖ *Armatures de répartition :* **4HA10** espacement = **25 cm**
- **En travée :**
 - ❖ *Armatures principale :* **5HA12** espacement = **20 cm**
 - ❖ *Armatures de répartition :* **5HA10** espacement = **20 cm**

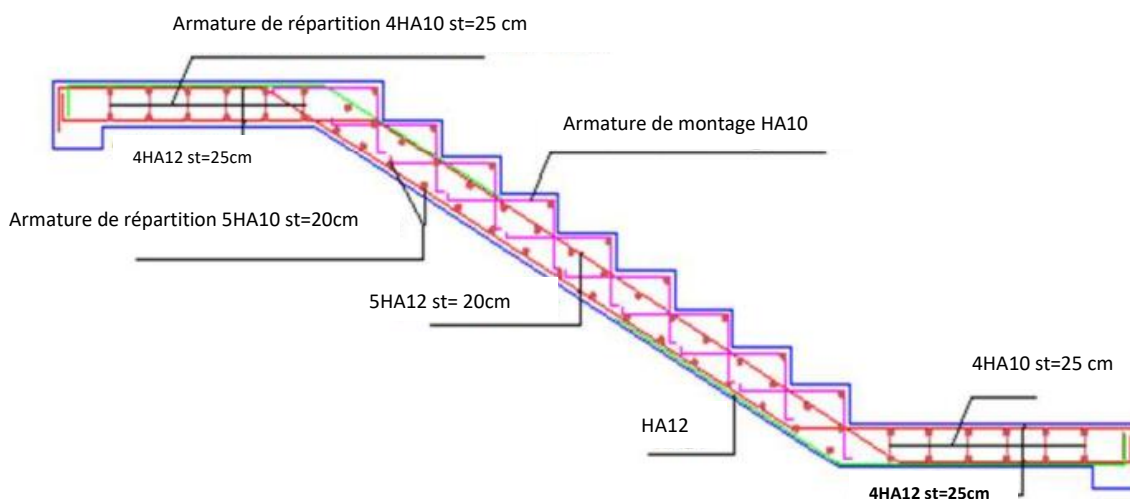


Figure III-3-9 : Ferrailage des escaliers des étages courants.

III.4 Etude de la poutre palière

III.4.1. La poutre palière :

C'est un élément secondaire de section rectangulaire (**b × h**), avec une portée de **3,5 m** (entre nus d'appuis), reposant sur deux appuis (partiellement encastree dans les poteaux). Elle est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse, celle du palier et le poids du mur de dessus.

Dans notre cas l'escalier a deux paliers de repos, la poutre palière sera **brisée** et partiellement encastree dans les poteaux.

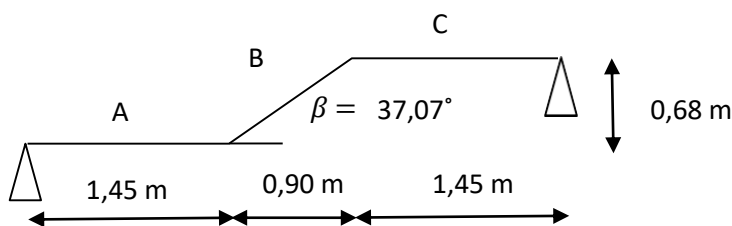


Figure III-4-1 : Schéma statique de la poutre palière.

III.4.2. Pré-dimensionnement de la poutre palière :

| | Hauteur [cm] | Largeur [cm] |
|-----------------------|--|-------------------------------|
| Application numérique | $\frac{350}{15} \leq ht \leq \frac{350}{10}$ | $0,4(30) \leq b \leq 0,7(30)$ |
| | $23,33 \leq ht \leq 35,00$ | $12 \leq b \leq 21$ |
| Valeur prise | 30 | 20 |

Tableau III-4-1 : Pré-dimensionnement de la poutre palière.

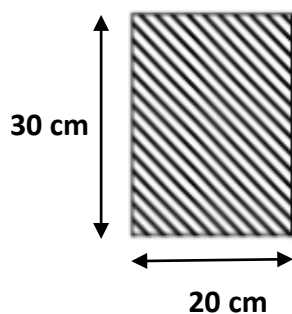


Figure III-4-2 : Coupe verticale d'une poutre palière.

III.4.2.1 Vérification relatives aux exigences de l’RPA 99 / 2003 :

| Conditions | Poutre palière | Vérification |
|------------------------|----------------|--------------|
| $h \geq 30 \text{ cm}$ | 30 | C.V |
| $b \geq 20 \text{ cm}$ | 20 | C.V |
| $h/b \leq 4$ | 1,5 | C.V |

Tableau III-4-2 : Vérification des conditions exigées par l’RPA.

III.4.3 Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre :

Partie A et C : $G_1 = 25 \times 0,20 \times 0,30 = 1,5 \text{ KN/ml}$

Partie B : $G_2 = 25 \times 0,20 \times 0,30 \times \frac{1}{\cos 37,07} = 2,0 \text{ KN/ml}$

- Réaction du palier à l’ELU : $R_B = 26,92 \text{ KN}$.

- Réaction du palier à l’ELS : $R_B = 19,38 \text{ KN}$

❖ Les combinaisons de charge :

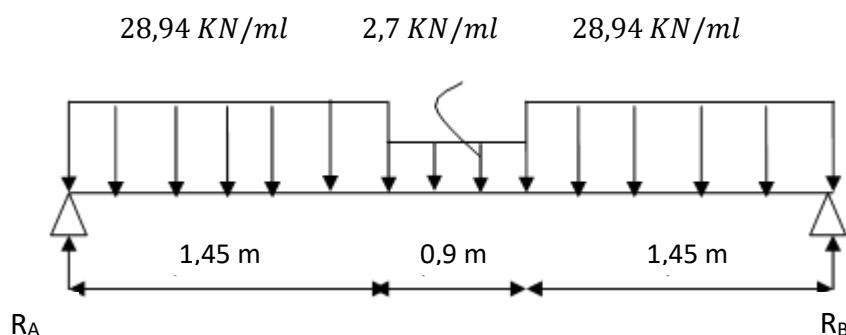
ELU : $qu1 = 1,35G_1 + R_{Au} = 1,35 \times 1,5 + 26,9 = 28,94 \text{ KN/ml}$

$qu2 = 1,35G_2 = 1,35 \times 2 = 2,70 \text{ KN/ml}$

ELS : $qs1 = G_1 + R_{Bs} = 1,5 + 19,38 = 20,88 \text{ KN/ml}$

$qs2 = G_2 = 2,0 = 2,0 \text{ KN/ml}$

III.4.4. Calcul des efforts internes à l’ELU :



$$\left. \begin{array}{l} \sum F_{/x} = 0 \\ \sum F_{/y} = 0 \\ \sum M/A = 0 \end{array} \right\} \sum F_{/y} = R_A + R_B = (28,94 \times 1,45) + (2,78 \times 0,9) + (28,94 \times 1,45)$$

$$R_A + R_B = 77,74 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$3,5R_B - [(28,94 \times 1,45) 0,65 + (2,78 \times 0,9) 1,75 + (28,94 \times 1,45) 2,85] = 0$$

$$R_B = 38,87 \text{ KN.}$$

$$R_A = 77,74 - 38,87 = 38,87 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$:

$$T_y = -28,94 x + 38,87$$

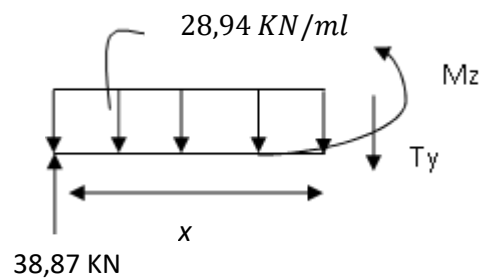
Pour $x = 0$ $T_y = 38,87 \text{ kN}$

Pour $x = 1,45$ $T_y = 1,25 \text{ kN}$

$$M_z = -28,94 \times \frac{x^2}{2} + 38,87x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour $x = 1,45$ $M_z = 26,08 \text{ kN.m}$



Tronçon 2 : $1,45 \leq x \leq 2,35 \text{ m}$:

$$T_y = -2,78 x + 4,86$$

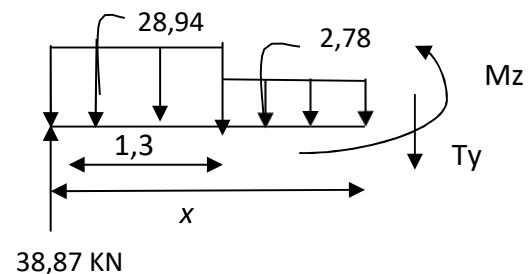
Pour $x = 1,45$ $T_y = 1,25 \text{ kN}$

Pour $x = 2,35$ $T_y = -1,25 \text{ kN}$

$$M_z = -1,39 x^2 + 4,86 x + 22,11$$

Pour $x = 1,45$ $M_z = 26,08 \text{ kN.m}$

Pour $x = 2,35$ $M_z = 26,07 \text{ kN.m}$



Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1,45$ m

$$T_y = 28,94 x - 38,87$$

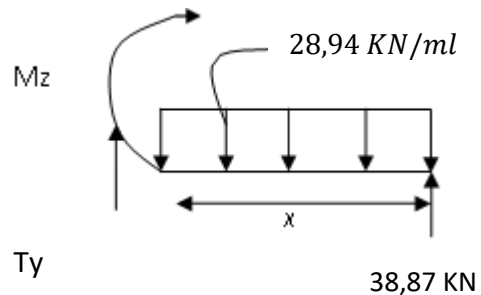
Pour $x = 0$ $T_y = - 38,87$ kN

Pour $x = 1,45$ $T_y = -1,25$ kN

$$M_z = -28,94 \times \frac{x^2}{2} + 38,87x$$

Pour $x = 0$ $M_z = 0$ kN.m

Pour $x = 1,45$ $M_z = 26,07$ kN.m



❖ **Calcul du moment max:**

$$\frac{dM(z)}{dx} = 0 \longrightarrow T(y) = 0 \longrightarrow M = \max \longrightarrow T(x) = -2,78x + 4,86 = 0$$

La distance correspondante au moment max est : $x = \frac{4,86}{2,78} = 1,75$ m.

Donc : $M_{\max} = -1,39(1,75)^2 + 4,86(1,75) + 22,11 = 26,36$ KN. m

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremets partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Aux appuis :

$$M_{\max}^A = - 0,3 M_{\max} = -0,3 \times 26,36 = -7,91$$
 KN. m

En travées :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 26,36 = 22,41$$
 KN. m

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELU :

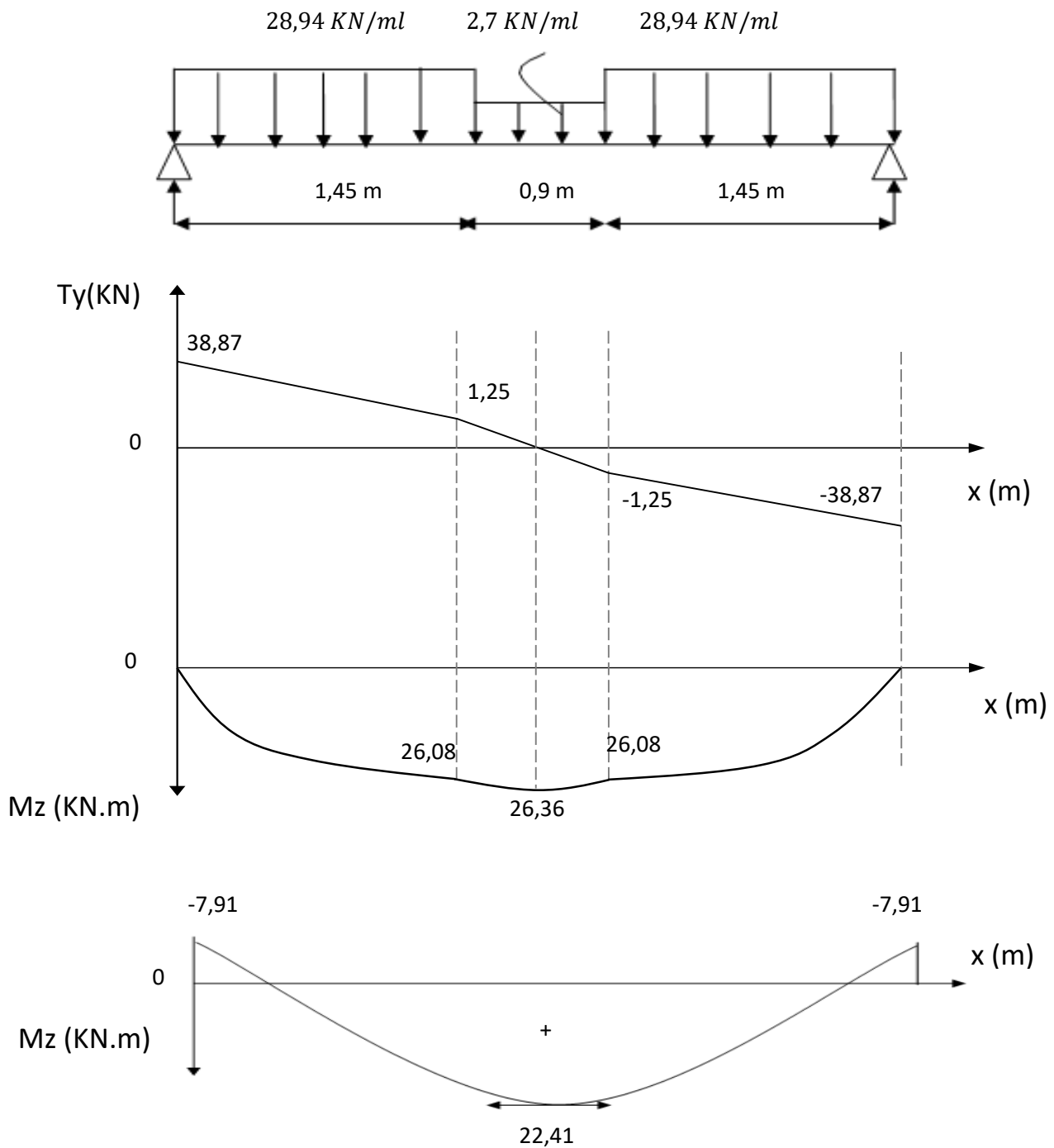


Figure III-4-3 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELU.

III.4.5. Calcul des armatures :

$$d = 27,5 \text{ cm} ; H = 30 \text{ cm} ; C = C' = 2,5 \text{ cm} ; b = 20 \text{ cm}$$

a) En travée : $M_{max}^t = 22,41 \text{ KN.m}$

❖ **Armature principale :**

$$\mu_t = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bu}} = \frac{22,41 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,104 < \mu_{id} = 0,392$$

—————→ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_t = 0,104 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,945$$

$$A_t = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{22,41 \times 10^3}{0,945 \times 27,5 \times 348} = 2,48 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **3HA12** ⇒ $A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$.

b) Aux appuis : $M_{max}^A = -7,91 \text{ KN.m}$

❖ **Armature principale :**

$$\mu_A = \frac{M_u^A}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,91 \times 10^3}{20 \times 27,5^2 \times 14,2} = 0,036 < \mu_{id} = 0,392$$

—————→ La section est simplement armée (S.S.A)

$$\mu_A = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,982$$

$$A_{Ap} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{7,91 \times 10^3}{0,982 \times 27,5 \times 348} = 0,84 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature : **3HA12** ⇒ $A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2$.

❖ **Calcul des armatures transversales :**

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\emptyset < \min \left\{ \frac{H}{35} ; \emptyset_L ; \frac{B}{10} \right\} = \{8,5 ; 12 ; 20\} = 7 \text{ mm}$$

On opte pour une section d'armature : **4HA8** ⇒ $A_{Tr} = 2,01 \text{ cm}^2$

III.4.6. Vérification à l'ELU :

❖ Vérification de la section d'armature (Art 7.5.2.1 RPA 99 / 2003) :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5 % en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

$$A_s = 3HA12 + 3HA12 = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$0,5 \% \text{ de } S = 0,005 \times b \times h = 0,005 \times 20 \times 30 = 3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6,78 \text{ cm}^2 > 3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Calcul de la section minimale (Art A.4.2.1 BAEL 91 / 99) :

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$A_{st}^{min} \geq \frac{0,23 \times 20 \times 27,5 \times 2,1}{400} = 0,66 \text{ cm}^2$$

✓ Aux appuis :

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée :

$$A_{adopte} = 3,39 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 0,66 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification aux cisaillements (Art A 5.1.1BAEL91/99) :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_{max} = 38,87 \text{ KN.}$$

✓ Calcul la contrainte de cisaillement admissible (Art A.5.1.211) :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = \min \left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5 \text{ MPa} \right) \quad \text{Pour une fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

✓ Calcul la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b_0 d} = \frac{38,87 \times 10^3}{200 \times 275} = 0,706 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée, Pas de risque de cisaillement.}$$

❖ *Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (Art A.6.1.3 BAEL 91/99) :*

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}} \quad \text{Avec : } \overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = \mathbf{3,15 MPa}$$

$$\text{Et : } \tau_{se} = \frac{T_{max}}{0,9d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient de scellement HA.

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

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,2 = \mathbf{11,30 \text{ cm}}$$

$$\tau_{se} = \frac{38,87 \times 10^3}{0,9 \times 275 \times 113} = \mathbf{1,39 MPa}$$

$$\tau_{se} = \mathbf{1,39 MPa} < \overline{\tau_{sc}} = \mathbf{3,15 MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Influence de l'effort tranchant :*

✓ *Influence sur les aciers (Art A 5.1.312 BAEL 91/99) :*

$$A_u \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 38,87 \times 10}{400} = \mathbf{1,117 \text{ cm}^2}$$

$$A_u = \mathbf{3,39 \text{ cm}^2} > A = \mathbf{1,117 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Influence sur le béton (Art A 5.1.313 BAEL 91/99) :*

$$\frac{2 T_{max}}{0,9 b_0 d} \leq \frac{0,8 f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{Avec : } T_{max} \leq \frac{0,8 \times 0,9}{2} \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b} \leq 0,36 \frac{f_{c28} b_0 d}{\gamma_b}$$

$$T_{max} \leq \frac{0,36 \times 25 \times 200 \times 300}{1,5} = 360000 \text{ N} = \mathbf{360 \text{ KN}}$$

$$T_{max} = \mathbf{38,87 \text{ KN}} < \mathbf{360 \text{ KN}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Encrage des armatures (Art 6.1.221 BAEL 91/99) :*

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}} \quad \text{Avec : } \tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = \mathbf{2,835 MPa}$$

$$L_s = \frac{400 \times 1,2}{4 \times 2,835} = \mathbf{42,32 \text{ cm.}}$$

La longueur d'ancrage mesurée hors crochets est au moins égale $\mathbf{0,4L_s}$ pour les aciers HA,

$$\text{Donc : } L_{ad} = 0,4L_s = 0,4 \times 42,32 = \mathbf{16,93 \text{ cm}}$$

❖ *Espacement des barres : (Art 7.5.2.2 RPA 99 /2003) :*

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S \times b \Rightarrow S = \frac{A_t}{0,003 b} = \frac{2,01}{0,003 \times 20} = 33,5 \text{ cm}^2$$

- *En zone nodale :*

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{H}{4} ; 12\phi \right\} = \min(7,5 ; 9,6) , \text{ on opte pour } S_t = 7 \text{ cm.}$$

- *En zone courante :*

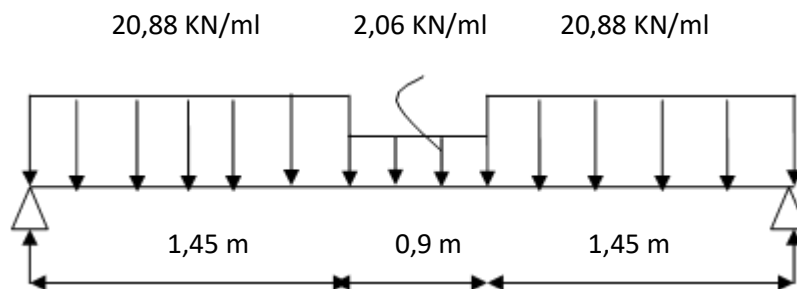
$$S_t \leq \frac{H}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} , \text{ on opte pour } S_t = 15 \text{ cm.}$$

NB : Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

III.4.7. Calcul à l'état limite de service ELS :

$$\text{ELS : } qs1 = G_1 + R_{As} = 1,5 + 19,38 = 20,88 \text{ KN/ml}$$

$$qs2 = G_2 = 2,06 = 2,06 \text{ KN/ml}$$



III.4.7.1. Calcul des efforts internes à l'ELS :

$$\left. \begin{array}{l} \sum F_x = 0 \\ \sum F_y = 0 \\ \sum M_A = 0 \end{array} \right\} \sum F_y = R_A + R_B = (20,88 \times 1,45) + (2,06 \times 0,9) + (20,88 \times 1,45)$$

$$R_A + R_B = 56,142 \text{ KN}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$3,5R_B - [(20,88 \times 1,45) 0,65 + (2,06 \times 0,9) 1,75 + (20,88 \times 1,45) 2,85] = 0$$

$R_B = 28,07 \text{ KN.}$

$R_A = 56,14 - 28,07 = 28,07 \text{ KN.}$

❖ Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

Tronçon 1 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$:

$T_y = - 20,88 x + 28,07$

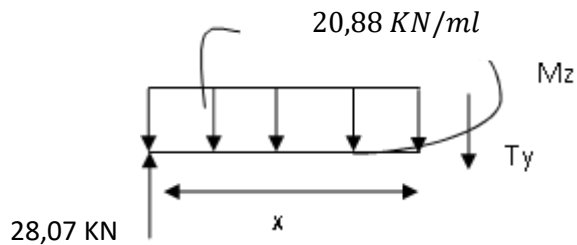
Pour $x = 0$ $T_y = 28,07 \text{ kN}$

Pour $x = 1,45$ $T_y = 0,926 \text{ kN}$

$M_z = -20,88 \times \frac{x^2}{2} + 28,07x$

Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour $x = 1,45$ $M_z = 18,85 \text{ kN.m}$



Tronçon 2 : $1,45 \leq x \leq 2,45 \text{ m}$:

$T_y = -2,06 x + 3,604$

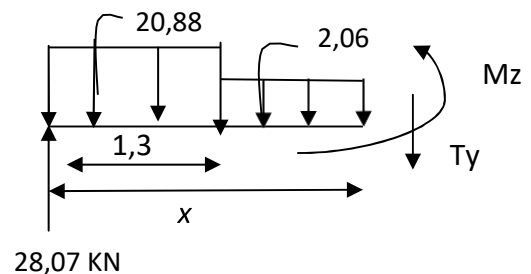
Pour $x = 1,45$ $T_y = 0,926 \text{ kN}$

Pour $x = 2,35$ $T_y = - 0,926 \text{ kN}$

$M_z = -1,03 x^2 + 3,604 x + 15,909$

Pour $x = 1,45$ $M_z = 18,85 \text{ kN.m}$

Pour $x = 2,35$ $M_z = 18,85 \text{ kN.m}$



Tronçon 3 : $0 \leq x \leq 1,45 \text{ m}$

$T_y = 20,88 x - 28,07$

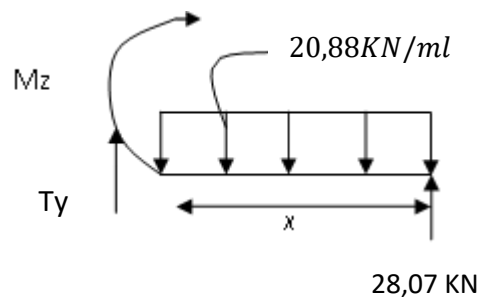
Pour $x = 0$ $T_y = - 28,07 \text{ kN}$

Pour $x = 1,45$ $T_y = -0,926 \text{ kN}$

$M_z = -20,88 \times \frac{x^2}{2} + 28,07x$

Pour $x = 0$ $M_z = 0 \text{ kN.m}$

Pour $x = 1,45$ $M_z = 18,85 \text{ kN.m}$



❖ *Calcul du moment max:*

$$\frac{dM(z)}{dx} = 0 \longrightarrow T(y) = 0 \longrightarrow M = \max \longrightarrow T(x) = -2,06x + 3,604 = 0$$

La distance correspondante au moment max est : $x = \frac{3,604}{2,06} = 1,75 \text{ m}$.

$$\text{Donc : } M_{\max} = -1,03(1,75)^2 + 3,604(1,75) + 15,9092 = 19,06 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Il faut tenir compte des encastremements partiels aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment maximum aux appuis et en travée tel que :

Aux appuis :

$$M_{\max}^A = -0,3 M_{\max} = -0,3 \times 19,06 = -5,718 \text{ KN.m}$$

En travées :

$$M_{\max}^t = 0,85 M_{\max} = 0,85 \times 19,06 = 16,201 \text{ KN.m}$$

❖ Diagrammes des efforts internes à l'état limite ultime ELS :

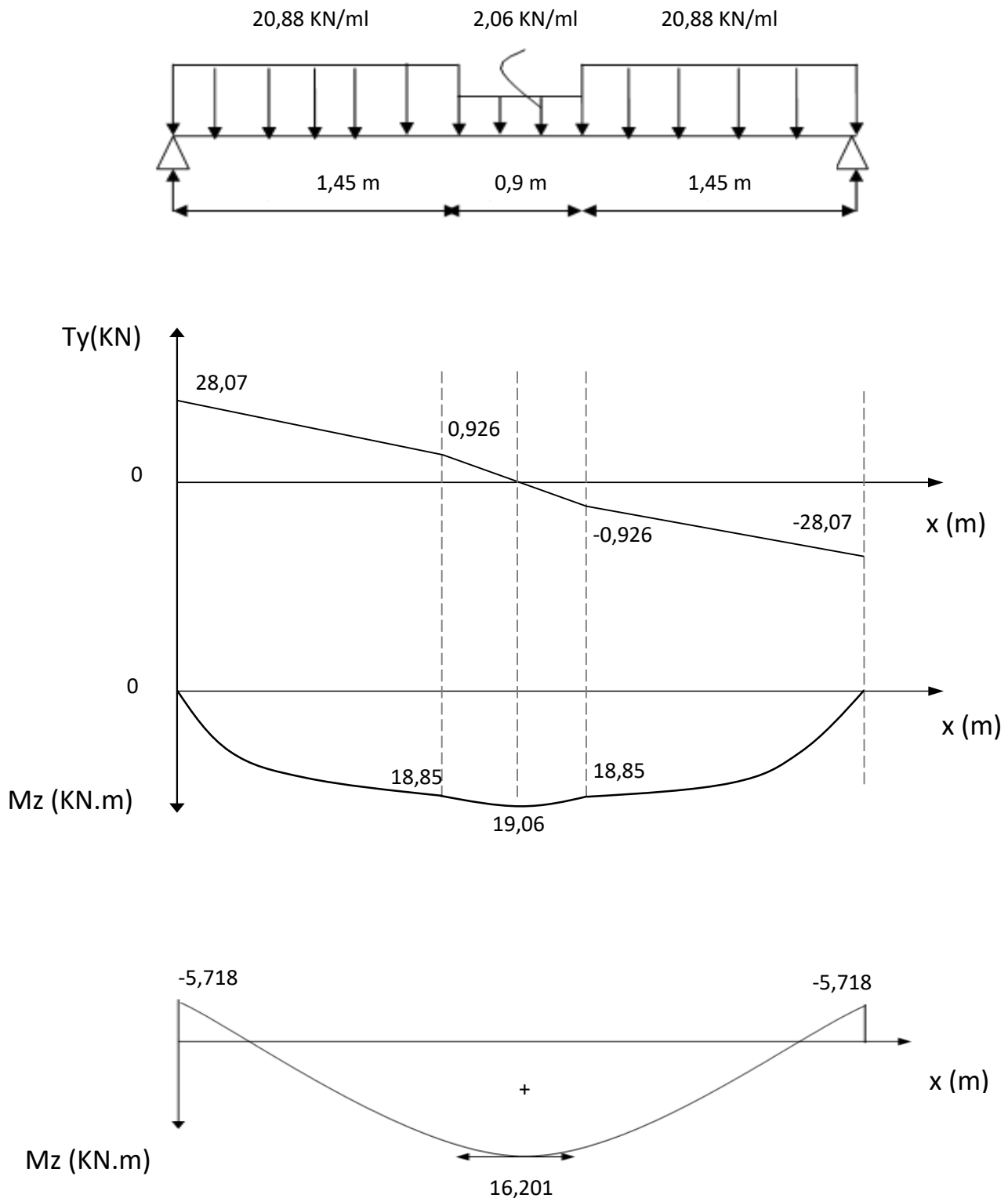


Figure III-4-4 : Diagramme des efforts internes de la poutre palière à l'ELS.

III.4.7.2. Vérification à l'ELS :

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} \quad \text{Dans l'acier}$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Dans le béton}$$

✓ Aux appuis :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{sAp}}{A_{Ap} \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_{Ap} = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_{Ap} = 5,718 \text{ KN.m} ; d = 27,5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 27,5} = \mathbf{0,616}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,19 \\ \beta_1 = 0,8842 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Par interpolation à partir des tableaux à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{5,718 \times 10^3}{0,8842 \times 27,5 \times 3,39} = \mathbf{69,37 \text{ MPa}} \quad \text{Avec : } \overline{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{st} = \mathbf{69,37 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{st} = \mathbf{348 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,19} = \mathbf{0,0355}$$

$$\sigma_{bc} = 0,0355 \times 69,37 = \mathbf{2,46 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{2,46 \text{ MPa}} < \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{15 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ En travée :

❖ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_t \times \beta_1 \times d} \quad \text{Avec : } A_t = 3,39 \text{ cm}^2 ; M_t = 16,201 \text{ KN.m} ; d = 27,5 \text{ cm}$$

$$\beta_1 \text{ est en fonction de : } \rho = \frac{100 \times A_{Ap}}{b d} = \frac{100 \times 3,39}{20 \times 27,5} \quad \rho = \mathbf{0,616}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K_1 = 28,19 \\ \beta_1 = 0,8842 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{À partir des tableaux, à l'ELS.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{16,201 \times 10^3}{0,8842 \times 27,5 \times 3,39} = 196,54 \text{ MPa} \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = 196,54 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{C28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \quad \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1} = \frac{1}{28,19} = 0,0355$$

$$\sigma_{bc} = 0,0355 \times 196,54 = 6,977 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,977 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ Vérification de la flèche (Art B.6.5.1 BAEL 91/99) :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \quad \text{Avec : } h = 30 \text{ cm hauteur totale}$$

$$l = 3,5 \text{ m portée entre nus d'appuis}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad M_t : \text{moment maximum en travée}$$

M_0 : valeur maximum du moment isostatique

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad A : \text{section des armatures}$$

b : longueur da la section

h : hauteur utile de la section droite

$$\frac{h}{l} = \frac{0,3}{3,5} = 0,0857 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{16,201}{10 \times 19,06} = 0,0850 < \frac{h}{l} = 0,0857 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{bd} = \frac{3,39}{20 \times 27,5} = 0,006 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les 3 conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

Conclusion :

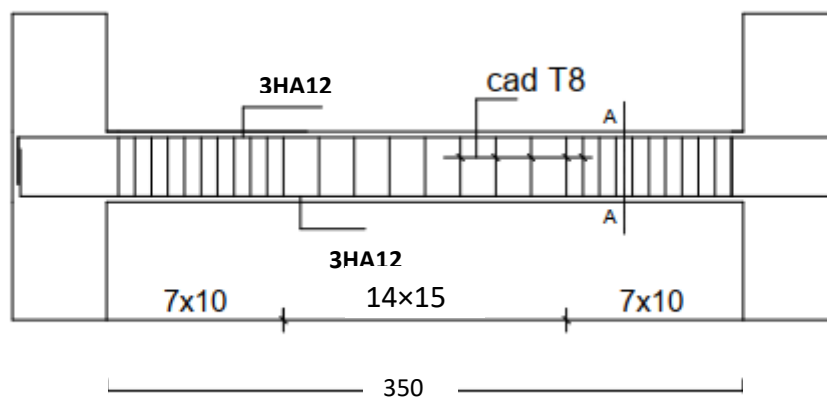
On adopte les armatures ci-dessous :

❖ Armatures longitudinales :

- En travée : **3HA12**
- Aux appuis : **3HA12**

❖ Armatures transversales :

Un cadre en **HA8**



Coupe A-A

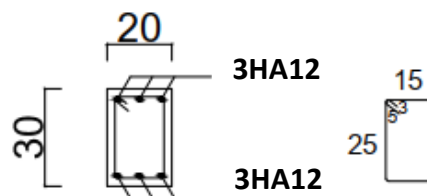


Figure III-4-5 : Ferrailage de la poutre palière.

III.5 Etude de la toiture**III.5.1 Introduction :**

La charpente est l'ensemble des pièces en bois (panne, chevrons, liteaux...) qui portent la couverture, les charpentes présentent diverses formes et différentes pentes d'inclinaison suivant les régions et les types de couverture.

Notre bâtiment comporte une charpente en bois caractérisée par deux versants inclinés de $\alpha = 24^\circ$, chacune d'elles supportent une couverture en tuile qui repose de part et d'autre sur des murs pignons.

III.5.2 Détermination des charges (DTR BC.2.2) :

➤ **Charge permanente** : Poids propre des tuiles et des liteaux : $G_t = 0,45 \text{ KN/m}^2$

Poids propre des pannes et des chevrons : $G_p = 0,15 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow G = G_t + G_p = 0,45 + 0,15 = 0,60 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Charge d'exploitation** :

Poids de la neige : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

➤ **Combinaison des charges** :

✓ A l'état limite ultime E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q$

$$q_u = 1,35 \times 0,60 + 1,5 \times 1 = 2,31 \text{ KN/m}^2$$

✓ A l'état limite de service E.L.S : $q_s = G + Q$

$$q_s = 0,60 + 1 = 1,60 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Choix des sections** :

Le choix de section des éléments sont conditionnés par le marché, c'est pour cela que notre choix se portera sur les sections les plus commercialisées.

On adoptera les sections suivantes :

- Les pannes (120 x 250) mm²
- Les chevrons (40 x 60) mm²
- Les liteaux (30 x 30) mm²

III.5.3 Calcul des éléments de la toiture :

III.5.3.1 Calcul des pannes :

a) Définition :

Les pannes sont des pièces de bois horizontales appuyées sur les poutres, elles portent les chevrons. On distingue trois types de panne :

- La panne faîtière
- Les pannes sablières
- Les pannes intermédiaires (pannes courantes)

b) Efforts revenant aux pannes :

- Espacement des pannes : $1,2 \text{ m} \leq e_p \leq 1,8 \text{ m}$
On prend un espacement égal à $e_p = 1,5 \text{ m}$.
- La portée des pannes est de $l = 3,8 \text{ m}$.

$$\Rightarrow q_p = q_u \times e_p = 2,31 \times 1,5 = 3,47 \text{ KN/ml.}$$

c) Dimensionnement de la panne :

La panne est considéré comme une poutre simplement appuyée sur ses extrémités, elle travaille en flexion déviée sous la charge q_p :

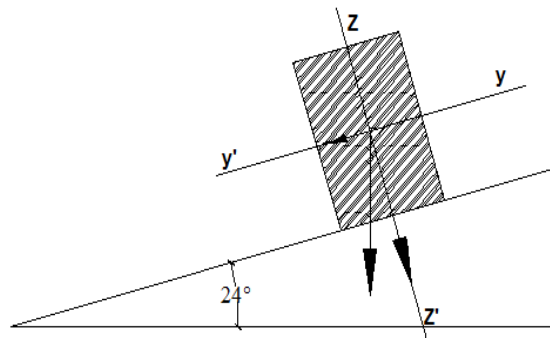


Figure III-5-1 : Schéma statique de la panne.

d) Détermination de q_y , q_z :

Suivant l'axe yy : $q_y = q_p \sin \alpha = 3,47 \times \sin(24) = 1,41 \text{ KN/ml}$

Suivant l'axe zz : $q_z = q_p \cos \alpha = 3,47 \times \cos(24) = 3,17 \text{ KN/ml}$

e) Moments de flexion :

Suivant yy : $M_{fy} = q_y \frac{L_p^2}{8} = 1,41 \times \frac{(3,8)^2}{8} = 2,55 \text{ KN m}$

Suivant zz : $M_{fz} = q_z \frac{L_p^2}{8} = 3,17 \times \frac{(3,8)^2}{8} = 5,72 \text{ KN m}$

f) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f \quad , \quad \text{Avec :} \quad \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

Le bois utilisé est le bois de Sapin de catégorie « I » et d'après les règles du **CB71** , la contrainte admissible est : $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

g) Calcul des modules de résistance :

$$W_y = \frac{I_{yy}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12 \times 25^2}{6} = 1250 \text{ cm}^3$$

$$W_z = \frac{I_{zz}}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{bh^2}{6} = \frac{12^2 \times 25}{6} = 600 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{2,55 \times 10^4}{1250} + \frac{5,72 \times 10^4}{600} = 115,73 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f = 115,73 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

h) Vérification de la flèche (Art 4.962 CB71) :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante **G+Q** :

- La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{L_p}{300} = \frac{380}{300} = 1,26 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par la formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_p^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 115,73 \times (380)^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{25}{2}} = 1,0624 \text{ cm}$$

$$f = 1,0624 \text{ cm} < \bar{f} = 1,33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : la section de la panne est admissible.

III.5.3.2 Calcul des chevrons :

Le calcul se fera en flexion simple sous la charge q_c , le chevron étant considéré comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

a) Efforts revenant aux chevrons :

- Espacement des chevrons est prise égal à $e_p = 40 \text{ cm}$.
- La portée des chevrons est de $l = 1 \text{ m}$.

$$G_c = bh \times \rho \Rightarrow \rho_{\text{bois}} = 6,5 \text{ KN/m}^3$$

$$G_c = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 = 0,0156 \text{ KN/ml}$$

$$G = G_c + G_{\text{lit}} = (0,04 \times 0,06) \times 6,5 + 0,45 \times 0,4 = 0,324 \text{ KN/ml}$$

$$q_c = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 0,324 + 1,5 \times 0,4 \times 1 = 1,04 \text{ KN/ml}$$

b) Dimensionnement de chevron :

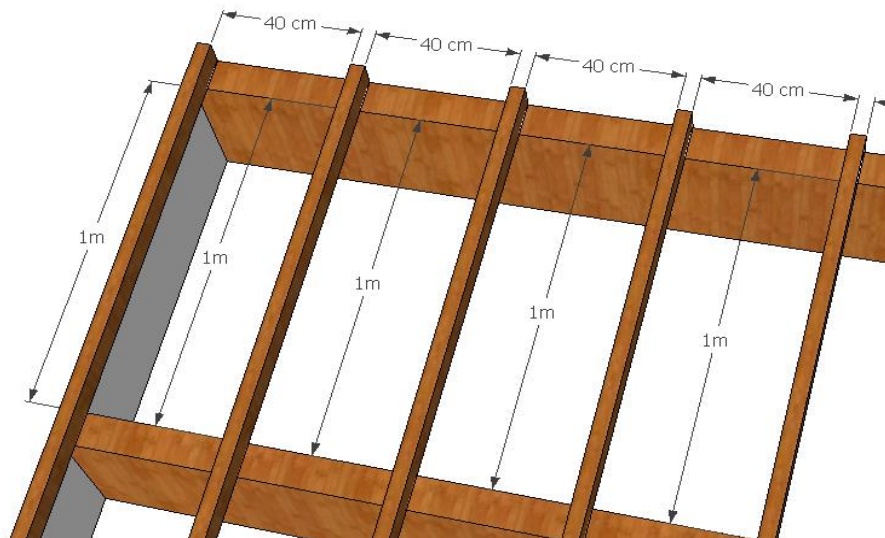


Figure III-5-2 : Disposition des chevrons sur les pannes.

c) Détermination des Moments fléchissant :

$$M_0 = q_c \frac{L_c^2}{8} = 1,04 \times \frac{1^2}{8} = 0,13 \text{ KN.m}$$

Sachant que les appuis sont déformables et en tenant compte de la continuité au niveau de ceux-ci les moments en travées ainsi qu'aux appuis sont donnés par :

La valeur des moments aux appuis : $M = 4/5 M_0$

La valeur des moments en travées : $M = 2/3 M_0$

- Aux appuis : $M_f^a = 0,8 M_0 = 0,8 \times 0,13 = 0,104 \text{ KN.m}$

- En travée : $M_f^t = 0,66 M_0 = 0,66 \times 0,13 = 0,086 \text{ KN.m}$

d) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f, \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_f \times v}{I}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

e) Calcul des modules de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{4 \times 6^2}{6} = 24 \text{ cm}^3$$

- Aux appuis :

$$\sigma_f^a = \frac{M_f^a}{W} = \frac{0,104 \times 10^4}{24} = 43,33 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^a = 43,33 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

- En travée :

$$\sigma_f^t = \frac{M_f^t}{W} = \frac{0,086 \times 10^4}{24} = 35,83 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_f^t = 35,83 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2 \dots\dots\dots \text{ Condition vérifiée.}$$

f) Vérification de la flèche :

Selon les règlements du **CB71** la valeur de la flèche admissible pour les pièces supportant directement les éléments de couverture (tuiles, liteaux, chevrons.....) est :

- La flèche admissible des chevrons est $\bar{f} = \frac{L_C}{200} = \frac{100}{200} = 0,50 \text{ cm}$

- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2.$$

- Aux appuis :

$$f_a = \frac{5 \times \sigma_f^a \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 43,33 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,12 \text{ cm}$$

$f = 0,12 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée aux appuis.

- En travée :

$$f_t = \frac{5 \times \sigma_f^t \times L_C^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}} = \frac{5 \times 35,83 \times 100^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{6}{2}} = 0,095 \text{ cm}$$

$f = 0,095 \text{ cm} < \bar{f} = 0,50 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée en travée.

Donc : la section de chevron est admissible.

III.5.3.3 Calcul des liteaux :

Le calcul des liteaux se fera en flexion déviée :

- ELU : $q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,53 \times 0,45 + 1,5 \times 1 = 2,10 \text{ KN/m}^2$
- ELS : $q_s = G + Q = 0,45 + 1 = 1,45 \text{ KN/m}^2$

a) Efforts revenant aux liteaux :

- Espacement des liteaux est prise égal à $e_l = 32 \text{ cm}$.
- La portée des liteaux est de $l = 40 \text{ cm}$.

$$q_l = q_u \times e_l = 2,10 \times 0,32 = 0,672 \text{ KN/ml}$$

b) Dimensionnement des liteaux :

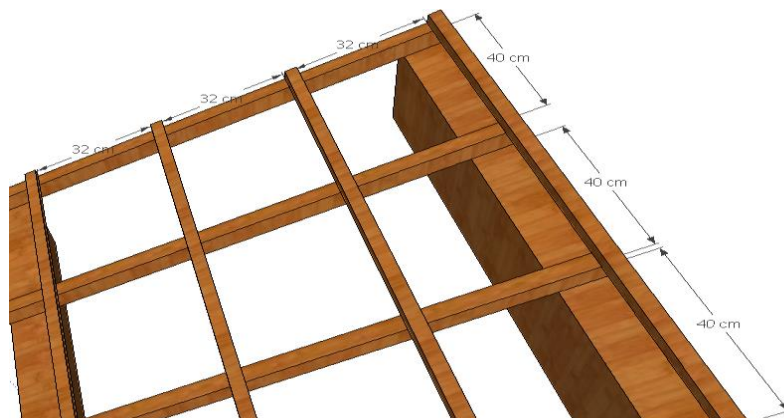


Figure III-5-3 : Disposition des liteaux sur les chevrons.

c) Détermination de q_y , q_z :

- Suivant l'axe yy : $q_{ly} = q_l \sin \alpha = 0,672 \sin 24 = 0,273 \text{KN/ml}$
- Suivant l'axe zz : $q_{lz} = q_l \cos \alpha = 0,672 \cos 24 = 0,613 \text{ KN/ml}$

d) Moments de flexion :

- Suivant l'axe yy : $M_{fy} = q_{lz} \frac{L_l^2}{8} = 0,273 \times \frac{0,4^2}{8} = 0,00546 \text{ KN m}$
- Suivant l'axe zz : $M_{fz} = q_{ly} \frac{L_l^2}{8} = 0,613 \frac{0,4^2}{8} = 0,01226 \text{KN m}$

e) Vérification des contraintes :

$$\sigma_f \leq \bar{\sigma}_f , \text{ Avec : } \sigma_f = \frac{M_{fy} \times v}{I_{yy}} + \frac{M_{fz} \times v}{I_{zz}}$$

La contrainte admissible est $\bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$

f) Calcul du module de résistance :

$$W = \frac{I}{v} = \frac{\frac{bh^3}{12}}{\frac{h}{2}} = \frac{b h^2}{6} = \frac{3 \times 3^2}{6} = 4,5 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = \frac{(0,01226 + 0,00546) \times 10^4}{4,5} = 39,37 \text{ daN/cm}^2$$

$\sigma_f = 39,37 \text{ daN/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_f = 142 \text{ daN/cm}^2$ Condition vérifiée.

g) Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche se fera sous la combinaison suivante $G + Q$:

- La flèche admissible de la panne est : $\bar{f} = \frac{L_l}{200} = \frac{40}{200} = 0,2 \text{ cm}$
- La flèche réelle est donnée par cette formule : $f = \frac{5 \times \sigma_f \times L_l^2}{48 \times E_f \times \frac{h}{2}}$

$$E_f = 11000 \sqrt{\bar{\sigma}_f} = 11000 \sqrt{142} = 131080,128 \text{ daN/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \times 39,37 \times 40^2}{48 \times 131080,128 \times \frac{3}{2}} = 0,033 \text{ cm}$$

$f = 0,033 \text{ cm} < \bar{f} = 0,2 \text{ cm}$ La flèche est vérifiée.

Donc : la section du liteau est admissible.

III.5.4 Assemblage de la charpente :

Un assemblage doit être en mesure de transmettre les sollicitations calculées (effort tranchant, moment fléchissant...), entre les éléments de la toiture.

III.5.4.1 Types d'assemblages :

- Liaison par contacte bois sur bois transmettant essentiellement des efforts de compression, il s'agit d'un assemblage dit « traditionnels ».
- Liaison par organes d'assemblage : les organes d'assemblages comprennent notamment les organes de type tige, pointes, boulons, broches, vis ...etc.
- Assemblage collés.

Dans notre projet nous optons pour un assemblage cloué, et donc l'assemblage des charpentes traditionnelles.

Assemblage Cloué (traditionnels) : règles de calcul et de conception des charpentes en bois CB71/ Juin 84 Art 4,62.123

Les assemblages traditionnels fonctionnent en mobilisant le contacte bois sur bois et le frottement dans la zone d'assemblage. Ils permettent principalement d'assurer la transmission des efforts de compression.

Art 4,62-123 C.B.71/Juin 84 : Il y'a intérêt pour éviter le fendage de prendre les précautions suivantes :

- Diminuer le nombre de cloue sur les fils.
- Commencer l'enfoncement des clous par les files extérieures et par les clous d'ordre pair.
- L'usage de clous à pointes coupées ou écrasées limite les risques de fendage, mais diminue la force portante des clous.

Le diamètre des pointes à utiliser sont en fonction des facteurs suivants :

- Epaisseur de la pièce la plus mince.
- Humidité du bois au moment de la fabrication.
- Dureté du bois en œuvre.

Le diamètre « d » des pointes doit être faible que possible et ne pas dépasser les valeurs suivantes :

| | <i>Épaisseur (mm)</i> | <i>Diamètre (mm)</i> |
|-------------------------------------|------------------------|-----------------------|
| Bois tendre et bois frais de Sciage | $e \leq 30 \text{ mm}$ | $d \leq \frac{e}{7}$ |
| | $e > 30 \text{ mm}$ | $d \leq \frac{e}{9}$ |
| Bois durs et Bois sec | $e \leq 30 \text{ mm}$ | $d \leq \frac{e}{9}$ |
| | $e > 30 \text{ mm}$ | $d \leq \frac{e}{11}$ |

Tableau III-5-1 : Diamètre des clous selon le type de bois utilisé.

e : épaisseur de la pièce.

d : diamètre des clous

Le diamètre des clous qui seront utilisés pour les liteaux et les chevrons est :

$$d \leq \frac{30}{7} = 4,28 \text{ mm}$$

Remarque :

- L'évacuation des eaux seront assurées par des gouttières qui sont prévues sur les rives de la toiture.
- Il est déconseillé de clouer sur un bois humide.

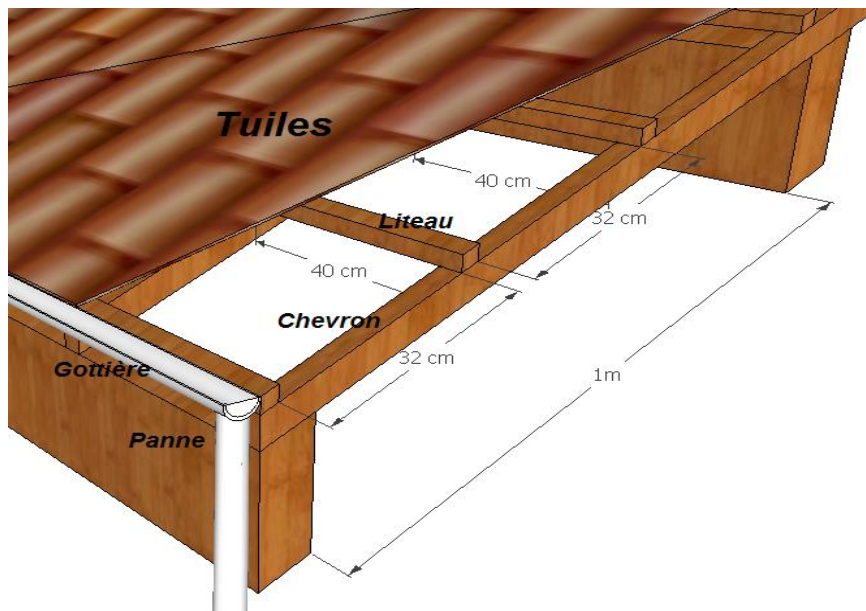
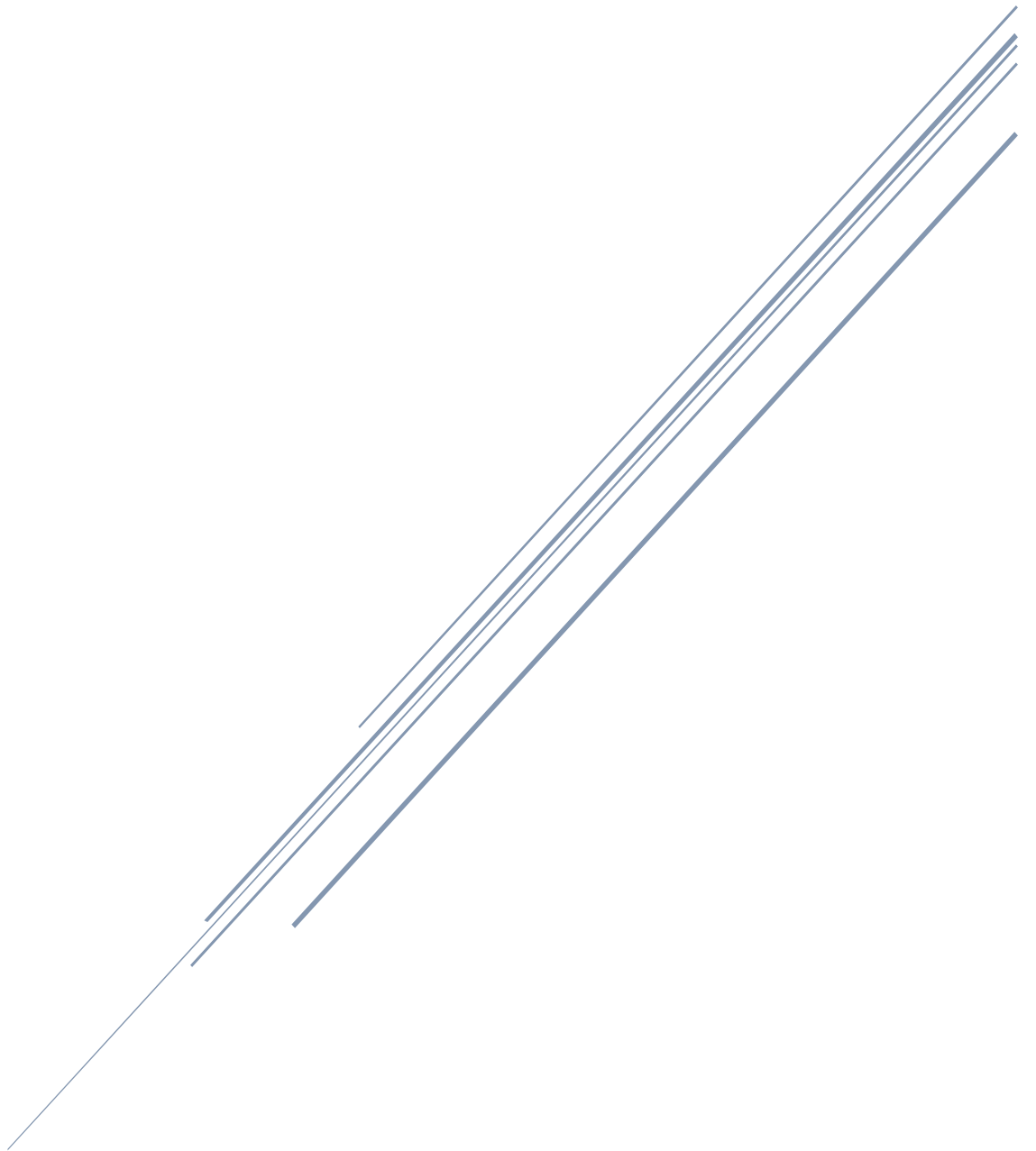


Figure III-5-4 : Disposition des différents éléments de la toiture.

CHAPITRE IV

Etude du contreventement



IV.1 Introduction :

Le contreventement est l'ensemble des éléments qui assurent la résistance de la structure aux sollicitations horizontales tel que le vent et les séismes. Dans ce chapitre, nous allons étudier le système structurel et les caractéristiques géométriques des éléments de contreventement qui peut être assuré par :

- ✓ Un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques –voiles.
- ✓ Un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.
- ✓ Structure à ossature en béton armé contreventée entièrement par noyau en béton armé.
- ✓ Portiques auto-stables en béton armé avec ou sans remplissage en maçonnerie rigide.

Le choix d'un système de contreventement est basé sur plusieurs critères d'ordre structurel et économique, on s'intéressera à la :

- ✓ Détermination et la répartition des efforts horizontaux entre les refends et les portiques.
- ✓ Comparer l'inertie des voiles à celle des portiques auquel nous allons attribuer une inertie fictive.

IV.2 Rigidité des portiques :

IV.2.1 Calcul des rigidités linéaires :

- Rigidités linéaire d'un poteau : $K_{poteau} = \frac{I_{pot}}{h_c}$
- Rigidités linéaire d'une poutre : $K_{poutre} = \frac{I_{pout}}{L_c}$

IV.2.1.1 Calcul des rigidités linéaires des poteaux et des poutres :

❖ **Identification des paramètres :**

I : moment d'inertie de l'élément $\left(I = \frac{b h^3}{12} \right)$

Poteaux : $h_c = \bar{h} + \frac{1}{2} e_{pot}$ Avec : **h_c** : Hauteur des poteaux à calculés.
h̄ : Hauteur entre nus des poteaux.
e_{pot} : Largeur des poteaux.
h̄ = h_e - h_{poutre}

Poutres : $L_c = \bar{L} + \frac{1}{2}h_{poutre}$ Avec : L_c : Longueur des poutres à calculées.
 \bar{L} : Longueur entre nus des poutres.
 h_{poutre} : Hauteur des poutres.
 $\bar{L} = L_0 - e_{poteaux}$

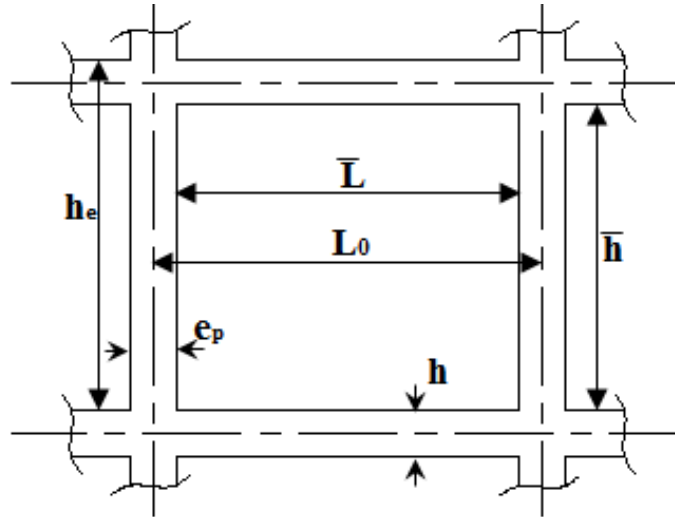
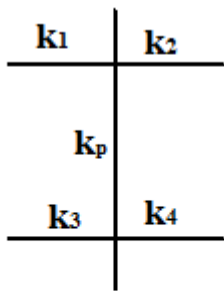


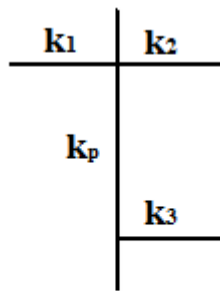
Figure IV-1 : Identification des paramètres.

IV.2.2 Calcul des coefficients \bar{K} (rigidités moyennes) :

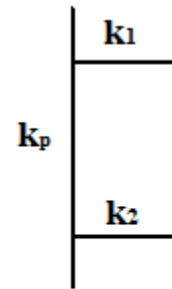
1^{er} Cas : étages courant : $\bar{K} = \frac{\sum K_{poutre} \times (\text{poutre sup} + \text{poutre inf})}{2 K_p}$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3 + k_4}{2 \times k_p}$$

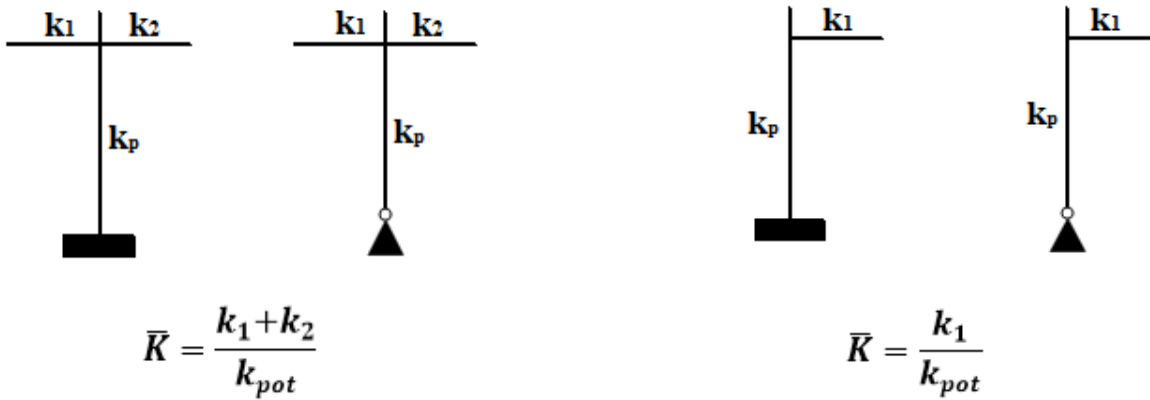


$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2 + k_3}{2 \times k_p}$$



$$\bar{K} = \frac{k_1 + k_2}{2 \times k_p}$$

2^{ème} Cas : Premier niveau : $\bar{K} = \frac{\sum K_{ptr} \times (\text{poutres sup})}{K_{pot}}$



IV.2.3 Calcul des coefficients de correction a_j^i des rigidités des poteaux :

1^{er} Cas : Etage courant : $a_j^i = \frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

2^{ème} Cas : Premier niveau :

- Poteau encasturé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$

- Poteau articulé à la base : $a_j^i = \frac{0,5 + \bar{K}}{(1 + 2\bar{K})}$

IV.2.4 Calcul des rigidités des poteaux « i » au niveau « j » :

$$r_j^i = \frac{12 \times E}{h_{cj}^2} \times a_j^i \times k_{pot j}^i$$

Les résultats des rigidités linéaires, \bar{K} , a_j^i et r_j^i , sont résumés dans les tableaux suivants :

| Niveaux | b (cm) | h (cm) | I (cm ⁴) | h _e (cm) | h _p (cm) | \bar{h} (cm) | e _{pot} (cm) | h _c (cm) | K _{poteau} (cm ³) |
|---------|--------|--------|----------------------|---------------------|---------------------|----------------|-----------------------|---------------------|--|
| 5 | 35 | 35 | 1,25 E+05 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283,5 | 440,92 |
| 4 | 35 | 35 | 1,25 E+05 | 306 | 40 | 266 | 35 | 283,5 | 440,92 |
| 3 | 40 | 40 | 2,13 E+05 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 744,76 |
| 2 | 40 | 40 | 2,13 E+05 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 744,76 |
| 1 | 40 | 40 | 2,13 E+05 | 306 | 40 | 266 | 40 | 286 | 744,76 |
| RDC | 45 | 45 | 3,42 E+05 | 306 | 40 | 266 | 45 | 288,5 | 1185,44 |
| S-Sol | 45 | 45 | 3,42 E+05 | 357 | 40 | 317 | 45 | 339,5 | 1007,36 |

Tableau IV-1 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens X-X.

| Niveaux | <i>b</i> (cm) | <i>h</i> (cm) | <i>I</i> (cm ⁴) | <i>h_e</i> (cm) | <i>h_p</i> (cm) | \bar{h} (cm) | <i>e_{pot}</i> (cm) | <i>h_c</i> (cm) | <i>K_{poteau}</i> (cm ³) |
|---------|------------------|------------------|--------------------------------|------------------------------|------------------------------|-------------------|--------------------------------|------------------------------|---|
| 5 | 35 | 35 | 1,25 E+05 | 306 | 30 | 276 | 35 | 293,5 | 425,90 |
| 4 | 35 | 35 | 1,25 E+05 | 306 | 30 | 276 | 35 | 293,5 | 425,90 |
| 3 | 40 | 40 | 2,13 E+05 | 306 | 30 | 276 | 40 | 296 | 719,60 |
| 2 | 40 | 40 | 2,13 E+05 | 306 | 30 | 276 | 40 | 296 | 719,60 |
| 1 | 40 | 40 | 2,13 E+05 | 306 | 30 | 276 | 40 | 296 | 719,60 |
| RDC | 45 | 45 | 3,42 E+05 | 306 | 30 | 276 | 45 | 298,5 | 1145,73 |
| S-Sol | 45 | 45 | 3,42 E+05 | 357 | 30 | 327 | 45 | 349,5 | 978,54 |

Tableau IV-2 : Rigidités linéaires des poteaux dans le sens Y-Y.

| Niveaux | Travée | <i>b</i> (cm) | <i>h</i> (cm) | <i>I</i> (cm ⁴) | <i>L₀</i> (cm) | <i>e_{pot}</i> (cm) | \bar{L} (cm) | <i>h_{poutre}</i> (cm) | <i>L_c</i> (cm) | <i>K_{poutre}</i> (cm ³) |
|-------------------------------------|--------|------------------|------------------|--------------------------------|------------------------------|--------------------------------|-------------------|-----------------------------------|------------------------------|---|
| 4 ^{ème} ⇒ 5 ^{ème} | 1 ⇒ 2 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 320 | 35 | 285 | 30 | 300 | 150,00 |
| | 2 ⇒ 3 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 380 | 35 | 345 | 30 | 360 | 125,00 |
| | 3 ⇒ 4 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 380 | 35 | 345 | 30 | 360 | 125,00 |
| | 4 ⇒ 5 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 370 | 35 | 335 | 30 | 350 | 128,57 |
| | 5 ⇒ 6 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 350 | 35 | 315 | 30 | 330 | 136,36 |
| 1 ^{er} ⇒ 3 ^{ème} | 1 ⇒ 2 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 320 | 40 | 280 | 30 | 295 | 152,54 |
| | 2 ⇒ 3 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 380 | 40 | 340 | 30 | 355 | 126,76 |
| | 3 ⇒ 4 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 380 | 40 | 340 | 30 | 355 | 126,76 |
| | 4 ⇒ 5 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 370 | 40 | 330 | 30 | 345 | 130,43 |
| | 5 ⇒ 6 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 350 | 40 | 310 | 30 | 325 | 138,46 |
| S - Sol ⇒ RDC | 1 ⇒ 2 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 320 | 45 | 275 | 30 | 290 | 155,17 |
| | 2 ⇒ 3 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 380 | 45 | 335 | 30 | 350 | 128,57 |
| | 3 ⇒ 4 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 380 | 45 | 335 | 30 | 350 | 128,57 |
| | 4 ⇒ 5 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 370 | 45 | 325 | 30 | 340 | 132,35 |
| | 5 ⇒ 6 | 20 | 30 | 4,5E+04 | 350 | 45 | 305 | 30 | 320 | 140,63 |

Tableau IV-3 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens Y-Y.

| Niveaux | Travée | <i>b</i> (cm) | <i>h</i> (cm) | <i>I</i> (cm ⁴) | <i>L₀</i> (cm) | <i>e_{pot}</i> (cm) | \bar{L} (cm) | <i>h_{poutre}</i> (cm) | <i>L_c</i> (cm) | <i>K_{poutre}</i> (cm ³) |
|-------------------------------------|--------|------------------|------------------|--------------------------------|------------------------------|--------------------------------|-------------------|-----------------------------------|------------------------------|---|
| 4 ^{ème} ⇒ 5 ^{ème} | A ⇒ B | 25 | 40 | 1,33E+05 | 360 | 35 | 325 | 40 | 345 | 385,51 |
| | B ⇒ C | 25 | 40 | 1,33E+05 | 440 | 35 | 405 | 40 | 425 | 312,94 |
| | C ⇒ D | 25 | 40 | 1,33E+05 | 400 | 35 | 365 | 40 | 385 | 345,45 |
| 1 ^{er} ⇒ 3 ^{ème} | A ⇒ B | 25 | 40 | 1,33E+05 | 360 | 40 | 320 | 40 | 340 | 391,18 |
| | B ⇒ C | 25 | 40 | 1,33E+05 | 440 | 40 | 400 | 40 | 420 | 316,67 |
| | C ⇒ D | 25 | 40 | 1,33E+05 | 400 | 40 | 360 | 40 | 380 | 350,00 |
| S - Sol ⇒ RDC | A ⇒ B | 25 | 40 | 1,33E+05 | 360 | 45 | 315 | 40 | 335 | 397,01 |
| | B ⇒ C | 25 | 40 | 1,33E+05 | 440 | 45 | 395 | 40 | 415 | 320,48 |
| | C ⇒ D | 25 | 40 | 1,33E+05 | 400 | 45 | 355 | 40 | 375 | 354,67 |

Tableau IV- 4 : Rigidités linéaires des poutres dans le sens X-X.

| Niveaux | Travées | K_{poutre} (cm^3) | poteaux | K_{poteau} (cm^3) | \bar{K} | a_j^i | E (MPa) | h_c (cm) | r_j^i (N/m) | R_y^j (N/m) |
|--|---------|----------------------------|---------|----------------------------|-----------|---------|--------------|---------------|------------------|------------------|
| 4 ^{ème} ⇒ 5 ^{ème} | 1 ⇒ 2 | 150,00 | 1 | 425,90 | 0,355 | 0,151 | 32164,2 | 293,5 | 288,152 | 2089,581 |
| | 2 ⇒ 3 | 125,00 | 2 | 425,90 | 0,651 | 0,246 | 32164,2 | 293,5 | 469,440 | |
| | 3 ⇒ 4 | 125,00 | 3 | 425,90 | 0,591 | 0,228 | 32164,2 | 293,5 | 435,091 | |
| | 4 ⇒ 5 | 128,57 | 4 | 425,90 | 0,600 | 0,231 | 32164,2 | 293,5 | 440,816 | |
| | 5 ⇒ 6 | 136,36 | 5 | 425,90 | 0,627 | 0,239 | 32164,2 | 293,5 | 456,082 | |
| 1 ^{er} ⇒ 3 ^{ème} | 1 ⇒ 2 | 152,54 | 1 | 719,60 | 0,214 | 0,097 | 32164,2 | 296 | 307,492 | 2295,094 |
| | 2 ⇒ 3 | 126,76 | 2 | 719,60 | 0,391 | 0,164 | 32164,2 | 296 | 519,883 | |
| | 3 ⇒ 4 | 126,76 | 3 | 719,60 | 0,355 | 0,151 | 32164,2 | 296 | 478,673 | |
| | 4 ⇒ 5 | 130,43 | 4 | 719,60 | 0,360 | 0,153 | 32164,2 | 296 | 485,013 | |
| | 5 ⇒ 6 | 138,46 | 5 | 719,60 | 0,377 | 0,159 | 32164,2 | 296 | 504,033 | |
| RDC | 1 ⇒ 2 | 155,17 | 1 | 1145,73 | 0,135 | 0,063 | 32164,2 | 298,5 | 312,671 | 2392,184 |
| | 2 ⇒ 3 | 128,57 | 2 | 1145,73 | 0,248 | 0,110 | 32164,2 | 298,5 | 545,934 | |
| | 3 ⇒ 4 | 128,57 | 3 | 1145,73 | 0,224 | 0,101 | 32164,2 | 298,5 | 501,267 | |
| | 4 ⇒ 5 | 132,35 | 4 | 1145,73 | 0,228 | 0,102 | 32164,2 | 298,5 | 506,230 | |
| | 5 ⇒ 6 | 140,63 | 5 | 1145,73 | 0,238 | 0,106 | 32164,2 | 298,5 | 526,082 | |
| S – Sol | 1 ⇒ 2 | 155,17 | 1 | 978,54 | 0,159 | 0,305 | 32164,2 | 349,5 | 943,057 | 5154,349 |
| | 2 ⇒ 3 | 128,57 | 2 | 978,54 | 0,290 | 0,345 | 32164,2 | 349,5 | 1066,737 | |
| | 3 ⇒ 4 | 128,57 | 3 | 978,54 | 0,263 | 0,337 | 32164,2 | 349,5 | 1042,001 | |
| | 4 ⇒ 5 | 132,35 | 4 | 978,54 | 0,267 | 0,338 | 32164,2 | 349,5 | 1045,093 | |
| | 5 ⇒ 6 | 140,63 | 5 | 978,54 | 0,279 | 0,342 | 32164,2 | 349,5 | 1057,461 | |

Tableau IV- 5 : Rigidités des portiques dans le sens Y-Y.

| Niveaux | Travées | K_{poutre} (cm^3) | poteaux | K_{poteau} (cm^3) | \bar{K} | a_j^i | E (MPa) | h_c (cm) | r_j^i (N/m) | R_x^j (N/m) |
|--|---------|----------------------------|---------|----------------------------|-----------|---------|--------------|---------------|------------------|------------------|
| 4 ^{ème} ⇒ 5 ^{ème} | A ⇒ B | 385,51 | A | 440,92 | 0,880 | 0,305 | 32164,2 | 283,5 | 645,814 | 2494,325 |
| | B ⇒ C | 312,94 | B | 440,92 | 1,595 | 0,444 | 32164,2 | 283,5 | 940,136 | |
| | C ⇒ D | 345,45 | C | 440,92 | 1,503 | 0,429 | 32164,2 | 283,5 | 908,375 | |
| 1 ^{er} ⇒ 3 ^{ème} | A ⇒ B | 391,18 | A | 744,76 | 0,529 | 0,209 | 32164,2 | 286 | 734,488 | 2966,066 |
| | B ⇒ C | 316,67 | B | 744,76 | 0,957 | 0,324 | 32164,2 | 286 | 1138,632 | |
| | C ⇒ D | 350,00 | C | 744,76 | 0,901 | 0,311 | 32164,2 | 286 | 1092,946 | |
| RDC | A ⇒ B | 397,01 | A | 1185,44 | 0,335 | 0,143 | 32164,2 | 288,5 | 786,101 | 3281,833 |
| | B ⇒ C | 320,48 | B | 1185,44 | 0,605 | 0,232 | 32164,2 | 288,5 | 1275,352 | |
| | C ⇒ D | 354,67 | C | 1185,44 | 0,570 | 0,222 | 32164,2 | 288,5 | 1220,380 | |
| S – Sol | A ⇒ B | 397,01 | A | 1007,36 | 0,394 | 0,373 | 32164,2 | 339,5 | 1258,253 | 4243,653 |
| | B ⇒ C | 320,48 | B | 1007,36 | 0,712 | 0,447 | 32164,2 | 339,5 | 1507,880 | |
| | C ⇒ D | 354,67 | C | 1007,36 | 0,670 | 0,438 | 32164,2 | 339,5 | 1477,520 | |

Tableau IV- 6 : Rigidités des portiques dans le sens X-X.

IV.3 Rigidités des refends (voiles) :

IV.3.1 Calcul des inerties des voiles :

❖ Les voiles longitudinaux (x-x) :

$$I_x = \frac{l \times e^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{e \times l^3}{12}$$

$I_x \lll I_y$: I_x est négligeable devant I_y

❖ Les voiles transversaux (y-y) :

$$I_x = \frac{e \times l^3}{12} \quad ; \quad I_y = \frac{l \times e^3}{12}$$

$I_y \lll I_x$: I_y est négligeable devant I_x

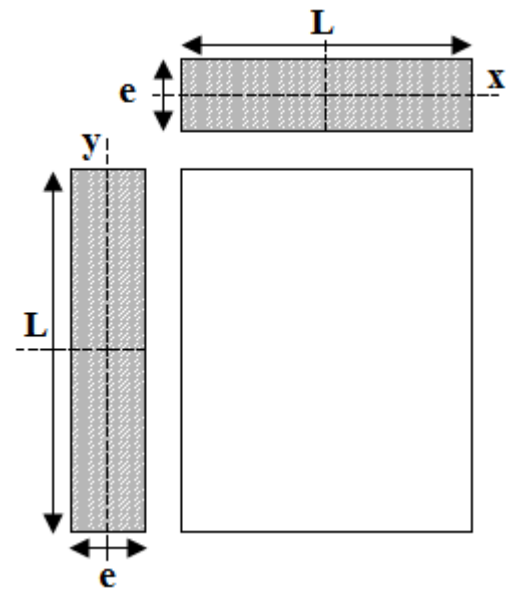


Figure IV- 2 : Coupe du voile en plan.

IV.3.2 Calcul des rigidités des voiles :

- Dans le sens longitudinal : $r_x^j = \frac{12EI_y}{h^3}$
- Dans le sens transversal : $r_y^j = \frac{12EI_x}{h^3}$

| Niveaux | Voiles | e (cm) | L (cm) | I_y (cm ⁴) | E (MPa) | h_e (cm) | r_x^j (N/m) | $R_x^j = \sum r_x^j$ |
|---------------------------|------------------|--------|--------|--------------------------|----------|------------|---------------|----------------------|
| RDC ⇒ 5 ^{ème} | V _{L1} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | 2,98 E+05 |
| | V _{L2} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L3} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L4} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L5} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L6} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L7} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L8} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L9} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| | V _{L10} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 306 | 2,98E+04 | |
| S – Sol | V _{L1} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | 1,87 E+05 |
| | V _{L2} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L3} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L4} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L5} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L6} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L7} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L8} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L9} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |
| | V _{L10} | 20 | 110 | 2,21E+06 | 32164,20 | 357 | 1,87E+04 | |

Tableau IV-7 : Rigidité des voiles longitudinaux (X-X).

| Niveaux | Voiles | e (cm) | L (cm) | I_x (cm ⁴) | E (MPa) | h_e (cm) | r_y^j (N/m) | $R_y^j = \sum r_y^j$ |
|----------------------------------|-----------------|-------------|-------------|-----------------------------|--------------|---------------|---------------|----------------------|
| RDC ⇒ 5 ^{ème} | V _{T1} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 306 | 1,79E+04 | 7,17 E+05 |
| | V _{T2} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 306 | 1,79E+04 | |
| | V _{T3} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 306 | 1,79E+04 | |
| | V _{T4} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 306 | 1,79E+04 | |
| S – Sol | V _{T1} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 357 | 1,13E+05 | 4,51 E+05 |
| | V _{T2} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 357 | 1,13E+05 | |
| | V _{T3} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 357 | 1,13E+05 | |
| | V _{T4} | 20 | 200 | 1,33E+07 | 32164,20 | 357 | 1,13E+05 | |

Tableau IV- 8 : Rigidité des voiles transversaux (Y-Y).

IV.3.3 Calcul des rigidités de l'ensemble « portique + voiles » :

| Niveaux | Portiques | | Voiles | | Portiques + Voiles | |
|----------------------------|-----------|----------|-----------|-----------|--------------------|-----------|
| | R_x^j | R_y^j | R_x^j | R_y^j | R_x^j | R_y^j |
| 4 ⇒ 5^{ème} | 2494,325 | 2089,581 | 2,98 E+05 | 7,17 E+05 | 3,01 E+05 | 7,19 E+05 |
| 1 ⇒ 3^{ème} | 2966,066 | 2295,094 | 2,98 E+05 | 7,17 E+05 | 3,01 E+05 | 7,19 E+05 |
| RDC | 3281,833 | 2392,184 | 2,98 E+05 | 7,17 E+05 | 3,01 E+05 | 7,19 E+05 |
| S – Sol | 4243,653 | 5154,349 | 1,87 E+05 | 4,51 E+05 | 1,91 E+05 | 4,56 E+05 |

Tableau IV-9 : Rigidité de l'ensemble « Portiques + Voiles ».

IV.4 Inertie fictive des portiques et des refends :

Dans le cas où une ossature est composée, à la fois de portique et murs de refends, nous allons utiliser la méthode exposée dans l'ouvrage d'Albert Fuentes « *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé* », dans le but de comparer l'inertie des voiles à celle des portiques, qui consiste à attribuer une inertie fictive aux portiques.

Pour déterminer cette inertie fictive, il suffira de calculer les déplacements de chaque portique au droit de chaque plancher, sous l'effet d'une série de forces horizontales égales à **1 tonne** par exemple, et de comparer ces déplacements aux flèches que prendrait un refend bien déterminé de l'ouvrage, sous l'effet du même système de forces horizontales. En fixant l'inertie du refend à **1 m⁴**, il sera alors possible d'attribuer à chaque portique et pour chaque niveau une « Inertie fictive » puisque dans l'hypothèse de la raideur infinie des planchers, nous devons obtenir la même flèche, à chaque niveau, pour les refends et pour les portiques.

IV.4.1 Calcul de l'inertie fictive :

L'inertie des portiques est donnée par la formule suivante :

$$I = \frac{f_n}{D_n}$$

D_n : Déplacement du niveau n (somme des déplacements des portiques du niveau n)

$$D_n = \sum \Delta_n$$

Δ_n : Déplacement du portique au niveau n .

f_n : Flèche du refend au même niveau.

I : Inertie fictive du portique au niveau n.

IV.4.1.1 Calcul des flèches des refends :

Le calcul des flèches des refends dont $I = 1 \text{ m}^4$, soumis au même système de force que les portiques (une force égale à 1 tonne à chaque étage), sera obtenu par la méthode des « moments des aires ».

La flèche est donnée par la formule suivante : $f_n = \frac{\sum S_i \times d_i}{EI}$

S_i : Surface de trapèze : $S_i = \frac{(b_i + b_{i+1}) \times h_i}{2}$

d_i : Distance entre le centre de gravité du trapèze et le niveau considéré :

$$d_i = \frac{(2b_i + b_{i+1}) \times h_i}{3(b_i + b_{i+1})}$$

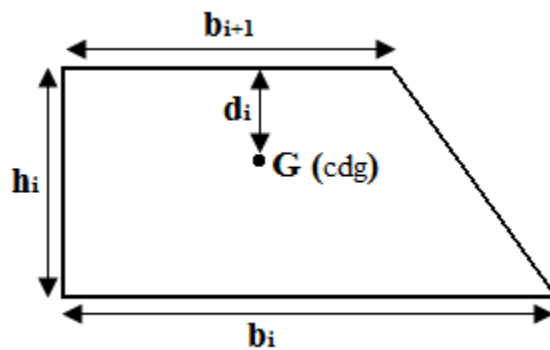


Figure IV- 3 : Trapèze de calcul.

Le diagramme des moments fléchissant engendré par la série de forces horizontales égales à 1 tonne, est une succession de trapèzes superposés et délimités par les niveaux comme indiquée ci-dessous :

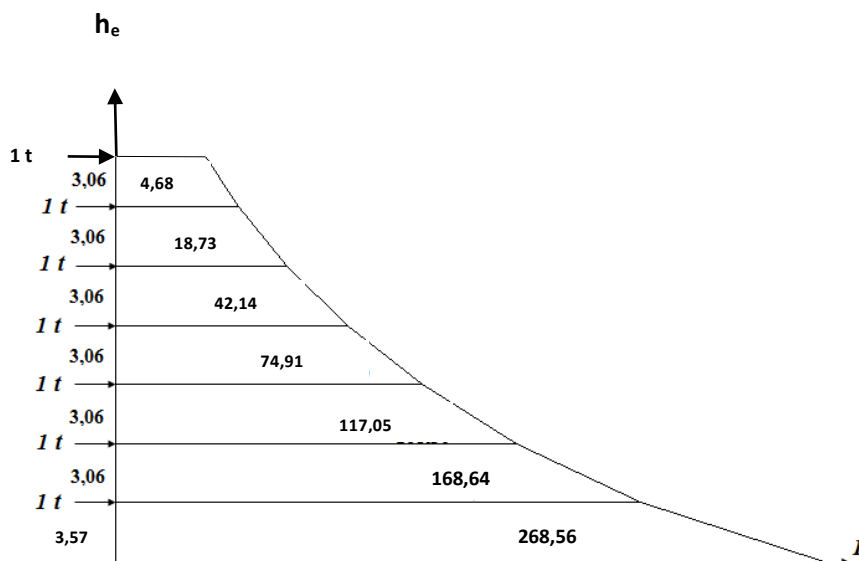


Figure IV- 4 : Diagramme des moments des aires.

Le tableau suivant donne la section des aires « S_i » et la position de centre de gravité « d_i » à partir du diagramme des moments :

| Niveaux | $b_{i+1} (m)$ | $b_i (m)$ | $h_e(m)$ | $d_i (m)$ | $S_i (m^2)$ |
|---------|---------------|-----------|----------|-----------|-------------|
| 5 | 0 | 3,06 | 3,06 | 2,04 | 4,68 |
| 4 | 3,06 | 9,18 | 3,06 | 1,79 | 18,73 |
| 3 | 9,18 | 18,36 | 3,06 | 1,70 | 42,14 |
| 2 | 18,36 | 30,6 | 3,06 | 1,66 | 74,91 |
| 1 | 30,6 | 45,9 | 3,06 | 1,63 | 117,05 |
| RDC | 45,9 | 64,26 | 3,06 | 1,62 | 168,54 |
| S-Sol | 64,26 | 86,19 | 3,57 | 1,87 | 268,56 |

Tableau IV-10 : Section des aires et position du CDG.

❖ Calcul de la flèche :

$$f_{ss} = \frac{268,56 \times 1,87}{EI} = \frac{502,207}{EI}$$

$$f_{RDC} = \frac{268,56 \times 4,93 + 168,54 \times 1,62}{EI} = \frac{1597,036}{EI}$$

$$f_1 = \frac{268,56 \times 7,99 + 168,54 \times 4,68 + 117,05 \times 1,63}{EI} = \frac{3125,353}{EI}$$

$$f_2 = \frac{268,56 \times 11,05 + 168,54 \times 7,74 + 117,05 \times 4,69 + 74,91 \times 1,66}{EI} = \frac{4945,403}{EI}$$

$$f_3 = \frac{268,56 \times 14,11 + 168,54 \times 10,8 + 117,05 \times 7,75 + 74,91 \times 4,72 + 42,14 \times 1,7}{EI} = \frac{6941,964}{EI}$$

$$f_4 = \frac{268,56 \times 17,17 + 168,54 \times 13,86 + 117,05 \times 10,81 + 74,91 \times 7,78 + 42,14 \times 4,76 + 18,73 \times 1,79}{EI} = \frac{9029,363}{EI}$$

$$f_5 = \frac{268,56 \times 20,23 + 168,54 \times 16,92 + 117,05 \times 13,87 + 74,91 \times 10,84 + 42,14 \times 7,82 + 18,73 \times 4,85 + 4,68 \times 2,04}{EI} = \frac{11150,1}{EI}$$

IV.4.1.2 Calcul des déplacements des portiques :

$$E\Delta_n = E\psi_n \times h_e$$

Avec :

$$E\psi_n = \frac{M_n}{12 \times \sum K_{poteaux}^n} + \frac{E\theta_n + E\theta_{n+1}}{2}$$

h_e : Hauteur d'étage.

M_n : Moment d'étage : $M_n = T_n \times h_e$

T_n : Effort tranchant au niveau « n ».

$E\theta$: Rotation d'étage :

- Pour les poteaux d'étages courants : $E\theta_n = \frac{M_n + M_{n+1}}{24 \times \sum K_{poutres}^n}$

- Pour les poteaux encastres à la base : $E\theta_1 = \frac{M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1 + 2 \sum K_{poteaux}^1}$

- Pour les poteaux articulés à la base : $E\theta_1 = \frac{2 \times M_1 + M_2}{24 \times \sum K_{poutres}^1}$

Les tableaux suivants nous donnent les inerties fictives des portiques pour chaque niveau :

| niveaux | portique | h_e (m) | M_n (t.m) | M_{n+1} (t.m) | $\sum K_{pot}$ (m^3) 10^{-4} | $\sum K_{pout}$ (m^3) 10^{-4} | $E\theta_n$ (t/m^2) | $E\psi_n$ (t/m^2) | $E\Delta_n$ (KN/m) | $D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m) | EIf (KN.m ³) | I (m ⁴) | $\sum I$ (m ⁴) |
|---------|--------------------------------|--------------|----------------|--------------------|--|---|----------------------------|--------------------------|-----------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| 5 | (1-1) ; (2-2) | 3.06 | 3.06 | 0 | 13,228 | 6,985 | 182,534 | 557,841 | 17069,935 | 346145,057 | 11150,1 | 0,065 | 0,251 |
| | (3-3) ; (4-4) (5-5) ; (6-6) | 3.06 | 3.06 | 0 | 17,639 | 10,440 | 122,126 | 388,819 | 11897,861 | 240298,725 | | 0,186 | |
| 4 | (1-1) ; (2-2) | 3.06 | 6.12 | 3.06 | 13,228 | 6,985 | 547,602 | 1109,616 | 33954,250 | 329075,122 | 9029,363 | 0,055 | 0,213 |
| | (3-3) ; (4-4) (5-5) ; (6-6) | 3.06 | 6.12 | 3.06 | 17,639 | 10,440 | 366,379 | 773,622 | 23672,833 | 228400,864 | | 0,158 | |
| 3 | (1-1) ; (2-2) | 3.06 | 9.18 | 6.12 | 22,343 | 7,079 | 900,551 | 1423,049 | 43545,299 | 295120,872 | 6941,964 | 0,048 | 0,184 |
| | (3-3) ; (4-4) (5-5) ; (6-6) | 3.06 | 9.18 | 6.12 | 29,790 | 10,579 | 602,609 | 979,928 | 29985,797 | 204728,031 | | 0,136 | |
| 2 | (1-1) ; (2-2) | 3.06 | 12.24 | 9.18 | 22,343 | 7,079 | 1260,771 | 1897,399 | 58060,409 | 251575,573 | 4945,403 | 0,039 | 0,152 |
| | (3-3) ; (4-4) (5-5) ; (6-6) | 3.06 | 12.24 | 9.18 | 29,790 | 10,579 | 843,653 | 1288,467 | 39427,090 | 174742,234 | | 0,113 | |
| 1 | (1-1) ; (2-2) | 3.06 | 15.3 | 12.24 | 22,343 | 7,079 | 1620,992 | 2358,129 | 72158,747 | 193515,164 | 3125,353 | 0,032 | 0,125 |
| | (3-3) ; (4-4) (5-5) ; (6-6) | 3.06 | 15.3 | 12.24 | 29,790 | 10,579 | 1084,496 | 1624,266 | 49702,540 | 135315,144 | | 0,093 | |

| | | | | | | | | | | | | | |
|----------------------|--------------------------------|------|-------|-------|--------|--------|----------|----------|-----------|------------|----------|-------|--------------|
| R D C | (1-1) ; (2-2) | 3.06 | 18.36 | 15.3 | 35,563 | 7,175 | 1954,704 | 2273,492 | 69568,855 | 121356,417 | 1597,036 | 0,026 | 0,101 |
| | (3-3) ; (4-4) (5-5) ; (6-6) | 3.06 | 18.36 | 15.3 | 47,418 | 10,722 | 1308,058 | 1572,843 | 48128,996 | 85612,604 | | 0,075 | |
| S S | (1-1) ; (2-2) | 3.57 | 21.93 | 18.36 | 30,221 | 7,175 | 1731,845 | 1450,632 | 51787,562 | 51787,562 | 502,207 | 0,019 | 0,073 |
| | (3-3) ; (4-4) (5-5) ; (6-6) | 3.57 | 21.93 | 18.36 | 40,294 | 10,722 | 1192,308 | 1049,691 | 37483,608 | 37483,608 | | 0,054 | |

Tableau IV-11 : Inerties fictives des portiques dans le sens longitudinale (X-X).

| Niveau | portique | h_e (m) | M_n (t.m) | M_{n+1} (t.m) | $\sum K^{pot}$ (m^3) 10^{-4} | $\sum K^{pout}$ (m^3) 10^{-4} | $E\theta_n$ (t/m ²) | $E\psi_n$ (t/m ²) | $E\Delta_n$ (KN/m) | $D_n = \sum \Delta_n$ (KN/m) | EIf (KN.m ³) | I (m ⁴) | $\sum I$ (m ⁴) |
|-------------|-------------------|--------------|----------------|--------------------|--|---|------------------------------------|----------------------------------|-----------------------|---------------------------------|-------------------------------|--------------------------|-------------------------------|
| 5 | (A-A);(B-B);(C-C) | 3,06 | 3,06 | 0 | 25,554 | 6,650 | 191,729 | 483,239 | 14787,113 | 301487,168 | 11150,1 | 0,111 | 0,134 |
| | (D-D) | 3,06 | 3,06 | 0 | 17,036 | 3,900 | 326,923 | 803,533 | 24588,110 | 494970,706 | | 0,023 | |
| 4 | (A-A);(B-B);(C-C) | 3,06 | 6,12 | 3,06 | 25,554 | 6,650 | 575,188 | 985,933 | 30169,550 | 286700,055 | 9029,363 | 0,095 | 0,114 |
| | (D-D) | 3,06 | 6,12 | 3,06 | 17,036 | 3,900 | 980,769 | 1595,276 | 48815,446 | 470382,596 | | 0,019 | |
| 3 | (A-A);(B-B);(C-C) | 3,06 | 9,18 | 6,12 | 43,176 | 6,750 | 944,444 | 1310,512 | 40101,667 | 256530,505 | 6941,964 | 0,082 | 0,100 |
| | (D-D) | 3,06 | 9,18 | 6,12 | 28,784 | 3,957 | 1611,069 | 2199,052 | 67290,991 | 421567,150 | | 0,017 | |
| 2 | (A-A);(B-B);(C-C) | 3,06 | 12,24 | 9,18 | 43,176 | 6,750 | 1322,222 | 1747,352 | 53468,971 | 216428,838 | 4945,403 | 0,069 | 0,083 |
| | (D-D) | 3,06 | 12,24 | 9,18 | 28,784 | 3,957 | 2255,497 | 2932,074 | 89721,464 | 354276,159 | | 0,014 | |
| 1 | (A-A);(B-B);(C-C) | 3,06 | 15,3 | 12,24 | 43,176 | 6,750 | 1700,00 | 2168,573 | 66358,334 | 162959,867 | 3125,353 | 0,058 | 0,070 |
| | (D-D) | 3,06 | 15,3 | 12,24 | 28,784 | 3,957 | 2899,924 | 3639,054 | 111355,052 | 264554,695 | | 0,012 | |
| R D C | (A-A);(B-B);(C-C) | 3,06 | 18,36 | 15,3 | 68,744 | 6,853 | 2046,549 | 1960,047 | 59977,438 | 96601,533 | 1597,036 | 0,050 | 0,060 |
| | (D-D) | 3,06 | 18,36 | 15,3 | 45,829 | 4,016 | 3492,281 | 3233,320 | 98939,592 | 153199,643 | | 0,010 | |
| S S | (A-A);(B-B);(C-C) | 3,57 | 21,93 | 18,36 | 58,712 | 6,853 | 1429,251 | 1025,885 | 36624,095 | 36624,095 | 502,207 | 0,042 | 0,051 |
| | (D-D) | 3,57 | 21,93 | 18,36 | 39,142 | 4,016 | 2306,662 | 1519,890 | 54260,073 | 54260,073 | | 0,009 | |

Tableau IV-12 : Inerties fictives des portiques dans le sens transversale (Y-Y).

Les inerties des portiques sont résumées dans les tableaux suivant :

| <i>Niv</i> <i>Sens</i> | <i>SS</i> | <i>RDC</i> | <i>1</i> | <i>2</i> | <i>3</i> | <i>4</i> | <i>5</i> | <i>Inertie Moyenne</i> |
|---------------------------|-----------|------------|----------|----------|----------|----------|----------|------------------------|
| <i>X-X</i> | 0,073 | 0,101 | 0,125 | 0,152 | 0,184 | 0,213 | 0,251 | 0,157 |
| <i>Y-Y</i> | 0,051 | 0,060 | 0,070 | 0,083 | 0,100 | 0,114 | 0,134 | 0,088 |

❖ Comparaison des inerties des voiles et celle des portiques :

Sens X-X

| | <i>Inerties (m⁴)</i> | <i>Pourcentage %</i> |
|---------------------------|---------------------------------|----------------------|
| <i>Portiques</i> | 0,157 | 26,12 % |
| <i>Voiles</i> | 0,444 | 73,88 % |
| <i>Voiles + Portiques</i> | 0,601 | 100 % |

Sens Y-Y

| | <i>Inerties (m⁴)</i> | <i>Pourcentage %</i> |
|---------------------------|---------------------------------|----------------------|
| <i>Portiques</i> | 0,088 | 7,60 % |
| <i>Voiles</i> | 1,07 | 92,40 % |
| <i>Voiles + Portiques</i> | 1,158 | 100 % |

Tableau IV- 13 : Comparaison des inerties des voiles et des portiques dans les deux sens (X-X) ; (Y-Y).

Remarque :

En comparant les résultats, on voit que les inerties des portiques sont très faibles par rapport aux inerties des voiles dans les deux sens (X-X) et (Y-Y).

Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

On considère que les sollicitations horizontales sont reprises uniquement par les voiles (Art 3.4.A 2 p 27 RPA99/2003)

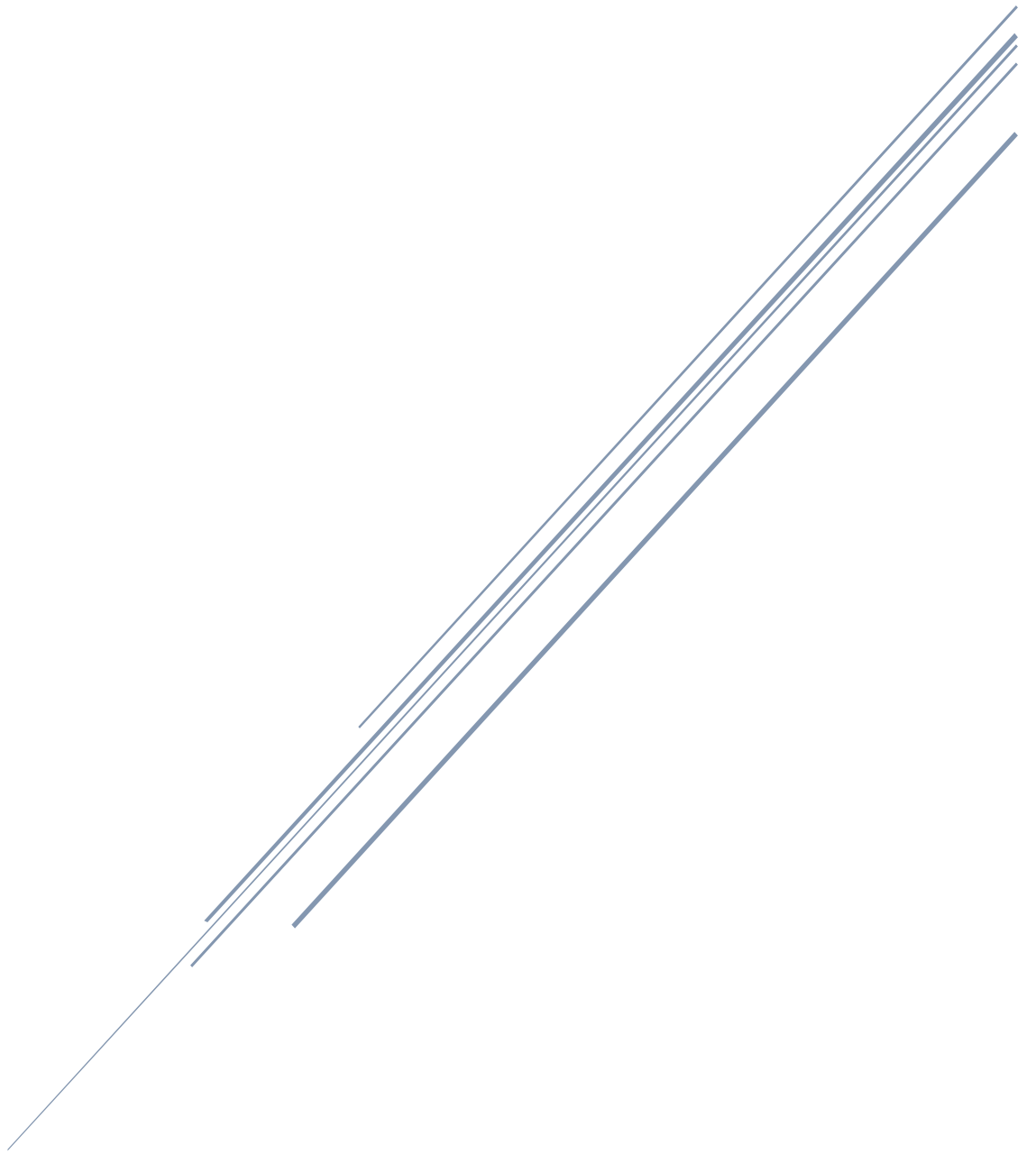
Conclusion :

Notre structure est contreventée par des voiles porteurs en béton armé qui est un système constitué de voiles et de portiques. Dans ce cas les voiles reprennent plus de 80 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Le coefficient de comportement globale « R » de la structure selon le tableau 4.3.38 de l'RPA 99/2003 sera donc en fonction du système de contreventement décrit en haut, qui est donc égal à : **R = 3,5**

CHAPITRE V

Modélisation et vérification



1^{ère} Partie : Présentation du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2021

V.1.1 Introduction :

Le logiciel **Robot Structural Analysis**, est un progiciel CAO/DAO destiné à dimensionner, modéliser et analyser les différents types de structures (treillis, portique, plaque, coque, élément volumique, ...etc.) en utilisant la méthode d'analyse par éléments fini (MEF).

C'est un logiciel révolutionnaire, car il peut calculer des structures à un nombre de barres et de nœuds illimités ; il permet d'effectuer des analyses statiques et dynamiques ainsi que des analyses linéaires ou non linéaires ; adapté aux constructions en acier, en bois, en béton armé ou mixte, il comprend des modules d'assemblage, de ferrailage, de vérification et de dimensionnement suivant les différentes normes existantes.

Pour faciliter le travail de l'ingénieur, il dispose d'une vaste gamme d'outils qui simplifie l'étude des structures.

Les caractéristiques principales du logiciel Robot sont les suivantes :

- ✓ Définition de la structure réalisée en mode entièrement graphique dans l'éditeur conçu à cet effet (vous pouvez aussi ouvrir un fichier au format DXF et importer la géométrie d'une structure définie dans un autre logiciel CAO/DAO).
- ✓ Possibilité de présentation graphique de la structure étudiée et de représenter à l'écran les différents types de résultats de calcul (efforts, déplacements, travail simultané en plusieurs fenêtres ouvertes).
- ✓ Possibilité de calculer (dimensionner) une structure et d'en étudier simultanément une autre (architecture multithread).
- ✓ Possibilité d'effectuer l'analyse statique et dynamique de la structure.
- ✓ Possibilité d'affecter le type de barres lors de la définition du modèle de la structure et non pas seulement dans les modules métier.
- ✓ Possibilité de composer librement les impressions (notes de calcul, captures d'écran, composition de l'impression, copie des objets vers les autres logiciels).

V.1.2 Manipulation du logiciel :

❖ Lancement du Programme Robot :

Lors de l'installation du logiciel Robot, le programme d'installation crée une icône sur le bureau de l'ordinateur qui est destiné à lancer le logiciel en effectuant un double clic dessus.



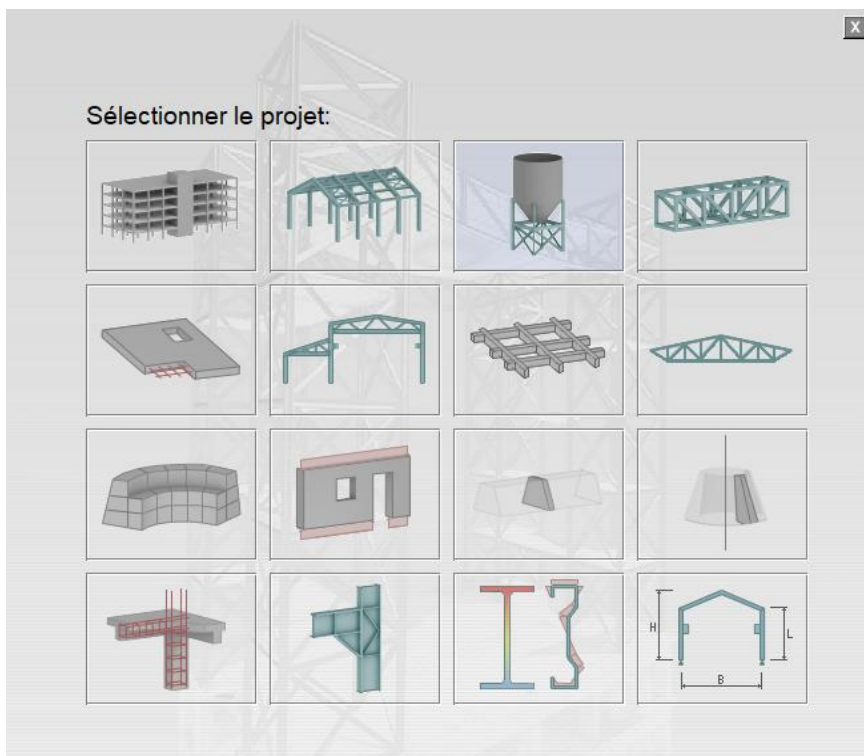
Ce qui donne l'écran de chargement suivant :



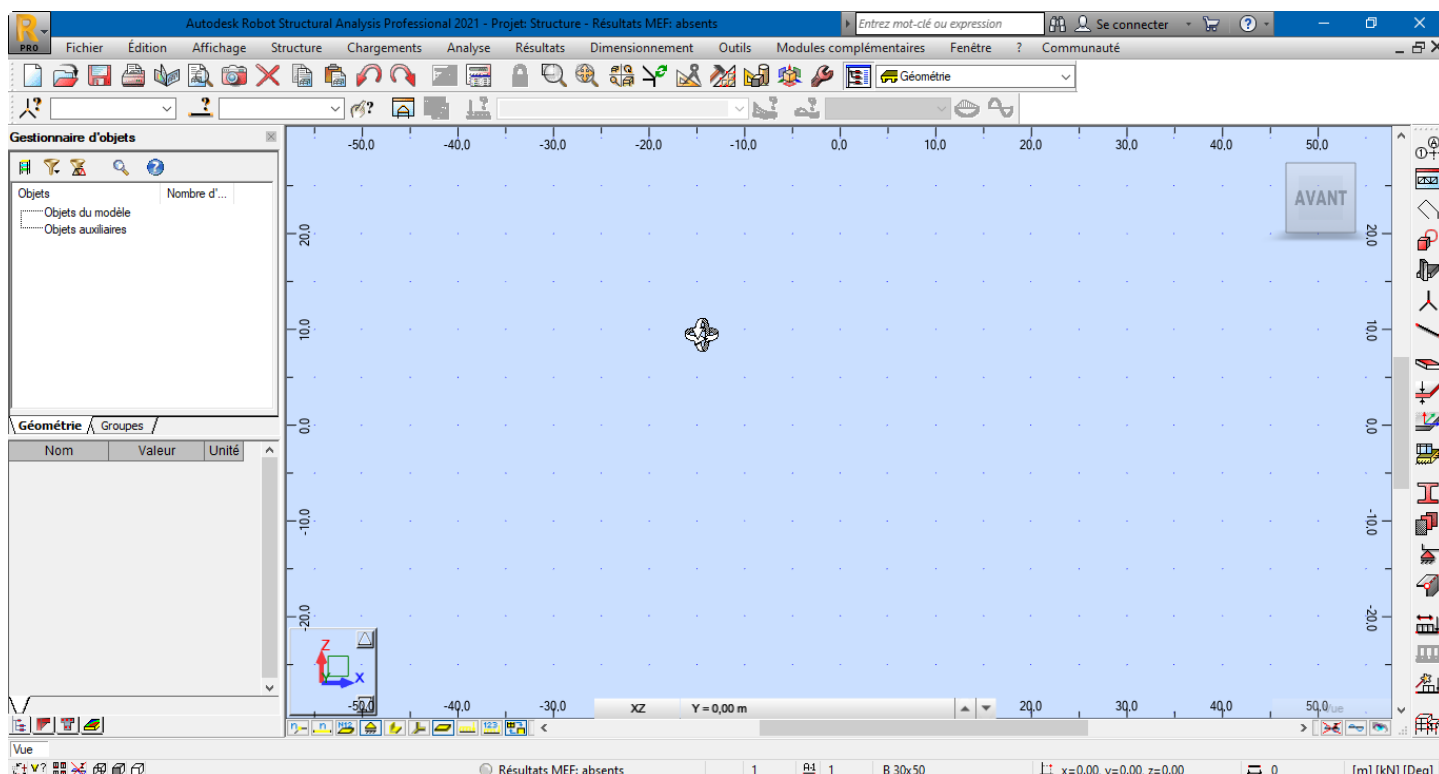
❖ *Choix du type de la structure :*

Après le lancement du programme Robot, la fenêtre ci-dessous s'affiche pour choisir le type de structure à étudier.



Dans notre cas on choisira le type « *Coque* » pour l'étude de notre structure.



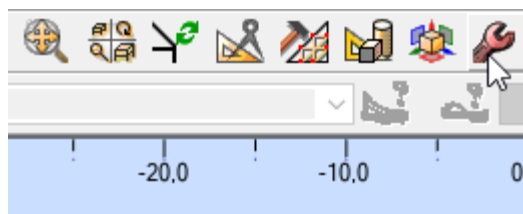
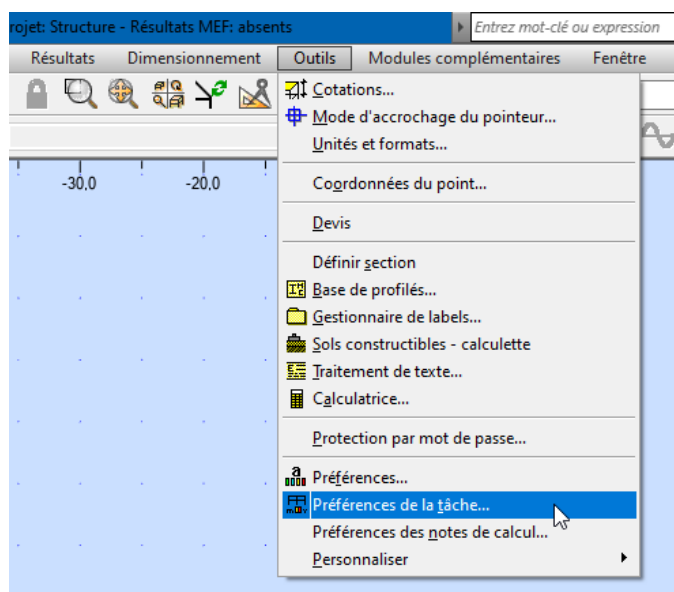
Le nouveau projet s'affiche :



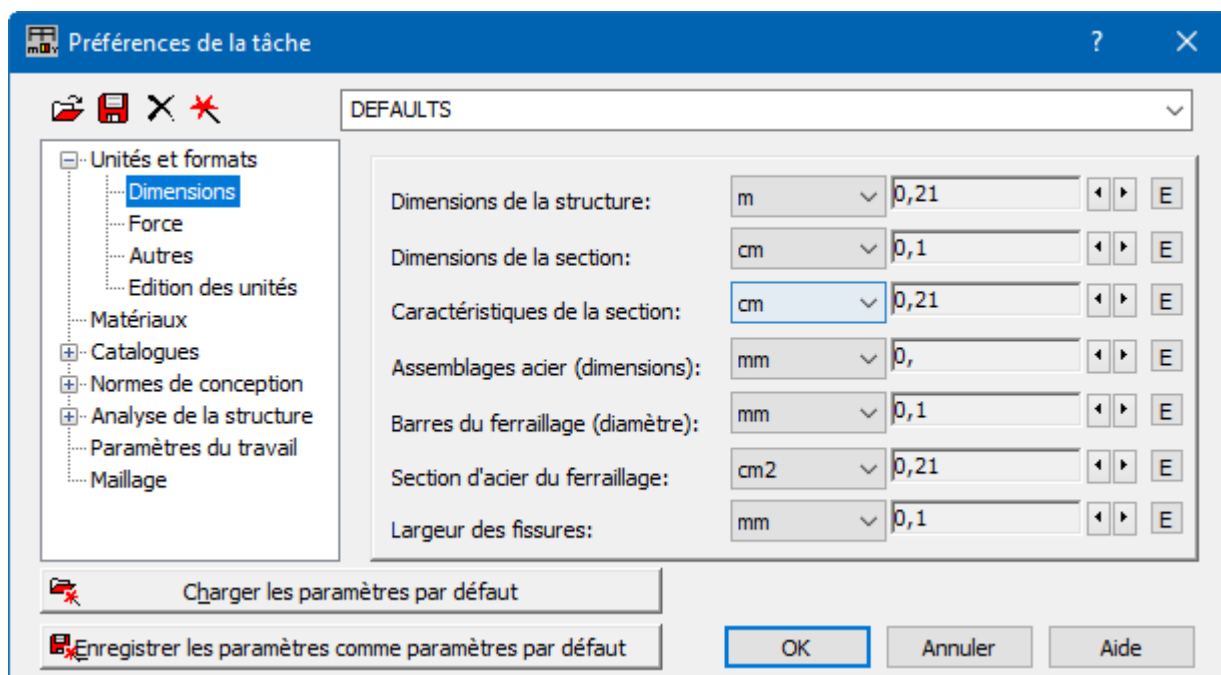
❖ Configuration des préférences de l'affaire :

Dans le menu « *outils* » on choisit « *préférences de la tâche* », ou à partir de la barre d'outils on clic sur l'icône  puis sur  pour définir les différents paramètres tels que les

matériaux, unités et normes de la tâche.



La boîte de dialogue « *préférences de la tâche* » s'affiche, on peut alors configurer :



Par convention, on met toutes les valeurs à trois (03) chiffres après la virgule.

➤ *Unités et formats* :

Edition des unités :

| Unité de longueur | Unité de force | Unité de masse |
|--------------------|--------------------|---------------------|
| m | N | kg |
| Coefficient: 1 [m] | Coefficient: 1 [N] | Coefficient: 1 [kg] |
| Ajouter | Ajouter | Ajouter |
| Supprimer | Supprimer | Supprimer |

Dimensions et Forces :

| | | | | | | | |
|----------------------------------|-----|------|---|-------------|-------|------|---|
| Dimensions de la structure: | m | 0,21 | E | Force: | kN | 0,21 | E |
| Dimensions de la section: | cm | 0,1 | E | Moment: | kN*m | 0,21 | E |
| Caractéristiques de la section: | cm | 0,21 | E | Contrainte: | kN/m2 | 0,21 | E |
| Assemblages acier (dimensions): | mm | 0, | E | | | | |
| Barres du ferrailage (diamètre): | mm | 0,1 | E | | | | |
| Section d'acier du ferrailage: | cm2 | 0,21 | E | | | | |
| Largeur des fissures: | mm | 0,1 | E | | | | |

Autres :

| | | | |
|-------------------------------|-----|-------|---|
| Déplacement linéaire: | cm | 0,1 | E |
| Angle / rotation (données): | Deg | 0,1 | E |
| Angle / rotation (résultats): | Deg | 0,321 | E |
| Température: | °C | 0,21 | E |
| Poids: | kN | 0,21 | E |
| Masse: | kg | 0,21 | E |
| Valeur numérique sans unité: | | 0,21 | E |
| Règle: | | 0,1 | |

➤ **Matériaux :**

| | | |
|--------------|--------------|--|
| Matériaux: | Français | |
| Modifier | | |
| Jeu primaire | | |
| Acier: | ACIER | |
| Béton: | BETON25 | |
| Aluminium: | ALUM CHAUD | |
| Bois: | CB_RESIN C18 | |

➤ Normes de conception :

| | | |
|--------------------------------|-----------------|---|
| Structures acier et aluminium: | CM66 | ▼ |
| Assemblages acier: | CM66 | ▼ |
| Structures bois: | CB71 | ▼ |
| Béton armé: | BAEL 91 mod. 99 | ▼ |
| Géotechniques: | DTU 13.12 | ▼ |

➤ Charges :

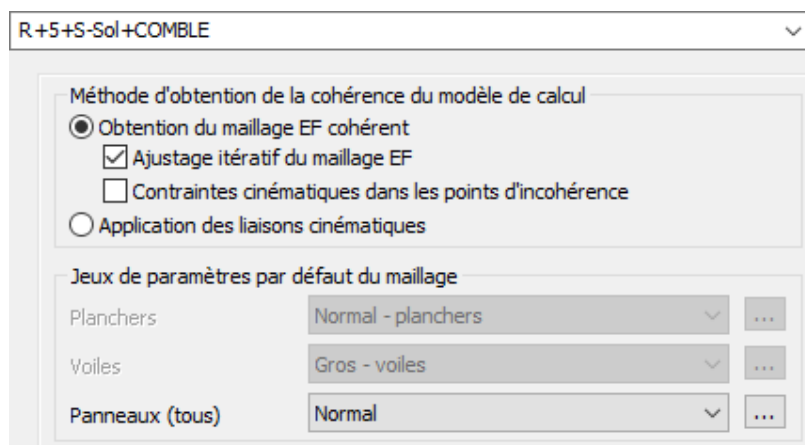
| | | | |
|---------------------------|----------------|---|-----|
| Pondérations: | BAEL 91 | ▼ | ... |
| Charges de neige et vent: | DTR C2-47/NV99 | ▼ | |
| Charges sismiques: | RPA 99 (2003) | ▼ | |

➤ Analyse de la structure :

| | |
|--|--|
| Méthode de résolution | |
| Automatique | ▼ Paramètres |
| Arrêter l'analyse après la vérification | si des erreurs ont été détectées ▼ |
| Ignorer avertissements de l'analyse | <input type="radio"/> Oui <input checked="" type="radio"/> Non |
| Si l'option exige des résultats de calcul | demander si démarrer les calculs ▼ |
| <input checked="" type="checkbox"/> Figurer automatiquement les résultats de calcul de la structure <input checked="" type="checkbox"/> Fusionner les barres automatiquement lors de l'import de la géométrie <input type="checkbox"/> Algorithme DSC (Relâchements sur barres) <input checked="" type="checkbox"/> Liaisons rigides (Liaisons rigides) | |


➤ Maillage :

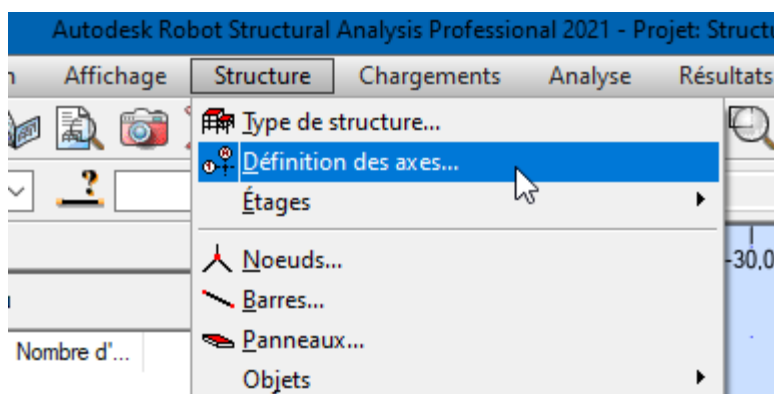
En fin, on donne un nom à la nouvelle configuration (**R+5+S-Sol+Comble**).



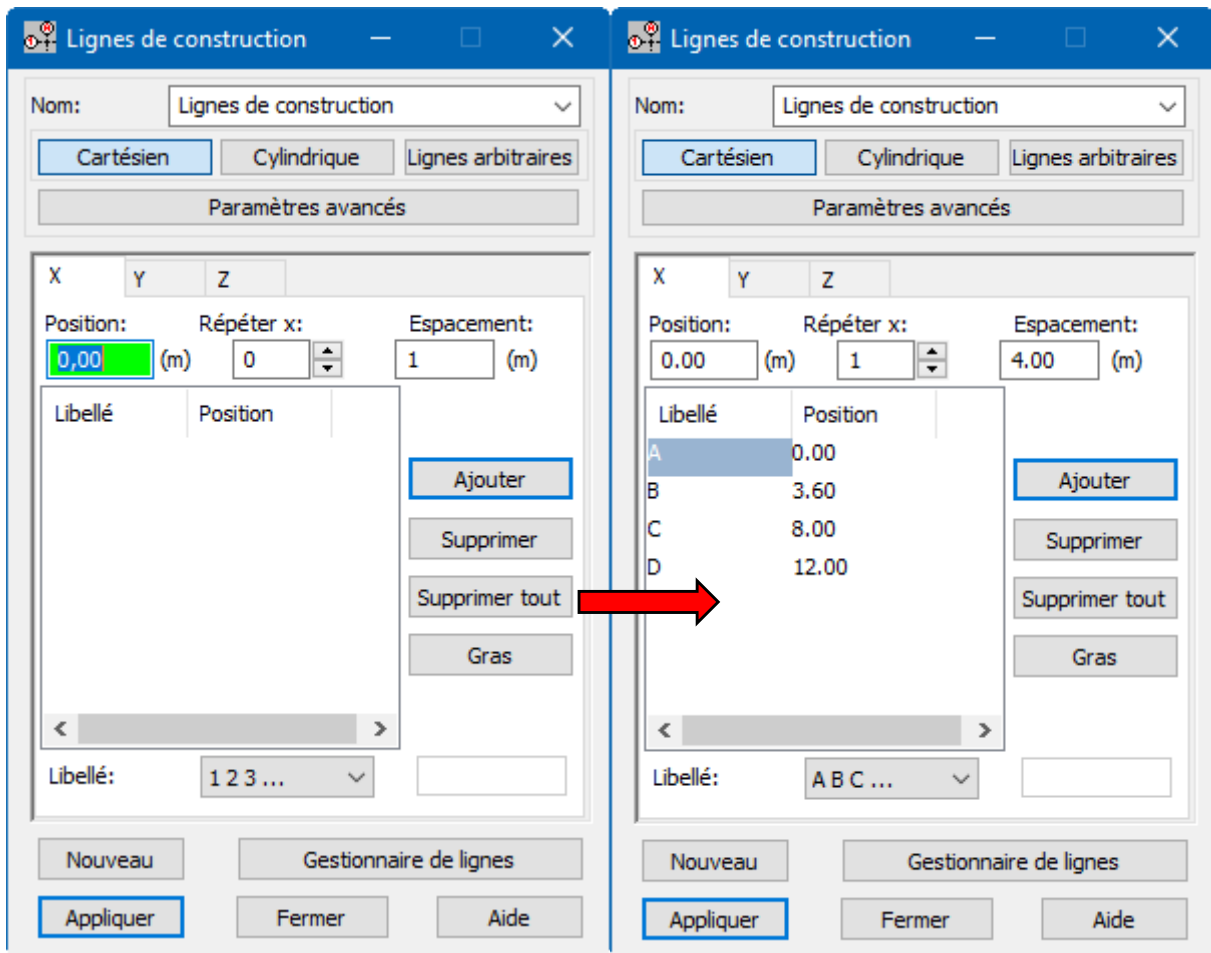
❖ *Lignes de construction :*

La commande qui sert à définir les lignes de construction est accessible par :
Le menu déroulant « *Structure* », commande « *Définition des axes* ».

Ou par la barre d'outils, icône 



La boîte de dialogue suivante s'affiche :



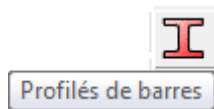
On commence par choisir l'axe des lignes de construction « X, Y, Z », puis on introduit les distances entre les lignes et leurs nombres de répétition, puis on clique sur « *Ajouter* ».

Avant de finir l'introduction des lignes de construction, on donne un nom au projet et le libellé des lignes selon chaque axe « A B C ; 1 2 3 ; ... » puis on clique sur « *Appliquer* ».

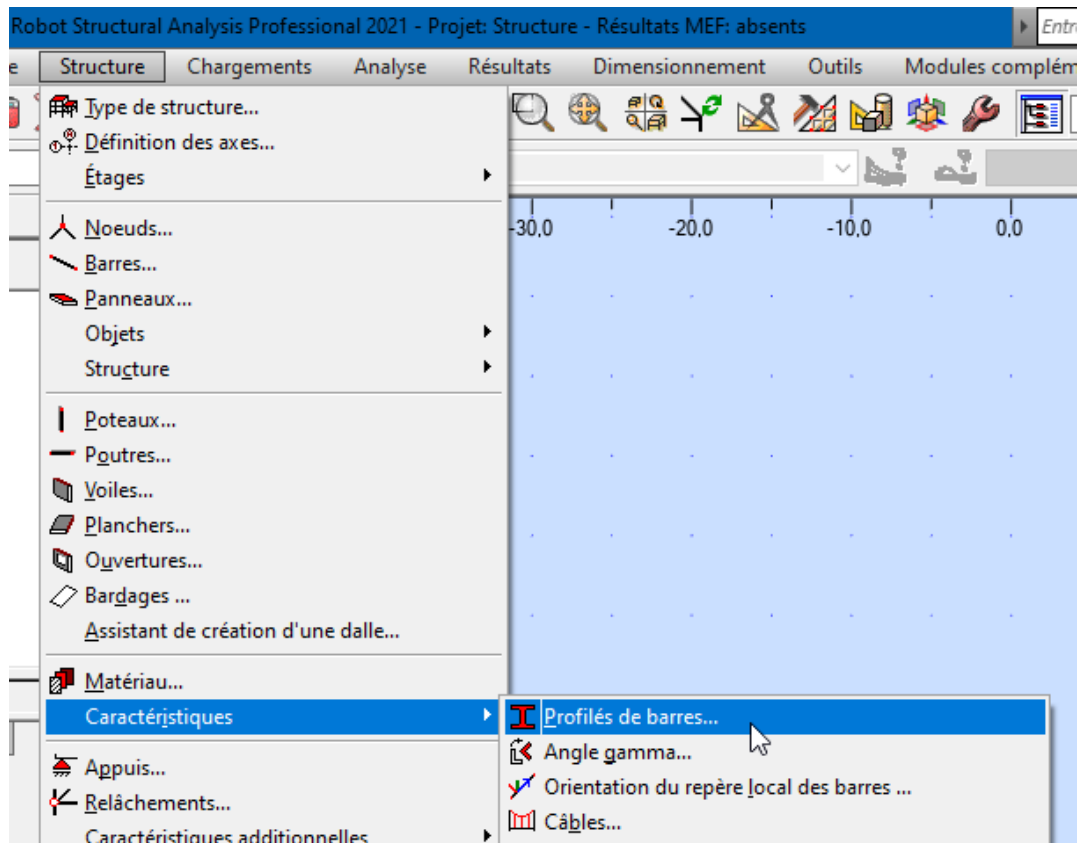
❖ *Définition des sections de poteaux et poutres (Profilés des barres) :*

Cette étape nous permet de définir les différentes sections transversales des éléments barre qui existent dans la structure.

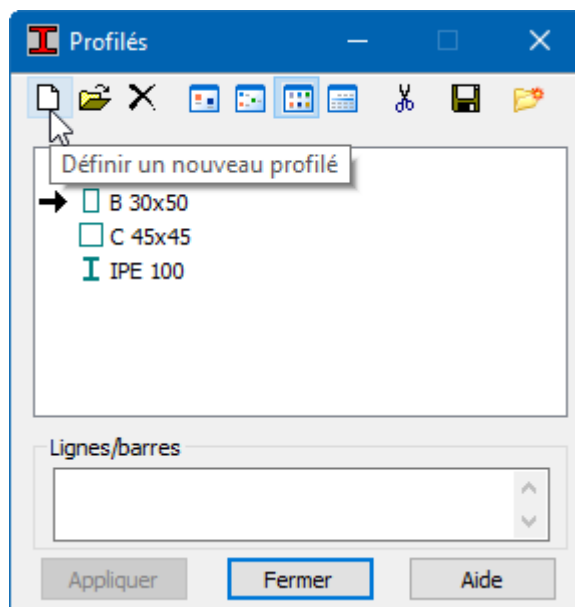
A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *profilés des barres* », ou bien en cliquant sur l'icône

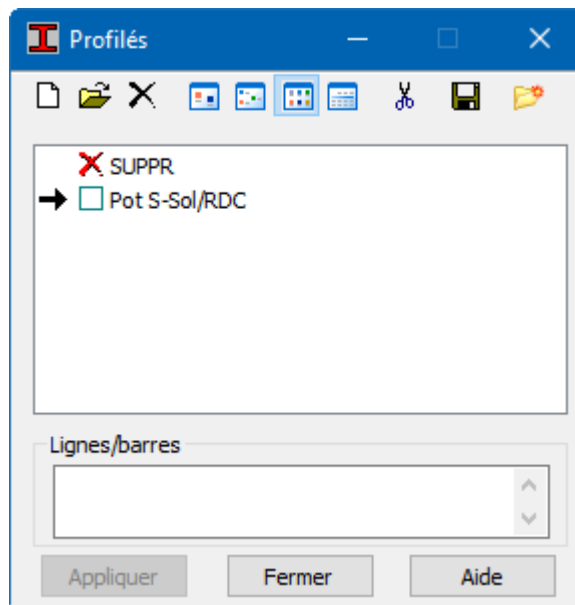
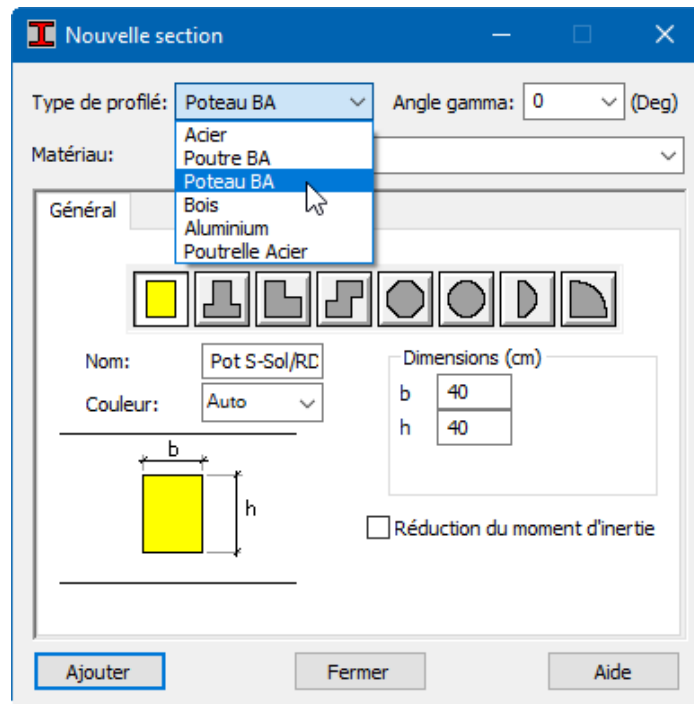


dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.




Une boîte de dialogue apparaît, on clique sur la feuille blanche « *Définir un nouveau profilé* », et on choisit le type et la géométrie de notre profilé afin d'introduire ses dimensions.





❖ *Définition des éléments panneaux :*

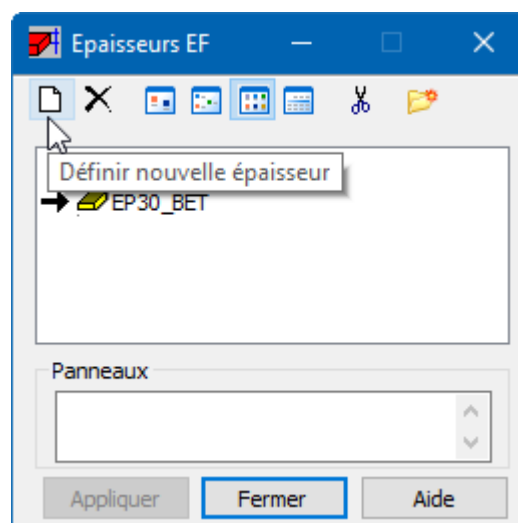
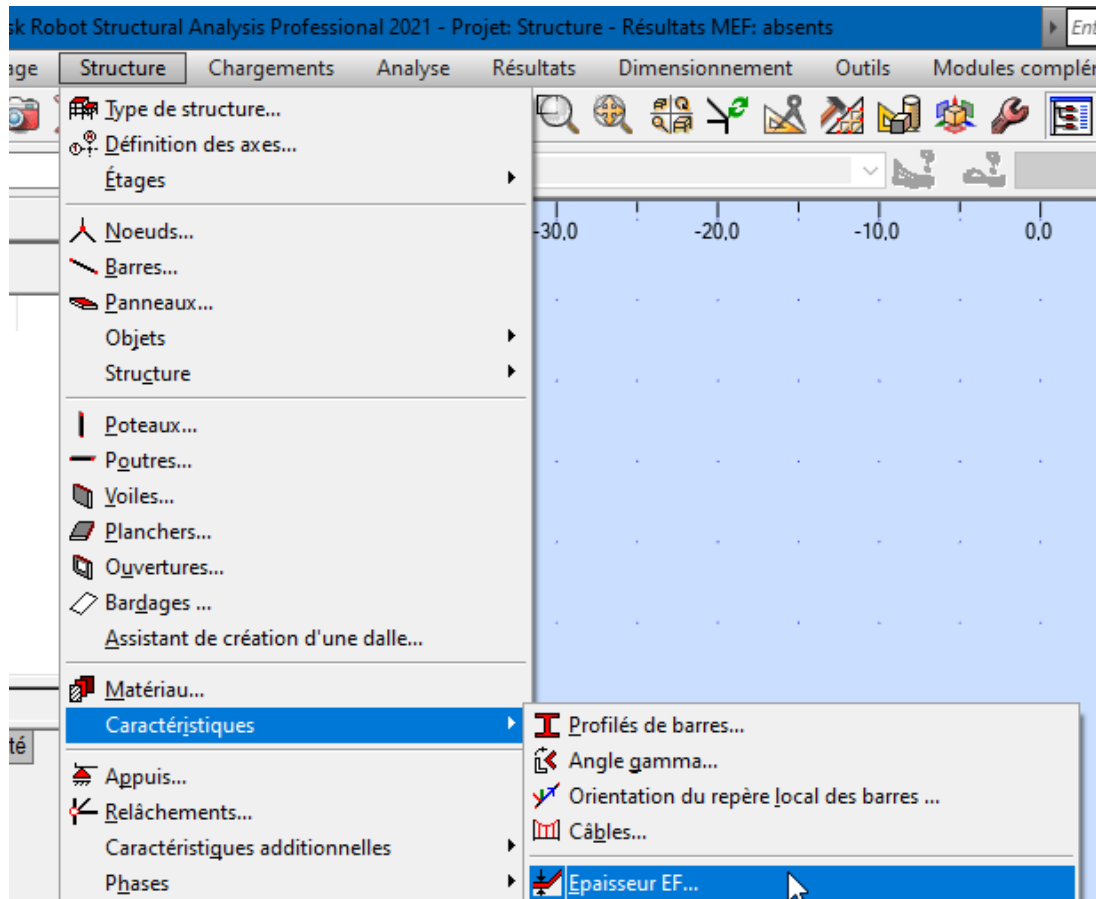
A partir du menu déroulant « *structure* », « *caractéristiques* » puis « *Épaisseur EF...* », ou bien en cliquant sur l'icône  dans la barre d'outils vertical à droite de l'écran.

Une boîte de dialogue apparaît, on clique sur la feuille blanche « *définir nouvelle épaisseur* », puis sur l'onglet « *Orthotrope* » pour les éléments à corps creux (planchers), qui sera une dalle virtuelle (bardage) chargée manuellement selon le système de repartions des charges avec une épaisseur nulle (afin d'éviter de calculer le poids propre du béton armé en double).

La direction est conditionnée par le sens des poutres principales, si elles sont suivant l'axe Y, la direction reste telle qu'elle est (X), mais si les poutres principales sont suivant l'axe X comme

dans notre cas, elle sera dirigée vers (Y) car les poutrelles seront parallèles aux poutres secondaires et perpendiculaires aux poutres principales.

Dans la même boîte de dialogue, on clique sur l'onglet « *Uniforme* » pour définir tout éléments en dalle pleine avec l'épaisseur déjà calculée précédemment.





Nouvelle épaisseur

Uniforme Orthotrope

Nom: P E C Couleur: Auto

Direction Y

raisseurs d'un côté dans une direction

Paramètres géométriques (cm)

h = 0.01 ha = 0.01
a = 0.01 a1 = 0.01

Matrices de rigidité orthotrope Afficher

Epaisseurs Ep. 0,0 (cm)
Ep 1 0,0 (cm) Ep 2 0,0 (cm)

Paramètres de l'élasticité du sol


Matériau: BETON25

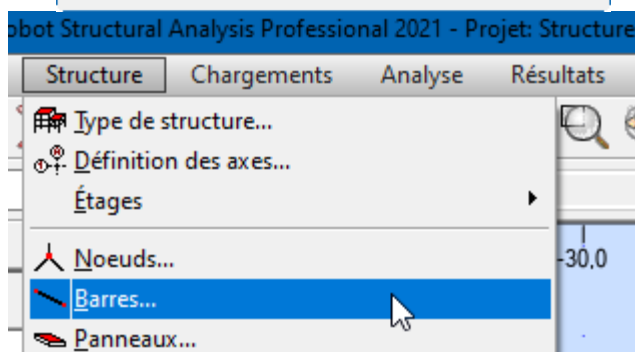
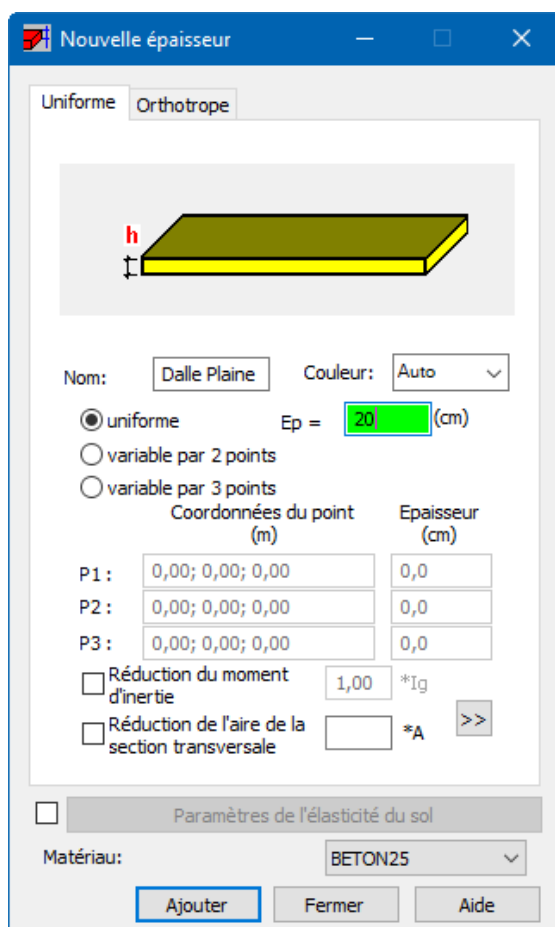
Ajouter Fermer Aide

❖ *Affectation des éléments barre (Poteaux, Poutres) :*

La commande est accessible :

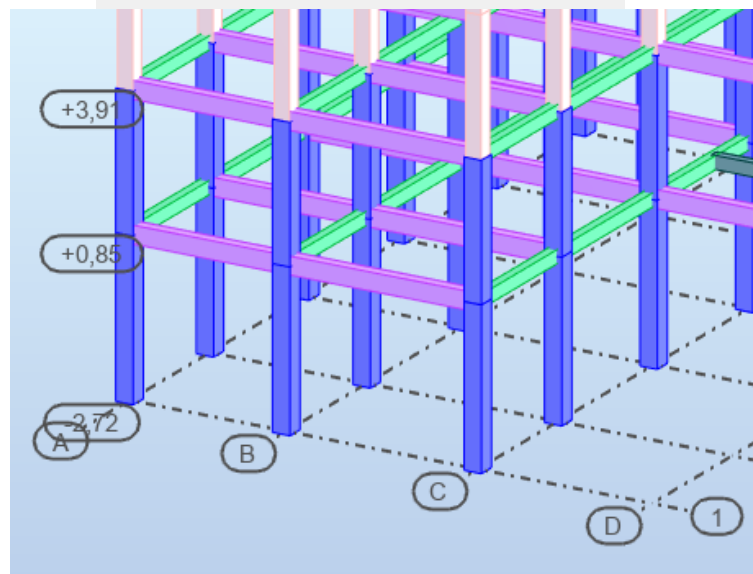
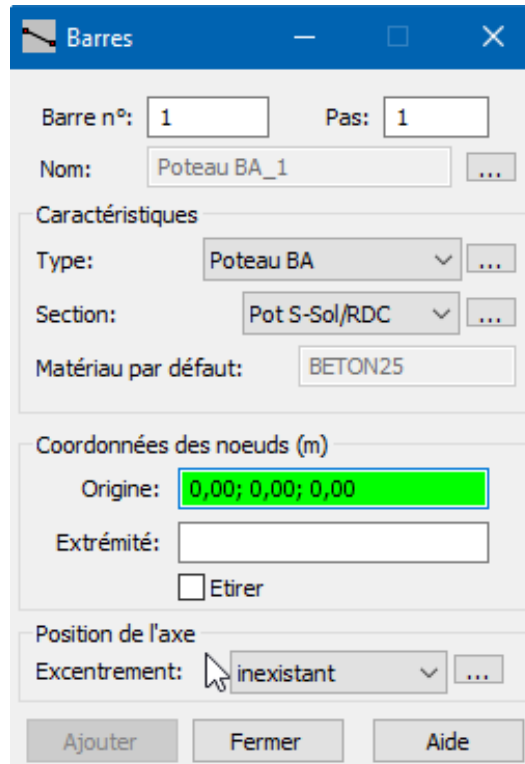
- Par le menu déroulant « *Structures* », commande « *Barres* ».

Ou bien Par la barre d'outils, icône 




Une boîte de dialogue s'affiche ;

On choisit l'élément (poteau, poutre) et sa section, puis on les affecte suivant les lignes de construction en cliquant toujours sur origine avant chaque affectation sur l'endroit choisi.




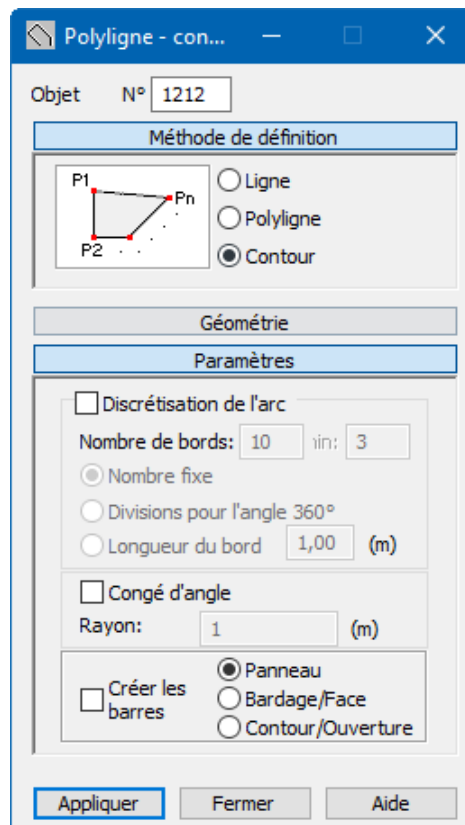
❖ Affectation des éléments surfaciques (Dalles pleines, Volées, Voiles) :

La commande Panneaux sert à définir les panneaux dans la structure, elle est accessible par le menu déroulant « **Structures** », commande « **Panneaux** ».

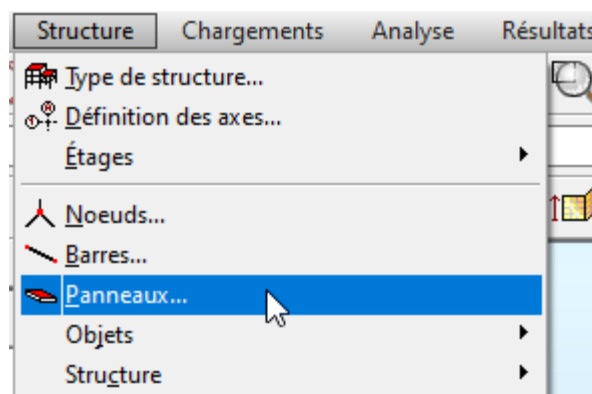
Ou bien par la barre d'outils, icône 

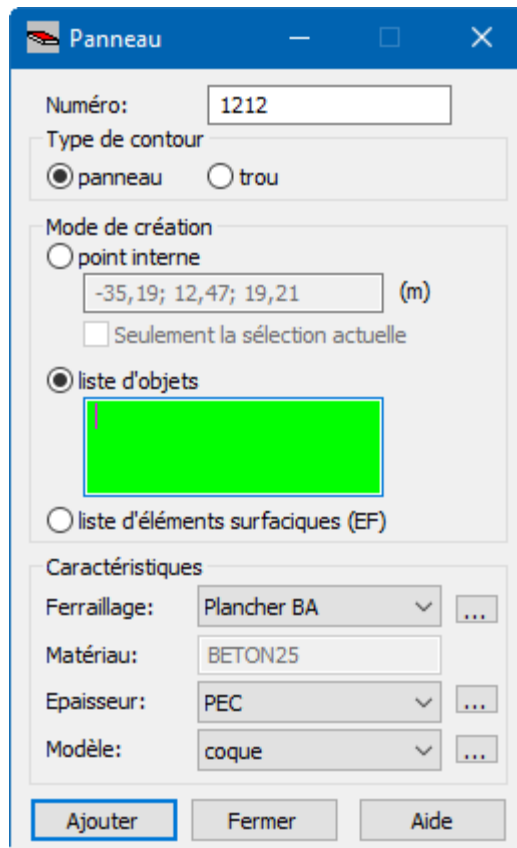
Avant de modéliser les éléments surfaciques, on crée leurs lignes de construction. Mais, on doit d'abord définir les contours des éléments surfaciques. On clique sur « **Structure** », ensuite

«*Objet*», puis «*Poly ligne-contour*» ou sur l'icône  et on coche la case «*Contour*» ainsi que la case «*Panneau*» du bouton «*Paramètres*».



Après désignation du contour comme expliqué en haut, on affecte chaque panneau à sa liste d'objet (caractéristique, épaisseur, matériau, modèle...) comme indiquée ci-dessous :

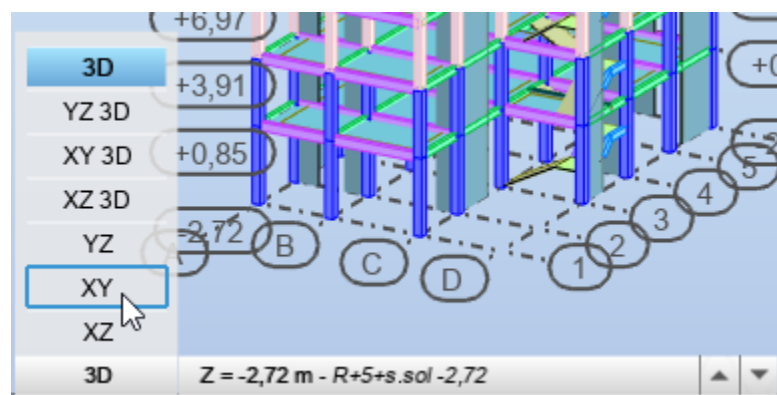
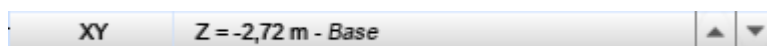




❖ *Encastrement de la structure :*

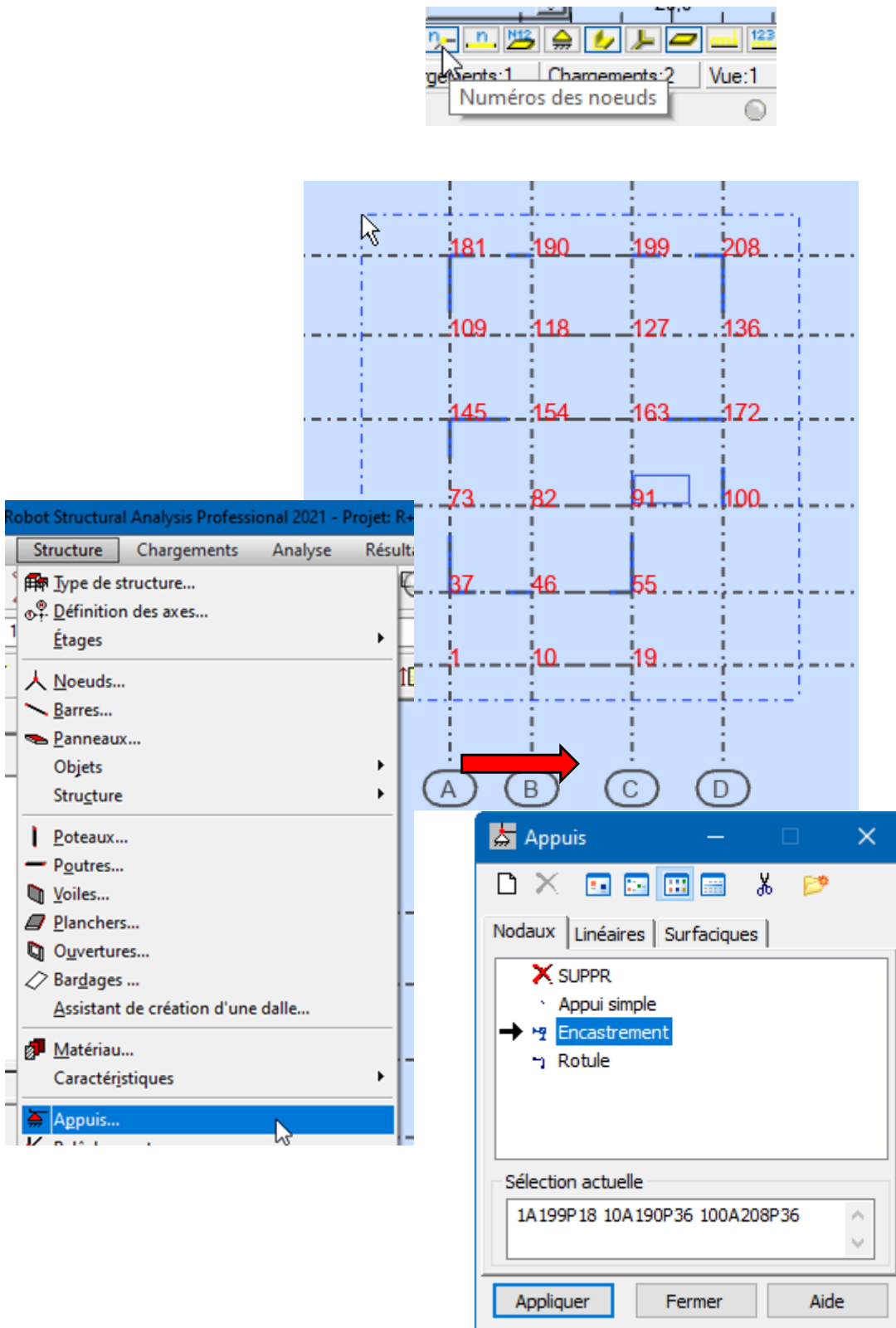
Afficher la structure en vue (2D), on clique sur la fenêtre en dessous de la zone graphique qui apparait, et on choisit « XY » au lieu de la vue en 3D.

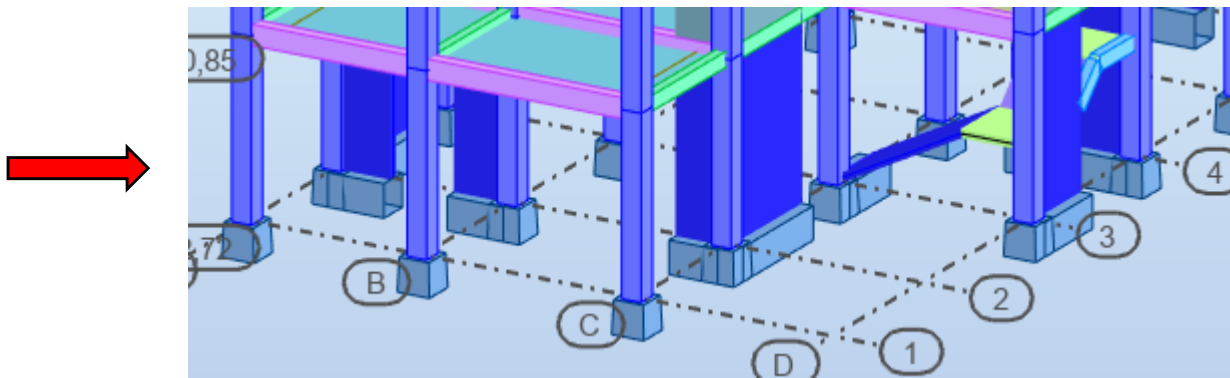
On sélectionne aussi dans la même fenêtre le premier niveau de l'ouvrage auquel on encastre les appuis (le Sous-Sol dans notre cas).



Pour bloquer le mouvement des nœuds à la base de la structure on les sélectionne d'abord en activant la commande « *numéro de nœuds* » sur le coin inférieur gauche de la zone graphique. Puis dans le menu « *Structure* », on choisit « *Appuis* ».

Dans la boîte de dialogue « *Appuis* », on clique sur l'onglet « *Nodaux* » puis sur « *Encastrement* ».





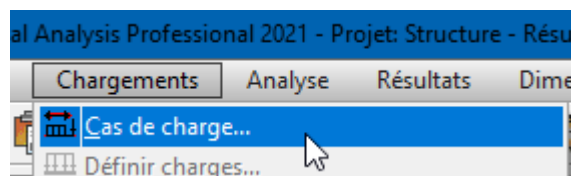
❖ Définition des cas de charges :

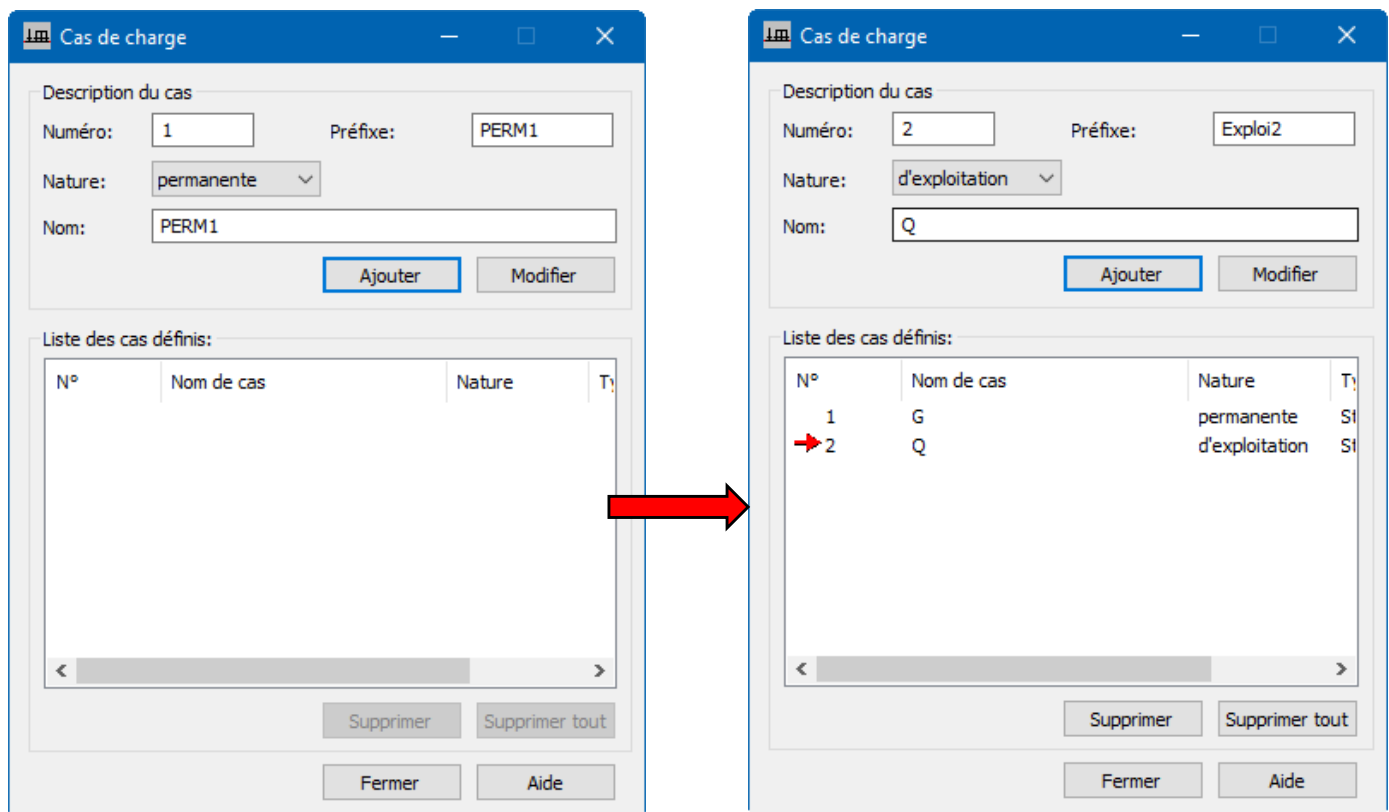
Pour définir les charges statiques (permanentes et d'exploitation) de la structure, on y procède via la barre de menu « **Chargement** », et on choisit « **Cas de charge** ».

Une boîte de dialogue s'affiche :

Afin de définir un nouveau cas de charge on effectue les opérations suivantes :

- Le numéro et le préfixe du cas de charge
- La Nature du cas de charge (permanente ou d'exploitation)
- Le Nom du cas de charge (G ou Q)
- Cliquez sur Ajouter.



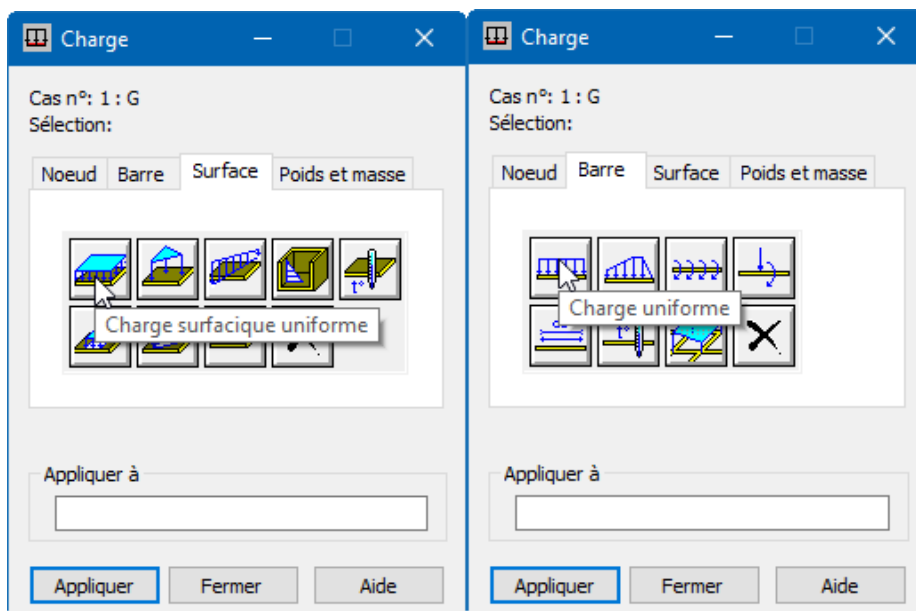
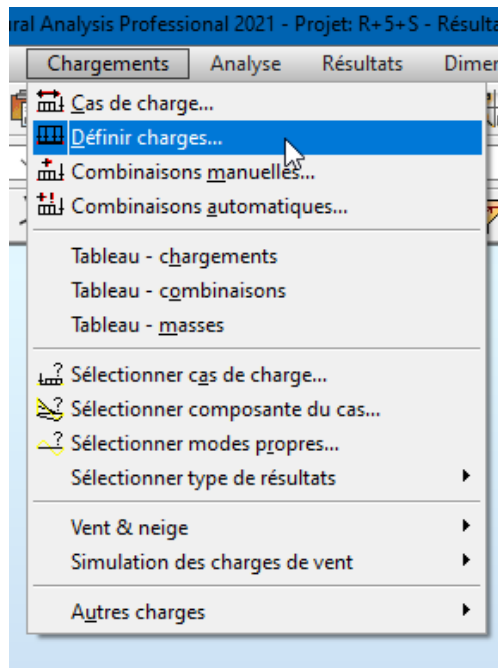


❖ **Chargement de la structure :**

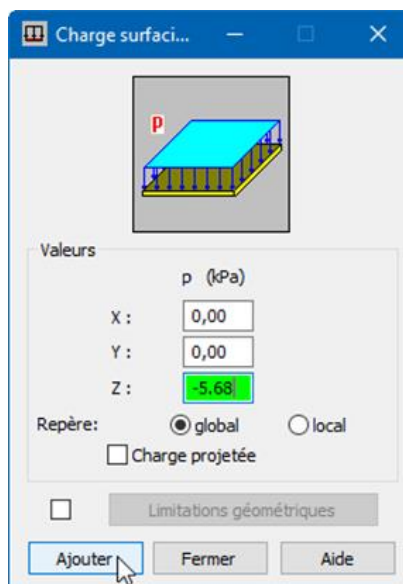
Pour charger la structure on choisit le type de charge **G** (permanente) ou **Q** (exploitation). Ensuite, on sélectionne dans le menu « *charges* », « *définir charges* ».

Dans la boîte de dialogue qui apparait, on choisit le type de charges selon le type d'élément a chargé après l'avoir sélectionné :

- L'onglet « *surface* », « *charge surfacique uniforme* » nous permet d'appliquer une charge surfacique sur des éléments panneaux (KN/m^2) comme des planchers, dalles pleines...
- L'onglet « *barre* », « *charge uniforme* » nous permet d'appliquer une charge linéaire sur des éléments barres (KN/m) comme les poutres.



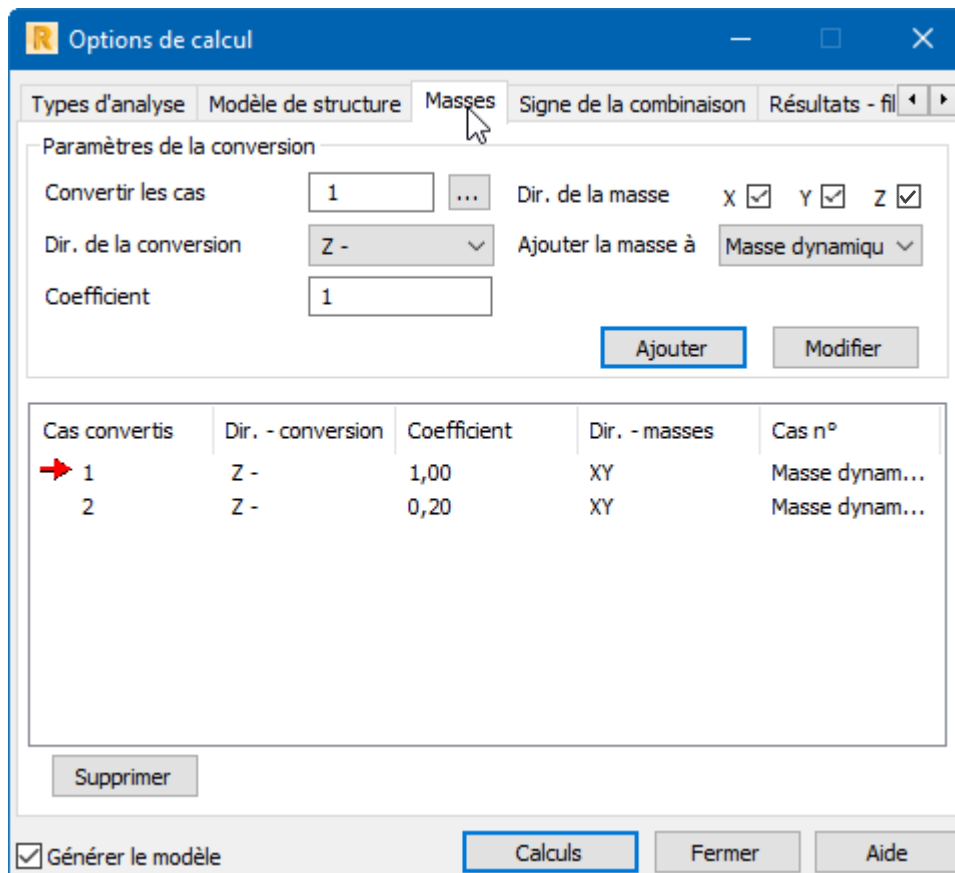
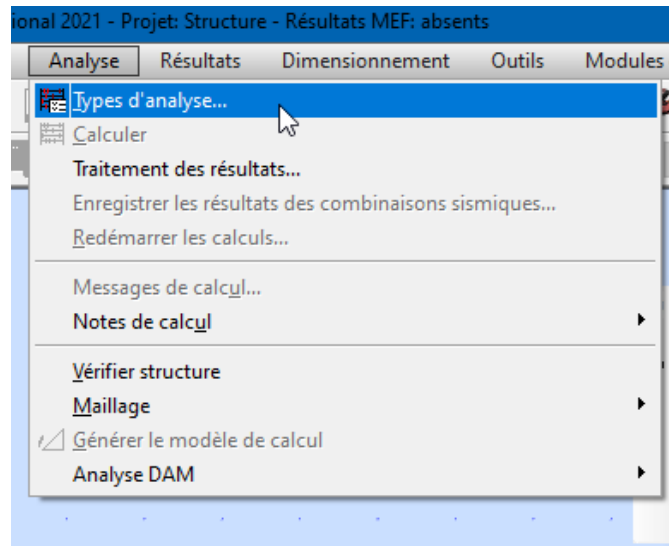
Ou bien :

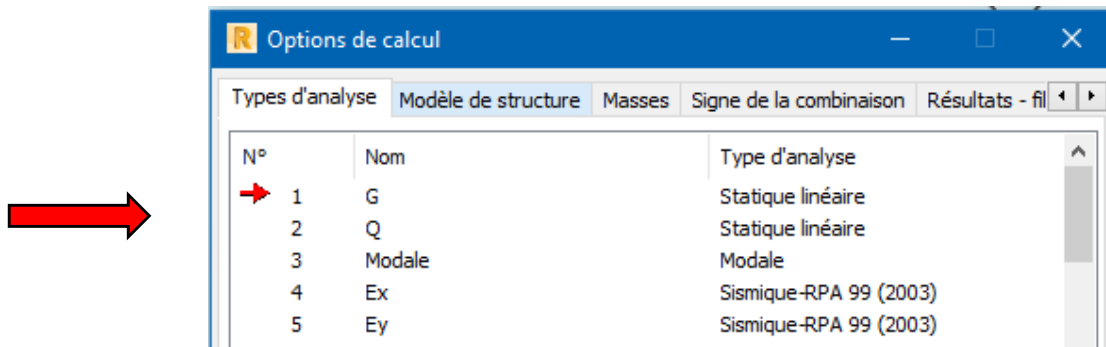


Par le même raisonnement on introduit la charge d'exploitation Q et on charge la structure.

❖ **Création des types d'analyse :**

La création des trois types d'analyse « *Sismique Ex* », « *Sismique Ey* » et « *Modale* » est accessible depuis le menu déroulant « *Analyse* », puis « *type d'analyse* » :





❖ **Combinaison de charges :**

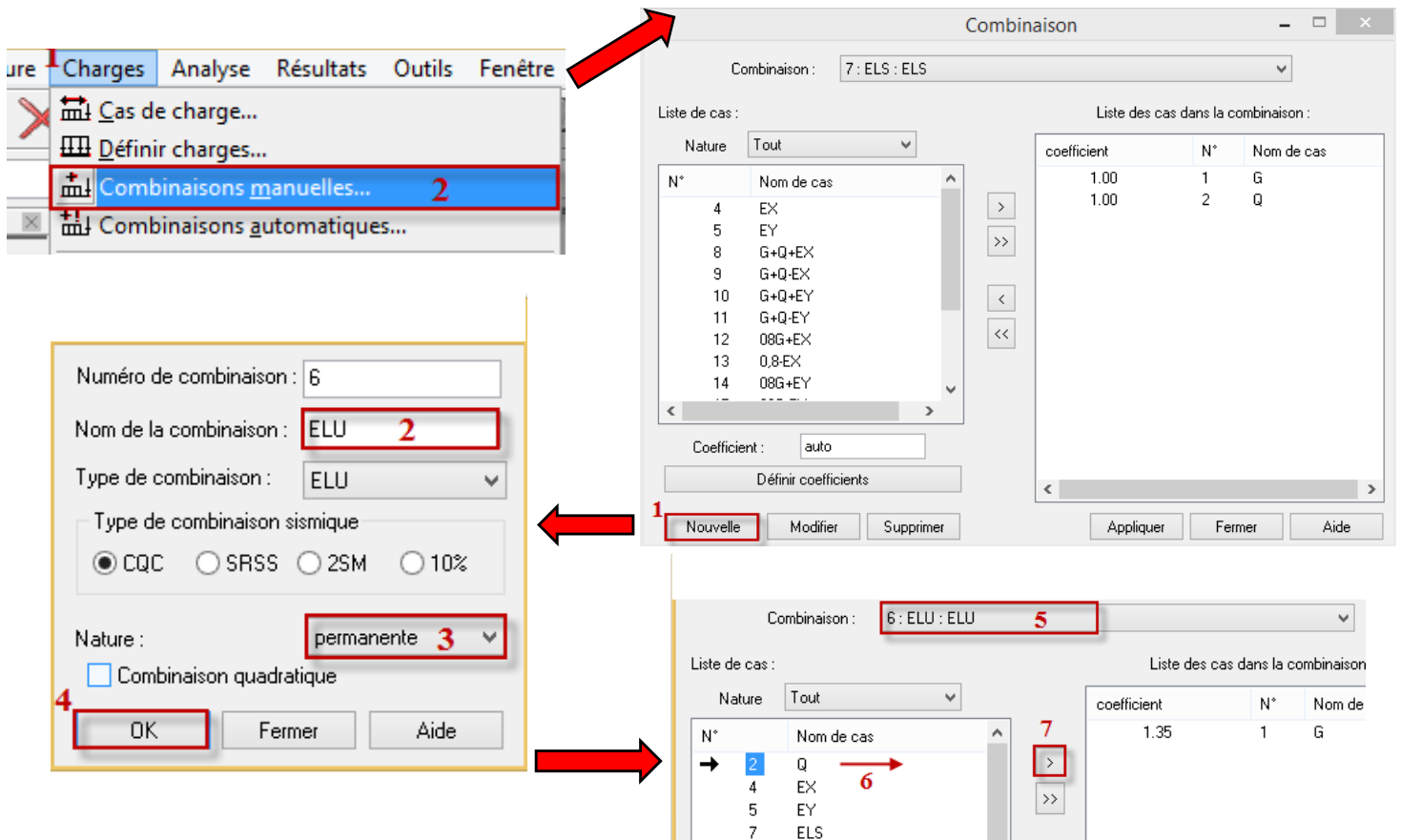
Dans cette étape, on introduira manuellement les combinaisons sismiques imposées par les articles (5.1 et 5.2 p 49) de l’RPA 99/2003.

Les combinaisons sont les suivantes pour une construction mixte :

- G + Q ± Ex**
- G + Q ± Ey**
- 0.8G ± Ex**
- 0.8G ± Ey**

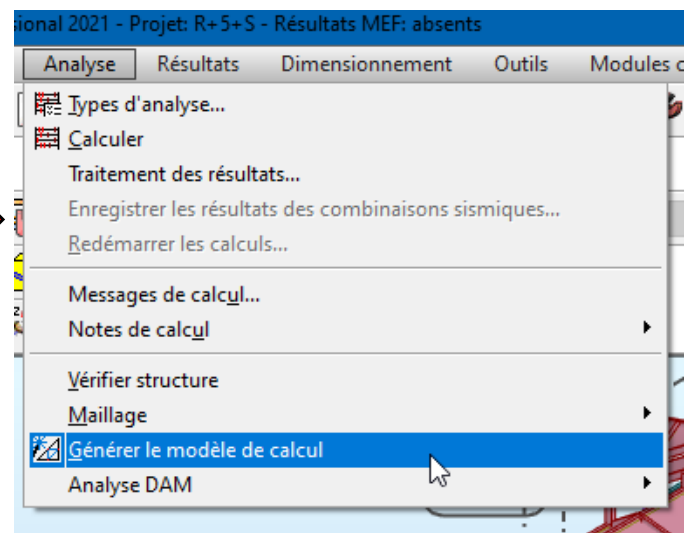
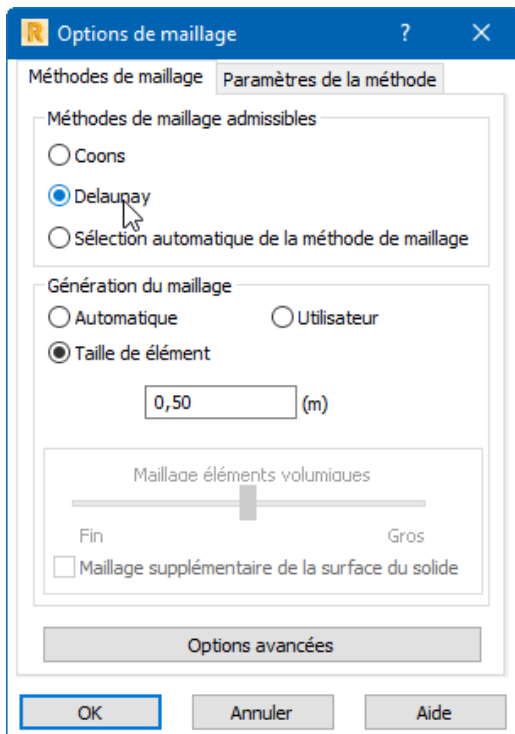
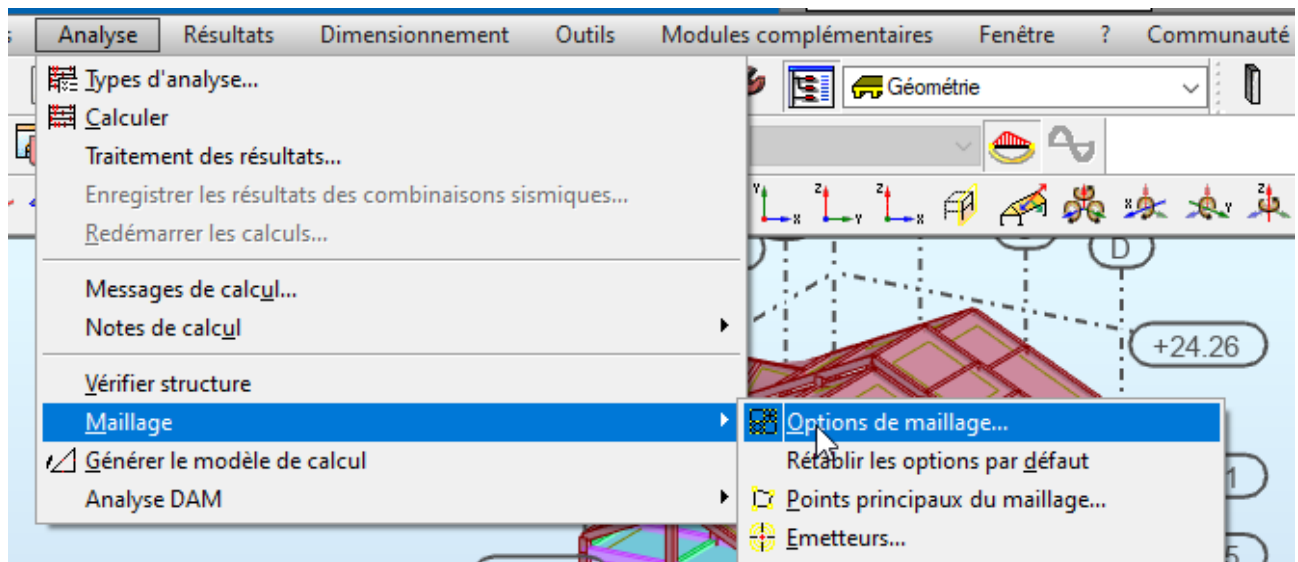
Remarque : La combinaison **G + Q ± E** est utilisable pour les structures auto-stables (Sans voiles).

La procédure d’introduction de ces combinaisons dans Robot est illustré ci-dessous :



❖ Maillage :

On sélectionne d'abord les éléments panneaux en béton armé (voiles, paliers, volées, balcons).
 On clique sur « **Analyse** » dans la barre des menus, « **Maillage** », « **Options de maillage** » et on effectue les configurations suivantes :

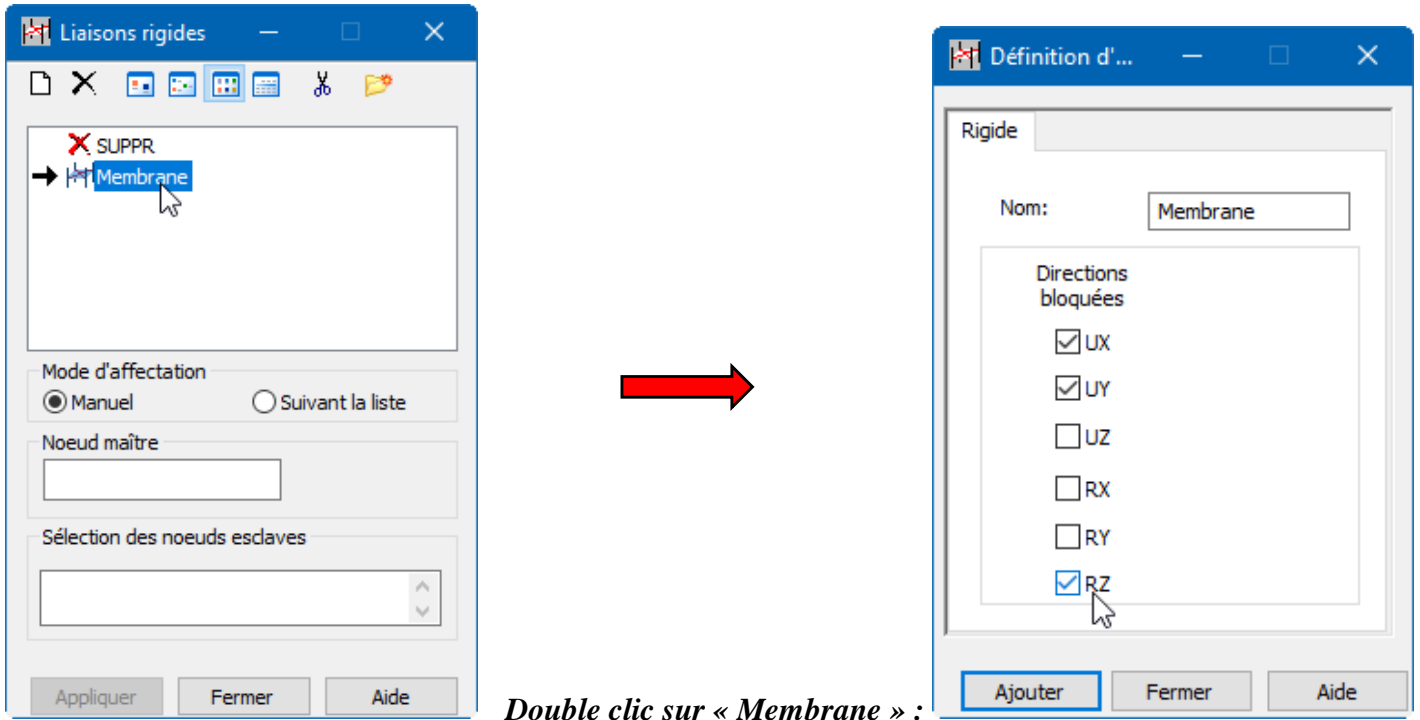


Puis :


Ainsi, notre structure est maillée (un procédé de discrétisation basé sur la MEF qui consiste à améliorer le calcul en traitant chaque élément continu en ensemble de fragments).

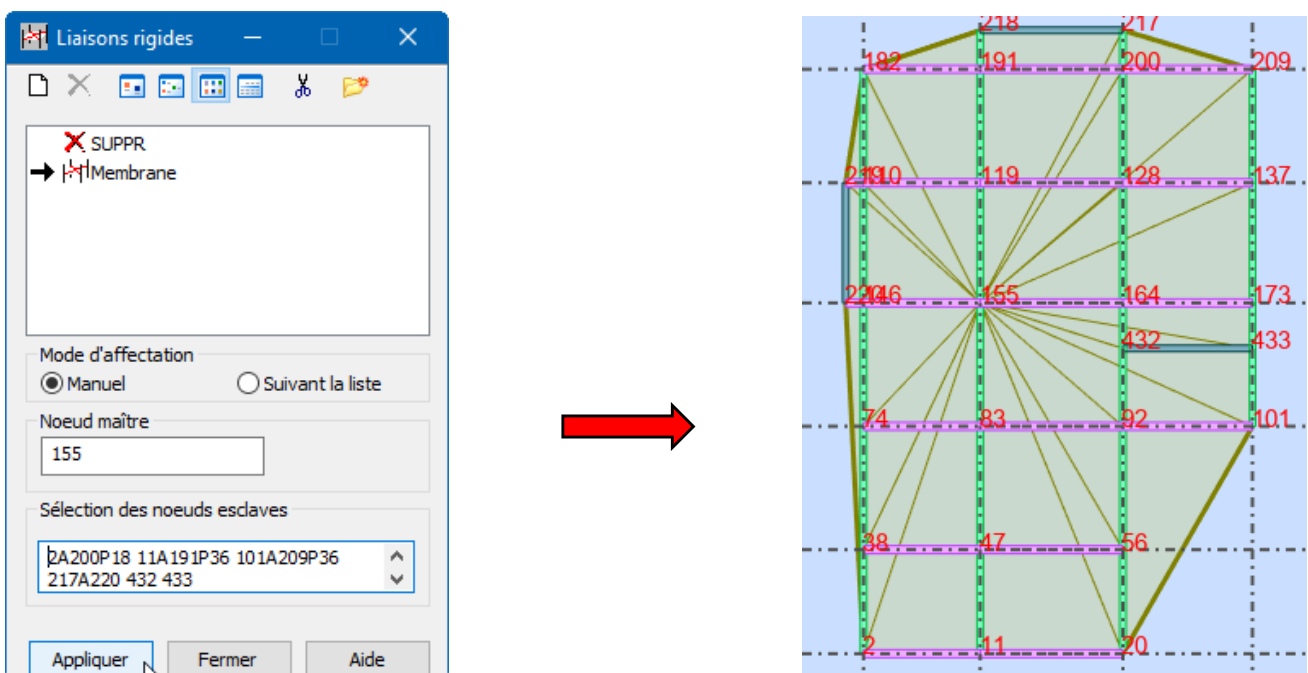
❖ Liaisons rigides :

Pour satisfaire l'hypothèse des planchers infiniment rigides, il faut définir les liaisons rigides des planchers de tous les niveaux, et pour cela dans le menu déroulant « *Structure* », on clique sur « *Caractéristiques additionnelles* », puis sur « *liaisons rigides* ». La boîte de dialogue suivante apparaît :



Double clic sur « Membrane » :

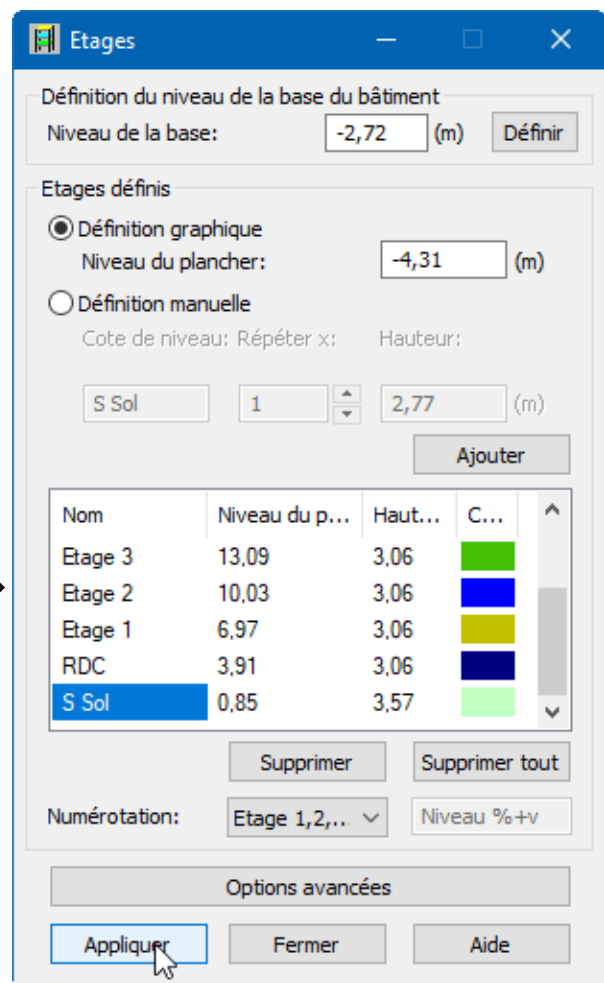
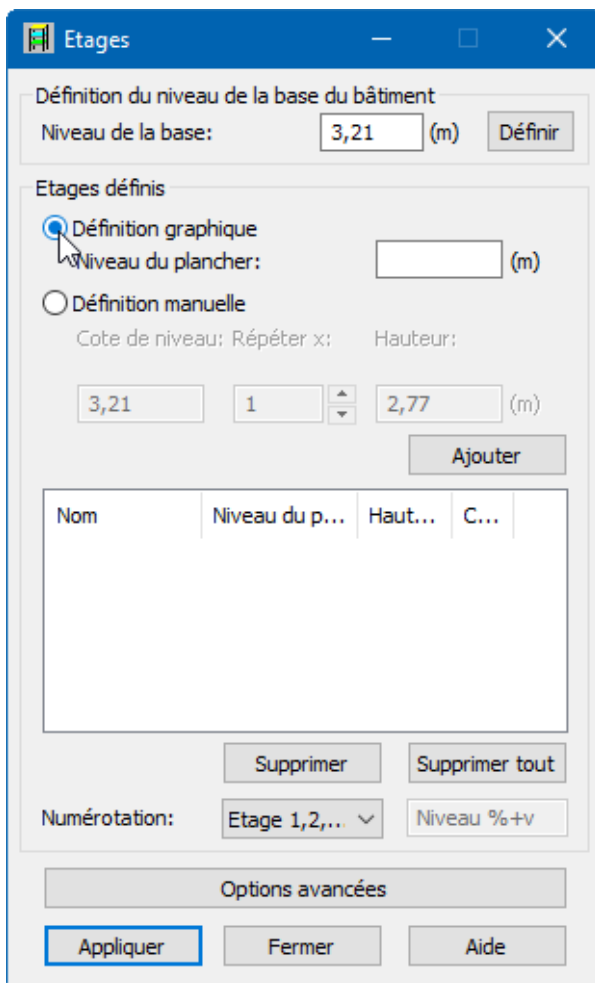
Ensuite, on affiche les numéros des nœuds à l'aide de l'icône , puis on choisit le nœud maître qu'on introduit dans le tableau précédent et on sélectionne le reste des nœuds qui apparaîtront dans la case des nœuds esclaves.



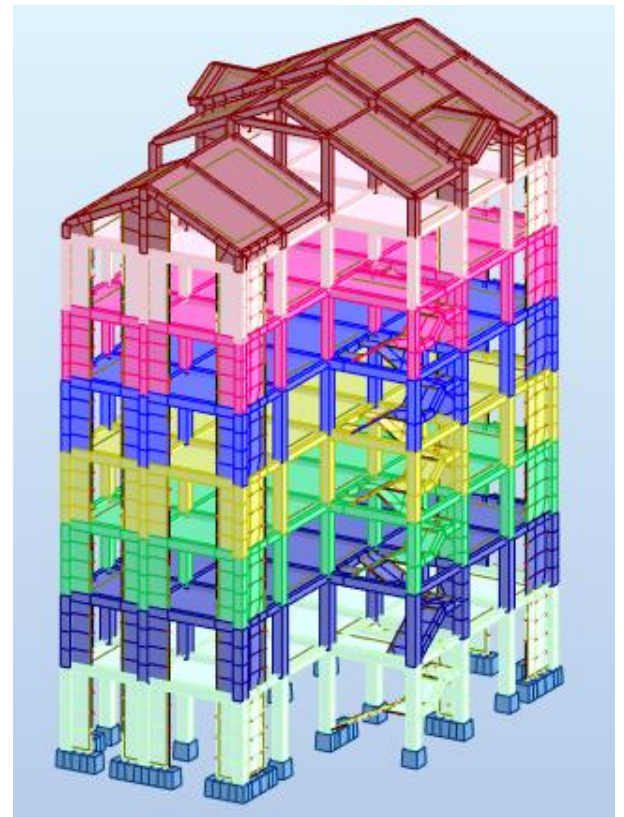
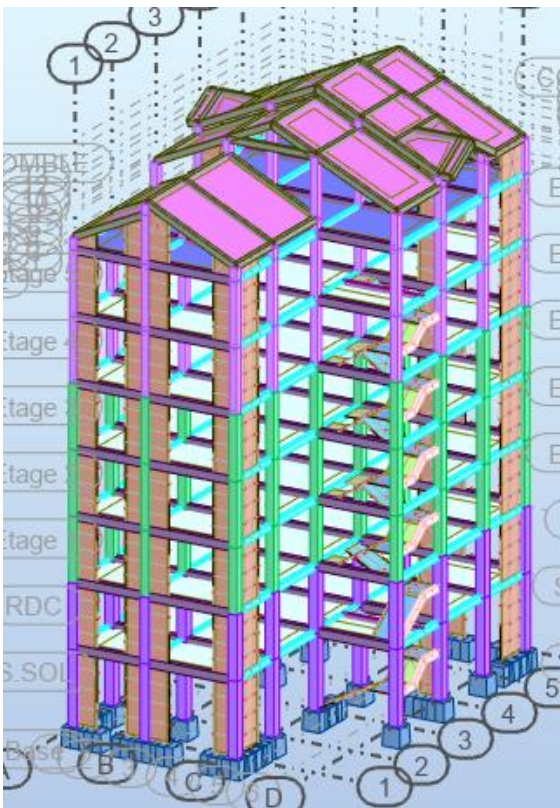
Et on continue l'opération pour chaque plancher de la structure sans fermer la boîte de dialogue.

❖ Définition des étages :

On affiche un portique en élévation (XZ ou YZ).



On délimite graphiquement chaque limite de niveau (le sol d'un étage et son plancher) afin de définir l'étage et sa limite, on renomme les niveaux avec un double clic dessus, qui se suit d'un double clic sur la zone en blanc pour confirmer l'opération, et on termine avec la commande « Appliquer ».



❖ *Calcul de la structure :*

Options de calculs :

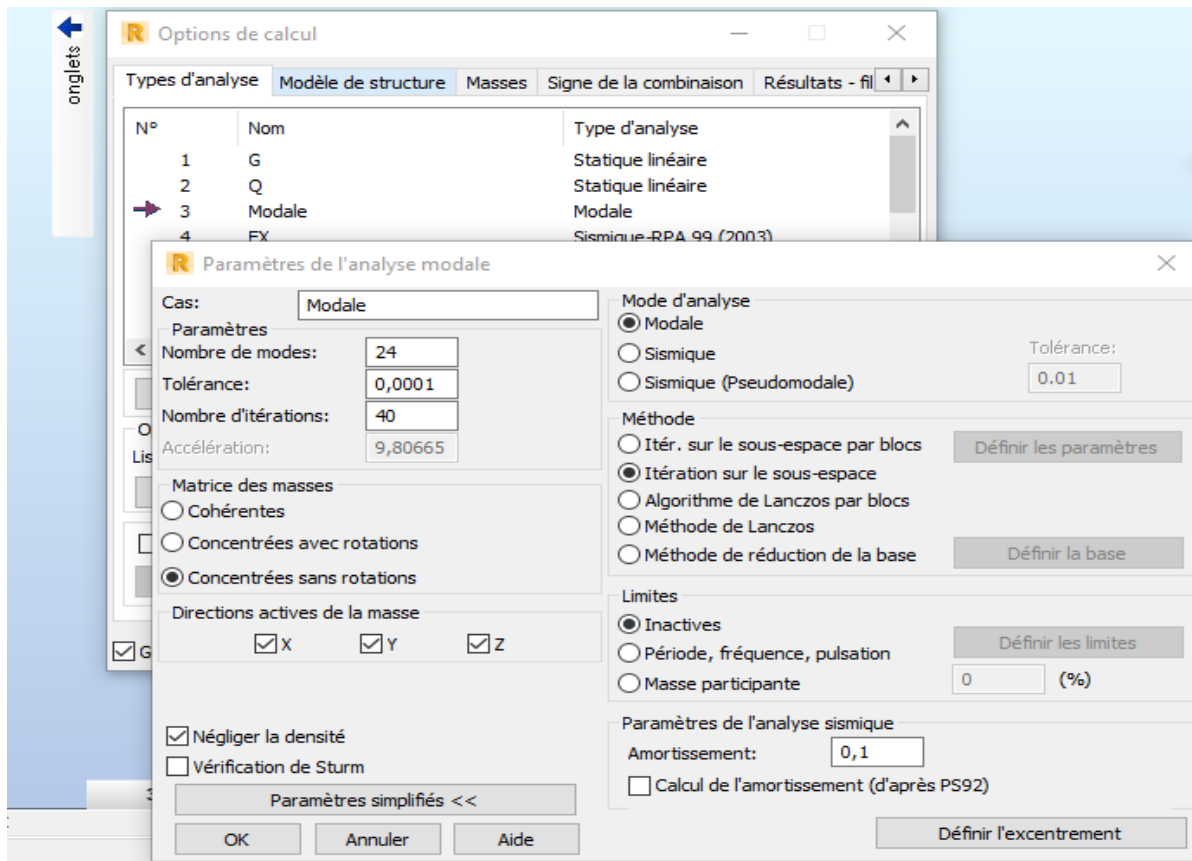
a) Analyse modale :

On clique sur « *Analyse* », « *Type d'analyse* »

Double clic sur « *Modale* » afin d'introduire les paramètres suivants :

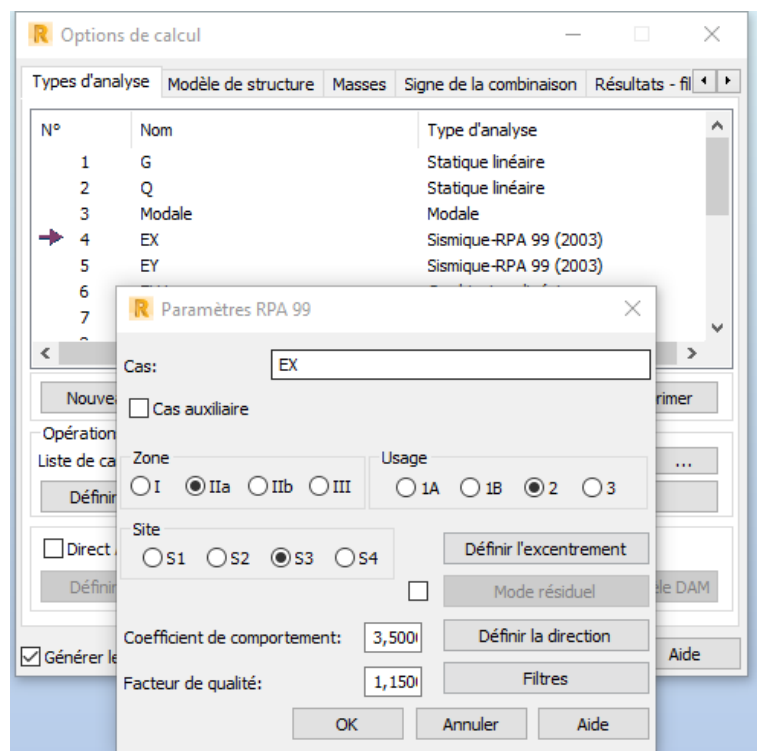
- Nombre de modes : 24 (Le nombre de niveaux multiplié par 3)
- Matrice des masses : Concentrées sans rotation.
- Directions actives de la masse : cocher « X », « Y » et « Z »
- Cocher sur : « Négliger la densité » pour ne pas calculer en double le poids propre de la structure du moment qu'on la injecter ($W = G + 0,2Q$) dans la fenêtre « Masses ».
- Clic sur « Paramètres simplifiés » :


Amortissement : 0,1% (Tableau 4.2.35 RPA)

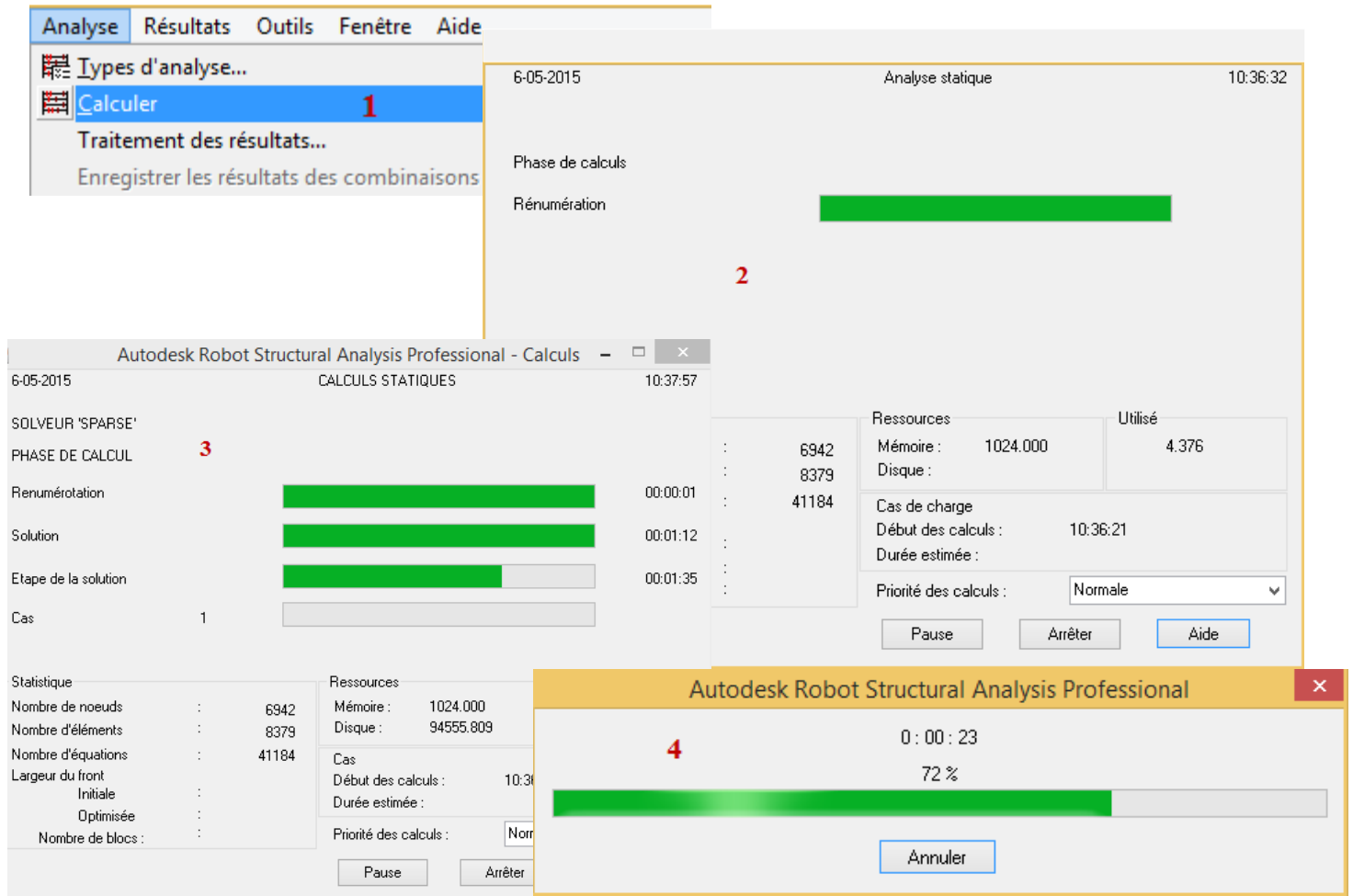


b) Analyse sismique :

Dans la même boîte de dialogue, on clique sur l'une des combinaison sismiques (E_x ou E_y) et introduit les paramètres suivants (selon les articles 3.1 et 3.2 de l'RPA 99/2003) :



Après vérification de la structure si elle ne présente aucune erreur, on procède au calcul statique avec l'icône  ou à partir du menu déroulant « *Analyse* » puis « *Calculer* ».



The image shows the software interface during a static analysis. The 'Analyse' menu is open, and 'Calculer' is selected (1). The 'Analyse statique' dialog box is visible (2), showing the 'Renumération' phase with a green progress bar. The 'Calculs STATIQUES' window (3) displays the progress of various calculation phases: 'Renumération' (00:00:01), 'Solution' (00:01:12), and 'Etape de la solution' (00:01:35). A statistics table is also present:

| Statistique | | Ressources | |
|----------------------|-------|------------|-----------|
| Nombre de noeuds : | 6942 | Mémoire : | 1024.000 |
| Nombre d'éléments : | 8379 | Disque : | 94555.809 |
| Nombre d'équations : | 41184 | | |
| Largeur du front | | | |
| Initiale : | | | |
| Optimisée : | | | |
| Nombre de blocs : | | | |

A modal dialog box (4) is shown with a green progress bar at 72% and an 'Annuler' button.

2^{ème} Partie : Justification des données introduites au logiciel Robot**V.2.1 Choix de la méthode de calcul : (Chapitre IV Art 4.1.33 RPA 99/ 2003)**

Le calcul des forces sismiques peut être fait selon trois méthodes :

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

V.2.1.1 Conditions d'application de la méthode statique équivalente (Art 4.1.2.33 RPA) :

Note bâtiment est un immeuble à usage d'habitation (groupe d'usage 2), d'une hauteur totale de **24,26 m**, implanté à BOUZGUENE, Tizi-Ouzou de zone **Ila**.

Dans notre cas la méthode statique équivalente n'est pas applicable, car la structure est irrégulière, et dépasse les tolérances fixées par l'RPA99/2003 « Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23m. ».

On opte donc pour : **la méthode dynamique modale spectrale**.

V.2.1.2 Méthode dynamique modale spectrale (Art 4.3.44 RPA) :**1) Principe de la méthode :**

Par cette méthode, et pour chaque mode de vibration, on cherche le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de toute la structure.

2) Classification de l'ouvrage :

Notre ouvrage est un bâtiment à usage d'habitation, avec une hauteur totale de :

$H = 24,26 \text{ m} < 48 \text{ m}$, qui est classer selon l'**RPA 99 /2003** dans le **groupe d'usage 2**.

3) Classification du site :

D'après les résultats des essais réalisés par le laboratoire géotechnique spécialisé, la structure a étudié est implantée sur un sol de catégorie **S3 (Site meuble)** avec une contrainte admissible de **$\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$** située à une profondeur de **2 m**.

4) Spectre de réponse de calcul :

Le spectre de réponse est une courbe de réponse maximale en termes de déplacements, de vitesse et d'accélération pour un système à un seul degré de liberté soumis à une excitation donnée pour des valeurs successives de fréquences propres.

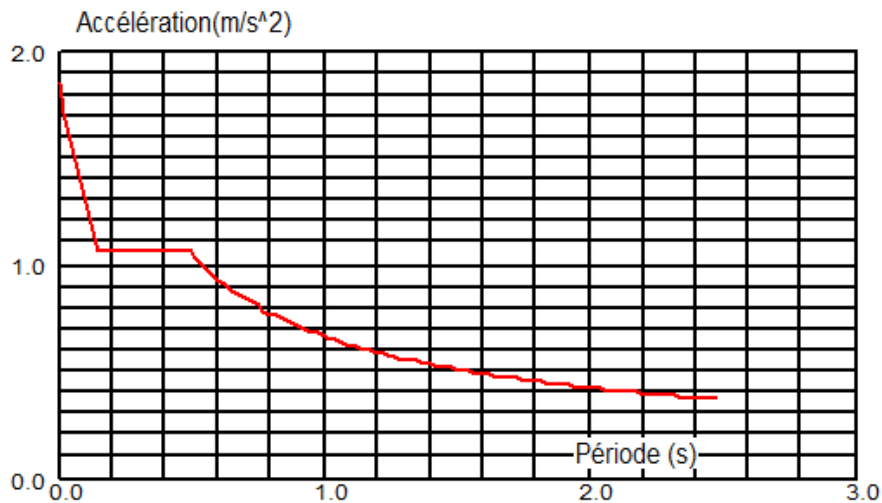


Figure V-1 : Spectre de réponse.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0 \text{ s} \end{cases}$$

A : coefficient d'accélération de zone (**tableau 4.1**) (*RPA 99 / 2003*)

A = 0,15 (Groupe d'usage 2 ; zone IIa).

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (**tableau 4.2**) (*RPA 99 / 2003*)

ξ = 10% (Voiles ou murs).

R : coefficient de comportement de la structure (**Tableau 4.3**) (*RPA 99 / version 2003*)

R = 3,5 (Voiles porteurs).

T₁, T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (**tableau 4.7**) (*RPA 99 / 2003*)

$\begin{cases} T_1 = 0,15 \\ T_2 = 0,50 \end{cases}$ Site S3

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

Q : facteur de qualité (**tableau 4.4**) (*RPA 99 / 2003*)

Le facteur de qualité de la structure est en fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon le critère de qualité q " est satisfait ou non "

✓ **Conditions minimales sur les files de contreventement : $P_1 = 0,05$**

- *Système de portiques* : chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois (03) travées dont le rapport des portées n'exécède pas 1,5. Les travées de portiques peuvent être constituées de voiles de contreventement..... **Condition non vérifiée.**
- *Système de voiles* : chaque file de voiles doit comporter à tous les niveaux, au moins un (01) trumeau ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur" inférieur ou égal à **0,67** ou bien deux (02) trumeaux ayant un rapport "hauteur d'étage sur largeur » inférieur ou égal à **1,0**. Ces trumeaux doivent s'élever sur toute la hauteur de l'étage et ne doivent avoir aucune ouverture ou perforation qui puisse réduire de manière significative leur résistance ou leur rigidité..... **Condition non vérifiée.**

✓ **Redondance en plan $P_2 = 0,05$**

Chaque étage devra avoir, en plan, au moins quatre (04) files de portiques et/ou de voiles dans la direction des forces latérales appliquées.

Ces files de contreventement devront être disposées symétriquement autant que possible avec un rapport entre valeurs maximale et minimale d'espacement ne dépassant pas 1,5.

$$\begin{cases} \text{sens XX} & 3 \text{ files de portiques} \\ \text{sens YY} & \frac{3,8}{3,2} = 1,19 < 1,5 \end{cases} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

✓ **Régularité en plan $P_3 = 0,05$**

Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis à vis de deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.

✓ **Régularité en élévation $P_4 = 0$**

Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur vertical discontinu, dont la charge ne se transmet pas directement à la fondation.

✓ **Contrôle de la qualité des matériaux $P_5 = 0$**

Des essais systématiques sur les matériaux mis en œuvre doivent être réalisés par l'entreprise.

✓ **Contrôle de la qualité de l'exécution $P_6 = 0$**

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

Tableau récapitulatif des conditions du facteur de qualité Q :

| <i>Critères à vérifier</i> | P_q (pénalité) |
|--|------------------|
| <i>Conditions minimales sur les files de contreventement</i> | 0,05 |
| <i>Redondance en plan</i> | 0,05 |
| <i>Régularité en plan</i> | 0,05 |
| <i>Régularité en élévation</i> | 0 |
| <i>Contrôle de la qualité des matériaux</i> | 0 |
| <i>Contrôle de la qualité de l'exécution</i> | 0 |
| $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$ | 1,15 |

Tableau V-1 : Conditions du facteur de qualité.

V.2.2 Combinaisons d'actions :

Les combinaisons d'actions à considérer pour la détermination des sollicitations et des déformations de calcul sont :

1) B.A.E.L 91 Modifiées 99 :

$$1,35G + 1,5Q \text{ (ELU)}$$

$$G + Q \text{ (ELS)}$$

2) Combinaison sismique (Art 5.1 et 5.2 RPA 99 / 2003) :

$$G + Q \mp E \quad ; \quad 0,8G \mp E$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : charges d'exploitation non pondérées.

E : action du séisme représenté par ses composantes horizontales.

3^{ème} Partie : Interprétation des résultats et vérification des exigences du RPA

Avant de passer au ferrailage de la structure, l’RPA exige de procéder aux vérifications :

- Pourcentages de masses participantes.
- Estimation de la période fondamentale.
- Les modes de déformations.
- Vérification de l’excentricité.
- Vérification de l’effort tranchant à la base.
- Vérification de l’effort normal réduit.
- Vérification des déplacements inter-étages.
- Vérification du déplacement second ordre (L’effet P-Δ).

V.3.1 Nombre de modes à considérer (Masse participante) Art 4.3.4.45 RPA 99/2003 :

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.

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] | Masses Cumulées UX [%] | Masses Cumulées UY [%] |
|----------|----------------|---------------|------------------------|------------------------|
| 3/ 1 | 1,55 | 0,64 | 0,10 | 70,09 |
| 3/ 2 | 1,84 | 0,54 | 70,22 | 70,20 |
| 3/ 3 | 2,50 | 0,40 | 74,73 | 70,29 |
| 3/ 4 | 3,58 | 0,28 | 74,73 | 70,60 |
| 3/ 5 | 5,42 | 0,18 | 74,73 | 73,40 |
| 3/ 6 | 5,88 | 0,17 | 75,00 | 86,09 |
| 3/ 7 | 6,10 | 0,16 | 87,58 | 86,50 |
| 3/ 8 | 8,61 | 0,12 | 87,80 | 87,48 |
| 3/ 9 | 8,72 | 0,11 | 88,42 | 87,76 |
| 3/ 10 | 9,15 | 0,11 | 88,55 | 87,76 |
| 3/ 11 | 10,36 | 0,10 | 89,91 | 87,76 |
| 3/ 12 | 11,54 | 0,09 | 89,91 | 88,12 |
| 3/ 13 | 11,65 | 0,09 | 89,99 | 88,27 |
| 3/ 14 | 11,83 | 0,08 | 89,99 | 88,76 |
| 3/ 15 | 12,31 | 0,08 | 90,11 | 90,15 |
| 3/ 16 | 12,63 | 0,08 | 93,52 | 90,15 |
| 3/ 17 | 13,45 | 0,07 | 93,52 | 90,27 |

Tableau V-2 : Pourcentage des masses cumulées donnée par Robot.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessous :

- Le pourcentage des masses cumulées est atteint au 15^{eme} mode selon X-X de 90,11%
- Le pourcentage des masses cumulées est atteint au 15^{eme} mode selon Y-Y de 90,15%

Donc : la Condition est vérifiée.

V.3.2 Vérification de la période (Art 4.2.4.42 RPA 99/ 2003) :

La valeur de la période fondamentale T de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_T (h_N)^{\frac{3}{4}} \quad (\text{Formule 4-6.42 RPA 99 / 2003}).$$

Où :

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N).

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

| Cas n° | Système de contreventement | C_T |
|--------|---|--------------|
| 1 | Portiques auto stables en béton armé sans remplissage en maçonnerie | 0,075 |
| 2 | Portiques auto stables en acier sans remplissage en maçonnerie | 0,085 |
| 3 | Portiques auto stables en béton armé ou en acier avec remplissage en Maçonnerie | 0,050 |
| 4 | Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé, des palées triangulées et des murs en maçonnerie | 0,050 |

Tableau V-3 : Valeurs du coefficient C_T .

Les valeurs de T, calculées à partir des formules de Rayleigh ou des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de **30%**.

Donc :

$$T = 0,05(24,26)^{\frac{3}{4}} = \mathbf{0,55 \text{ s}}$$

Après majoration de la période de **30 %** on aura : $T = 0,55 \times 1,3 = \mathbf{0,715 \text{ s}}$

La période analytique tirée du tableau donné par le logiciel Robot est :

| Cas/Mode | Fréquence [Hz] | Période [sec] |
|----------|----------------|---------------|
| 3/ 1 | 1,55 | 0,64 |
| 3/ 2 | 1,84 | 0,54 |
| 3/ 3 | 2,50 | 0,40 |
| 3/ 4 | 3,58 | 0,28 |

Tableau V-4 : Période analytique donnée par Robot.

$$\left. \begin{array}{l} T_1 = 0,64 \text{ s} < T = 0,715 \text{ s} \\ T_{\text{analytique (LOG)}} < T_{\text{empirique (RPA)}} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

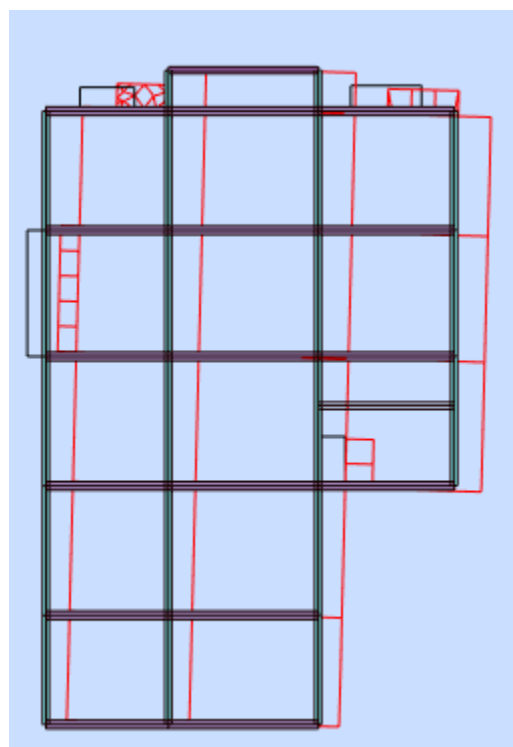
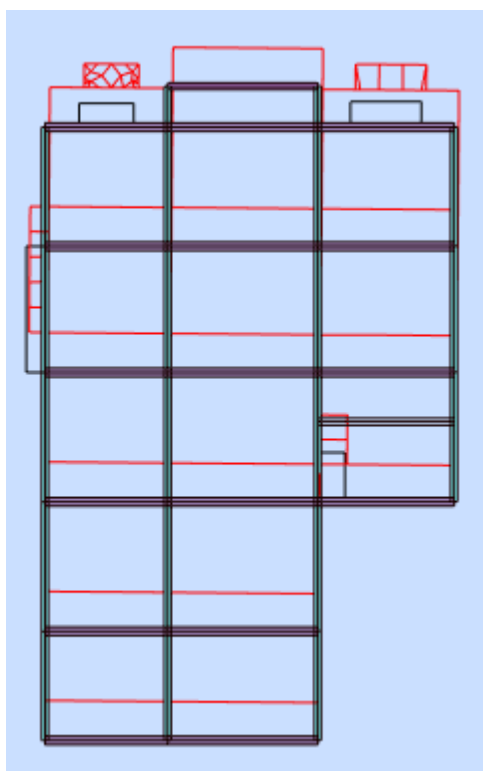
V.3.3 Modes propres de la structure :

| Cas/Mode | Masse Modale UX [%] | Masse Modale UY [%] |
|----------|---------------------|---------------------|
| 3/ 1 | 0,10 | 70,09 |
| 3/ 2 | 70,11 | 0,11 |
| 3/ 3 | 4,51 | 0,08 |

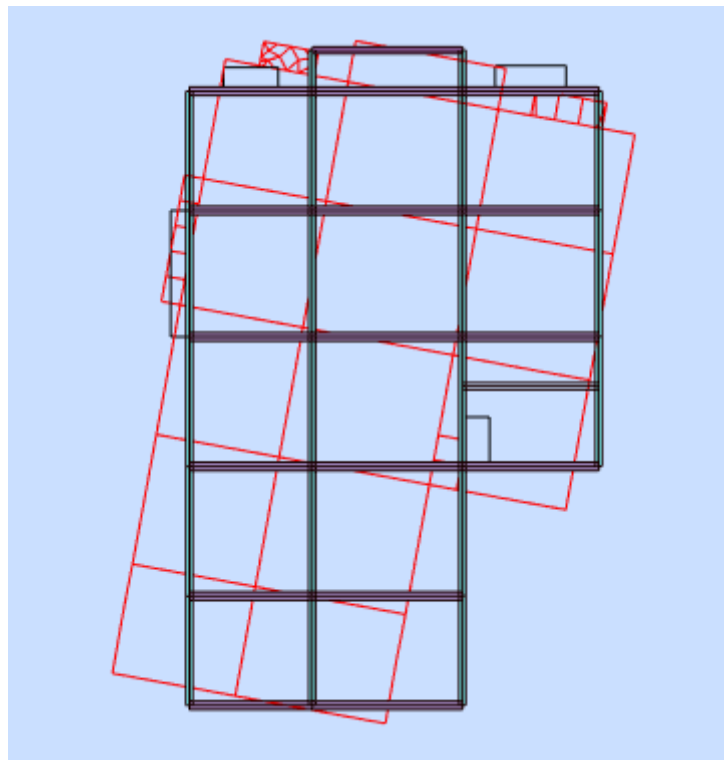
Tableau V-5 : Masses modales données par Robot.

Mode 1 : translation dans le sens Y-Y

Mode 2 : translation dans le sens X-X



Mode 3 : rotation de la structure



V.3.4 Vérification de l'excentricité (Art 4.2.7.43 RPA 99/2003) :

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur de 5% de la longueur et largeur de l'ouvrage selon les 2 sens.

C'est-à-dire : $e_{x0} < e_{x1}$ Et : $e_{y0} < e_{y1}$

Avec :

e_{x0} , e_{y0} : Excentricité théorique dans le sens XX et YY respectivement.

e_{x1} , e_{y1} : Excentricité accidentelle dans le sens XX et YY respectivement.

Sachant que : $e_{x1} = 5\% L_x$ Et : $e_{y1} = 5\% L_y$

Les excentricités seront tirées du tableau ci-dessous données par Robot :

| Cas/Etage | Nom | ex0 [m] | ey0 [m] | ex1 [m] | ey1 [m] |
|-----------|---------|---------|---------|---------|---------|
| 3/ 1 | S.SOL | 0,08 | 0,51 | 0,63 | 0,96 |
| 3/ 2 | RDC | 0,02 | 0,60 | 0,63 | 0,96 |
| 3/ 3 | Etage 1 | 0,03 | 0,60 | 0,63 | 0,96 |
| 3/ 4 | Etage 2 | 0,03 | 0,60 | 0,63 | 0,96 |
| 3/ 5 | Etage 3 | 0,03 | 0,60 | 0,63 | 0,96 |
| 3/ 6 | Etage 4 | 0,10 | 0,58 | 0,63 | 0,96 |
| 3/ 7 | Etage 5 | 0,27 | 0,62 | 0,63 | 0,96 |
| 3/ 8 | COMBLE | 0,04 | 0,85 | 0,66 | 0,96 |

Tableau V-6 : Excentricités.

Comme on peut le constater du tableau ci-dessus, l'excentricité est vérifiée pour tous les étages et dans les deux directions.

Donc : La condition est vérifiée.

V.3.5 Résultante des forces sismiques à la base (Art 4.3.6.46 RPA 99/ 2003) :

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à **80 %** de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V_t > 0,8 V \quad \text{Avec : } V = \frac{A \times D \times Q}{R} W$$

| Cas/Etage | FX [kN] | FY [kN] |
|-----------|---------|---------|
| 4/ 1 | 1321,87 | 44,99 |
| 4/ 2 | 1278,96 | 43,55 |
| 4/ 3 | 1189,23 | 42,03 |
| 4/ 4 | 1056,71 | 39,01 |
| 4/ 5 | 876,26 | 33,88 |
| 4/ 6 | 653,06 | 26,71 |
| 4/ 7 | 380,86 | 15,84 |
| 4/ 8 | 120,28 | 5,70 |
| 5/ 1 | 44,99 | 1176,36 |
| 5/ 2 | 42,93 | 1137,79 |
| 5/ 3 | 39,26 | 1060,99 |
| 5/ 4 | 34,45 | 950,67 |
| 5/ 5 | 28,71 | 799,90 |
| 5/ 6 | 22,09 | 610,71 |
| 5/ 7 | 13,57 | 369,88 |
| 5/ 8 | 4,62 | 120,40 |

Tableau V-7 : Efforts tranchants à la base donné par Robot.

$$\begin{cases} V_t^x = 1321,87 \text{ KN} \\ V_t^y = 1176,36 \text{ KN} \end{cases} \dots\dots\dots \text{À partir des tableaux donnés par Robot}$$

Si $V_t < 0,8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $\frac{0,8 V}{V_t}$.

AN : (A = 0,15 ; Q = 1,15 ; R = 3,5) Données déjà calculées

W : la masse totale de la structure donnée par Robot :

W = 16253,31 KN

D : facteur d'amplification dynamique moyen :

$$D = \begin{cases} 2,5 \times \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site **T₂ = 0,50** (Site S3)

T : La période analytique donné par le Robot : $\begin{cases} T_{\text{mode 1}} = 0,64 \text{ s} \\ T_{\text{mode 2}} = 0,54 \text{ s} \end{cases}$

η : Facteur de correction d'amortissement (quand l'amortissement est différent de 5%) :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} \geq 0,7 \quad \Rightarrow \quad \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 \geq 0,7 \quad \text{Avec : } \xi = 10 \%$$

Nous avons : **T₂ ≤ T ≤ 3 s = 0,50 ≤ 0,715 ≤ 3 s**

Donc :

$$D_y = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode 1}}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,64}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,61$$

$$D_x = 2,5 \times \eta \left(\frac{T_2}{T_{\text{mode 2}}}\right)^{\frac{2}{3}} = 2,5 \times 0,76 \left(\frac{0,5}{0,54}\right)^{\frac{2}{3}} = 1,80$$

L'équation de l'effort tranchant à la base nous donne :

$$V_y = \frac{A \times D_x \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,61 \times 1,15}{3,5} \times 16253,31 = 1289,70 \text{ KN}$$

$$V_x = \frac{A \times D_y \times Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,80 \times 1,15}{3,5} \times 16253,31 = 1441,90 \text{ KN}$$

$$V_{\text{MSE}}^y = 0,8 \times 1289,7 = 1031,76 \text{ KN} < V_t^y = 1176,36 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$V_{\text{MSE}}^x = 0,8 \times 1441,9 = 1153,52 \text{ KN} < V_t^x = 1321,87 \text{ KN} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

On peut donc conclure que la condition de l'effort tranchant à la base est vérifiée.

V.3.6 Effort normal réduit : (Art 7.1.3.3.59 RPA 99/ 2003) :

L'effort normal de compression est limité par la relation suivante, afin d'éviter ou de minimiser le risque de rupture dues à l'ensemble des sollicitations (action sismique) :

$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Où :

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

B_c : L'aire de la section en béton, $B_c = 0,45 \times 0,45 = 0,2025 \text{ m}^2$

f_{c28} : La résistance caractéristique de béton, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La valeur de N_d est prise à partir du logiciel Robot :

| | FX [kN] | FY [kN] | FZ [kN] |
|------------|-------------|--------------|-------------|
| MAX | 1475,56 | 124,02 | 76,02 |
| Barre | 99 | 107 | 107 |
| Noeud | 113 | 123 | 122 |
| Cas | 9 (C) (CQC) | 11 (C) (CQC) | 9 (C) (CQC) |

Tableau V-8 : Effort normal donné par Robot.

La valeur de l'effort N_d dans notre cas est : $N_d = 1475,56 \text{ KN}$

Donc :

$$V = \frac{1475,56}{0,2025 \times 25} \times 10^{-3} = 0,291 \leq 0,3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

V.3.7 Déplacements inter-étages (Justification vis-à-vis des déformations)

Art 5.10.51 RPA 99/2003 :

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1.0 %** de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = \delta_{ek} \times R \quad (\text{Art 4.43 p 47 RPA99/2003})$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " $k-1$ " est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{Art 4.43 p 47 RPA99/2003})$$

| Cas/Etage | UX [cm] | UY [cm] | dr UX [cm] | dr UY [cm] |
|-----------|---------|---------|------------|------------|
| 4/ 1 | 0,4 | 0,1 | 0,4 | 0,1 |
| 4/ 2 | 0,9 | 0,1 | 0,6 | 0,1 |
| 4/ 3 | 1,6 | 0,2 | 0,7 | 0,1 |
| 4/ 4 | 2,3 | 0,4 | 0,7 | 0,1 |
| 4/ 5 | 3,0 | 0,5 | 0,6 | 0,1 |
| 4/ 6 | 3,5 | 0,6 | 0,6 | 0,1 |
| 4/ 7 | 4,0 | 0,6 | 0,5 | 0,1 |
| 4/ 8 | 4,5 | 0,3 | 0,5 | -0,4 |
| 5/ 1 | 0,0 | 0,3 | 0,0 | 0,3 |
| 5/ 2 | 0,1 | 0,9 | 0,0 | 0,6 |
| 5/ 3 | 0,1 | 1,7 | 0,0 | 0,8 |
| 5/ 4 | 0,1 | 2,5 | 0,0 | 0,8 |
| 5/ 5 | 0,1 | 3,4 | 0,0 | 0,8 |
| 5/ 6 | 0,1 | 4,2 | 0,0 | 0,8 |
| 5/ 7 | 0,2 | 4,9 | 0,0 | 0,7 |
| 5/ 8 | 0,2 | 5,7 | 0,0 | 0,8 |

Tableau V-9 : Déplacements d'étages donnés par Robot.

| Niveaux | Déplacements relatifs des niveaux | | Coefficient de comportement (R) | Hauteur de l'étage (cm) | $\Delta U (R)$ | | 1 % de l'étage (cm) | Observation |
|---------|-----------------------------------|------------|---------------------------------|-------------------------|-----------------------|-----------------------|---------------------|-------------|
| | dr UX (cm) | dr UY (cm) | | | $\Delta U_x (R)$ (cm) | $\Delta U_y (R)$ (cm) | | |
| Comble | 0,5 | 0,8 | 3,5 | 505 | 1,75 | 2,80 | 5,05 | C.V |
| Etage 5 | 0,5 | 0,7 | 3,5 | 306 | 1,75 | 2,45 | 3,06 | C.V |
| Etage 4 | 0,6 | 0,8 | 3,5 | 306 | 2,10 | 2,80 | 3,06 | C.V |
| Etage 3 | 0,6 | 0,8 | 3,5 | 306 | 2,10 | 2,80 | 3,06 | C.V |
| Etage 2 | 0,7 | 0,8 | 3,5 | 306 | 2,45 | 2,80 | 3,06 | C.V |
| Etage 1 | 0,7 | 0,8 | 3,5 | 306 | 2,45 | 2,80 | 3,06 | C.V |
| RDC | 0,6 | 0,6 | 3,5 | 306 | 2,10 | 2,10 | 3,06 | C.V |
| S-Sol | 0,4 | 0,3 | 3,5 | 357 | 1,40 | 1,05 | 3,57 | C.V |

Tableau V-10 : Vérification des déplacements inter-étages.

Donc : Les déplacements relatifs de tous les niveaux dans les deux directions sont inférieurs aux déplacements admissibles.

V.3.8 L'effet P-Δ (Art 5.9.51 RPA 99/ 2003) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au- dessus du niveau « k ».

$$P_k = \sum(WGi + \beta WQi)$$

V_k : Effort tranchant au niveau « k » = $\sum F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par apport au niveau « $k-1$ ».

h_k : Hauteur d'étage « k ».

- Si $\theta_k < 0,1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$: il faut augmenter l'effet de l'action sismique affecté d'un facteur égale à $\frac{1}{(1-k)}$.
- Si $\theta_k > 0,2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

| Niveaux | P(KN) | $h_k(m)$ | SENS X-X | | | | Observation |
|----------------|----------|----------|------------|---------|------------------|------------|-------------|
| | | | Δ_k | V_k | $V_k \times h_k$ | θ_x | |
| Comble | 688,95 | 5,05 | 0,005 | 120,28 | 607,414 | 0,006 | C.V |
| Etage 5 | 2407,11 | 3,06 | 0,005 | 380,86 | 1165,432 | 0,010 | C.V |
| Etage 4 | 4637,41 | 3,06 | 0,006 | 653,06 | 1998,363 | 0,014 | C.V |
| Etage 3 | 6856,73 | 3,06 | 0,006 | 876,26 | 2681,356 | 0,015 | C.V |
| Etage 2 | 9098,23 | 3,06 | 0,007 | 1056,71 | 3233,533 | 0,020 | C.V |
| Etage 1 | 11338,48 | 3,06 | 0,007 | 1189,23 | 3639,044 | 0,022 | C.V |
| RDC | 13607,79 | 3,06 | 0,006 | 1278,96 | 3913,618 | 0,021 | C.V |
| S-Sol | 16253,31 | 3,57 | 0,004 | 1321,87 | 4044,922 | 0,016 | C.V |

Tableau V-11 : Vérification des effets P-Δ dans le sens X-X.

| Niveaux | P(KN) | h _k (m) | SENS Y-Y | | | | Observation |
|----------------|----------|--------------------|----------------|----------------|---------------------------------|----------------|-------------|
| | | | Δ _k | V _k | V _k × h _k | θ _x | |
| Comble | 688,95 | 5,05 | 0,008 | 120,40 | 608,020 | 0,009 | C.V |
| Etage 5 | 2407,11 | 3,06 | 0,007 | 369,88 | 1131,833 | 0,015 | C.V |
| Etage 4 | 4637,41 | 3,06 | 0,008 | 610,71 | 1868,773 | 0,020 | C.V |
| Etage 3 | 6856,73 | 3,06 | 0,008 | 799,90 | 2447,694 | 0,022 | C.V |
| Etage 2 | 9098,23 | 3,06 | 0,008 | 950,67 | 2909,050 | 0,025 | C.V |
| Etage 1 | 11338,48 | 3,06 | 0,008 | 1060,99 | 3246,629 | 0,028 | C.V |
| RDC | 13607,79 | 3,06 | 0,006 | 1137,79 | 3481,374 | 0,023 | C.V |
| S-Sol | 16253,31 | 3,57 | 0,003 | 1176,36 | 3599,662 | 0,014 | C.V |

Tableau V-12 : Vérification des effets P-Δ dans le sens Y-Y.

On constate que θ_x et θ_y sont inférieurs à **0,1**.

Donc :

Les effets du second ordre (Effet P-Δ) peuvent être négligés pour tous les étages et suivant les deux sens dans notre ouvrage.

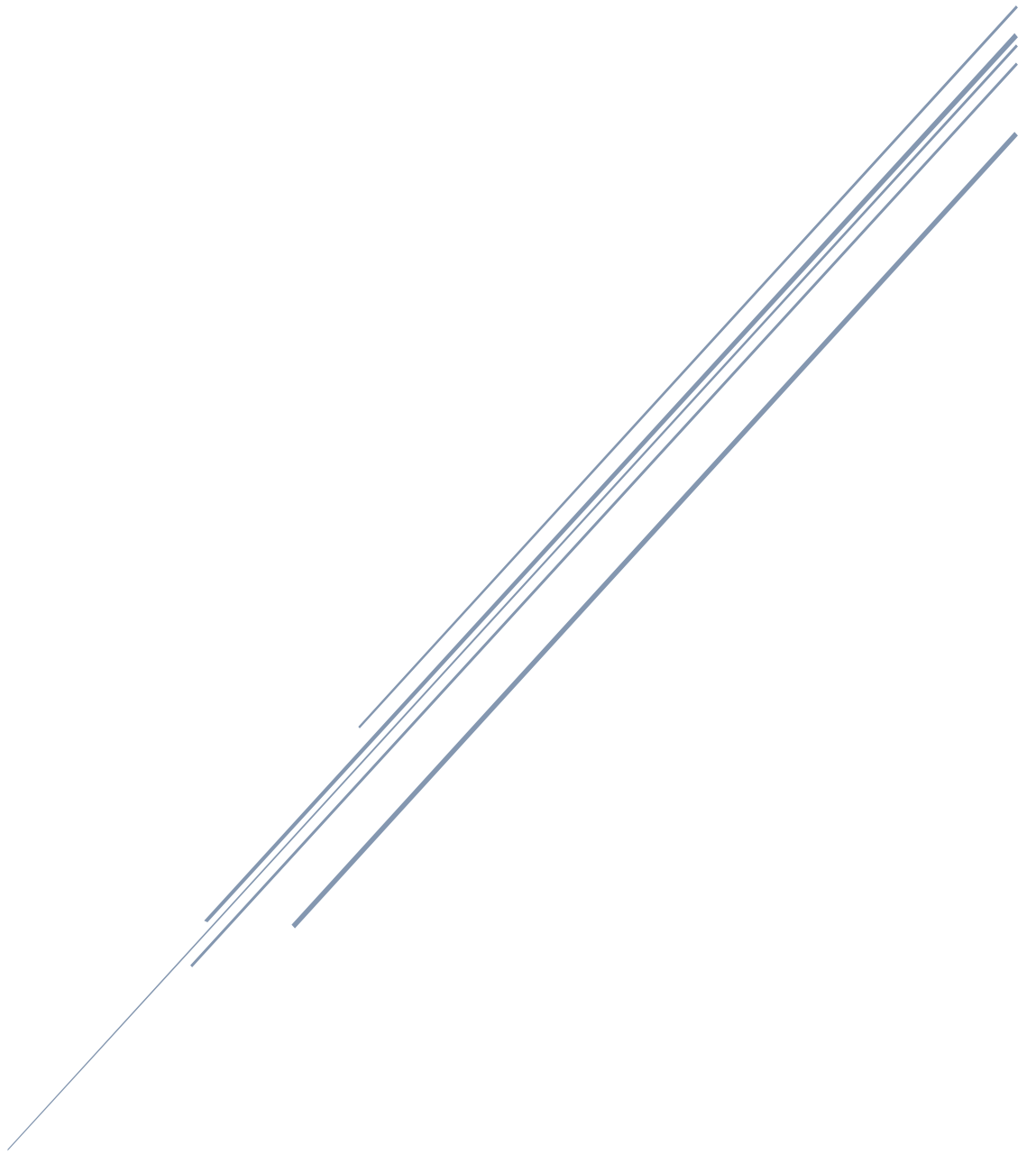
Conclusion :

D’après les résultats obtenus ci-dessus, on peut conclure et affirmer que toutes les conditions exigées par l’RPA 99/2003 sont vérifiées.

On peut donc passer au ferrailage des éléments structuraux dans le chapitre suivant.

CHAPITRE VI

Ferraillage des éléments structuraux



VI.1 Ferraillage des poutres :

VI.1.1 Introduction :

Les poutres sont des éléments structuraux non exposées aux intempéries, sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants. Leur calcul se fera en flexion simple sous les combinaisons de charges les plus défavorables, et seront ensuite vérifiées à l'ELS.

Le ferraillage des poutres sera déterminé en fonction des moments fléchissant max, qui seront donnés par les combinaisons décrites par le **RPA 99 version 2003** et le **B.A.E.L 91/99** :

$$\begin{aligned} &\checkmark 1,35G + 1,5Q \} \text{ELU} - \text{BAEL 91} \\ &\checkmark \left. \begin{matrix} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{matrix} \right\} \text{RPA 99/Version 2003} \end{aligned}$$

VI.1.2 Recommandations du RPA99/ version 2003 :

A) - 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.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - **4 %** en zone courante.
 - **6 %** en zone de recouvrement.

Les calculs sont énumérés dans le tableau suivant :

| | A_{min} (cm ²) 0,5% | A_{max} (cm ²) 4% Zone courante | A_{max} (cm ²) 6% Zone de recouvrement |
|------------------------------------|--------------------------------------|--|---|
| Poutres principales (25x40) | 5 | 40 | 60 |
| Poutre secondaires (20x30) | 3 | 24 | 36 |

Tableau VI-1 : Sections minimales des armatures longitudinales.

- La longueur minimale de recouvrement est de : **40 Ø** en zone I et II.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- On doit avoir un espacement maximum de **10 cm** entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

B) - Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times s \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t = \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right) \text{ En zone nodale et en travée.}$$

$$S_t^{\max} \leq \frac{h}{2} : \text{ en dehors de la zone nodale (zone courante).}$$

Avec : ϕ_{\min} le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.3 Calcul des armatures longitudinales :

Les poutres sont ferraillées en flexion simple. Elles sont calculées en travées puis aux appuis sous les sollicitations les plus défavorables.

Soit :

A_{st} : Section d'acier inférieure tendue,

A_{sc} : Section d'acier supérieure la plus comprimée,

M_u : Moment de flexion,

h : Hauteur de la section du béton,

b : Largeur de la section du béton

d : Hauteur utile $d = h - c$,

c ; c' : Distance entre la fibre la plus tendue et le centre de gravité des armatures tendues.

1) Calcul du moment réduit

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

On a deux cas :

1^{er} cas : Section simplement armée : $A_c = 0$

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

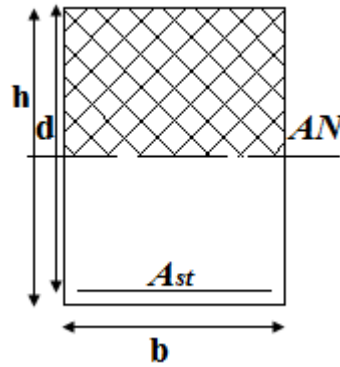


Figure VI-1 : Section simplement armée.

2^{eme} cas : Section doublement armée : $A_c \neq 0$

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

$$A_{st} = \frac{M_e}{\beta_e \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c) \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A_{sc} = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec : $M_e = \mu_e \times b \times d^2 \times f_{bu}$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \gamma_b}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\Delta M = M_u - M_e$$

M_u : Moment sollicitant.

M_e : Moment limite pour qu'une section soit simplement armée.

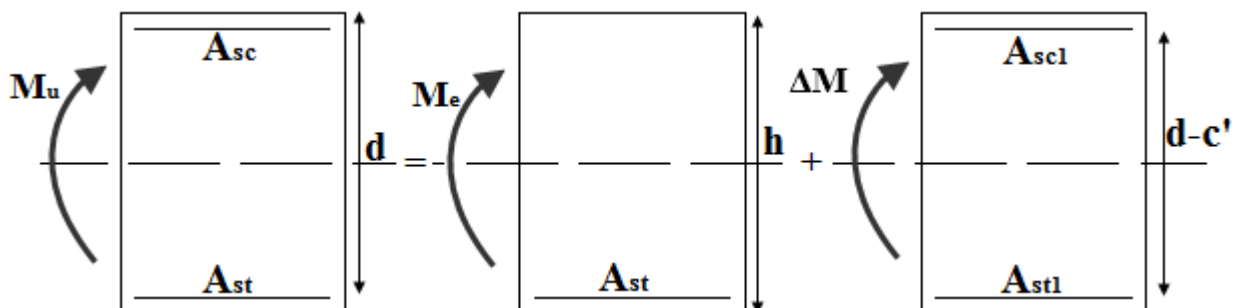


Figure VI-2 : Section doublement armée.

Rappel des caractéristiques mécaniques des matériaux

| Situation | Béton | | | Acier FeE400 | | |
|--------------|------------|-----------------|----------------|--------------|-------------|------------------|
| | γ_b | f_{c28} [Mpa] | f_{bu} [Mpa] | γ_s | F_e [Mpa] | σ_s [Mpa] |
| Durable | 1,50 | 25 | 14,2 | 1,15 | 400 | 348 |
| Accidentelle | 1,15 | 25 | 18,5 | 1 | 400 | 400 |

Tableau VI-2 : Tableau récapitulatif des paramètres de calculs.

2) Les efforts internes dans les poutres :

Les valeurs extrêmes globales des moments utilisés pour nos calculs sont résumées dans les tableaux suivants :

| poutres principales | MY [kNm] | poutres secondaires | MY [kNm] | poutres chapente | MY [kNm] |
|-------------------------|----------|-------------------------|----------|-------------------------|----------|
| Type (couleur) de ligne | | Type (couleur) de ligne | | Type (couleur) de ligne | |
| Echelle : (cm) = | 30.00 | Echelle : (cm) = | 30.00 | Echelle : (cm) = | 30.00 |
| MAX | 56,961 | MAX | 29,714 | MAX | 34,553 |
| Barre | 308 | Barre | 390 | Barre | 480 |
| MIN | -64,580 | MIN | -45,368 | MIN | -35,571 |
| Barre | 308 | Barre | 315 | Barre | 480 |

Figure VI-3 : Moments max et min des poutres.

3) Ferrailage des poutres :

❖ Poutres principales :

➤ En travée :

$$\mu = \frac{M_u^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{56,961 \times 10^3}{25 \times 36^2 \times 14,2} = 0,124 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,124 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,934$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{56,961 \times 10^3}{0,934 \times 36 \times 348} = 4,8 \text{ cm}^2$$

➤ En appui :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{64,560 \times 10^3}{25 \times 36^2 \times 14,2} = 0,140 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,140 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,924$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{64,56 \times 10^3}{0,924 \times 36 \times 348} = 5,60 \text{ cm}^2$$

❖ *Poutres secondaires :*

➤ *En travée :*

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{29,714 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,142 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,142 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,923$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{29,714 \times 10^3}{0,923 \times 27 \times 348} = 3,42 \text{ cm}^2$$

➤ *En appui :*

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{45,368 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,219 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,219 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,875$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{45,368 \times 10^3}{0,875 \times 27 \times 348} = 5,5 \text{ cm}^2$$

❖ *Poutres charpente :*

➤ *En travée :*

$$\mu = \frac{M_u^t}{bd^2 f_{bc}} = \frac{34,553 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,166 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,166 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,909$$

$$A_{st} = \frac{M_u^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{34,553 \times 10^3}{0,909 \times 27 \times 348} = 4,04 \text{ cm}^2$$

➤ En appui :

$$\mu = \frac{M_u^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{35,571 \times 10^3}{20 \times 27^2 \times 14,2} = 0,172 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,172 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,905$$

$$A_{st} = \frac{M_u^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{35,571 \times 10^3}{0,905 \times 27 \times 348} = 4,18 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant :

Ferrailage des Poutres principales (25 x 40) :

| | Moments (KN.m) | | μ | β | Obs | A_{st} (cm ²) | ferrailage | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|---------|----------------|--------|-------|---------|-------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| travées | M_u | 56,961 | 124 | 0,934 | S.S.A | 4,80 | 3HA14 (fil) + 2HA12 (chap) | 6,88 |
| appuis | M_{ap} | -64,56 | 0,140 | 0,924 | S.S.A | 5,60 | 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap) | 8,01 |

Tableau VI-3 : Ferrailage des poutres principales.

❖ **Ferrailage des Poutres Secondaire (30 x 40) :**

| | Moments (KN.m) | | μ | β | Obs | A_{st} (cm ²) | ferrailage | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|--------|----------------|---------|-------|---------|-------|-----------------------------|----------------------------|---------------------------------|
| travée | M_u | 29,714 | 0,142 | 0,923 | S.S.A | 3,42 | 3HA14 | 4,62 |
| appuis | M_{ap} | -45,368 | 0,219 | 0,875 | S.S.A | 5,50 | 3HA14 (fil) + 3HA12 (chap) | 8,01 |

Tableau VI-4 : Ferrailage des poutres secondaires.

❖ **Ferrailage des poutres charpente :**

| | Moments (KN.m) | | μ | β | Obs | A_{st} (cm ²) | ferrailage | $A_{adopté}$ (cm ²) |
|--------|----------------|---------|-------|---------|-------|-----------------------------|------------|---------------------------------|
| travée | M_u | 34,553 | 0,166 | 0,909 | S.S.A | 4,04 | 3HA14 | 4,62 |
| appuis | M_{ap} | -35,571 | 0,172 | 0,905 | S.S.A | 4,18 | 3HA14 | 4,62 |

Tableau VI-5 : Ferrailage des poutres charpente.

VI.1.4 Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité du béton de la section minimale (Art A.4.2 BAEL 91 modifiée 99).

Le ferrailage de la poutre doit satisfaire la C.N.F : $A_{ad} \geq A_{min}$

➤ Calcul de la section minimale.

$$A_{min} = \frac{0,23 b d f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

- Poutres principales : $A_{min} = \frac{0,23 \times 25 \times 36 \times 2,1}{400} = 1,09 \text{ cm}^2$

- Poutres Secondaire : $A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$

- Poutres charpente : $A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times 20 \times 27 \times 2,1}{400} = 0,65 \text{ cm}^2$

La condition de non fragilité est vérifiée.

b) Vérification aux cisaillements (Art A.5.1,211 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ Mpa}$$

| poutres | Effort tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | τ_u (MPa) | $\bar{\tau}_u$ (MPa) | Observation |
|-------------|-----------------------|-------|--------|--------|----------------|----------------------|--------------------|
| Principales | T_{max} | 58,34 | 25 | 36 | 0,65 | 3,33 | condition vérifiée |
| Secondaires | T_{max} | 93,28 | 20 | 27 | 1,04 | 3,33 | condition vérifiée |
| charpente | T_{max} | 50,35 | 20 | 27 | 0,56 | 3,33 | condition vérifiée |

Tableau VI-6 : Vérification aux cisaillement.

c) Influence de l'effort tranchant.

➤ Influence sur le béton (Art A.5.1.313 BAEL 91 modifiée 99).

On se doit de vérifié la relation : $T_u^{max} \leq \bar{T}_u = 0,4 \times \frac{0,9 b d f_{c28}}{\gamma_b}$

| poutres | Effort tranchant (KN) | | b (cm) | d (cm) | F _{c28} (MPa) | γ _b | T _u (KN) | Observation |
|-------------|-----------------------|-------|--------|--------|------------------------|----------------|---------------------|--------------------|
| | T _{max} | | | | | | | |
| Principales | T _{max} | 58,34 | 25 | 36 | 25 | 1,5 | 540 | condition vérifiée |
| Secondaires | T _{max} | 93,28 | 20 | 27 | 25 | 1,5 | 324 | condition vérifiée |
| charpente | T _{max} | 50,35 | 20 | 27 | 25 | 1,5 | 324 | condition vérifiée |

Tableau VI-7 : Influence de l'effort tranchant sur le béton.

➤ *Influence sur les aciers (Art A.5.1.32 BAEL 91 modifiée 99).*

Lorsqu'au droit d'un appui : $T_u + \frac{M_u}{0,9d} > 0$ on doit prolonger au-delà de l'appareil de l'appui, une section d'armatures pour équilibrer un moment égale à $(T_u + \frac{M_u}{0,9d}) \times \frac{1}{\sigma_{st}}$

D'où : $A_s \geq \frac{1,15}{f_e} (T_u + \frac{M_u}{0,9d})$ Si $T_u + \frac{M_u}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ la vérification n'est pas nécessaire.

- Poutres principales : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 58,34 - \frac{64,56}{0,9 \times 0,36} = -140,92 < 0$

- Poutres secondaires : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 93,28 - \frac{45,368}{0,9 \times 0,27} = -93,42 < 0$

- Poutres charpente : $T_u - \frac{M_u}{0,9d} = 50,35 - \frac{35,571}{0,9 \times 0,27} = -96,03 < 0$

➔ Donc aucune vérification n'est nécessaire.

d) *Vérification d'adhérence et d'entraînement des barres (BAEL 91 modifiée 99 Art 6.1.3).*

L'adhérence des barres doit vérifier la relation : $\tau_{se} \leq \overline{\tau_{sc}}$

Avec : $\overline{\tau_{sc}} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$

$$\tau_{se} = \frac{T_u}{0,9 d \sum U_i}$$

$\Psi_s = 1,5$: Coefficient scellement HA.

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

➤ *Poutres Principales :*

$$\sum U_i = n \times \pi \times \emptyset = 3 \times 3,14 \times (1,4 + 1,2) = 24,492 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{58,34 \times 10^3}{0,9 \times 360 \times 244,92} = 0,74 \text{ MPa}$$

$\tau_{se} = 0,74 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres Secondaires :**

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times (1,4 + 1,2) = 24,492 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{93,28 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 244,92} = 1,57 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 1,57 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

➤ **Poutres de la charpente :**

$\sum U_i = n \times \pi \times \phi = 3 \times 3,14 \times 1,4 = 13,188 \text{ cm}$

$\tau_{se} = \frac{50,35 \times 10^3}{0,9 \times 270 \times 131,88} = 1,57 \text{ MPa}$

$\tau_{se} = 1,57 \text{ MPa} < \overline{\tau_{sc}} = 3,15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

e) Encrage des armatures (longueur de scellement) (Art 6.1.22 BAEL 91 modifiée 99).

Longueur de scellement : $L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$

$\tau_{su} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2,835 \text{ MPa}$

- Pour les ϕ_{14} : $L_s = 49,38 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_s = 42,32 \text{ cm}$

Pour l'encrage des barres rectilignes terminées par un crochet normal, la longueur de la partie ancrée mesurée hors crochet est au moins égales à : $0,4 l_s$, pour les aciers **HA**.

- Pour les ϕ_{14} : $L_a = 19,75 \text{ cm}$
- Pour les ϕ_{12} : $L_a = 16,92 \text{ cm}$

f) 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.

| | A_{st} | A_{min} | vérification |
|------------------------------------|-----------------------|------------------------|---------------------|
| Poutres principales (25×40) | 14,89 | 5 | C.V |
| Poutres secondaires (20×30) | 12,63 | 3 | C.V |
| Poutres charpente (20×30) | 9,24 | 3 | C.V |

Tableau VI-8 : Vérification des armatures longitudinales à l'ELU.

Toutes les sections sont vérifiées par rapport à la section minimale des aciers du RPA.

g) Armatures transversales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003)

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0,003 \times s \times b$

➤ **Diamètre des armatures transversales (BAEL 91 modifiée 99 Art A.7.2.2)**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b}{10}\right)$$

- **Poutres principales (25×40) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35} ; \phi_l ; \frac{25}{10}\right) = \min(1,14 ; 1,4 ; 2,5) = 1,14 \text{ cm}$$

- **Poutres secondaires et de charpente (20×30) :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{30}{35} ; \phi_l ; \frac{20}{10}\right) = \min(0,86 ; 1,4 ; 2) = 0,86 \text{ cm}$$

On prend un cadre et un étrier en HA8 $\phi_t = 0,8 \text{ cm}$, soit **4HA8 = 2,01 cm²**

➤ **Calcul de l'espacement S_t :**

| | | Calcul de S_t (cm) | | | $A_t = 0,003 \times S_t \times b$ | Ferrailage (cm ²) |
|---|---------------|---|----------|--------------|-----------------------------------|-------------------------------|
| Poutres principales (25×40) | Zone nodale | $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right)$ $\min(10 ; 16,8)$ | $S_t=10$ | 0,75 | 4HA8=2,01 | |
| | Zone courante | $S'_t \leq \frac{h}{2} = 20$ | $S_t=15$ | 1,125 | | |
| Poutres secondaires et charpente (20×30) | Zone nodale | $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_l\right)$ $\min(10 ; 16,8)$ | $S_t=10$ | 0,6 | 4HA8=2,01 | |
| | Zone courante | $S'_t \leq \frac{h}{2} = 15$ | $S_t=15$ | 0,9 | | |

Tableau VI-9 : Vérifications des armatures longitudinales.

h) Délimitation de la zone nodale (Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003)

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

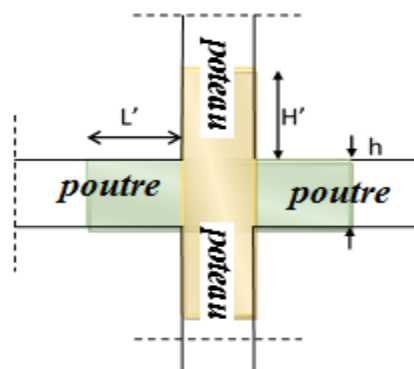


Figure VI.4 : Délimitation de la zone nodale.

On aura :

- $h' = \max (59,5; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$
- Poutre Principale $l' = 2 \times h = 2 \times 40 = \mathbf{80 \text{ cm}}.$
- Poutre Secondaire $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = \mathbf{60 \text{ cm}}.$
- Poutre de la charpente $l' = 2 \times h = 2 \times 30 = \mathbf{60 \text{ cm}}.$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.5 Vérification a L'ELS :

a) Etat limite d'ouverture des fissures :

La fissuration dans le cas des poutres étant considéré peu nuisible, alors cette vérification n'est pas nécessaire.

b) Etat limite de déformation (la flèche) BAEL [Art B.6.5.1] :

Les valeurs de la flèche seront extraites à partir du logicielle Robot : $f_{robot} < \bar{f} = \frac{l}{500}$

On prendra "l" la plus petite portée des poutres dans chacun des deux sens.

➤ **Poutres principales :**

$$f_{robot} = 0,014 < \bar{f} = \frac{360}{500} = 0,72 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$f_{robot} = 0,010 < \bar{f} = \frac{320}{500} = 0,64 \text{ cm} \dots \dots \dots CV$$

Conclusion :

La flèche est vérifiée pour les poutres dans les deux sens (principale et secondaire).

c) Vérification des contraintes :

✓ **Vérification de la contrainte dans les aciers**

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = \mathbf{348 \text{ MPa}}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b d} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

✓ 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

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = \mathbf{15 \text{ MPa}}$$

Extrêmes globaux des moments à l'ELS :

| Poutres | | Moments (KN.m) | | combinaison |
|-------------|--------|-----------------|---------|-------------|
| Principales | travée | M _{st} | 21,017 | ELS |
| | appui | M _{sa} | -26,070 | ELS |
| Secondaires | travée | M _{st} | 17,230 | ELS |
| | appui | M _{sa} | -34,981 | ELS |
| Charpente | travée | M _{st} | 11,804 | ELS |
| | appui | M _{sa} | 12,344 | ELS |

Tableau VI-10 : Moments à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| poutres | | moments (KN.m) | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | A _{st} (cm ²) | d (cm) | σ _{st} (MPa) | σ̄ _{st} (MPa) | Obs | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Obs |
|---------|--------|-------------------|----------------|----------------|----------------|---------------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|------------|--------------------------|---------------------------|------------|
| P.P | travée | 21,017 | 0,764 | 0,874 | 24,68 | 6,88 | 36 | 97,08 | 348 | C.V | 3,93 | 15 | C.V |
| | appui | -26,070 | 0,890 | 0,866 | 22,31 | 8,01 | 36 | 104,39 | 348 | C.V | 4,68 | 15 | C.V |
| P.S | travée | 17,230 | 0,855 | 0,869 | 23,17 | 4,62 | 27 | 158,95 | 348 | C.V | 6,86 | 15 | C.V |
| | appui | -34,981 | 1,483 | 0,880 | 16,25 | 8,01 | 27 | 183,80 | 348 | C.V | 11,31 | 15 | C.V |
| P.CHA | travée | 11,804 | 0,855 | 0,869 | 23,17 | 4,62 | 27 | 108,89 | 348 | C.V | 4,70 | 15 | C.V |
| | appui | 12,344 | 0,855 | 0,859 | 23,17 | 4,62 | 27 | 115,20 | 348 | C.V | 4,97 | 15 | C.V |

Tableau VI-11 : Vérifications des contraintes à l'ELS.

Conclusion :

❖ **Poutres principales :**

- *En travée : 3HA14 filante + 2HA12 chapeau*
- *Aux appuis : 3HA14 filante + 3HA12 chapeau*

❖ **Poutres secondaires :**

- *En travée : 3HA14*
- *Aux appuis : 3HA14 filante + 3HA12 chapeau*

❖ **Poutres de la charpente :**

- *En travée : 3HA14*
- *Aux appuis : 3HA14*

Espacement en zone courante : 15 cm

Espacement en zone nodale : 10 cm

VI.2 Ferraillage des poteaux :

VI.2.1 Introduction

Le ferraillage des poteaux se fera en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables dans les deux directions principales (transversal et longitudinal). En procédant à des vérifications à l'ELS, les combinaisons considérées pour les calculs sont :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

Les calculs se font en tenant compte de trois sollicitations :

- Effort normal maximal et le moment correspondant $N_{max} \Rightarrow M_{cor}$,
- Effort normal minimal et le moment correspondant $N_{min} \Rightarrow M_{cor}$,
- Moment fléchissant maximal et l'effort normal correspondant $M_{max} \Rightarrow N_{cor}$.

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M). Ainsi, nous pouvons avoir l'un des cas suivants :

- Section partiellement comprimée (SPC),
- Section entièrement comprimée (SEC),
- Section entièrement tendue (SET).

VI.2.2 Recommandations et exigences du RPA

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Les pourcentages d'armatures recommandés par rapport à la section du béton sont :

- ✓ Le pourcentage minimal d'armatures est de $0,8 \% \times b \times h$ en zone II
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone courante est de $4 \% \times b \times h$ en zone II.
- ✓ Le pourcentage maximal dans la zone de recouvrement est de $6 \% \times b \times h$ en zone II.

| Etage | Section (cm ²) | A _{min} (cm ²) | A _{max} (cm ²) | |
|---|----------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|----------------------|
| | | | Zone courante | Zone de recouvrement |
| Comble ; 5 ^{ème} ; 4 ^{ème} | 35×35 | 9,8 | 49 | 73,5 |
| 3 ^{ème} ; 2 ^{ème} ; 1 ^{er} | 40×40 | 12,8 | 64 | 96 |
| RDC ; S.sol | 45×45 | 16,2 | 81 | 121,5 |

Tableau VI-12 : Sections minimales des armatures longitudinales.

- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de: $40 \varnothing$ en zone II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser :
25 cm en zone II
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

b) Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

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.

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

T_u : Effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant
Il est pris égal à :

$$\begin{cases} \rho_a = 2,5 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 & \text{si l'élanement géométrique dans la direction considérée est } \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

λ_g : Élanement géométrique de poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a}\right) \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \left(\frac{l_f}{b}\right) \quad l_f = 0,7h_e$$

Avec :

l_f : Longueur de flambement du poteau

S_t : Espacement des armatures transversales, la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale $S_t \leq \min(10\varnothing; 15 \text{ cm})$ en zone II

Dans la zone courante $S_t \leq \min(15\varnothing)$ en zone II

\emptyset : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale

$\frac{A_t}{s_t \times b_1}$ en % est donnée comme suite :

$$\begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\% \\ \text{si } \lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\% \\ \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow \text{interpolation entre les valeurs limites précédentes.} \end{cases}$$

- ✓ Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de **10 \emptyset** minimum.
- ✓ Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (\emptyset cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

VI.2.3 Les efforts internes dans les poteaux :

Les valeurs des efforts dans le sens le plus défavorable sont résumées dans le tableau ci-dessous selon les différentes combinaisons :

| Niveau | Section | Sollicitation | Combinaison | N (KN) | M (KN.m) |
|--|---------|---------------|-------------|---------|----------|
| S.SOL/RDC | 45×45 | Nmax - Mcorr | G+Q+EX | 1475,56 | 32,492 |
| | | Nmin - Mcorr | 0,8G-EY | -162,78 | 14,543 |
| | | Ncorr - Mmax | G+Q+EY | 957,88 | 57,275 |
| 1 ^{er} ; 2 ^{ème} et 3 ^{ème} | 40×40 | Nmax - Mcorr | ELU | 950,88 | 3,942 |
| | | Nmin - Mcorr | 0.8G-EY | -112,39 | 40,534 |
| | | Ncorr - Mmax | G+Q+EY | 312,14 | 57,168 |
| 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} et le comble | 35×35 | Nmax - Mcorr | ELU | 346,83 | 6,039 |
| | | Nmin - Mcorr | G+Q-EY | -69,19 | 28,208 |
| | | Ncorr - Mmax | G+Q+EY | 38,58 | 47,801 |

Tableau VI-13 : Les efforts internes dans les poteaux.

VI.2.4 Calcul des Armatures :

❖ Exposé de la méthode de calcul :

En flexion composée, l'effort normal est un effort de compression ou de traction et le moment qu'il engendre est un moment de flexion, ce qui nous conduit à étudier trois cas :

- ✓ Section partiellement comprimée (SPC).
- ✓ Section entièrement comprimée (SEC).
- ✓ Section entièrement tendue (SET).

1) Section partiellement comprimée (S.P.C) :

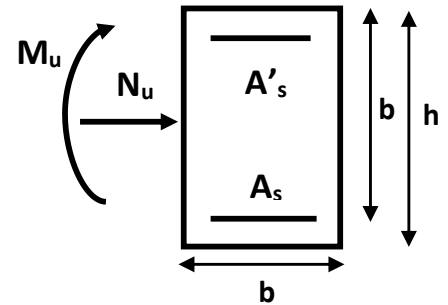
Une section est partiellement comprimée si l'une des relations suivantes est vérifiée :

- Le centre de pression se trouve à l'extérieur du segment limité par les armatures. (Que ça soit un effort normal de traction ou de compression).

$$e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$

- Le centre de pression se trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures et l'effort normal appliqué est de compression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right)$$



Dans ce cas il faut aussi vérifier l'inégalité suivante :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

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

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de compression} \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_{st} = A_f + \frac{N_u}{\sigma_{st}} \Rightarrow N_u : \text{effort de traction.}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ (pour une S.S.A)} \quad ; \quad A_{sc} = A'_f \text{ (pour une S.D.A).}$$

- Détermination des armatures fictives :

En flexion composée la section d'armatures sera donnée par les relations suivantes :

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bc}}$$

a. Section simplement armée : ($A_{sc} = 0$)

Si $\mu < \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire sera donnée par la formule suivante :

- Armatures fictives

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_{st}}$$

b. Section doublement armée : ($A_{sc} \neq 0$)

Si $\mu > \mu_i = 0,392$ la section d'acier nécessaire seront données par les formules suivant :

➤ Armatures fictives :

$$A_f = \frac{M_r}{\beta \times d \times \sigma_{st}} + \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}} \quad ; \quad A'_f = \frac{\Delta M}{(d-c') \times \sigma_{st}}$$

Avec :

$$M_r = \mu_r \times b \times d^2 \times f_{bc}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$

2) Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Une section est partiellement comprimée si les relations suivantes est vérifier :

➤ Le centre de pression ce trouve à l'intérieur du segment limité par les armatures (effort de compression)

$$e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - c'\right) ; \quad N : \text{Effort de compression.}$$

$$N(d - c') - M_f > \left(0,337 - 0,81 \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

$$N(d - c') - M_f \leq \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$A'_1 = \frac{M - (d - 0,5h) \times b \times h \times f_{bc}}{(d - c') \times \sigma_s} \quad ; \quad A'_2 = \frac{N - bhf_{bc}}{\sigma_s} - A'_1$$

2^{ème} cas :

$$N(d - c') - M_f > \left(0,5 - \frac{c'}{h}\right) \times b \times h^2 \times f_{bc}$$

$$A'_1 = \frac{N - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} \quad ; \quad A'_2 = 0$$

$$\Psi = \frac{0,357 + \frac{N \times (d - c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0,8571 + \frac{c'}{h}} \quad ; \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

3) Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$A_1 = \frac{N \times a}{(d - c') \times \sigma_{10}} \quad ; \quad A_2 = \frac{N_u}{\sigma_{10}} - A_1 \quad \text{avec : } \sigma_{10} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ Mpa}$$

$$a = \frac{h}{2} - e_u - c$$

❖ Ferrailage longitudinale des poteaux :

| niveau | sollicitation | N (KN) | M (KN.m) | nature | A _{inf} (cm ²) | A _{sup} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | ferrailage | A _{adop} (cm ²) |
|--|--------------------------------------|---------|----------|--------|-------------------------------------|-------------------------------------|-------------------------------------|------------|--------------------------------------|
| S.SOL/RDC (45×45) | N _{max} - M _{corr} | 1475,56 | 32,492 | SEC | 0 | 0 | 16,2 | 4HA20 | 20.61 |
| | N _{min} - M _{corr} | -162,78 | 14,543 | SET | 3,39 | 1,29 | | + | |
| | N _{corr} - M _{max} | 957,88 | 57,275 | SEC | 0 | 0 | | 4HA16 | |
| 1 ^{er} ; 2 ^{ème} et 3 ^{ème} (40×40) | N _{max} - M _{corr} | 950,88 | 3,942 | SEC | 0 | 0 | 12,8 | 4HA16 | 14.20 |
| | N _{min} - M _{corr} | -112,39 | 40,534 | SPC | 4,85 | 0 | | + | |
| | N _{corr} - M _{max} | 312,14 | 57,168 | SPC | 0,32 | 0 | | 4HA14 | |
| 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} et le comble (35×35) | N _{max} - M _{corr} | 346,83 | 6,039 | SEC | 0 | 0 | 9,8 | 4HA14 | 10.68 |
| | N _{min} - M _{corr} | -69,19 | 28,208 | SPC | 3,6 | 0 | | + | |
| | N _{corr} - M _{max} | 38,58 | 47,801 | SPC | 3,91 | 0 | | 4HA12 | |

Tableau VI-14 : Ferrailage des poteaux.

VI.2.5 Vérification a L'ELU :

a) Les armatures longitudinales Art 7.4.2.1 RPA 99/ version 2003 :

- Les armatures longitudinales sont d'haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le diamètre minimum est de 12 mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de: 40∅ en zone II.
 - ✓ Poteaux (45 x 45) : $l_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (40 x 40) : $l_r = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
 - ✓ Poteaux (35 x 35) : $l_r = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau $\leq 25 \text{ cm}$
- Délimitation de la zone nodale

$$\begin{cases} l' = 2 \times h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

b_1 et h_1 : Dimensions du poteau.

h_e : Hauteur entre nus des poteaux.

$$h' = \max (59,5; 45; 45; 60 \text{ cm}) = 60 \text{ cm}.$$

- Poteaux (45×45) : $h'= 60\text{cm}$.
- Poteaux (40×40) : $h'= 60\text{cm}$.
- Poteaux (35×35) : $h'= 60 \text{ cm}$.

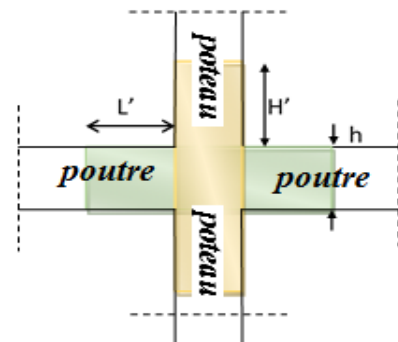


Figure VI.5 : Délimitation de la zone nodale.

b) Les Armatures transversales Art 7.4.2.2 RPA 99/ version 2003 :

Les armatures transversales sont calculées par la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h_1 f_e}$$

➤ Diamètre des barres : (Art A.8.1,3/BAEL91modifiée 99)

Le diamètre des armatures transversales est au moins égal à la valeur normalisée la plus proche du tiers du diamètre des armatures longitudinales qu'elles maintiennent.

$$\phi_t = \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,66 \text{ mm} \quad \text{Soit} \quad \phi_t = 8 \text{ mm}$$

ϕ_l : Diamètre max des armatures longitudinales.

On adoptera pour : **4HA8 = 2,01 cm²**

➤ Espacement des armatures transversales

✓ Dans la zone nodale $S_t \leq \min (10\phi ; 15 \text{ cm})$.

$$S_t \leq \min (10 \times 1,2; 15 \text{ cm}) = \min (12; 15 \text{ cm}) \longrightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

✓ Dans la zone courante $S_t \leq \min (15\phi)$.

$$S_t \leq \min (15 \phi) = \min (15 \times 1,2) = 18 \text{ cm} \longrightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

ϕ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Remarque :

Le cadre d'armature transversale doit être disposé à **5 cm** au plus du nu d'appui.

➤ Vérification de la quantité d'armatures transversales minimale :

La quantité minimale d'armatures transversales est donnée comme suit :

$$A_t^{min} = 0.3 \% \times S_t \times b \quad \text{si : } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{min} = 0.8 \% \times S_t \times b \quad \text{si : } \lambda_g \leq 3$$

$$\text{Interpoler entre les deux valeurs limites} \quad \text{si : } 3 < \lambda_g < 5$$

| poteau | λ_g | A_t^{min} (cm ²) | | $A_{adoptée}$ (cm ²) | Observation | |
|--------------|-------------|--|--------------------------------------|----------------------------------|---------------|-------------|
| | | Zone courante $S_t = 15 \text{ cm}$ | Zone nodale $S_t = 10 \text{ cm}$ | | Zone courante | Zone nodale |
| 45×45 | 5,55 | 2 | 1,35 | 2,01 | C.V | C.V |
| 40×40 | 5,35 | 1,8 | 1,2 | 2,01 | C.V | C.V |
| 35×35 | 6,12 | 1,58 | 1,05 | 2,01 | C.V | C.V |

Tableau VI-15 : Détermination des armatures transversales.

Conclusion :

Les armatures transversales des poteaux (45×45), (40×40) et (35×35) seront composées de 2 cardes Ø8 A t = 2.01 cm².

N.B : La zone nodale est sensible au séisme, on introduit des armatures en U superposées (avec alternance dans l'orientation) afin de la consolider et ainsi, la rendre vulnérable.

c) Longueur d'ancrage : (B.A.E.L.91 Article : A.6.1.221).

- ✓ Pour le Ø20 ⇒ $L = 40\phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le Ø16 ⇒ $L = 40\phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le Ø14 ⇒ $L = 40\phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm}$.
- ✓ Pour le Ø12 ⇒ $L = 40\phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm}$.

d) Vérification au cisaillement (Art 7.4.3.2 RPA 99/ version 2003) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

| Poteaux | T _{max} ^u (KN) | b (cm) | d (cm) | λ _g | ρ _d | $\bar{\tau}_{bu}$ (MPa) | τ _{bu} (MPa) | Observation |
|---------|---------------------------------------|-----------|-----------|----------------|----------------|----------------------------|--------------------------|-------------|
| 45×45 | 66,59 | 45 | 42,5 | 5,55 | 0,075 | 1,875 | 0,348 | C.V |
| 40×40 | 80,31 | 40 | 37,5 | 5,35 | 0,075 | 1,875 | 0,535 | C.V |
| 35×35 | 134,76 | 35 | 32,5 | 6,12 | 0,075 | 1,875 | 1,185 | C.V |

Tableau VI-16 : Vérification au cisaillement dans les poteaux.

VII.2.6 Vérifications à l'ELS :

a) Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1/BAEL 91 Modifiée 99):

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s ad \geq A_{min} = \frac{0,23 f_{t28} \times b \times d}{f_e} \times \left(\frac{e_s - 0,455 \times d}{e_s - 0,185 \times d} \right) \quad \text{Avec : } e_s = \frac{M_s}{N_s} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| niveau | sollicitation | N _s (KN) | M _s (KN.m) | e _s (m) | nature | A _{min} (cm ²) | A _{adop} (cm ²) | Observation |
|---|--------------------------------------|---------------------|-----------------------|--------------------|--------|-------------------------------------|--------------------------------------|--------------------|
| S.SOL/RDC (45×45) | N _{max} - M _{corr} | 1002,41 | 1,072 | 0,001 | S.E.C | 6,06 | 20,61 | Condition vérifiée |
| | N _{min} - M _{corr} | 332,29 | -11,558 | 0,034 | S.E.C | 8,48 | | |
| | N _{corr} - M _{max} | 397,34 | 16,284 | 0,040 | S.E.C | 9,31 | | |
| 1 ^{er} ; 2 ^{ème} et 3 ^{ème} (40×40) | N _{max} - M _{corr} | 691,55 | 2,867 | 0,004 | S.E.C | 4,91 | 14,20 | Condition vérifiée |
| | N _{min} - M _{corr} | 165,79 | 16,757 | 0,101 | S.P.C | 0 | | |
| | N _{corr} - M _{max} | 187,51 | 18,673 | 0,099 | S.P.C | 0 | | |
| 4 ^{ème} ; 5 ^{ème} et le comble (35×35) | N _{max} - M _{corr} | 252,65 | -4,376 | 0,017 | S.E.C | 4,41 | 10,68 | Condition vérifiée |
| | N _{min} - M _{corr} | -32,78 | 17,635 | 0,537 | S.P.C | 1,18 | | |
| | N _{corr} - M _{max} | 46,63 | 24,246 | 0,519 | S.P.C | 1,17 | | |

Tableau VI-17 : Vérification de la condition de non fragilité.

b) Vérification des contraintes à l'ELS :

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS, pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier afin de les comparer aux contraintes admissibles.

- Contrainte admissible de l'acier : $\sigma_s = 384 \text{ MPa}$
- Contrainte admissible du béton : $\sigma_b = 15 \text{ MPa}$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} < \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section entièrement comprimée.}$$

$$e_s = \frac{M_s}{N_s} > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

➤ **Vérification d'une section entièrement comprimée :**

On calcul l'air de la section homogène totale : $S = bh + 15(A'_s + A_s)$

- On détermine la position du centre de gravité :

$$X_G = 15 \frac{A'_s \times (0,5h - d) - A_s \times (d - 0,5h)}{bh + 15(A_s + A'_s)}$$

- On calcul l'inertie de la section homogène totale :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + (A'_s (0,5 - d - X_G)^2 - A_s (0,5 - d + X_G)^2)$$

- Les contraintes dans le béton :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_s}{s} + \frac{N_s (e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} ; \quad \sigma_{inf} = \frac{N_s}{s} - \frac{N_s (e_s - X_g) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I}$$

Remarque :

Si les contraintes sont négatives on refait le calcul avec une section partiellement comprimée.

➤ **Vérification d'une Section partiellement comprimée :**

Pour calculer la contrainte du béton on détermine la position de l'axe neutre :

$$y_1 = y_2 + L_c$$

Avec :

y_1 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et la fibre la plus comprimé.

y_2 : La distance entre l'axe neutre à l'ELS et le centre de pression C_p .

L_c : La distance entre le centre de pression C_p et la fibre la plus comprimée.

y_2 est obtenu avec la résolution de l'équation suivante :

$$y_2^3 + (P \times y_2) + q = 0$$

$$\begin{cases} L_c = \frac{h}{2} - e_s \\ P = -3L_c^2 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c') + \frac{90A_s}{b}(d - l_c) \\ q = -2L_c^3 - \frac{90A'_s}{b}(l_c - c')^2 + \frac{90A_s}{b}(d - l_c)^2 \end{cases}$$

Pour la résolution de l'équation, on calcul Δ : $\Delta = q^2 + \frac{4p^2}{27}$

-si $\Delta \geq 0$: $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$; $u = \sqrt[3]{t}$; $y_2 = u - \frac{p}{3 \times u}$

-si $\Delta \leq 0$ l'équation admet trois racines :

$$y_2^1 = a \cos\left(\frac{a}{3}\right) \quad ; \quad y_2^2 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{2\pi}{3}\right) \quad ; \quad y_2^3 = a \cos\left(\frac{a}{3} + \frac{4\pi}{3}\right)$$

$$\text{Avec : } a = \arccos\left(\frac{3q}{2p} \times \sqrt{\frac{-3}{p}}\right) \quad ; \quad a = 2\sqrt{\frac{-p}{3}}$$

On tiendra pour y_2 la valeur positive ayant un sens physique tel que : $0 < y_1 = y_2 + l < h$

Donc : $y_1 = y_2 + l_c$

On calcul l'inertie de la section :

$$I = \frac{b}{3} y_1^3 + 15[(A_s(d - y_1)^2) + A'_s(y_1 - c')^2]$$

La contrainte de pression dans le béton est : $\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_s}{I} y_1$

Les résultats de la vérification des contraintes dans le béton et les aciers sont donnés par le logiciel SOCOTEC :

| niveau | sollicitation | N _s (KN) | M _s (KN.m) | OBS | Béton | | | Acier | | |
|---|---------------|---------------------|-----------------------|-------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|------------------|
| | | | | | σ_b^{sup} | σ_b^{inf} | $\bar{\sigma}_b$ | σ_s^{sup} | σ_s^{inf} | $\bar{\sigma}_s$ |
| S.SOL/RDC (45×45) | Nmax - Mcorr | 1002,41 | 1,072 | S.E.C | 3,83 | 3,75 | 15 | 57,4 | 56,3 | 348 |
| | Nmin - Mcorr | 332,29 | -11,558 | S.E.C | 0,82 | 1,7 | | 13 | 24,7 | |
| | Ncorr - Mmax | 397,34 | 16,284 | S.E.C | 2,13 | 0,88 | | 30,8 | 14,3 | |
| 1 ^{er} ;2 ^{ème} et 3 ^{ème} (40×40) | Nmax - Mcorr | 691,55 | 2,867 | S.E.C | 3,58 | 3,25 | 15 | 53,4 | 49 | 348 |
| | Nmin - Mcorr | 165,79 | 16,757 | S.P.C | 1,8 | 0 | | 25,2 | -0,79 | |
| | Ncorr - Mmax | 187,51 | 18,673 | S.P.C | 2,02 | 0 | | 28,2 | -0,63 | |
| 4 ^{ème} ;5 ^{ème} et le comble (35×35) | Nmax - Mcorr | 252,65 | -4,376 | S.E.C | 1,25 | 2,02 | 15 | 19,5 | 29,5 | 348 |
| | Nmin - Mcorr | -32,78 | 17,635 | S.P.C | 1,64 | 0 | | 17,3 | -70,6 | |
| | Ncorr - Mmax | 46,63 | 24,246 | S.P.C | 2,91 | 0 | | 35,9 | -58,6 | |

Tableau VI-18 : Vérification des contraintes dans les aciers et le béton.

Conclusion :

❖ S.SOL/RDC (45×45) :

- Armatures longitudes : 4HA20 + 4HA16
- Section : 20,61 cm²

❖ 1^{er} ;2^{ème} et 3^{ème} (40×40) :

- Armatures longitudes : 4HA16 + 4HA14
- Section : 14,20 cm²

❖ 4^{ème} ;5^{ème} et le comble (35×35) :

- Armatures longitudes : 4HA14 + 4HA12
- Section : 10,68 cm²

Espacement en zone courante : 15 cm

Espacement en zone nodale : 10 cm

VI.3 Ferraillage des Voiles :

VI.3.1 Introduction :

Un voile est un élément structural et de contreventement qui se comporte comme une console verticale encastree à sa base dans ses fondations. Ils sont soumis à des charges réparties ou concentrées et sollicités par un effort normal **N**, un effort tranchant **V**, et un moment fléchissant **M** qui prend la valeur maximale au niveau de la section d'encastrement.

Les voiles seront calculés en flexion composée et au cisaillement à l'aide de la méthode des contraintes, leur ferraillage est composé de :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

Les combinaisons d'actions sismiques et celle due aux charges verticales à prendre sont données ci- dessous :

$$\left. \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \text{ à } L'ELU \\ G + Q \text{ à } L'ELS \end{array} \right\} \text{BAEL 91}$$

$$\left. \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right\} \text{RPA 99/Version 2003}$$

VI.3.2 Comportement d'un voile :

Un voile est considéré comme une console encastree à sa base, il y a deux types de voiles ayant un comportement différent :

- Voile élancé : $\frac{h}{l} > 1,5$
- Voile court : $\frac{h}{l} < 1,5$

VI.3.3 Exposer de la méthode :

Méthode de ferraillage des voiles : La méthode utilisée est la méthode de la **R.D.M.** Cette méthode se fait pour une bande de largeur d, elle consiste en la détermination du diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables parmi (**N**) et (**M**).

➤ **Détermination des diagrammes des contraintes**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (**N**, **M**) en utilisant les formules suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M \times V}{I} \quad \text{Avec : } B : \text{Section de béton}$$

I : Moment d'inertie du voile

$$\sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M \times V'}{I}$$

V, V' : Bras de levier $V = V' = \frac{L_{voiles}}{2}$

Le calcul se fera pour une bande de longueur « d » donnée par : $d \leq \min\left(\frac{h_e}{2} ; \frac{2}{3}L_C\right)$

h_e : Hauteur entre nus de planchers du voile considéré,

L_C : La longueur de la zone comprimée : $L_C = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L$

L_T : La longueur de la zone tendue : $L_T = L - L_C$

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C),
- Section partiellement comprimé (S.P.C),
- Section entièrement tendue (S.E.T).

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en zones :

- Zone I : S-Sol et RDC.
- Zone II : 1^{er} étage au 3^{ème} étage.
- Zone III : 4^{ème} au comble.

✓ Section entièrement comprimée (SEC) :

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

e : Epaisseur du voile.

$\sigma_1 ; \sigma_2$: Contraintes de compression

$$\sigma_1 = \frac{(l_t - d) \times |\sigma_{min}|}{l_t}$$

- Section d'armature :

La section d'armature d'une section entièrement comprimée est égale à :

$$A_{vi} = \frac{N_i + B \times f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : Section du tronçon considéré,

$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \implies$ Situation Courante,

$\sigma_s = 400 \text{ MPa} \implies$ Situation Accidentelle.

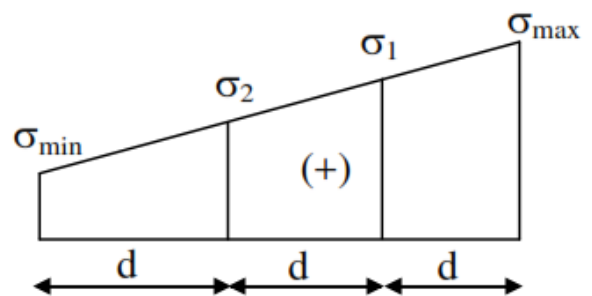


Figure VI-6 : Section entièrement comprimée.

- *Armatures minimale (Art A.8.1.21 BAEL91/mod99) :*

$A_{min} = 2 \text{ cm}^2$ Pour une longueur de la bande « d ».

$0,2 \% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5 \%$ Avec B : section du béton comprimé.

✓ *Section entièrement tendue (SET) :*

$$N_1 = \frac{\sigma_{max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times d \times e$$

- *Section d'armature :*

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

- *Armatures minimale :*

$$A_{min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition de fragilité BAEL Art A4.2.1}).$$

$$A_{min} \geq 0,002 B \quad (\text{Section min RPA Art 7.7.4.1}).$$

Avec : B : section du béton tendue.

✓ *Section partiellement comprimée (SPC) :*

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e$$

Remarque :

σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe positif on aura section entièrement tendue (S.E.T).

σ_{max} et σ_{min} : Sont de signe négatif on aura section entièrement comprimée (S.E.C).

σ_{max} et σ_{min} : Sont des signes contraires on aura section partiellement comprimée (S.P.C).

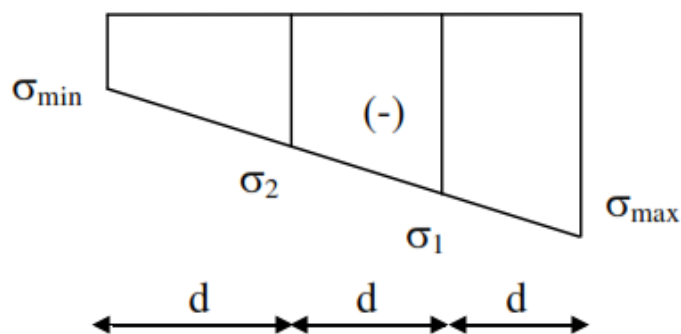


Figure VI-7 : Section entièrement tendue.

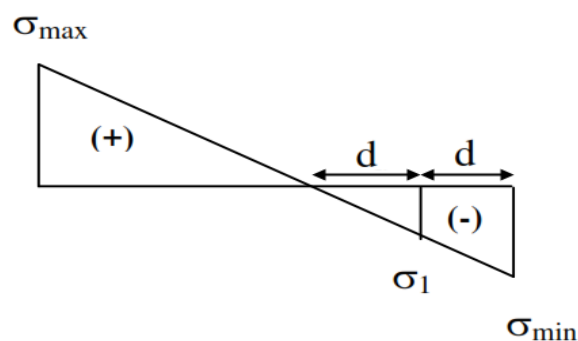


Figure VI-8 : Section partiellement comprimée.

- *Section d'armature :*

La section d'armature pour une section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_{st}}$$

VI.3.4 Exigences de RPA 99 révisé 2003 :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux. Est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %
- En zone courantes 0,10 %

✓ *Armatures horizontales :*

Les barres horizontales doivent être munies des crochets à 135° ayant une longueur de **10** \emptyset et disposée de manière à ce quelle servent de cadres aux armatures verticales.

La section de ces armatures est :

$$\left. \begin{array}{l} A_H \geq 0,15\% B \text{ Globalement dans la section du voile} \\ A_H \geq 0,10\% B \text{ En zone courante} \end{array} \right\} \text{Art 7.7.4.3 RPA 99mod 2003.}$$

$$A_H \geq \frac{A_V}{4} \} \text{BAEL 91 Modifiée 99 Avec : } A_V : \text{Section d'armatures verticales.}$$

B : Section du béton.

- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre des barres horizontales et verticales des voiles ne doivent pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

✓ *Armatures transversales :*

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends.

Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **7.7.4.3 du RPA99/ Version 2003**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par **(04)** épingles au mètre carré.

✓ *Armatures 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 :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{\bar{V}}{f_e}$$

Avec : $\bar{V} = 1,4 V_u$

V_u : effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'acier tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus au moment de renversement.

✓ *Armatures pour les potelets :*

Il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile pour former un potelet. La section totale d'armatures de la zone tendue doit être au moins égale à **0,2 %** de la section horizontale du béton tendu qui est l'équivalent à au moins **4HA10 (RPA 99/ Version 2003)**.

Les barres verticales doivent être liées avec des cadres horizontaux, dont ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile. Dans notre cas, à chaque extrémité d'un voile, on a des poteaux donc les armatures des poteaux représentent les potelets.

VI.3.5 Disposition constructives :

✓ *Espacement :*

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux (02) valeurs suivantes :

$$\begin{cases} S_t \leq 1,5 \times e \\ S_t \leq 30 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \text{Art 7.7.4.3 RPA 99/ version 2003.}$$

e : épaisseur du voile.

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

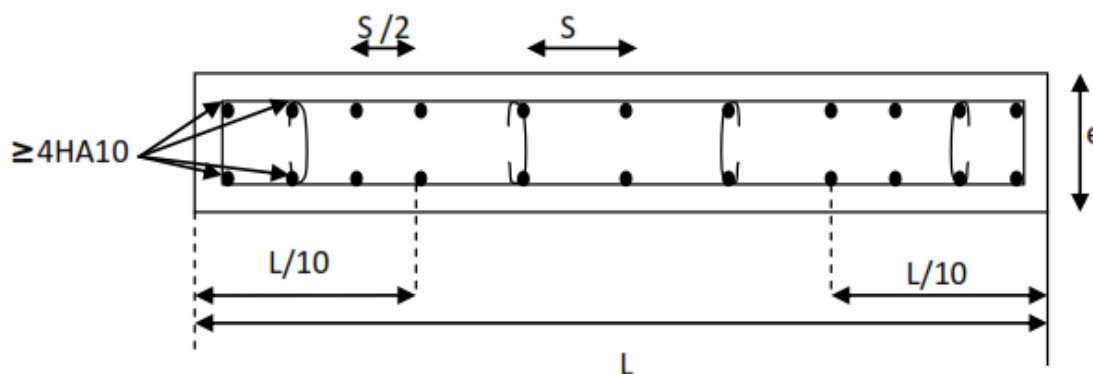


Figure VI-9 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

✓ *Les longueurs de recouvrement :*

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20 \varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.6 Vérification à l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton :

$$\sigma_b = \frac{N_s}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :

$N_s = G + Q$: Effort normal de service.

B : Section du béton.

A : Section d'armature.

b) Vérification de la contrainte limite de cisaillement :

- *D'après (Art 7.7.2 RPA 99/Version2003) :*

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 d} \quad \text{Avec : } \bar{V} = 1,4 \times V_u$$

b_0 : Épaisseur du linteau ou du voile

d : Hauteur utile $d = 0,9h$

h : hauteur totale de la section brute

V_u : effort tranchant dans le niveau considéré.

- *D'après (Art A.5.1.21 BAEL91 modifiées 99) :*

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } \tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Fissuration préjudiciable.}$$

VI.3.7 Exemple de calcul :

Soit à calculer le ferrailage d'un voile transversal VT1, L= 1,10 m sur la zone 1.

a) Caractéristiques géométriques :

$$L = 1,10 \text{ m} ; e = 20 \text{ cm} ; B = 0,22 \text{ m}^2$$

b) Sollicitations de calcul :

On calcul les efforts (N_i et N_{i+1}) agissant sur le voile considéré pour tous les étages de la zone et en tirant les contraintes les plus défavorables pour enfin calculer le ferrailage que l'on adoptera pour tous les étages de la zone.

Les contraintes les plus défavorables sont données par ROBOT :

$$\sigma_{max} = 5,53 \text{ MPa} = 5530 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{min} = -7,91 \text{ MPa} = -7910 \text{ KN/m}^2.$$

σ_{max} et σ_{min} Sont de signes contraires donc on a une section partiellement comprimée

c) Largeur de la zone comprimée « L_c » et de la zone tendue « L_t » :

$$L_c = \frac{\sigma_{max}}{\sigma_{max} + \sigma_{min}} \times L = \frac{5530}{5530+7910} \times 1,10 = 0,45 \text{ m}.$$

$$L_t = L - L_c = 1,10 - 0,45 = 0,65 \text{ m}.$$

d) Calcul « d » longueur de la bande :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2}{3}L_c\right) = \min(1,355; 0,30) = 0,30 \text{ m}$$

e) Détermination des efforts normaux :

$$\sigma_1 = \frac{(\sigma_{min}) \times (l_t - d)}{l_t} = \frac{7910 \times (0,65 - 0,30)}{0,65} = 4259,23 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_{min} + \sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{(7910 + 4259,23)}{2} \times 0,30 \times 0,2 = 365,08 \text{ KN}.$$

$$N_2 = \frac{\sigma_1}{2} \times d \times e = \frac{4259,23}{2} \times 0,30 \times 0,2 = 127,78 \text{ KN}.$$

f) Calcul des armatures :

➤ **Armatures verticales :**

$$1^{\text{ère}} \text{ bande: } A_{v1} = \frac{N_1}{\sigma_{st}} = \frac{378,49 \times 10}{348} = 10,49 \text{ cm}^2.$$

$$2^{\text{ème}} \text{ bande: } A_{v2} = \frac{N_2}{\sigma_{st}} = \frac{127,78 \times 10}{348} = 3,67 \text{ cm}^2.$$

➤ *Armatures de coutures :*

$$A_{vj} = 1,1 \frac{1,4 \times V}{f_e} = 1,1 \frac{1,4 \times 144,92}{400} \times 10 = 5,60 \text{ cm}^2.$$

➤ *Armatures minimales :*

$$A_{min} \geq \max \left(0,002 B ; \frac{f_{t28} \times d \times e}{f_e} \right) \left. \vphantom{A_{min}} \right\} A_{min} = 4,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq \max(4,40 ; 3,456)$$

➤ *Calcul des sections totales :*

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 10,49 + \frac{5,60}{4} = 11,89 \text{ cm}^2.$$

$$A_2 = A_{v2} + \frac{A_{vj}}{4} = 3,67 + \frac{5,60}{4} = 5,07 \text{ cm}^2.$$

➤ *Ferraillage adopté :*

| | Section totale | Ferraillage adopté | Espacement |
|------------------------------|----------------|--|------------|
| 1^{ère} bande | $A_1 = 11,89$ | $2 \times 4\text{HA}14 = 12,32 \text{ cm}^2$ | 10 |
| 2^{ème} bande | $A_2 = 5,07$ | $2 \times 3\text{HA}12 = 6,79 \text{ cm}^2$ | 12 |

Tableau VI-19 : Ferraillage adopté.

➤ *Armatures horizontales :*

- D'après le BAEL 91 : $A_H = \frac{A_V}{4} = \frac{19,11}{4} = 4,78 \text{ cm}^2$

- D'après le RPA 2003 : $A_H \geq 0,15\%B = 0,0015 \times 20 \times 110 = 3,30 \text{ cm}^2$

On prend : $A_H = 4,78 \text{ cm}^2$

Soit : Soit : $2 \times 4\text{HA}12 = 9,05 \text{ cm}^2 / 1\text{m}$ de hauteur ; avec $S_H = 20 \text{ cm}$.

➤ *Armatures transversales :*

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit avec HA8. (4HA8)

g) Vérifications :

➤ *Vérification des espacements :*

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$S_t \leq (1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$S_t = 10 \text{ cm}$ et 12 cm Condition vérifiée.

$S_h = 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

➤ Vérification de la contrainte dans le béton à l'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B+1,15A} \leq \bar{\sigma}_b \quad \text{Avec : } \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = \frac{N_S}{B+1,15A} = \frac{594,14 \times 10}{2200 + 15 \times 19,11} = 2,38 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_b = 2,35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification des contraintes de cisaillement :

D'après le RPA 2003 :

$$\tau_b \leq \bar{\tau}_b$$

$$\tau_b = \frac{\bar{v}}{b_0 d} = \frac{1,4 \times 144,92 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 1,024 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_b = 0,2 f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1,024 \text{ MPa} < \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

D'après le BEAL 91 :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{144,92 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1100} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) \text{ Fissuration préjudiciable.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2,5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,73 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats des autres voiles sont résumés dans les tableaux suivant :

Les voiles longitudinaux (VL) ; L = 2 m

Les voiles transversaux (VT) ; L = 1,10 m

| | | Zone | I | II | III | | |
|--|-------------------------------------|------------------------------|--------------|--------------|--------------|--------------|------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | | 1,1 | 1,1 | 1,1 | | |
| | e (m) | | 0,2 | 0,2 | 0,2 | | |
| | B (m ²) | | 0,22 | 0,22 | 0,22 | | |
| Sollicitation de calcul | σ_{max} (kN/m ²) | | 5530 | 2490 | 1380 | | |
| | σ_{min} (KN/m ²) | | -7910 | -5130 | -2700 | | |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC | | |
| | Lc (m) | | 0,45 | 0,36 | 0,37 | | |
| | Lt (m) | | 0,65 | 0,74 | 0,73 | | |
| | d (m) | | 0,30 | 0,24 | 0,25 | | |
| | σ_1 (KN/m ²) | | 4259,23 | 3466,22 | 1775,34 | | |
| | N (KN) | N ₁ (KN) | | 365,08 | 206,31 | 111,88 | |
| | | N ₂ (KN) | | 127,78 | 83,19 | 44,38 | |
| | Vu (KN) | | 144,92 | 141,51 | 86,64 | | |
| | \bar{V} (KN) | | 202,89 | 198,11 | 121,30 | | |
| | Ns (KN) | | 594,14 | 493,90 | 221,16 | | |
| | Ferrailage | Av (cm ²) | Av1 | | 10,49 | 5,93 | 3,21 |
| Av2 | | | 3,67 | 2,39 | 1,28 | | |
| Avj (cm ²) | | 5,60 | 5,45 | 3,34 | | | |
| A (cm ²) | | A ₁ = Av1 + Avj/4 | | 11,89 | 7,29 | 4,05 | |
| | | A ₂ = Av2 + Avj/4 | | 5,07 | 3,75 | 2,12 | |
| Amin (cm ²) | | 4,40 | 4,40 | 4,40 | | | |
| Choix des barres/nappe | | bande1 | | 4HA14 | 4HA12 | 4HA10 | |
| | | bande2 | | 3HA12 | 3HA12 | 3HA10 | |
| sections adoptées/nappe (cm ²) | | bande1 | | 6,16 | 4,52 | 3,14 | |
| | | bande2 | | 3,39 | 3,39 | 2,36 | |
| Espacement (cm) | | bande1 | | 10 | 10 | 10 | |
| | | bande2 | | 10 | 10 | 10 | |
| Ah (cm ²) | | 4,78 | 3,96 | 2,75 | | | |
| choix des barres /ml/nappe | | 4HA12 | 4HA12 | 4HA10 | | | |
| Section utilisée | | 4,52 | 4,52 | 3,14 | | | |
| Espacement (cm) | | 20 | 20 | 20 | | | |
| At | | 4 épingles de HA8/ml | | | | | |
| Vérification des contraintes | contrainte | $\bar{\tau}_b = 5$ MPa | | τ_b | 1,024 | 1 | 0,61 |
| | | $\bar{\tau}_u = 2,5$ MPa | | τ_u | 0,73 | 0,71 | 0,44 |
| | ELS | $\bar{\sigma}_b = 15$ MPa | | σ_b | 2,38 | 2,03 | 0,94 |

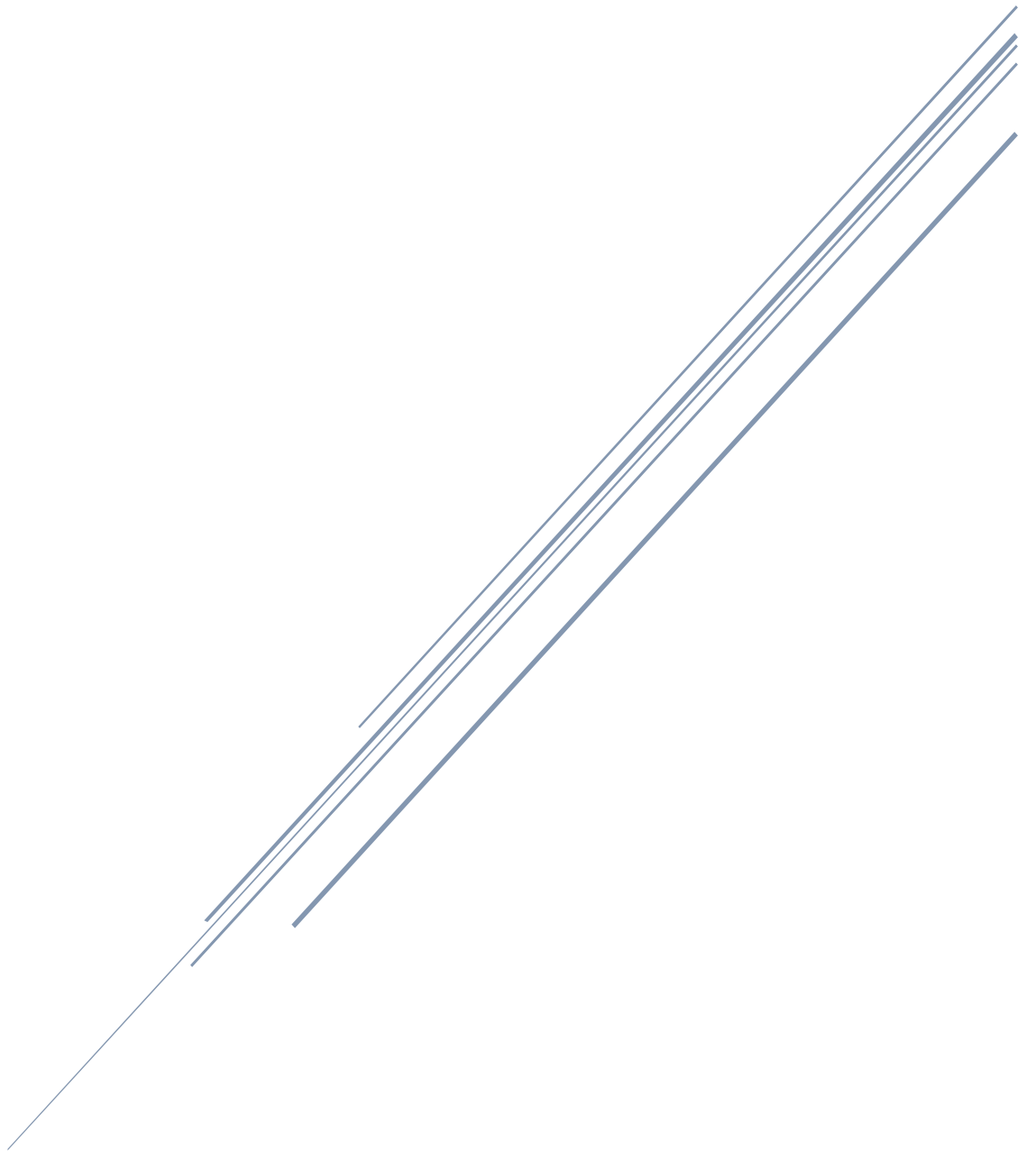
Tableau VI-20 : Ferrailage des voiles transversaux (L=1,10m).

| | | Zone | I | II | III | |
|--|--------------------------------------|---|-----------------|--------------|--------------|--------------|
| Caractéristiques géométriques | L (m) | | 2 | 2 | 2 | |
| | e (m) | | 0,2 | 0,2 | 0,2 | |
| | B (m ²) | | 0,4 | 0,4 | 0,4 | |
| Sollicitation de calcul | σ_{\max} (kN/m ²) | | 6270 | 2340 | 620 | |
| | σ_{\min} (KN/m ²) | | -8660 | -3770 | -1420 | |
| | Nature de la section | | SPC | SPC | SPC | |
| | Lc (m) | | 0,84 | 0,77 | 0,61 | |
| | Lt (m) | | 1,16 | 1,23 | 1,39 | |
| | d (m) | | 0,56 | 0,51 | 0,41 | |
| | σ_1 (KN/m ²) | | 4479,31 | 2206,83 | 1001,15 | |
| | N (KN) | N ₁ (KN) | | 735,80 | 304,82 | 99,27 |
| | | N ₂ (KN) | | 250,84 | 112,55 | 41,05 |
| | Vu (KN) | | 173,82 | 127,30 | 75,86 | |
| | \bar{V} (KN) | | 243,35 | 178,22 | 106,204 | |
| | N _s (KN) | | 542,44 | 418,62 | 200,61 | |
| | Ferraillage | A _v (cm ²) | A _{v1} | | 21,14 | 8,76 |
| A _{v2} | | | 7,21 | 3,23 | 1,18 | |
| A _{vj} (cm ²) | | 6,69 | 4,90 | 2,92 | | |
| A (cm ²) | | A ₁ = A _{v1} + A _{vj} /4 | | 22,81 | 10 | 3,58 |
| | | A ₂ = A _{v2} + A _{vj} /4 | | 8,88 | 4,46 | 1,91 |
| A _{min} (cm ²) | | 8 | 8 | 8 | | |
| Choix des barres/nappe | | bande1 | | 6HA14 | 6HA12 | 6HA10 |
| | | bande2 | | 5HA12 | 5HA12 | 5HA10 |
| sections adoptées/nappe (cm ²) | | bande1 | | 9,24 | 6,79 | 4,71 |
| | | bande2 | | 5,65 | 5,65 | 3,93 |
| Espacement (cm) | | bande1 | | 10 | 10 | 10 |
| | | bande2 | | 15 | 15 | 15 |
| A _h (cm ²) | | 8,86 | 5,36 | 4,32 | | |
| choix des barres /ml/nappe | | 8HA12 | 5HA12 | 6HA10 | | |
| Section utilisée | | 9,06 | 5,65 | 4,71 | | |
| Espacement (cm) | | 10 | 20 | 16 | | |
| A _t | | 4 épingles de HA8/ml | | | | |
| Vérification des contraintes | contrainte | $\bar{\tau}_b = 5$ MPa | τ_b | 0,66 | 0,50 | 0,30 |
| | | $\bar{\tau}_u = 2,5$ MPa | τ_u | 0,48 | 0,35 | 0,21 |
| | ELS | $\bar{\sigma}_b = 15$ MPa | σ_b | 1,20 | 0,97 | 0,47 |

Tableau VI-21 : Ferraillage des voiles longitudinaux (L=2m).

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure



VII.1 Introduction :

Les fondations sont les éléments qui sont situés à la base de la structure, et qui transmettent les efforts de la superstructure au sol. Il existe deux types de fondations :

- ❖ *Les fondations superficielles.*
- ❖ *Les fondations profondes.*

Le choix du type de fondations se fait selon l'importance de l'ouvrage et des caractéristiques mécaniques et physiques du sol, elles sont réalisées d'une manière à assurer :

- La stabilité de l'ouvrage,
- Eviter les glissements de l'ouvrage pour les constructions réalisées sur un terrain en pente,
- Eviter le déplacement de l'ouvrage sous l'action des forces horizontales ou obliques Appliquées à la structure (vent, séisme...etc.),
- Limitation des tassements compatibles.

VII.2 Type de fondations :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La nature de l'ouvrage,
- La nature du terrain et sa résistance,
- Profondeur du bon sol,
- Le tassement du sol.

a) Les fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continues sous mur,
- Les semelles continues sous poteaux,
- Les semelles isolées,
- Les radiers.

b) Les fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans le cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux
- Les puits.

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- Stabilité de l'ouvrage (rigidité).
- Facilité d'exécution (coffrage).
- Economie.

VII.3 Etude géotechnique du sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur une étude détaillée du sol qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier. Les résultats de cette étude nous ont donné une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars}$, situé à une profondeur de 2 m (Site meuble). On l'absence d'une nappe phréatique il y'aura pas de risque de remontée des eaux.

VII.4 choix du type de fondation :

a) Semelles isolées :

Pour le dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal « N_s » à l'ELS qui est obtenu à la base de tous les poteaux du sous-sol. (Le poteau le plus sollicité).

$$A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Homothétie des dimensions $\rightarrow \frac{a}{b} = \frac{A}{B} = K \frac{45}{45} = 1 \rightarrow A = B$

D'où : $B \geq \sqrt{\frac{N_{ser}}{K \cdot \sigma_{sol}}}$

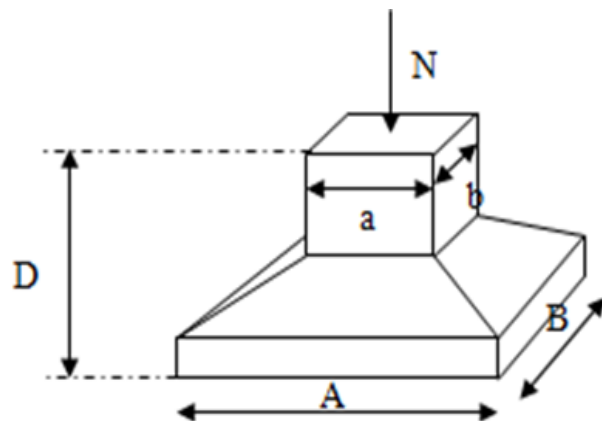


Figure VII-1 : schéma statique de la semelle isolée.

Exemple de calcul :

Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

$N_s = 1002,41 \text{ KN}$ $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$

$B \geq \sqrt{\frac{1002,41}{200}} = 2,24 \text{ m} \rightarrow$ on opte pour $A = B = 2,5 \text{ m}$

On a la section des semelles sous poteau totale est : $S = n \cdot B^2 = 22 \times (2,5)^2 = 137,5 \text{ m}^2$

Avec : n = nombre de poteaux.

La section totale de notre bâtisse à la base est : $S_t = 188 \text{ m}^2$

Donc : $S = 137,5 \text{ m}^2 > 50\% S_t = 94 \text{ m}^2$.

Remarque :

On remarque que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il y a lieu d'opter pour des semelles filantes.

b) Semelles filantes :

b) -1 Semelles sous poteaux :

❖ **Hypothèse de calcul :**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

➤ **Etape de calcul :**

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de la Coordonnée de la résultante des forces : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R}$

Avec :

- e : excentricité de la structure.
- e_i : excentricité de chaque élément.

- Détermination de la Distribution (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle :

$$\begin{cases} e < \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.} \\ e > \frac{l}{6} \Rightarrow \text{Répartition triangulaire.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L} \right). \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L} \right). \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right). \end{cases}$$

- Détermination de la largeur « B » de la semelle : $B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}}$

Le calcul se fera pour le portique le plus sollicité (portique B), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

| Poteaux | $N_i = G + Q$ (KN) | M_i (KN. m) | e_i (m) | $N_i \times e_i$ (KN. m) |
|--------------|--------------------|---------------|-----------|--------------------------|
| 1 | 502,85 | -4,537 | 9 | 4525,65 |
| 2 | 862,35 | -2,144 | 5,80 | 5001,63 |
| 3 | 1002,41 | 0,298 | 2 | 4004,82 |
| 4 | 925,11 | 0,639 | -1,80 | -1665,20 |
| 5 | 951,42 | 1,281 | -5,50 | -5232,81 |
| 6 | 606,59 | 3,109 | -9 | -5459,31 |
| Somme | 4850,74 | -1,353 | | 1174,78 |

TAB VII-1 : résultats de calcul d'une semelle filante sous poteau.

La résultante :

$$R = \sum N_i = 4850,74 \text{ KN}$$

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{R} = \frac{1174,78 - 1,353}{4850,74} = 0,24 \text{ m.}$$

$$e = 0,24 \text{ m} < \frac{l}{6} = \frac{18}{6} = 3 \text{ m} \Rightarrow \text{Répartition trapézoïdale.}$$

$$\begin{cases} q_{min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4850,74}{18} \left(1 - \frac{6 \times (0,24)}{18}\right) = 247,930 \text{ KN/ml.} \\ q_{max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6 \times e}{L}\right) = \frac{4850,74}{18} \left(1 + \frac{6 \times (0,24)}{18}\right) = 291,044 \text{ KN/ml.} \\ q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{3 \times e}{L}\right) = \frac{4850,74}{18} \left(1 + \frac{3 \times (0,24)}{18}\right) = 280,265 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

$$B \geq \frac{q\left(\frac{L}{4}\right)}{\sigma_{sol}} = \frac{280,265}{200} = 1,40 \text{ m} \cong 1,5 \text{ m.}$$

La surface de la semelle filante sous poteau : $S_p = B \times L = 1,5 \times 18 = 27 \text{ m}^2$.

La surface totale des semelles filantes sous poteaux :

$$S_{tPot} = B \times (18 + 11,3 + 14,8 + 7,5) = 1,5 \times (51,60) = 77,40 \text{ m}^2.$$

b) -2 Semelles sous Voiles :

Elles sont dimensionnées à l'ELS sous l'effort $N_s = G + Q$ (KN)

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G + Q}{B \times L} \implies B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol ($\sigma_{sol} = 0,2 \text{ MPa}$).

B : largeur de la semelle.

L : longueur de la semelle sous voile.

G : charge permanente revenant aux voiles.

Q : surcharge revenant aux voiles.

Les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

❖ **Sens longitudinal :**

| voile | N _s (KN) | L (m) | B (m) | L×B (m ²) |
|--------------------|---------------------|-------|--------------|-----------------------|
| VL ₁₋₁₀ | 750,80 | 1,10 | 3,42 | 3,76 |
| Somme | 7508 | | Somme | 37,60 |

TAB VII-2 : résultats de calcul d'une semelle filante sous les voiles longitudinaux.

❖ **Sens transversal :**

| voile | N _s (KN) | L (m) | B (m) | L×B (m ²) |
|-------------------|---------------------|-------|--------------|-----------------------|
| VT ₁₋₄ | 477,76 | 2 | 1,20 | 2,40 |
| Somme | 4777,6 | | Somme | 9,60 |

TAB VII-3 : résultats de calcul d'une semelle filante sous les voiles transversaux.

Les sommes des surfaces des semelles sous voiles est : $S_{v\ tot} = \sum S_i = 47,20\ m^2$.

La surface totale des semelles filantes est :

$$S_{tot} = S_{v\ tot} + S_{t\ Pot} = 77,40 + 47,20 = 124,60\ m^2.$$

La surface totale de la structure : $S_{t\ structure} = 188\ m^2$.

Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{t\ semelles}}{S_{t\ structure}} = \frac{122,54}{188} = 0,65 \Rightarrow \text{La surface des semelles représente 60 \% de la surface totale}$$

Remarque

Les semelles présentent de grandes largeurs provoquant un chevauchement entre elles occupant ainsi une superficie supérieure à **50%** de la surface totale du bâtiment, et donc nous opterons pour un radier général.

VII.5 Calcul d'un radier général :

Un radier est défini comme étant une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature, il est soumis à la réaction du sol diminuée du poids propre du radier.

Le radier est :

- ✓ Rigide en son plan horizontal.
- ✓ Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol de la fondation.
- ✓ Facilite le coffrage.
- ✓ Est exécutable rapidement.
- ✓ Convient mieux aux désordres ultérieurs qui peuvent provenir des tassements éventuels.

VII.5.1 - Pré-dimensionnement du radier :

a) Selon la condition d'épaisseur minimale :

la hauteur du radier doit avoir au moins 25cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

b) Selon la condition forfaitaire :

❖ **Sous voile :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \quad \text{avec : } L_{max} = 4,4 \text{ m.}$$

$$\frac{4}{8} \leq h \leq \frac{4}{5} \Rightarrow 0,56 \leq h \leq 0,88, \text{ On opte pour } h = 70 \text{ cm.}$$

Avec :

L_{max} : distance entre deux voiles, ou poteaux successifs.

h : épaisseur du radier.

❖ **Sous poteaux :**

- **Dalle**

La dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_d \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{440}{20} = 22 \text{ cm} \Rightarrow h_d = 30 \text{ cm.}$$

- **Dalle flottante :**

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow 8,80 \leq h_t \leq 11 \Rightarrow \text{on prend } h_t = 10 \text{ cm}$$

- **Nervure**

La hauteur de la nervure doit satisfaire à la condition suivante :

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{440}{10} = 44 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 50 \text{ cm.}$$

$$0,7 \times h_n \leq b_n \leq 0,9 \times h_n \Rightarrow 0,7 \times 50 \leq b_n \leq 0,9 \times 50$$

$$\Rightarrow 35 \leq b_n \leq 45, \text{ On opte pour : } b_n = 45 \text{ cm.}$$

Avec : h_n : hauteur de la nervure.

b_n : largeur de la nervure.

- Condition de longueur d'élasticité :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \quad \text{Ce qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \frac{3 \times K}{E}}$$

Avec :

L_e : Longueur élastique.

K : Module de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface $K= 40 \text{ MPa}$ pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1 m).

E : Module de déformation longitudinale déferée. $E = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa}$.

L_{max} : Distance maximale entre nus des nervures.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4,4\right)^4 \frac{3 \times 40}{10818,86}} = 0,88 \text{ m}, \quad \text{On adopte pour : } h_n = 90 \text{ cm} = 0,9 \text{ m}.$$

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur de la dalle : $h_d = 30 \text{ cm}$.
- Hauteur des nervures: $h_n = 90 \text{ cm}$.
- Largeur de la nervure : $b_n = 45 \text{ cm}$.
- Hauteur de la dalle flottante : $h_t = 10 \text{ cm}$.

VII.5.2 détermination de la surface nécessaire du radier :

Pour déterminer cette surface, on a besoin des charges permanentes et des charges d'exploitations qui sont obtenu à partir du logiciel ROBOT.

➤ Poids de la superstructure :

$$\left. \begin{array}{l} \text{charge permanente : } G_{bt} = 15744,46 \text{ KN} \\ \text{charge d'exploitation : } Q_{bt} = 2544,25 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{D'après (ROBOT)}.$$

➤ Combinaison d'action :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } N_u = 1,35G + 1,5Q = 25071,39 \text{ KN.} \\ \text{ELS : } N_s = G + Q = 18288,71 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

➤ Détermination de la surface du radier :

$$A L'ELU : S_{nec}^{ELU} = \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{sol}} = \frac{25071,39}{1,33 \times 200} = \mathbf{94,25 m^2}.$$

$$A L'ELS : S_{nec}^{ELS} = \frac{N_s}{\sigma_{sol}} = \frac{18288,71}{200} = \mathbf{91,44 m^2}.$$

$$\left. \begin{array}{l} S_{radier} = \max(S_{nec}^{ELU} ; S_{nec}^{ELS}) = \mathbf{94,25 m^2} \\ S_{structure} = \mathbf{188 m^2} \end{array} \right\} S_{str} = \mathbf{188 m^2} > S_{rad} = \mathbf{91,44 m^2}$$

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles du **BAEL**, et il sera calculé comme suit :

$$L_{déb} \geq \max\left(\frac{h_{ner}}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \left(\frac{80}{2}; 30\right) = \mathbf{40 \text{ cm}}.$$

On opte pour : $L_{déb} = \mathbf{50 \text{ cm}}$.

$$S_{déb} = L_{déb}(L_x + L_y) \times 2 = 0,5(12 + 18) \times 2 = \mathbf{30 m^2}.$$

$$S_{rad} = S_{bat} + S_{déb} = 188 + 30 = \mathbf{218 m^2}.$$

VII.5.3 Détermination des efforts à la base du radier :

❖ **Poids du radier :**

$$P_{radier} = P_{dalle} + P_{nérvure} + P_{TVO} + P_{dalle \text{ flottante}}$$

- $P_{dalle} = S_{rad} \times h_d \times \gamma_b = 218 \times 0,3 \times 25 = \mathbf{1635 \text{ KN}}$.

- $P_{nér} = b_n(h_n - h_d) \times L \times n \times \rho_b = 0,45(0,90 - 0,3) \times (3 \times 18 + 11 + 4 \times 12 + 2 \times 8) \times 25$

$$P_{nér} = \mathbf{870,75 \text{ KN}}$$

- $P_{TVO} = (S_{rad} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{TVO}$.

On a : $S_{ner} = b_n \times L \times n = 0,45 \times (3 \times 18 + 11 + 4 \times 12 + 2 \times 8) = 58,05 \text{ m}^2$.

$$\rho_{TVO} = 17 \text{ KN/m}^3.$$

Donc : $P_{TVO} = (218 - 58,05) \times (0,9 - 0,3) \times 17 = \mathbf{1631,49 \text{ KN}}$

- $P_{dalle \text{ flottante}} = (S_{rad} - S_{ner}) \times e_p \times \rho_b = (218 - 58,05) \times 0,1 \times 25 = \mathbf{399,875 \text{ KN}}$.

$$P_{radier} = 1635 + 870,75 + 1631,49 + 399,875 = \mathbf{4537,12 \text{ KN}}$$

❖ **Charge permanente apportée sur le radier G_{tot} :**

$$G_{tot} = G_{super} + G_{infra} = 15744,46 + 4537,12 = \mathbf{20281,58 \text{ KN}}$$

❖ **Surcharge d'exploitation Q_{tot} :**

$$Q_{tot} = Q_{super} + Q_{infra}$$

$$Q_{infra} = 218 \times 5 = \mathbf{1090\ KN.}$$

$$Q_{super} = 2544,25\ KN.$$

$$Q_{tot} = Q_{super} + Q_{infra} = 2544,25 + 1090 = \mathbf{3634,25\ KN.}$$

❖ **Combinaison d'action :**

$$\begin{cases} ELU: N_u = 1,35G_{tot} + 1,5Q_{tot} = 1,35 \times 20281,58 + 1,5 \times 3634,25 = \mathbf{32831,52\ KN.} \\ ELS: N_s = G_{tot} + Q_{tot} = 20281,58 + 3634,25 = \mathbf{23915,83\ KN.} \end{cases}$$

VII.5.4 Vérification :

a- Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4\ MPa \right\} = \mathbf{2,5\ MPa.}$$

Avec : $b = 1\ m$; $d = 0,9 \times h_d = 0,9 \times 30 = \mathbf{27\ cm.}$

$$T_u = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} = \frac{32831,52 \times 1}{218} \times \frac{4,40}{2} = \mathbf{331,33\ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{331,33}{1 \times 0,27} = \mathbf{1227,15\ KN/m^2 = 1,227\ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\{2,5 ; 4\ MPa\} = \mathbf{2,5\ MPa.}$$

$$\tau_u = \mathbf{1,227\ MPa} < \bar{\tau}_u = \mathbf{2,5\ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b- Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à vérifier les contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Effort normal (N) dû aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) dû au séisme dans le sens considéré.

$$M_j = M_{j(K=0)} + T_{j(K=0)}h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base du bâtiment,

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base du bâtiment,

I_{xx} ; I_{yy} : Moment d'inertie du panneau considéré dans le sens considéré,

h : Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

Ainsi on doit vérifier que :

A L'ELU : $\sigma_m \leq 1,33 \sigma_{sol}$

A L'ELS : $\sigma_m \leq \sigma_{sol}$

Avec : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4}$

et $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \mp \frac{M}{I} V$

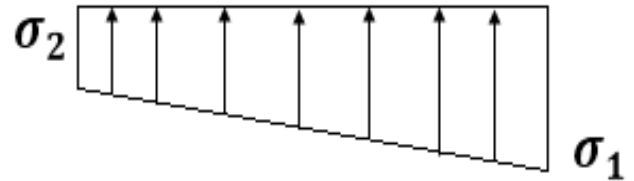


Figure VII-2 : Diagramme des contraintes.

- **Calcul du centre de gravité du radier :**

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 5,57 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 9,65 \text{ m}.$$

- **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \sum |I_x + S_i (X_i - X_G)^2| \implies I_{xx} = 4749,90 \text{ m}^4.$$

$$I_{yy} = \sum |I_y + S_i (Y_i - Y_G)^2| \implies I_{yy} = 2045,11 \text{ m}^4.$$

- **Calcul des moments de renversement du radier :**

$$M_{xx} = M_0^x + (T_0^x \times h) = 627,723 + (1321,87 \times 0,9) = 1817,406 \text{ KN.m}$$

$$M_{yy} = M_0^y + (T_0^y \times h) = 558,311 + (1176,36 \times 0,9) = 1617,035 \text{ KN.m}$$

Sens longitudinal :

\Rightarrow **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{32831,508}{218} + \left(\frac{1817,406}{2045,11} \times 5,57 \right) = 155,55 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{32831,508}{218} - \left(\frac{1817,406}{2045,11} \times 5,57 \right) = 145,65 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 155,55 + 145,65}{4} = 153,075 \text{ KN/m}^2.$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 153,075 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{23915,83}{218} + \left(\frac{1817,406}{2045,11} \times 5,57 \right) = 114,66 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_x}{I_{yy}} \times V \right) = \frac{23915,83}{218} - \left(\frac{1817,406}{2045,11} \times 5,57 \right) = 104,78 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 114,66 + 104,78}{4} = 112,19 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 112,19 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Sens transversal :

⇒ **ELU :**

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{32831,508}{218} + \left(\frac{1617,035}{4749,90} \times 9,65 \right) = 153,89 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_u}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{32831,508}{218} - \left(\frac{1617,035}{4749,90} \times 9,65 \right) = 147,32 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 153,89 + 147,32}{4} = 152,25 \text{ KN/m}^2$$

$$1,33 \sigma_{sol} = 1,33 \times 200 = 266 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 152,25 \text{ KN/m}^2 < 1,33 \sigma_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ **ELS :**

$$\sigma_1 = \frac{N_s}{S_{rad}} + \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{23915,83}{218} + \left(\frac{1617,035}{4749,90} \times 9,65 \right) = 112,99 \text{ KN/m}^2 .$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \left(\frac{M_y}{I_{xx}} \times V \right) = \frac{23915,83}{218} - \left(\frac{1617,035}{4749,90} \times 9,65 \right) = 106,42 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 112,99 + 106,42}{4} = 111,35 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_m = 109,45 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c- Vérification au poinçonnement (Art.A.5.2.42 BAEL91modifiées 99) :

Aucun calcul n'est exigé si la condition suivante est satisfaite : $N_u \leq N'_u$

$$N'_u = \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau ou le voile le plus sollicité.

μ_c : Périmètre du contour cisailé sur le plan du feuillet moyen du radier.

a' : Epaisseur du voile ou du poteau.

b' : Largeur du poteau ou du voile (une bonde de 1 m).

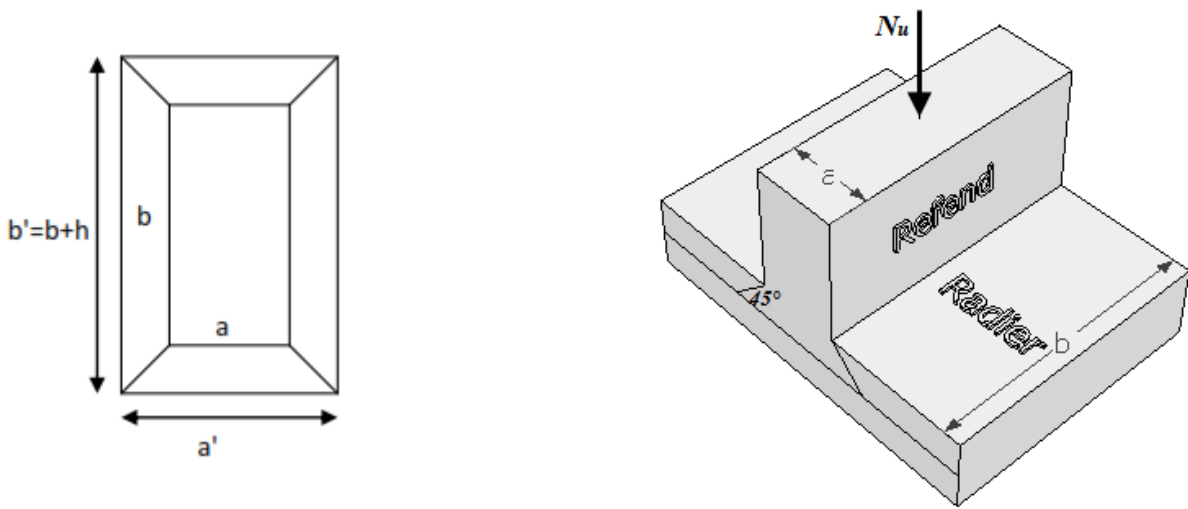


Figure VII-3 : Périmètre utile des voiles et des poteaux.

❖ Calcul du périmètre utile :

➤ Poteaux :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,45 + 0,45 + 2 \times 0,9) = 5,40 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 5,40 \times 0,9 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 3645 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1378,25 \text{ KN} < N'_u = 3645 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Voiles :

$$\mu_c = 2 \times (a' + b' + 2h) = 2 \times (0,2 + 1 + 2 \times 0,9) = 6 \text{ m}^3.$$

$$N'_u = \frac{0,045 \times 6 \times 1 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 4500 \text{ KN}.$$

$$N_u = 1211,07 \text{ KN} < N'_u = 4500 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d- Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P > P' \quad \text{Avec : } P' = \alpha \times \gamma_w \times S_{radier} \times z$$

P : Poids total du bâtiment à la base du radier.

$\alpha = 1,5$: Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement.

γ_w : Poids volumique de l'eau ($\gamma_w = 10 \text{ NK}/\text{m}^3$).

z : profondeur de l'infrastructure ($h = 0,9 \text{ m}$).

$$P' = 1,5 \times 10 \times 218 \times 0,9 = 2943 \text{ KN.}$$

$$P = 16253,31 \text{ KN} > P' = 2943 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition est vérifiée.}$$

Pas de risque de soulèvement de la structure.

c- Vérification de la stabilité au renversement : (Art A.10.1.5 RPA99/Version 2003).

Quel que soit le type de fondations (superficielles ou profondes), on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistant au renversement

$$\left(e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4} \right)$$

$$e_x = \frac{M_{xx}}{N_s} = \frac{1817,406}{23915,83} = 0,075 \text{ m} < \frac{12}{4} = 3 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$e_y = \frac{M_{yy}}{N_s} = \frac{1617,035}{23915,83} = 0,067 \text{ m} < \frac{18}{4} = 4,5 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

VII.5.5 Ferrailage du radier :

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle du radier qui sera étudiée comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie prenant appuis sur les voiles et les poteaux.

Pour le calcul du ferrailage du radier, on utilise les méthodes exposées dans le **B.E.A.L 91 modifié 99**.

VII.5.5.1 Ferrailage de la dalle du radier (panneaux encastrés sur 4 appuis) :

On distingue deux cas :

1^{er} Cas : si $\rho < 0,4 \rightarrow$ flexion longitudinale est négligeable.

$$M_0^x = q_u \times \frac{L_x^2}{8} \quad ; \quad M_0^y = 0$$

2^{eme} Cas : si $0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ les deux flexions interviennent, les moments développés au centre de la dalle dans les deux bandes de largeur d'unité valent :

- Dans le sens de plus petite portée L_x : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée L_y : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x$

Les coefficients $\mu_x ; \mu_y$ sont donnés par les tables de PIGEAUD.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

Remarque :

Les panneaux étant soumis à des chargements sensiblement voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en œuvre, il leur sera donc adopté la même section d'armatures, en considérant pour les calculs le panneau le plus sollicité.

Le panneau le plus sollicité :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,80}{4,40} = \mathbf{0,86}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0498 \\ \mu_y = 0,693 \end{cases}$$

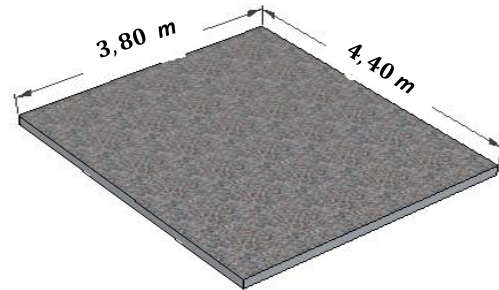


Figure VII-4 : entre axe du panneau le plus sollicité.

$0,4 \leq \rho \leq 1 \rightarrow$ La dalle travail dans les deux sens.

Le poids propre du radier étant directement repris par le sol, doit être soustrait de la contrainte maximale σ_m^{max} .

$$A L'ELU : q_u^m = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 153,075 - \frac{4537,12}{218} = \mathbf{132,26 KN/m^2}$$

$$A L'ELS : q_s^m = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 112,19 - \frac{4537,12}{218} = \mathbf{91,27 KN/m^2}$$

❖ **Calcul des moments isostatiques à l'ELU :**

$$M_0^x = 0,0498 \times 132,26 \times 3,8^2 = \mathbf{95,10 KN.m.}$$

$$M_0^y = 0,693 \times 95,10 = \mathbf{65,90 KN.m.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte des semi encastres de cette dalle au niveau des nervures, les moments calculés seront minorés en leur effectuant des coefficients de (0,3) aux appuis de rive et (0,5) aux appuis intermédiaire et de (0,75) en travée.

a) Ferrailage dans le sens x-x :

✓ Aux appuis :

$$M_x^a = 0,5.M_0^x = 0,5 \times 95,10 = 47,55 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{ap} = \frac{M_x^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{47,55 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,046 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,230 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,976$$

$$A_x^a = \frac{M_{ux}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{47,55 \times 10^3}{0,976 \times 27 \times 348} = 5,18 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 7,70 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ En travées :

$$M_x^t = 0,75.M_0^x = 0,75 \times 95,10 = 71,32 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_{ux}^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{71,32 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,068 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,104 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,965$$

$$A_x^t = \frac{M_{ux}^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{71,32 \times 10^3}{0,965 \times 27 \times 348} = 7,86 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 9,24 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

b) Ferrailage dans le sens y-y :

✓ Aux appuis :

$$M_y^a = 0,5.M_0^y = 0,5 \times 65,90 = 32,95 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_y^a}{b d^2 f_{bc}} = \frac{32,95 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,032 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,036 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,984$$

$$A_y^a = \frac{M_{uy}^a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{32,95 \times 10^3}{0,984 \times 27 \times 348} = 3,56 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **5HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 7,70 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 20 \text{ cm}$.

✓ **En travées :**

$$M_y^t = 0,75.M_0^y = 0,75 \times 65,90 = 49,42 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_y^t}{b d^2 f_{bc}} = \frac{49,42 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14.2} = 0,047 < \mu_{id} = 0,392$$

La section est simplement armée (S.S.A).

$$\mu = 0,104 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,975$$

$$A_y^t = \frac{M_y^t}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{49,42 \times 10^3}{0,975 \times 27 \times 348} = 5,39 \text{ cm}^2$$

On opte pour une section d'armature **6HA14** $\Rightarrow A_{ad}^x = 9,24 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 15 \text{ cm}$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

| sens | zone | M (KN.m) | OBS | A (cm ²) | ferrailage | S _t (cm) | Section (cm ²) |
|------------|-------------------|----------|-----|----------------------|--------------|---------------------|----------------------------|
| X-X | En travée | 71,32 | SSA | 7,86 | 6HA14 | 20 | 9,24 |
| | Aux appuis | 47,55 | SSA | 5,18 | 5HA14 | 15 | 7,70 |
| Y-Y | En travée | 49,42 | SSA | 5,39 | 6HA14 | 20 | 9,24 |
| | Aux appuis | 32,95 | SSA | 3,56 | 5HA14 | 15 | 7,70 |

TAB VII-4 : Récapitulatif des résultats dans les deux sens.

c) Vérification à l'ELU :

❖ **Condition de non fragilité du béton de la section minimal (Art B.7.4 BAEL 91 modifiée 99).**

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \implies A_{min} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2$$

| sens | zone | A _{adoptée} (cm ²) | A _{min} (cm ²) | observation |
|------|------------|--|--|--------------------|
| X-X | En travée | 9,24 | 3,26 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 7,70 | 3,26 | Condition vérifiée |
| Y-Y | En travée | 9,24 | 3,26 | Condition vérifiée |
| | Aux appuis | 7,70 | 3,26 | Condition vérifiée |

TAB VII-5 : vérification de la condition de non fragilité.

❖ *Espacement des armatures (Art A.4.5, 33 BAEL 91 modifiée 99).*

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

✓ *Sens x-x :*

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) = \min(90 ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ *Sens transversal :*

$$S_t \leq \min(4h ; 45 \text{ cm}) = \min(80 ; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

d) *Vérification à l'ELS :*

❖ *Evaluation des moments M_x; M_y :*

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,80}{4,40} = 0,86 ; \quad \nu = 0,2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0569 \\ \mu_y = 0,791 \end{cases} \quad 0,4 < \rho < 1 \quad \Longrightarrow \quad \text{le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$M_0^x = \mu_x \times q_s \times L_x^2 = 0,0569 \times 91,27 \times 3,8^2 = 75,36 \text{ KN m.}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 0,791 \times 75,36 = 59,60 \text{ KN m.}$$

- *Sens x-x :*

✓ *Moment aux appuis :* $M_a^x = 0,5 \times 75,36 = 37,68 \text{ KN m.}$

✓ *Moment en travées :* $M_t^x = 0,85 \times 75,36 = 64,05 \text{ KN m.}$

- Sens y-y :

✓ Moment aux appuis : $M_a^y = 0,5 \times 59,60 = 29,80 \text{ KN m}$.

✓ Moment en travées : $M_t^y = 0,85 \times 59,60 = 50,66 \text{ KN m}$.

❖ Vérification des contraintes dans le béton et l'acier :

On vérifie la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Avec : } K = \frac{1}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} < \bar{\sigma}_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} \Rightarrow \left\{ \begin{matrix} K_1 \\ \beta_1 \end{matrix} \right\} \Rightarrow \text{à partir des tableaux, à l'ELS.}$$

| Sens | Zone | M _s (KN.m) | ρ ₁ | β ₁ | K ₁ | A _{st} (cm ²) | d (cm) | σ _{st} (MPa) | σ̄ _{st} (MPa) | Obs | σ _{bc} (MPa) | σ̄ _{bc} (MPa) | Obs |
|------|--------|--------------------------|----------------|----------------|----------------|---------------------------------------|-----------|--------------------------|---------------------------|-----|--------------------------|---------------------------|-----|
| X-X | appui | 37,68 | 0,285 | 0,915 | 43,82 | 7,70 | 27 | 198,07 | 348 | C.V | 4,52 | 15 | C.V |
| | travée | 64,05 | 0,342 | 0,909 | 39,95 | 9,24 | 27 | 282,44 | 348 | C.V | 7,07 | 15 | C.V |
| Y-Y | appui | 29,80 | 0,285 | 0,915 | 43,82 | 7,70 | 27 | 156,65 | 348 | C.V | 3,57 | 15 | C.V |
| | travée | 50,66 | 0,342 | 0,909 | 39,95 | 9,24 | 27 | 223,39 | 348 | C.V | 5,59 | 15 | C.V |

TAB VII-4 : Vérification des contraintes dans le béton.

VII.5.6 Ferrailage des débords

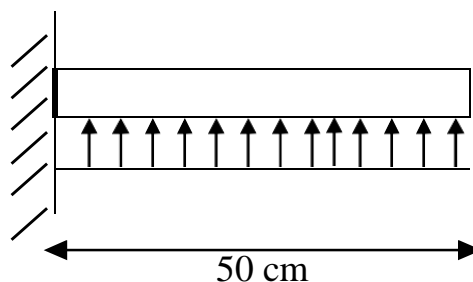


Figure VII-5 : schéma statique du débord.

✓ Sollicitations de calcul :

- ELU : $q_u = 132,26 \text{ KN/m} \implies M_u = \frac{-q_u \times L^2}{2} = \frac{-132,26 \times (0,5)^2}{2} = -16,53 \text{ KN.m}$

- ELS : $q_s = 91,27 \text{ KN/m} \implies M_s = \frac{-q_s \times L^2}{2} = \frac{-91,27 \times (0,5)^2}{2} = -11,40 \text{ KN.m}$

✓ Calcul des armatures :

❖ Armatures principales :

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bc}} = \frac{16,53 \times 10^3}{100 \times 27^2 \times 14,2} = 0,016 < \mu_{id} = 0,392 \dots\dots\dots \text{SSA}$$

$$\mu = 0,016 \xrightarrow{\text{tableau}} \beta = 0,992$$

$$A = \frac{M_u}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{16,53 \times 10^3}{0,992 \times 27 \times 348} = 1,77 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité (BAEL91/Art A.4.2.1) :

$$A_{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 100 \times 27 \times 2,1}{400} = 3,26 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA12** $\implies A_s = 4,52 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2.$$

On opte pour une section d'armature **4HA10** $\implies A_r = 3,14 \text{ cm}^2$, Avec $S_t = 25 \text{ cm}$.

✓ Vérification à l'ELS :

- Vérification de la contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b d} = \frac{100 \times 4,52}{100 \times 27} = 0,167 \implies \beta_1 = 0,934 ; K_1 = 60,76$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times d \times \beta_1} = \frac{11,40 \times 10^3}{4,52 \times 27 \times 0,934} = 100,01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{100,01}{60,76} = 1,65 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\sigma_{st} = 100,01 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ MPa. Condition vérifiée.}$$

Remarque :

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord, afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolongées et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VII.5.6 Ferrailage des nervures :

Afin d'éviter tout risque de soulèvement du radier (vers le haut), celui-ci est sera muni de nervures (raidisseurs) dans les deux sens. Pour le calcul des sollicitations, la nervure sera assimilée à une poutre continue sur plusieurs appuis et les charges revenant à chaque nervure seront déterminées en fonction du mode de transmission des charges (triangulaires ou trapézoïdales) vers celle-ci.

a) Chargement simplifié admis :

Les nervures seront considérées comme des poutres doublement encastées à leurs extrémités. Afin de ramener les charges appliquées sur les nervures à des charges uniformément réparties on doit calculer le chargement simplifié et cela consiste à trouver la largeur de la dalle correspondante à un diagramme rectangulaire qui donnerait le même moment (**largeur Lm**) et le même effort tranchant (**largeur Lt**) que le diagramme trapézoïdal/triangulaire.

Remarque :

Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charge triangulaire et trapézoïdale.

✓ **Charge trapézoïdale :**

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6}\right)$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4}\right)$$

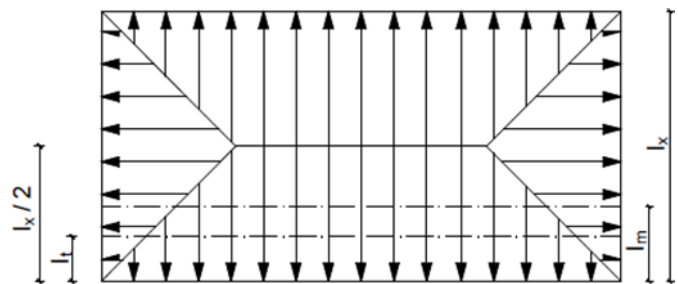


Figure VII-5 : Répartition trapézoïdale.

✓ **Le chargement simplifié :**

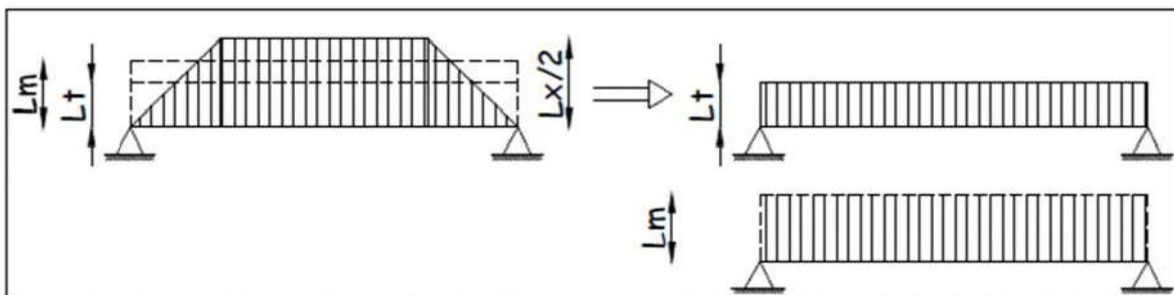


Figure VII-6 : Présentation du chargement simplifié.

✓ Charge triangulaire :

$$L_m = 0,333 \times L_x$$

$$L_t = 0,25 \times L_x$$

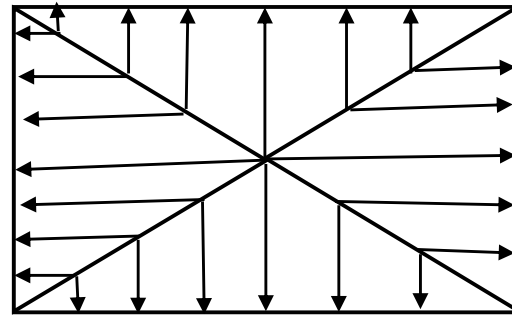


Figure VII-7 : Répartition triangulaire.

b) Charge à considérer :

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \times L_m$$

$$Q_s = q_s \times L_m$$

Pour les moments fléchissant :

$$Q_u = q_u \times L_t$$

$$Q_s = q_s \times L_t$$

c) Détermination des charges :

AL'ELU :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(153,075 - \frac{4537,12}{218} - \frac{870,75}{58,05} \right) = 117,26 \text{ KN/m}^2$$

AL'ELS :

$$q_u = \left(\sigma_m - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} - \frac{G_{ner}}{S_{ner}} \right) = \left(112,19 - \frac{4537,11}{218} - \frac{870,75}{58,05} \right) = 76,37 \text{ KN/m}^2$$

✓ Charges à considérer :

Sens x-x :

$$L_m = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 3,80 \times \left(0,5 - \frac{0,86^2}{6} \right) = 1,43 \text{ m.}$$

$$L_t = L_x \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 3,80 \times \left(0,5 - \frac{0,86}{4} \right) = 1,08 \text{ m}$$

Sens y-y :

$$L_m = L_y \times \left(0,5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right) = 4,40 \times \left(0,5 - \frac{0,86^2}{6} \right) = 1,66 \text{ m.}$$

$$L_t = L_y \times \left(0,5 - \frac{\rho_x}{4} \right) = 4,40 \times \left(0,5 - \frac{0,86}{4} \right) = 1,25 \text{ m}$$

- *Sens longitudinal :*

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 117,26 \times 1,43 = 167,68 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 76,37 \times 1,43 = 1098,21 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \times L_t = 117,26 \times 1,08 = 126,64 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \times L_t = 76,37 \times 1,08 = 82,48 \text{ KN/ml}$$

- *Sens transversal :*

$$Q_{Mu} = q_u \times L_m = 117,26 \times 1,66 = 194,65 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ms} = q_s \times L_m = 76,37 \times 1,66 = 126,77 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Tu} = q_u \times L_t = 117,26 \times 1,25 = 146,58 \text{ KN/ml}$$

$$Q_{Ts} = q_s \times L_t = 76,37 \times 1,25 = 95,46 \text{ KN/ml}$$

d) Diagramme des sollicitations :

Les diagrammes obtenus à l'aide du logiciel « Robot » sont les suivant :

• *Sens longitudinal « X-X » :*

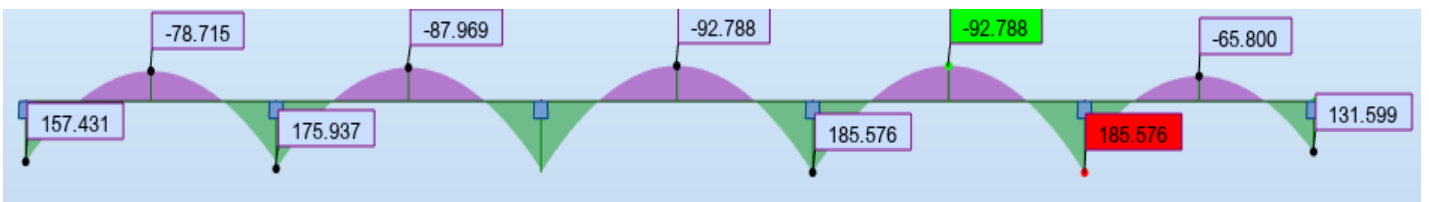


Figure VII-8 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU (sens x-x).

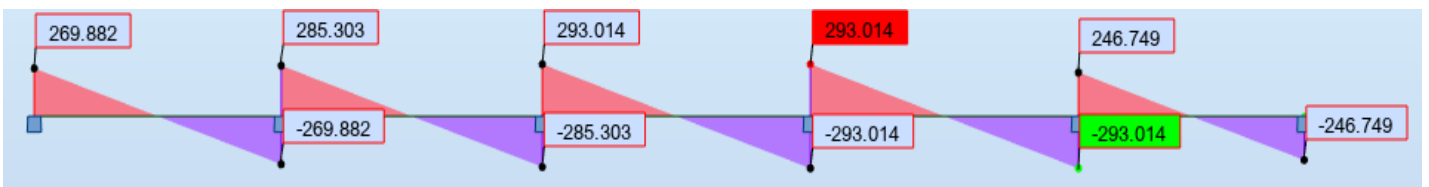


Figure VII-9 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU (sens x-x).

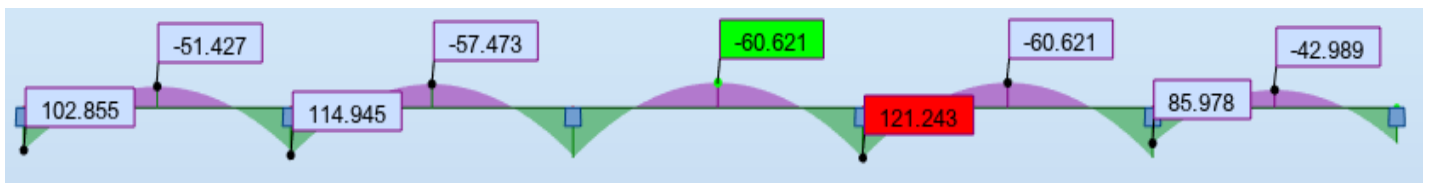


Figure VII-10 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS (sens x-x).

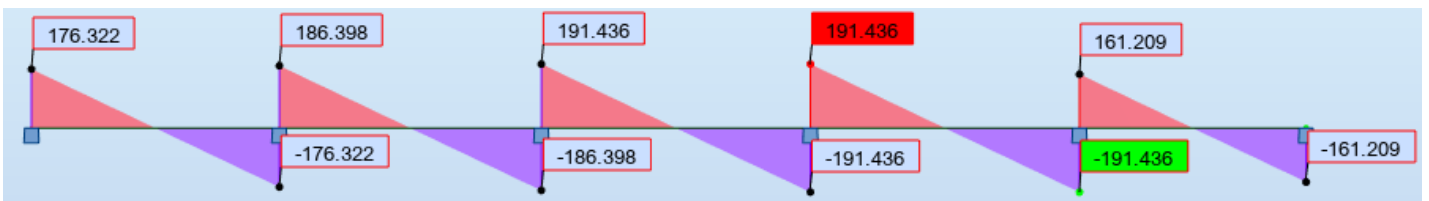


Figure VII-11 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (sens x-x).

• Sens transversal « Y-Y » :

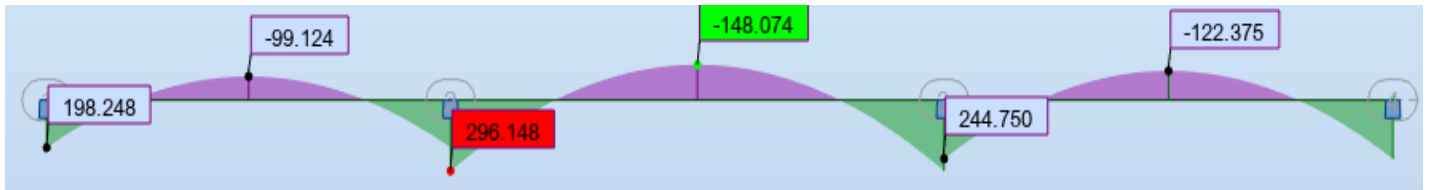


Figure VII-12 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELU (sens y-y).

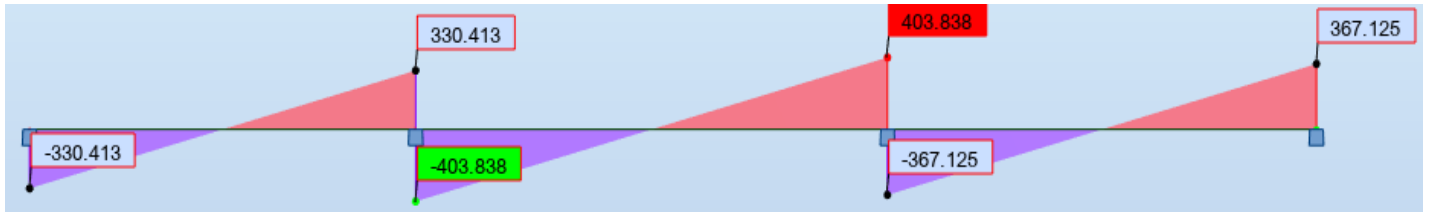


Figure VII-13 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELU (sens y-y).

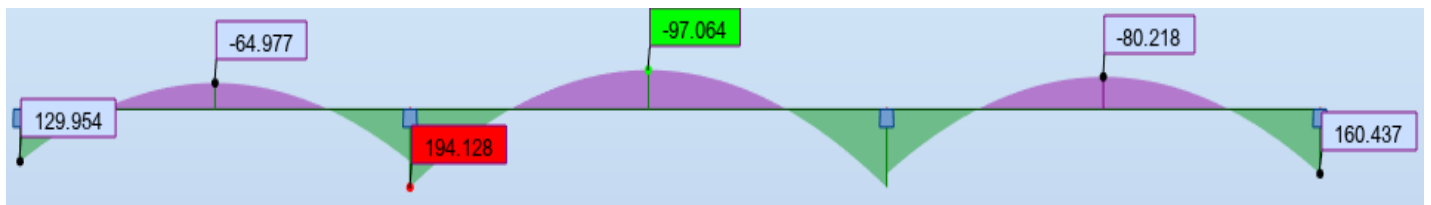


Figure VII-14 : Diagrammes des moments fléchissant à l'ELS (sens y-y).

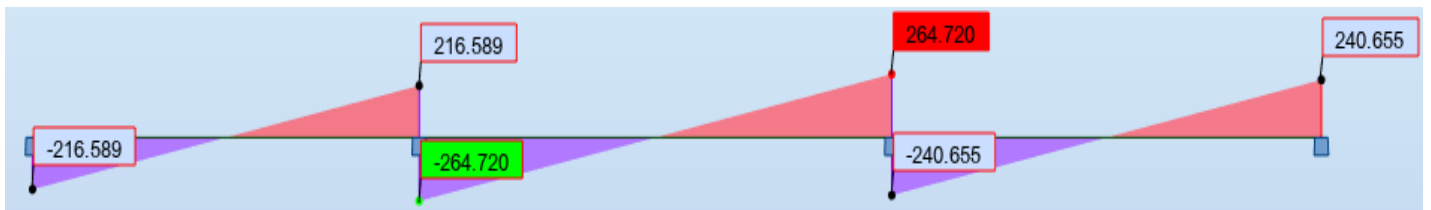


Figure VII-15 : Diagrammes des efforts tranchants à l'ELS (sens y-y).

e) Les efforts maximums en travée et en appui dans la nervure :

| | Sens longitudinal | | Snes transversal | |
|---------------------|-------------------|--------|------------------|--------|
| | ELU | ELS | ELU | ELS |
| M_a^{\max} (KN.m) | 185,58 | 121,24 | 296,15 | 149,13 |
| M_t^{\max} (KN.m) | 92,79 | 60,62 | 148,07 | 97,06 |
| T_{\max} (KN) | 293,01 | 191,44 | 403,84 | 264,72 |

TAB VII-5 : les efforts internes max dans les nervures.

f) Le ferrailage :

Les résultats de calcul sont donnés dans le tableau ci-dessous :

$b = 60$ cm, $h = 80$ cm, $d = 77$ cm, $f_{bc} = 14,2$ MPa, $\sigma_{st} = 348$ MPa.

| | sens | Zones | M(KN.m) | μ | Obs | β | A_u (cm ²) | ferrailage | A_u adoptée |
|-----|------|--------|---------|-------|-----|---------|--------------------------|-------------|---------------|
| ELU | X-X | appui | 185,58 | 0,036 | SSA | 0,982 | 7,05 | 5HA14+5HA12 | 13,35 |
| | | travée | 92,79 | 0,018 | SSA | 0,991 | 3,50 | 5HA14 | 7,70 |
| | Y-Y | appui | 296,15 | 0,058 | SSA | 0,970 | 11,40 | 5HA14+5HA12 | 13,35 |
| | | travée | 148,07 | 0,030 | SSA | 0,985 | 5,61 | 5HA14 | 7,70 |

TAB VII-6 : tableau récapitulatif de ferrailage.

g) Vérification à l'ELU.

❖ Condition de non fragilité :

Le ferrailage de la nervure doit satisfaire la C.N.F : $A_{st} \geq A_{st}^{min}$

$$A_{st}^{min} = \frac{0,23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 60 \times 77 \times 2,1}{400} = 5,58 \text{ cm}^2$$

- Appuis : $A_{adopte} = 13,35 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 5,58 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- Travées : $A_{adopte} = 7,70 \text{ cm}^2 > A_{st}^{min} = 5,58 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

❖ Vérification aux cisaillements (Art 5.1.1 BAEL 91 modifiée 99).

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} < \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } T_u^{max} : \text{Effort tranchant max à l'ELU.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min\left(\frac{0,15 \times 25}{1,5}; 4 \text{ MPa}\right) = 2,5 \text{ MPa.}$$

• Sens longitudinal « X-X » :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{293,01 \times 10^3}{600 \times 770} = 0,63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

• Sens transversal « Y-Y » :

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b d} = \frac{403,84 \times 10^3}{600 \times 770} = 0,87 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

❖ Armatures transversales :

Selon le BAEL91, le diamètre minimal des armatures transversales doit vérifier :

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3} = \frac{14}{3} = 4,67 \text{ mm} \longrightarrow \text{soit } \phi 8$$

On optera pour deux cadres de $\phi 8 \longrightarrow A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

❖ Espacement des barres :

D'après le RPA (Art 7.5.2.2/RPA2003), les armatures transversales ne doivent pas dépasser les valeurs suivantes :

- En zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = \min\left(\frac{80}{4}; 12 \times 1,4\right) = \min(20; 16,80)$$

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

- En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} = 40 \text{ cm}$$

On prend $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ *La quantité d'armatures transversales minimales (Art 7.5.2.2 RPA 99/ version 2003) :*

$$A_t^{min} = 0,003 \times s \times b$$

$$A_t^{min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 10 \times 60 = 1,8 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{min} < A_t = 2,01 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

❖ *Armatures de peau (BAEL/Art4.5.34) :*

Des armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties et disposées partiellement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur, leur section est au moins égale à 3cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En absence de ces armatures on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la nervure est de 80 cm, la quantité d'armature de peau nécessaire est donc :

$$A_p = \frac{3\text{cm}^2}{1\text{m} \times 1} = 3\text{cm}^2$$

On opte pour : **2HA14 = 3,08 cm²**

❖ **Vérification à l'ELS :**

On peut se dispenser de cette vérification, si l'inégalité suivante est vérifiée :

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

| Sens | zone | M _u | M _s | μ | γ | α | α' | Obs |
|------|--------|----------------|----------------|-------|------|--------|-------|--------------------|
| X-X | appuis | 185,58 | 121,24 | 0,036 | 1,53 | 0,0459 | 0,515 | Condition vérifiée |
| | travée | 92,79 | 60,62 | 0,018 | 1,53 | 0,0227 | 0,515 | Condition vérifiée |
| Y-Y | appuis | 296,15 | 149,13 | 0,058 | 1,99 | 0,0747 | 0,745 | Condition vérifiée |
| | travée | 148,07 | 97,06 | 0,030 | 1,53 | 0,0381 | 0,515 | Condition vérifiée |

TAB VII-7 : Vérification à l'ELS.

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas lieu de vérifier les contraintes dans le béton.

Dispositions constructives :

Conformément au **CBA 93 annexe E3**, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures du second lit, il y a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des nus d'appuis est au moins égal :

- À $\frac{1}{5}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui n'appartenant pas à une travée de rive.
- À $\frac{1}{4}$ de la plus grande portée des deux travées encadrant l'appui considéré s'il s'agit d'un appui intermédiaire voisin d'un appui de rive.
- La moitié au moins de la section des armatures inférieures nécessaires en travée et prolongée jusqu'aux appuis et les armatures du second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

❖ Radier :

Sens X-X et Sens Y-Y :

- *Aux appuis : 5HA14 ; $S_t = 15$ cm*
- *En travée : 6HA14 ; $S_t = 20$ cm*

❖ Débords :

- *Armatures principales : 4HA12 ; $S_t = 25$ cm*
- *Armatures de répartition : 4HA10 ; $S_t = 25$ cm*

❖ Nervures :

Sens X-X et Sens Y-Y :

- *En travée : 5HA14*
- *Aux appuis : 5HA14 + 5HA12*

Espacement en zone courante : 15 cm

Espacement en zone nodale : 10 cm

❖ Armatures de peau : 2HA14

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études qui est notre première expérience nous a été très bénéfique et enrichissant, non seulement du fait que nous avons pu synthétiser nos différents acquis et de mettre en application directe plusieurs de nos cours enseignés précédemment notamment la dynamique des structures, le béton armé, la résistance des matériaux et encore la mécanique des sols, mais surtout de nous permettre de faire une synchronisation entre les connaissances théoriques et pratiques.

Cependant, il est à noter qu'un surdimensionnement de certains éléments a été effectué, entre autres, ce surdimensionnement est lié au besoin de satisfaire les exigences du RPA et les différentes vérifications imposées par ce dernier.

Cette étude nous a permis d'émettre un regard particulier sur la disposition des voiles. En effet, cette dernière doit être disposée d'une manière symétrique afin de limiter les risques de torsion lors d'un séisme pour éviter l'effondrement du bâtiment.

On a constaté que pour l'élaboration d'un projet de bâtiment, l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur le calcul théorique mais aussi la concordance avec le côté pratique.

Pour conclure, nous souhaitons que ce modeste travail sera pris comme support utile et comme une petite contribution pour les promotions à venir.

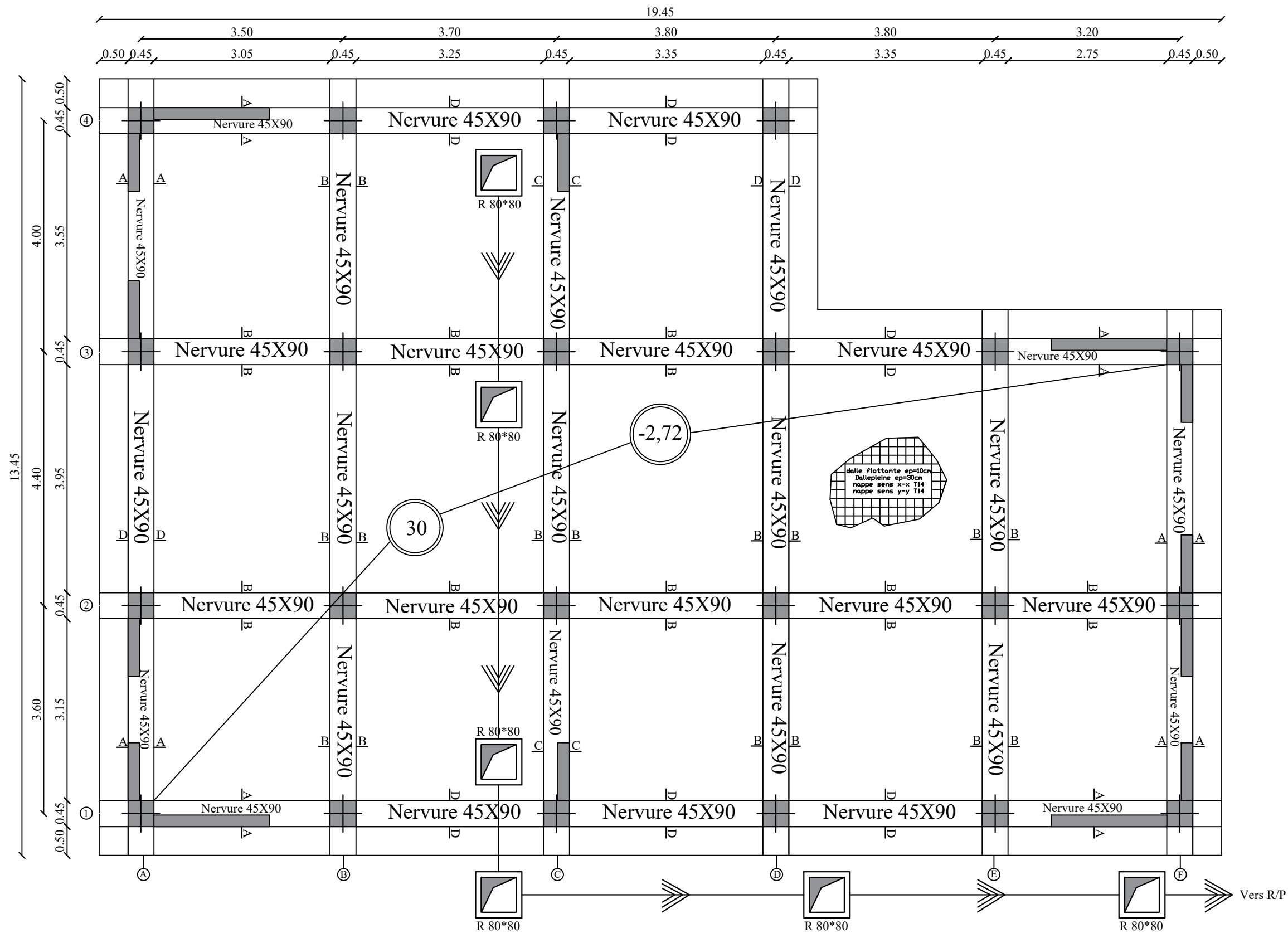
Bibliographie

I- Règlements :

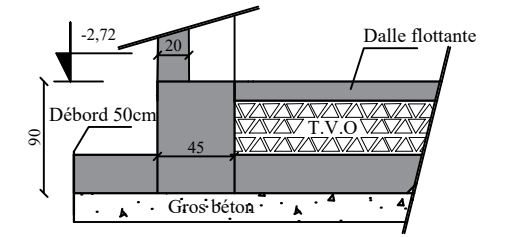
- 1- Règles Parasismiques Algériennes RPA99 / version 2003.
- 2- Règles de Conception et de Calcul des Structures - Béton Armé CBA 93.
- 3- Règles de Calcul du Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91 modifiée 99.
- 4- Règles de calcul et conception des charpentes en bois CB 71.
- 5- Document technique réglementaire DTR B.C.2.2.

II- Ouvrages :

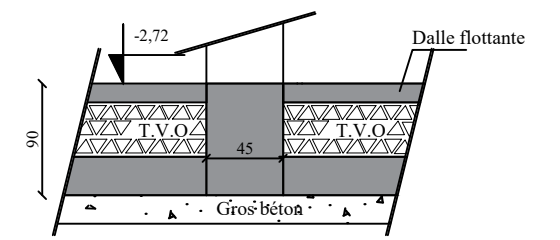
- 1- Calcul pratique des ossatures de bâtiments en béton armé
D'Albert FUENTES
 - 2- Eléments de base pour la conception et la construction de charpentes légères pour toitures à plans inclinés de *Paul GUT*
 - 3- Formulaire du béton armé de *Victor DAVIDOVICI*
 - 4- Les abaques de *PIGEAUD*
-



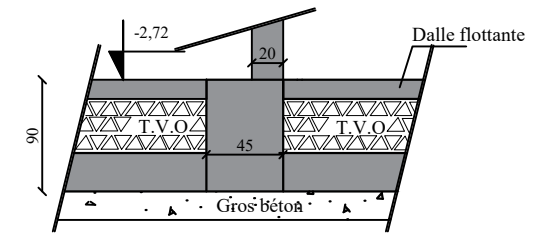
coupe A-A



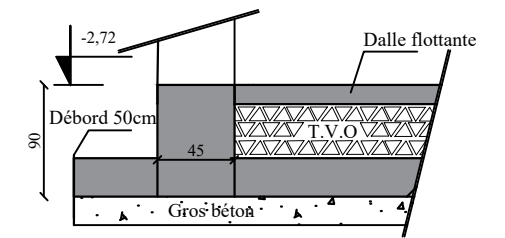
coupe B-B



coupe C-C



coupe D-D



COFFRAGE DES FONDATIONS NIV -2.72 RADIER GENERALE

Université MOULOU D MAMMERI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

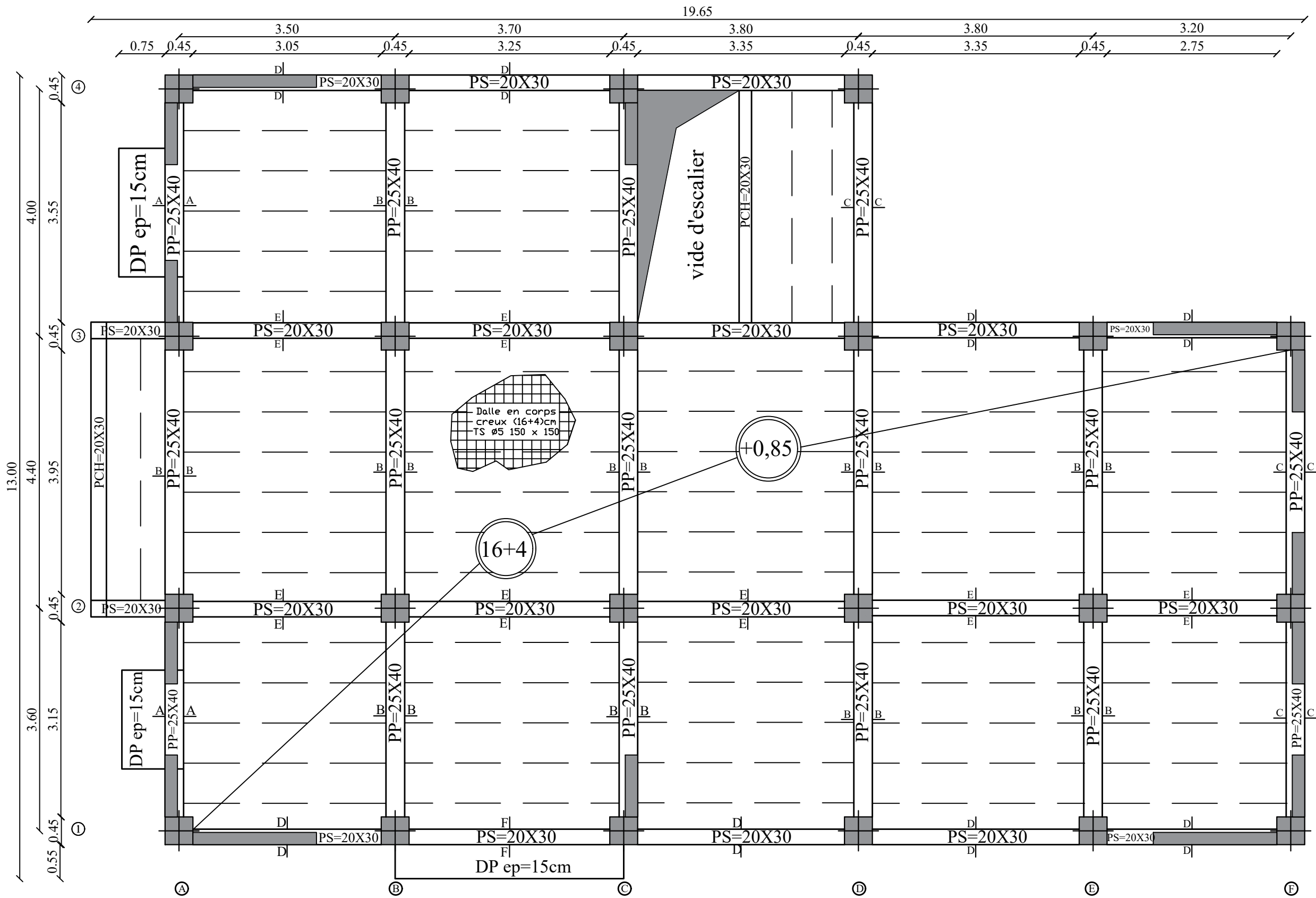
COFFRAGE RADIER

Echelle :
1/50

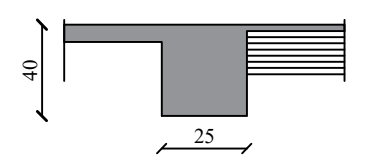
Dérogé par :
Mme : KHELOUI

Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

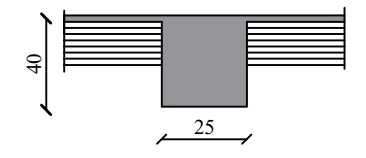
Date :
Janvier 2022



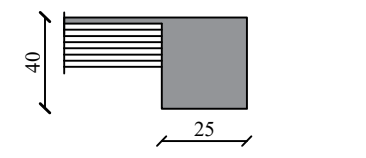
coupe A-A



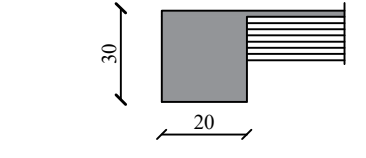
coupe B-B



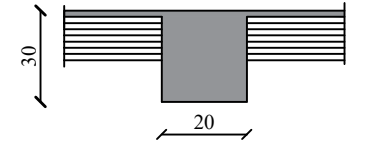
coupe C-C



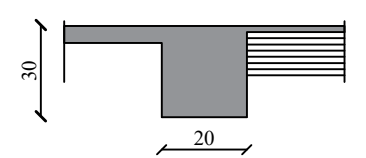
coupe D-D



coupe E-E



coupe F-F



COFFRAGE DU PLANCHER NIV +0.85

Université MOULOUD MAMMARI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

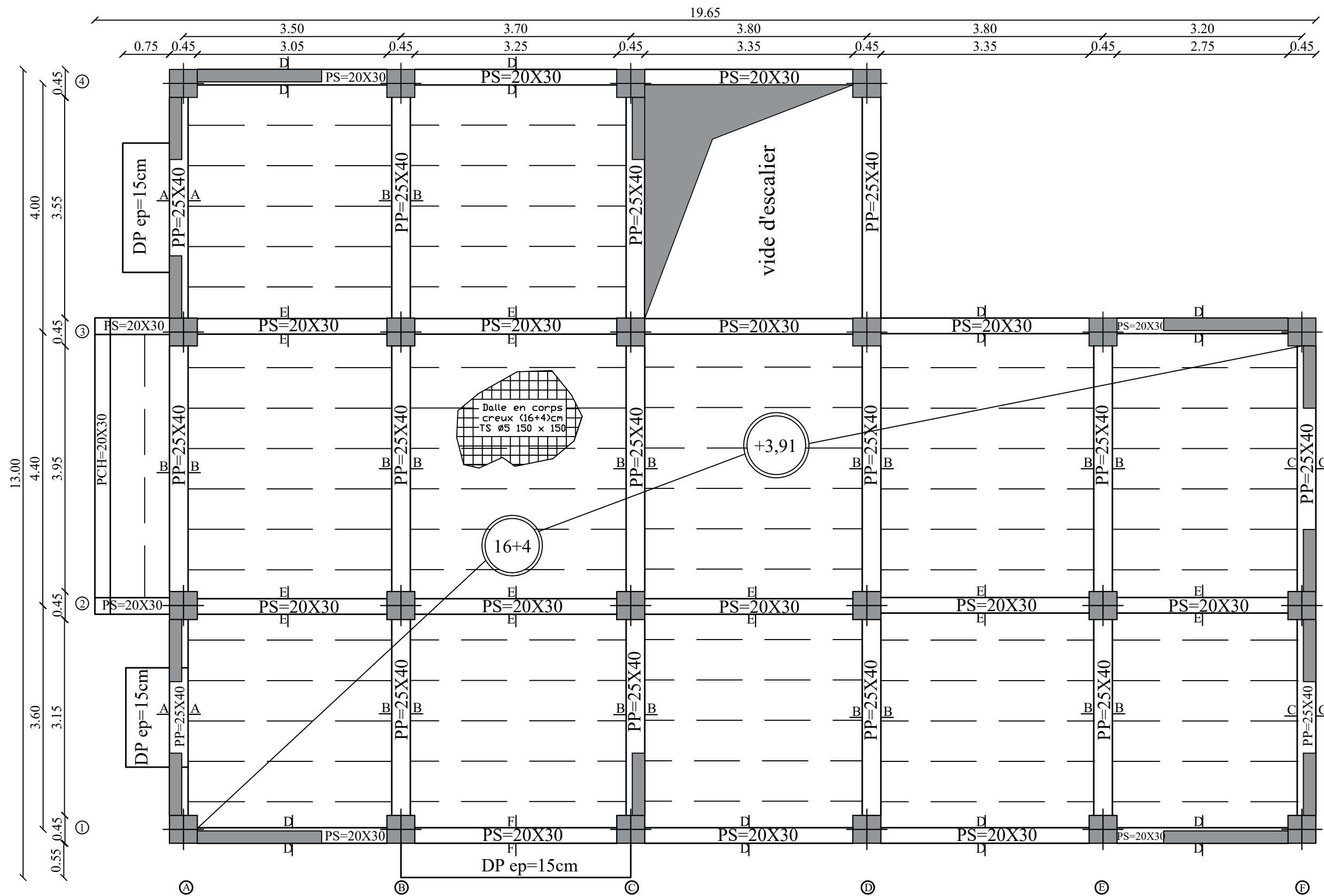
COFFRAGE SOUS-SOL

Echelle :
1/50

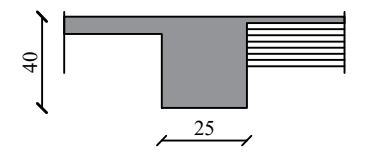
Dérogé par :
Mme : KHELOUI

Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

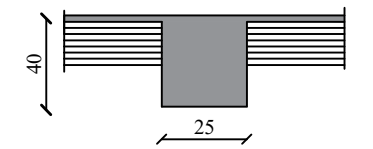
Date :
Janvier 2022



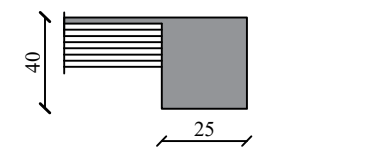
coupe A-A



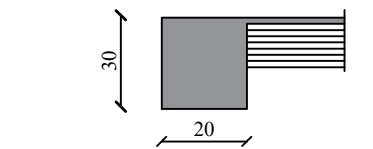
coupe B-B



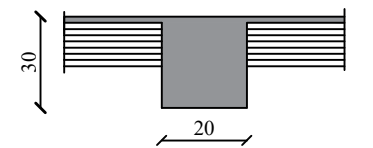
coupe C-C



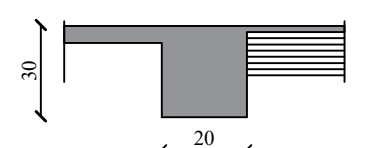
coupe D-D



coupe E-E



coupe F-F



COFFRAGE DU PLANCHER NIV +3,91

Université MOULOUD MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

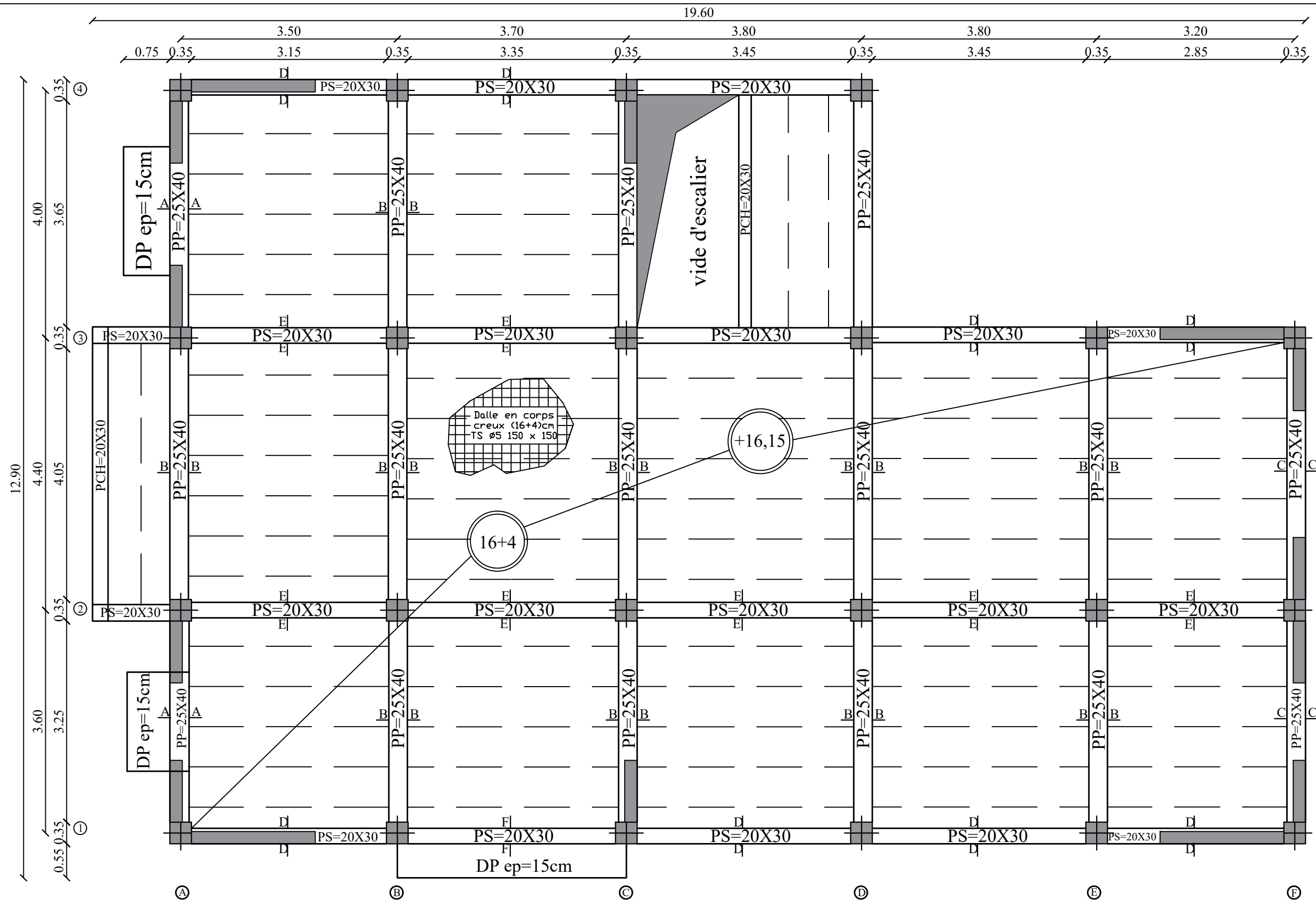
COFFRAGE RDC

Echelle :
1/50

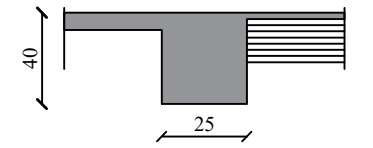
Dérogé par :
Mme : KHELOUI

Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

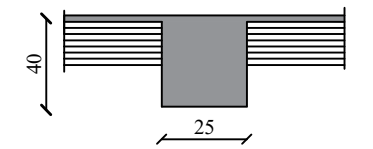
Date :
Janvier 2022



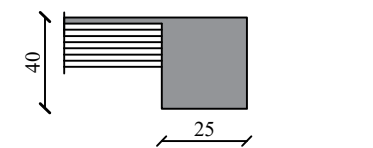
coupe A-A



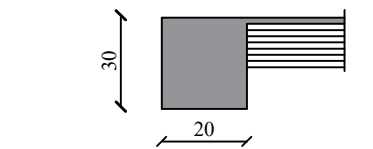
coupe B-B



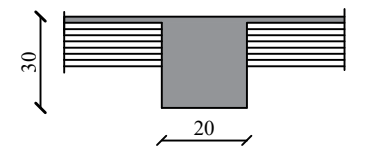
coupe C-C



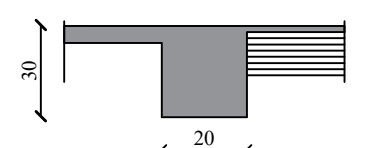
coupe D-D



coupe E-E



coupe F-F



COFFRAGE DU PLANCHER NIV +16,15

Université MOULOUD MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

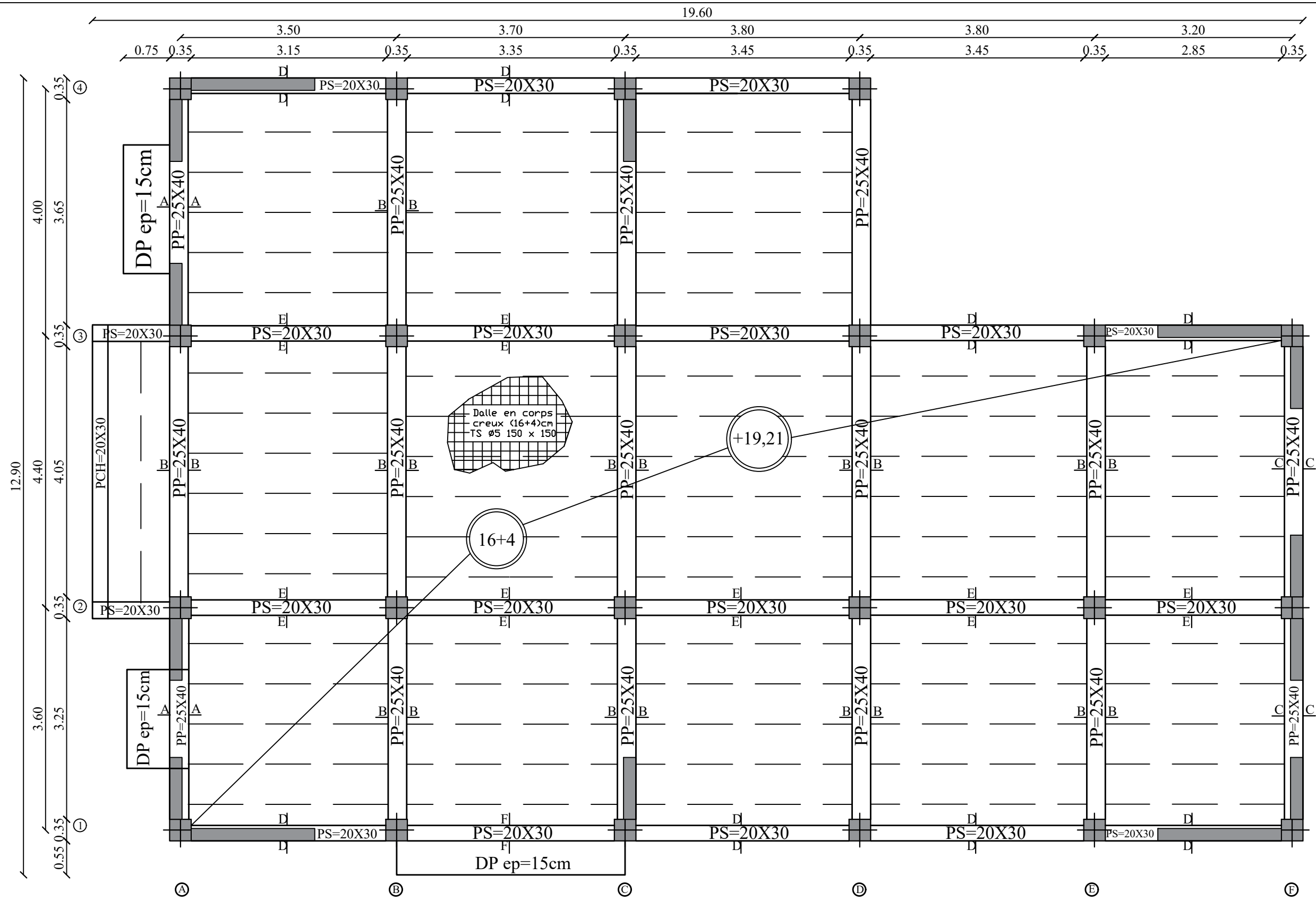
COFFRAGE ETAGE 4

Echelle :
1/50

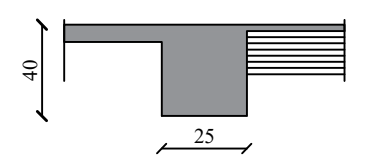
Dérigé par :
Mme : KHELOUI

Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

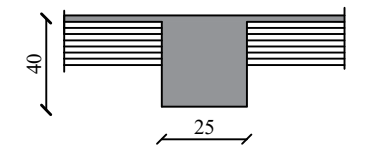
Date :
Janvier 2022



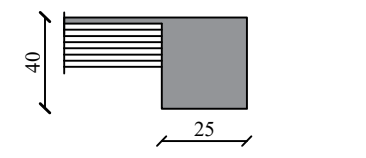
coupe A-A



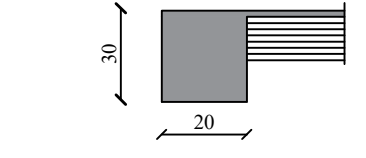
coupe B-B



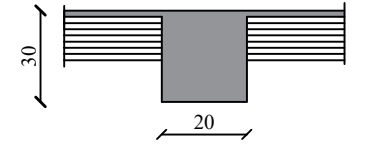
coupe C-C



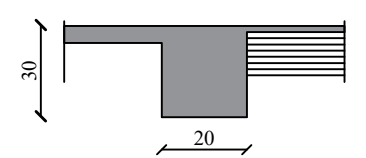
coupe D-D



coupe E-E



coupe F-F



COFFRAGE DU PLANCHER NIV +19,21

Université MOULOUD MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

COFFRAGE ETAGE 5

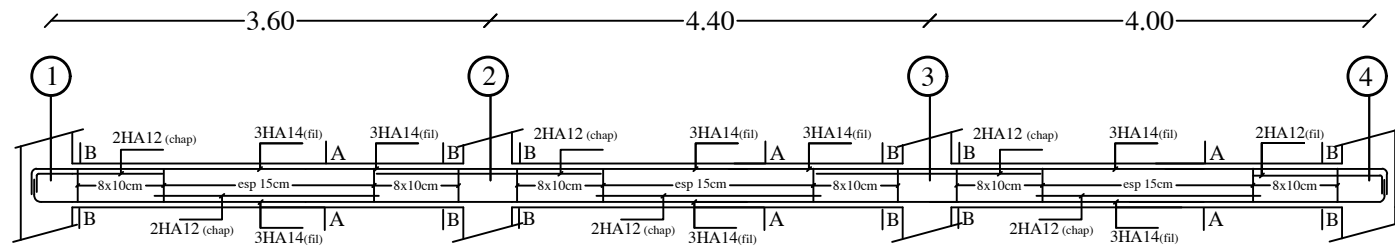
Echelle :
1/50

Dérogé par :
Mme : KHELOUI

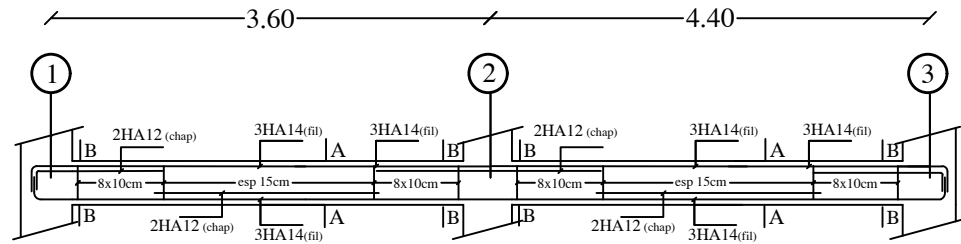
Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

Date :
Janvier 2022

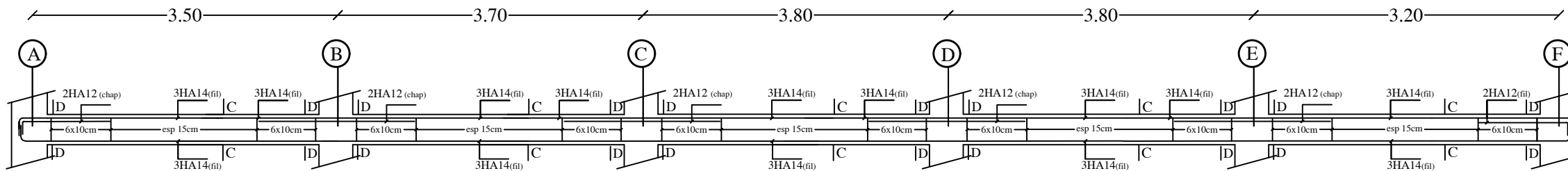
Ferrailage des poutres secondaires (25x40) AXE A-B-C-D niv +0.85, +3.91, +6.97, +10.03, +13.09, +16.15, +19.21



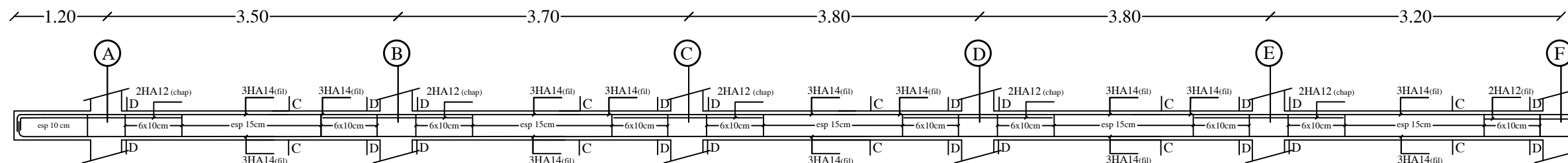
Ferrailage des poutres secondaires (25x40) AXE E-F niv +0.85, +3.91, +6.97, +10.03, +13.09, +16.15, +19.21



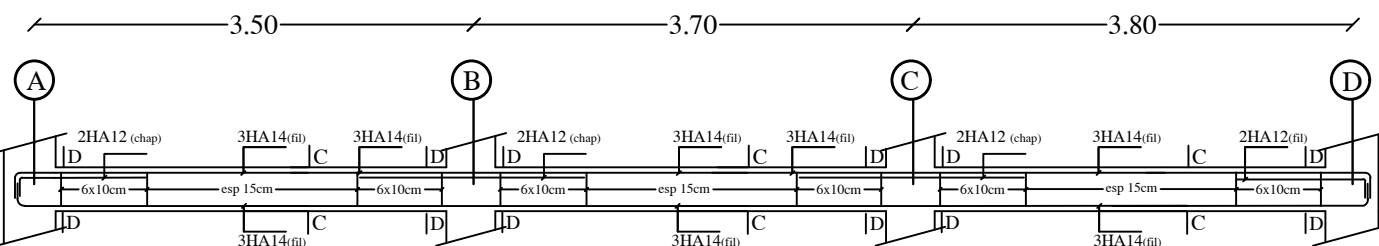
Ferrailage des poutres secondaires (20x30) AXE 1 niv +0.85, +3.91, +6.97, +10.03, +13.09, +16.15, +19.21



Ferrailage des poutres secondaires (20x30) AXE 2-3 niv +0.85, +3.91, +6.97, +10.03, +13.09, +16.15, +19.21

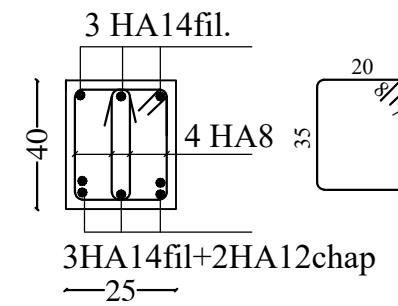


Ferrailage des poutres secondaires (20x30) AXE 4 niv +0.85, +3.91, +6.97, +10.03, +13.09, +16.15, +19.21

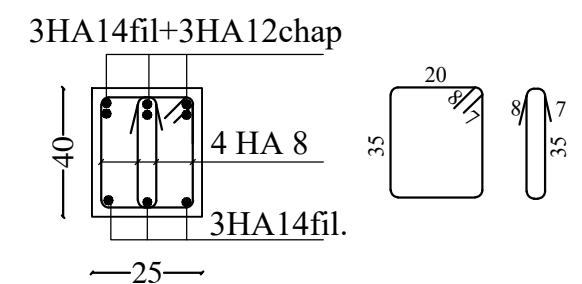


Poutres principales (25x40) AXE A,B,C,D,E,F

coupe A - A

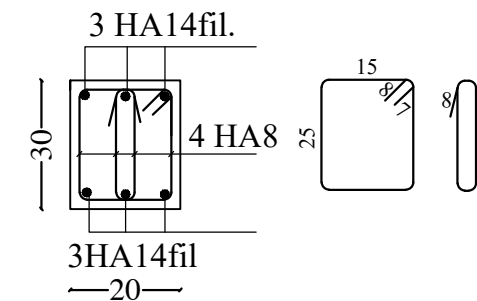


coupe B - B

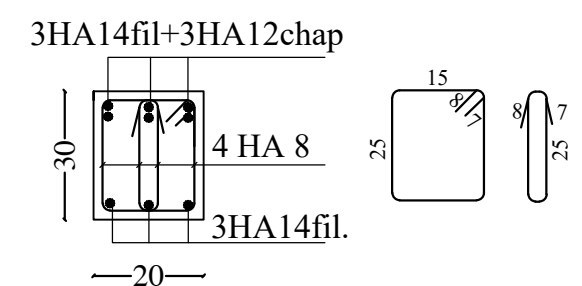


Poutres secondaires (20x30) AXE 1,2,3,4

coupe C - C



coupe D - D



Université MOULOU D MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

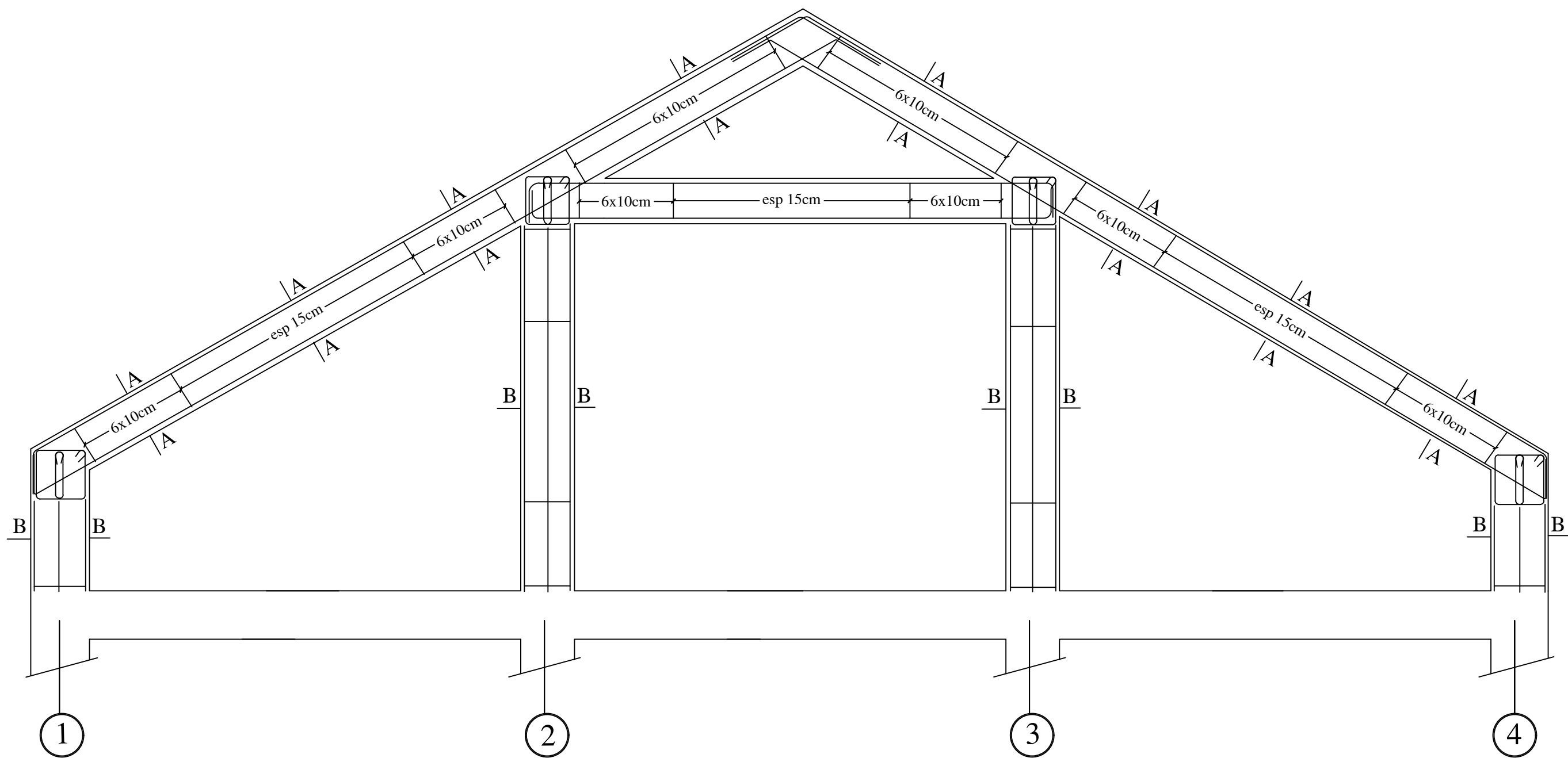
FERRAILAGE DES POUTRES

Echelle :
1/25

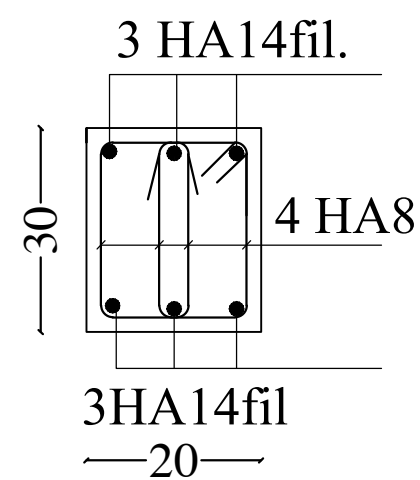
Dérogé par :
Mme : KHELOUI

Déssiné par :
MECHEHAT koeila
IKEUFER youba

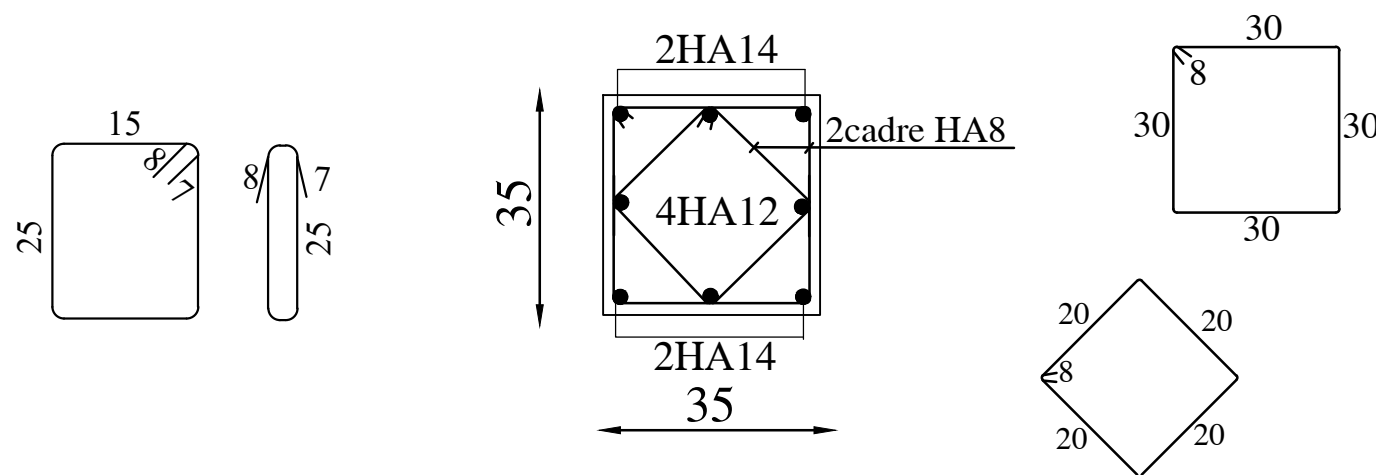
Date :
Janvier 2022



coupe A - A



coupe B - B



Université MOULOUD MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

FERRAILLAGE DES POUTRES CHARPENTE

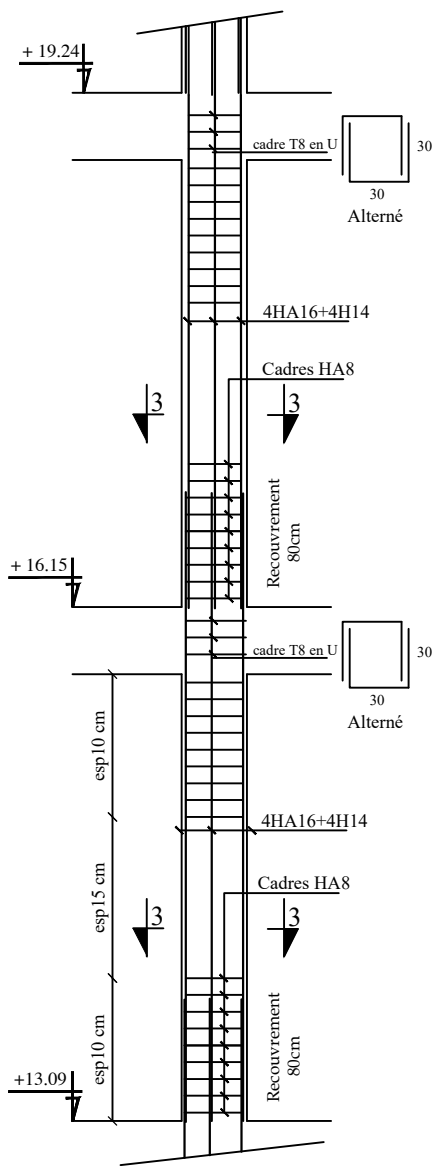
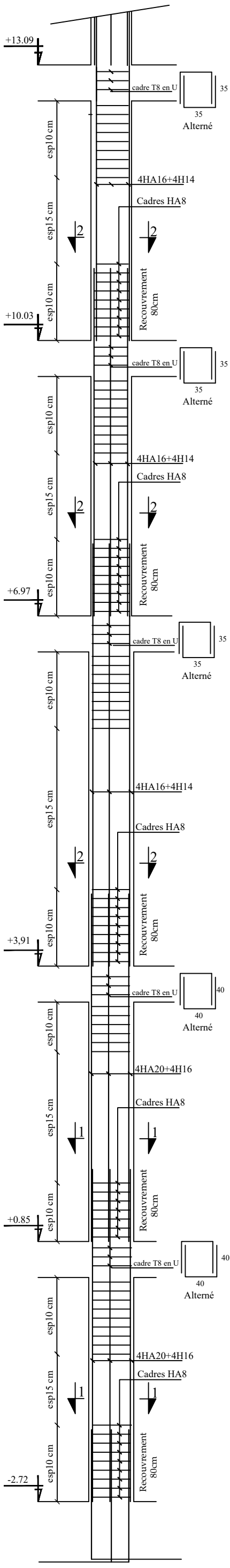
Echelle :
1/25

Dérogé par :
Mme : KHELOUI

Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

Date :
Janvier 2022

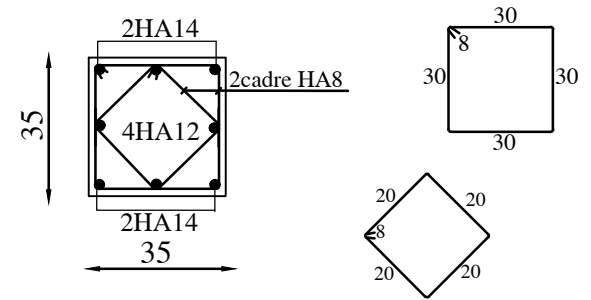
FERRAILLAGE DES POTEAUX



Coupe 3-3

ZONE(III)

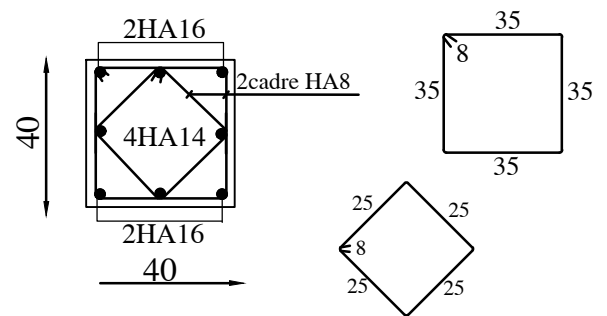
Poteau (35x35)



Coupe 2-2

ZONE(II)

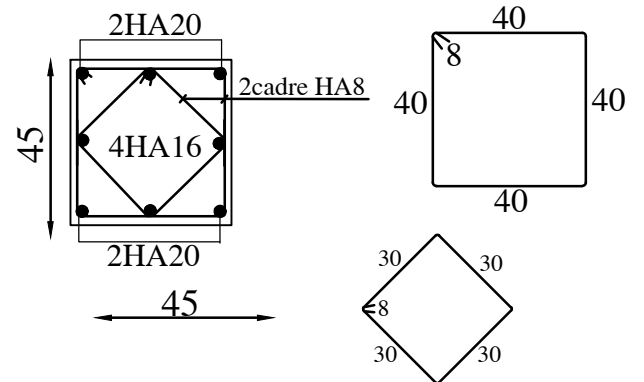
Poteau (40x40)



Coupe 1-1

ZONE(I)

Poteau (45x45)



Université MOULOU D MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

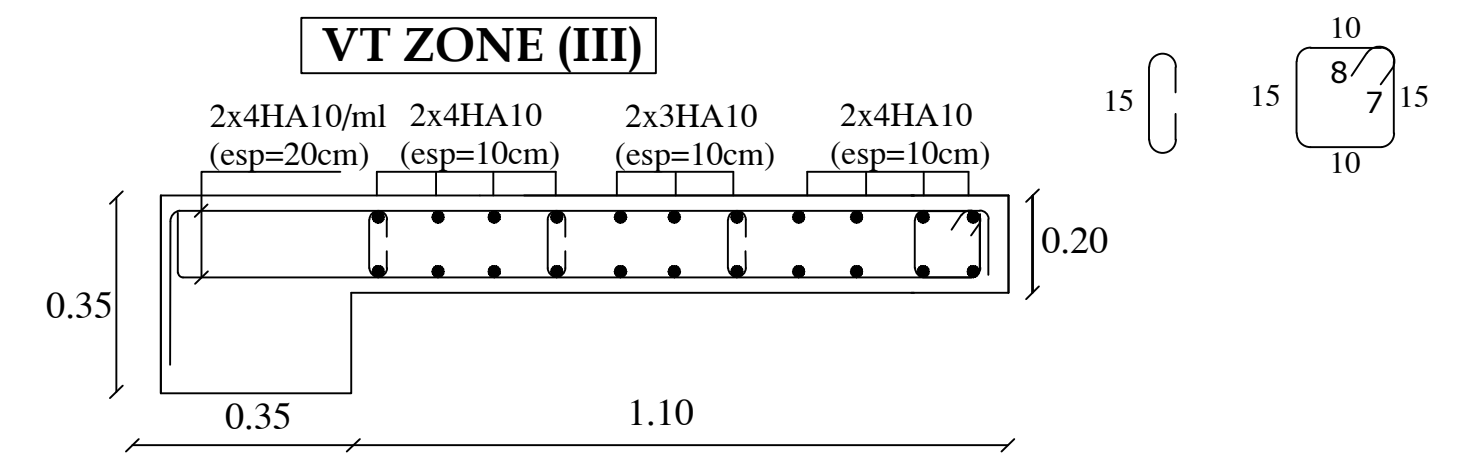
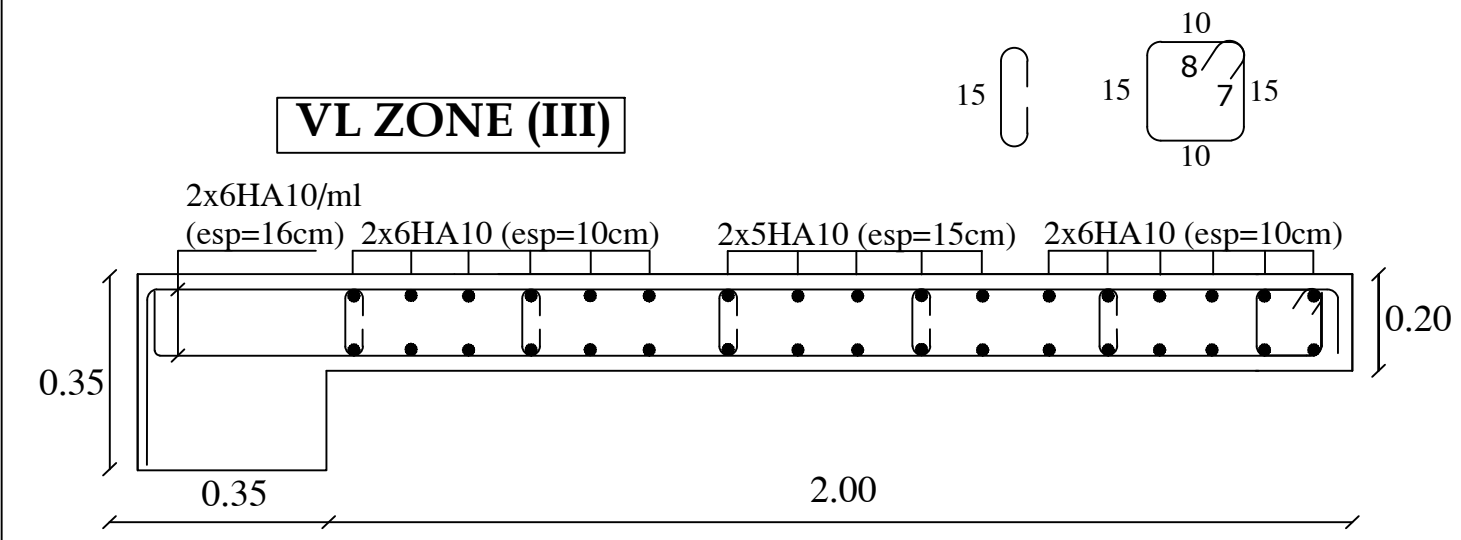
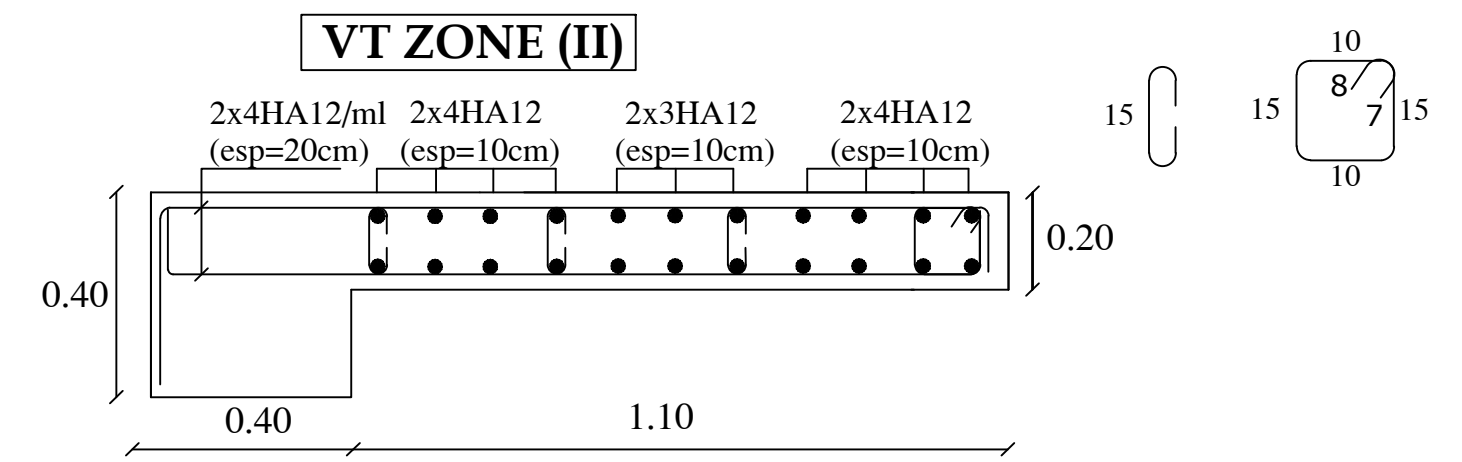
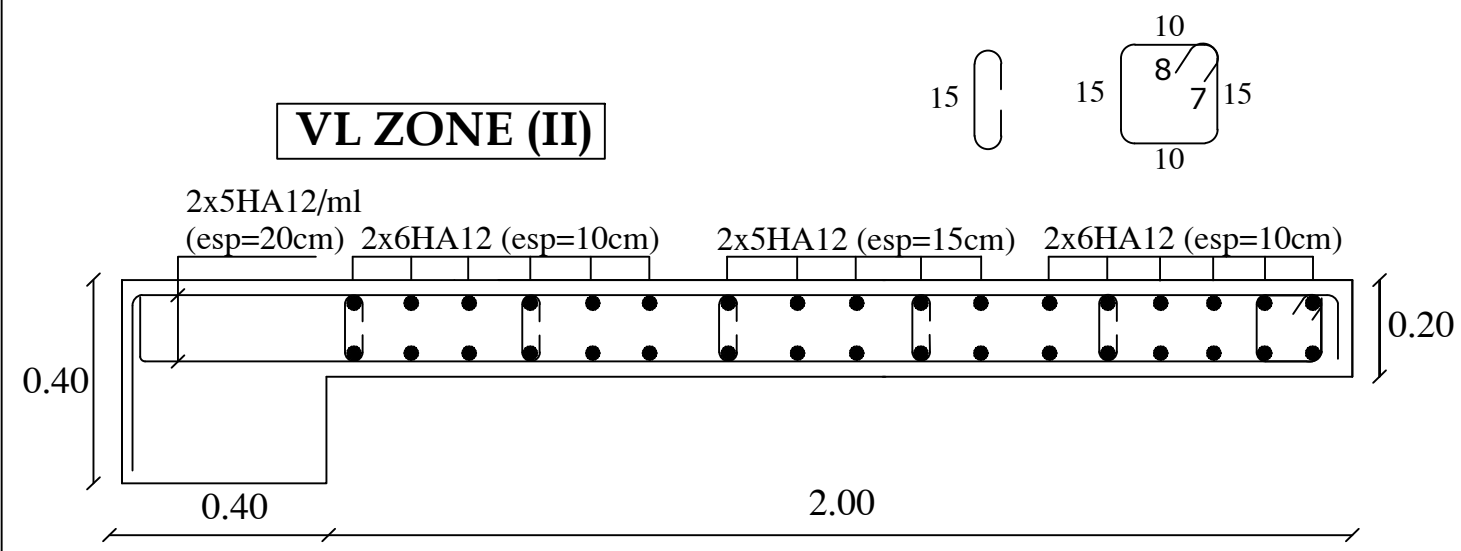
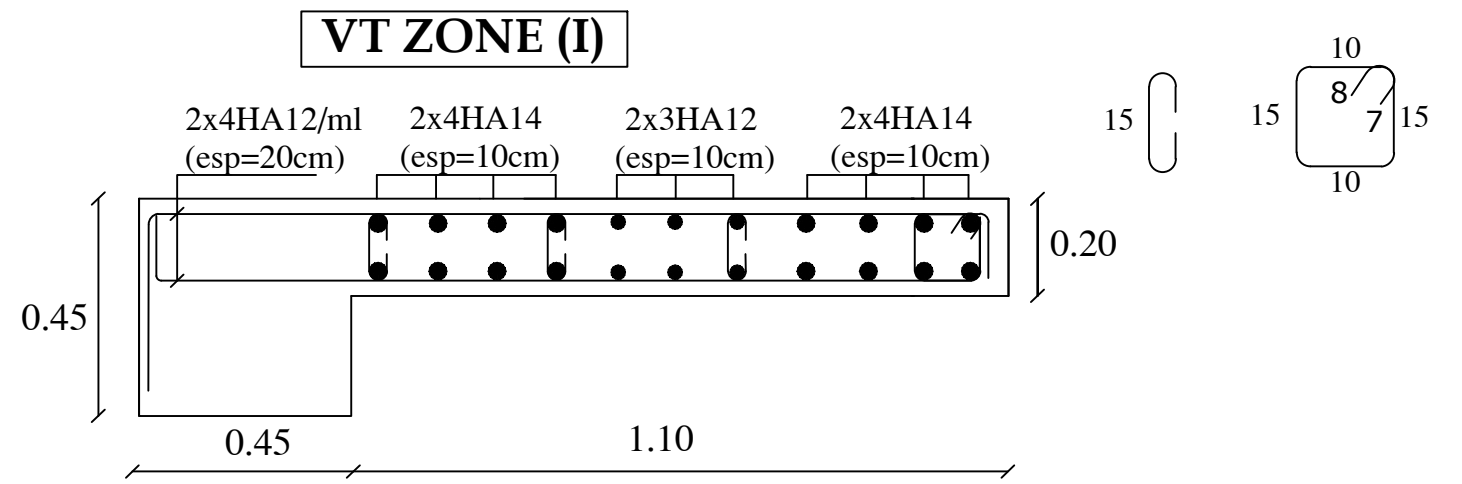
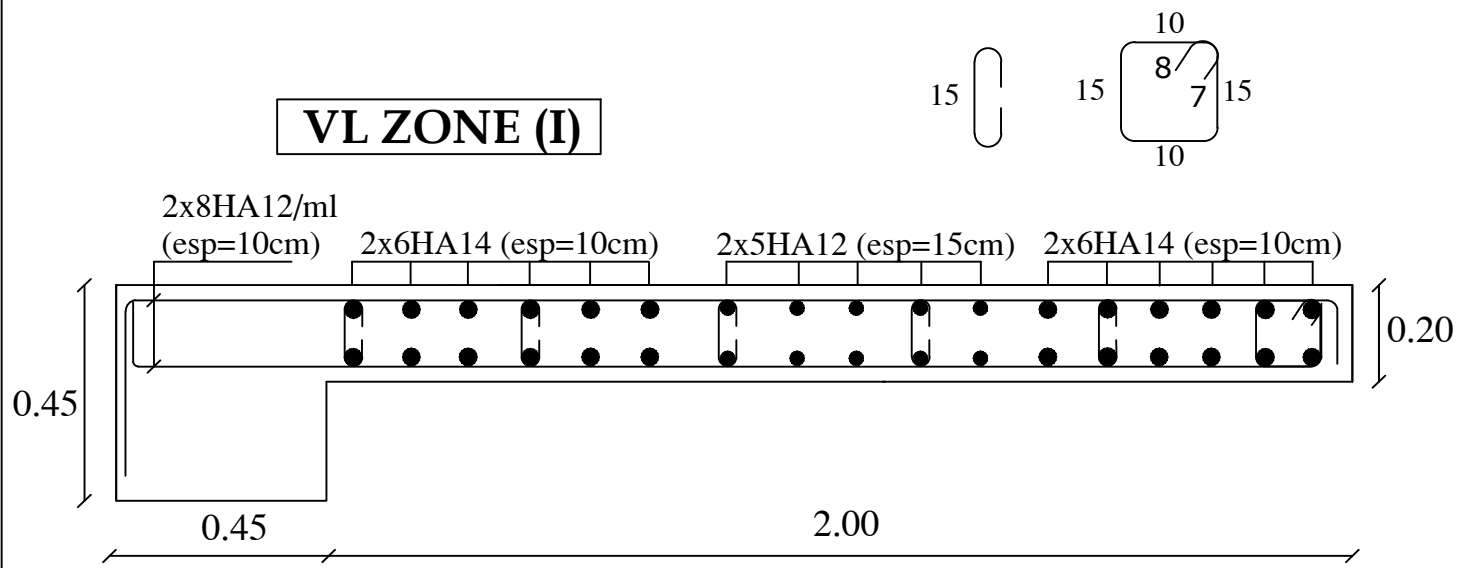
FERRAILLAGE DES POTEAUX

Echelle :
1/25

Dérigé par :
Mme : KHELOUI

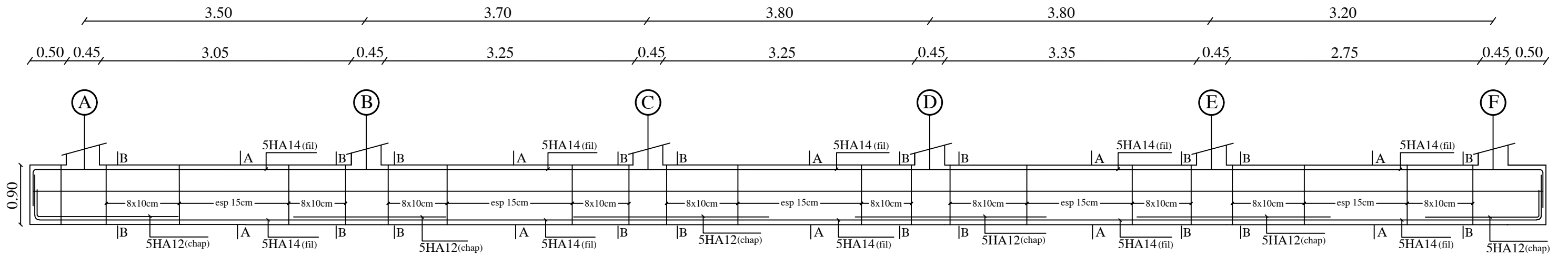
Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

Date :
Janvier 2022

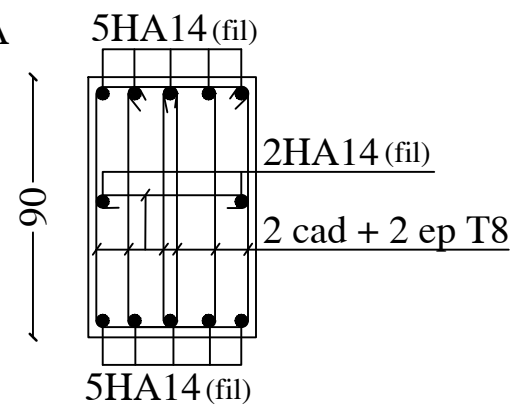


| | | |
|--|--|------------------------|
| Université MOULOUD MAMMERRI de Tizi-Ouzou Faculté de génie de la construction | | |
| Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble | | |
| FERRAILLAGE DES VOILES | | Echelle : 1/25 |
| Dérigé par : Mme : KHELOUI | Dessiné par : MECHEHAT koceila IKEUFER youba | Date : Janvier 2022 |

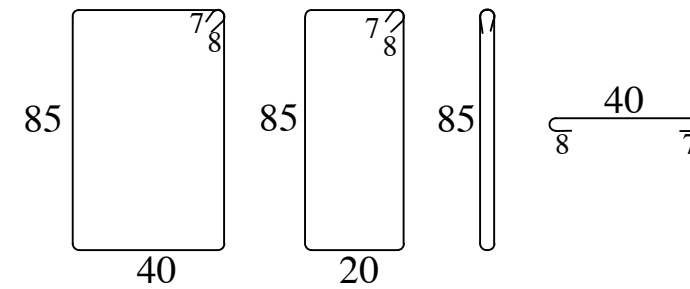
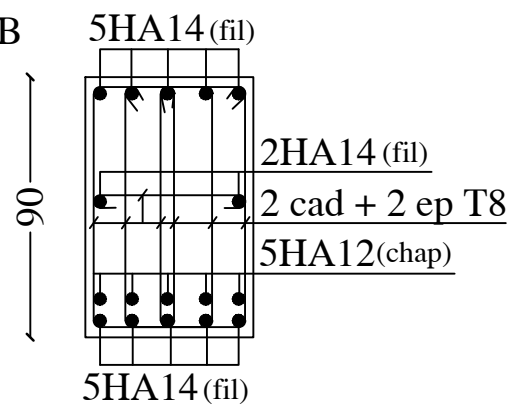
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (45X90) SENS X-X



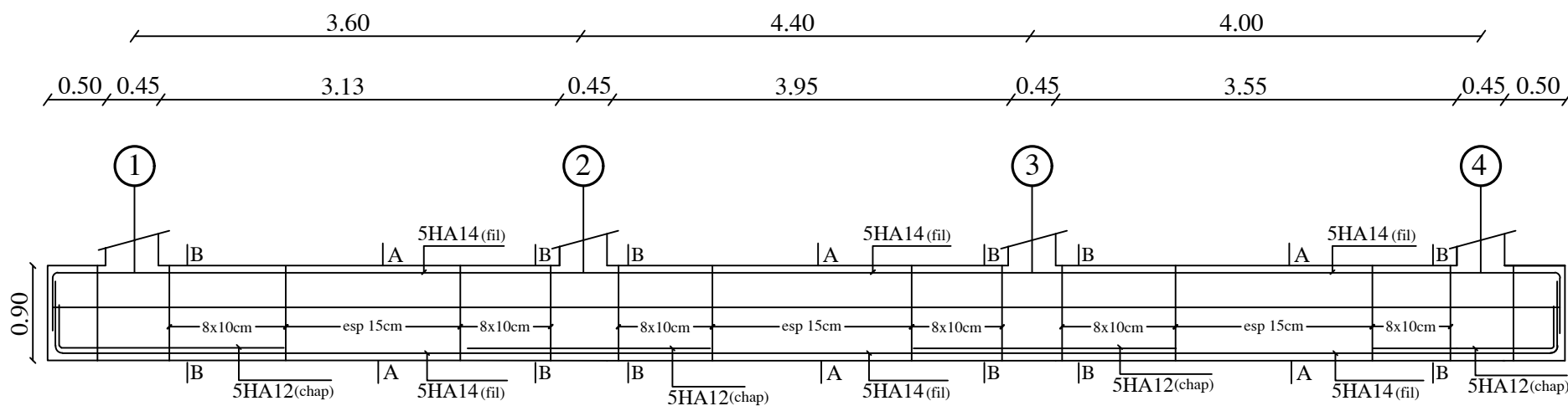
Coupe A-A



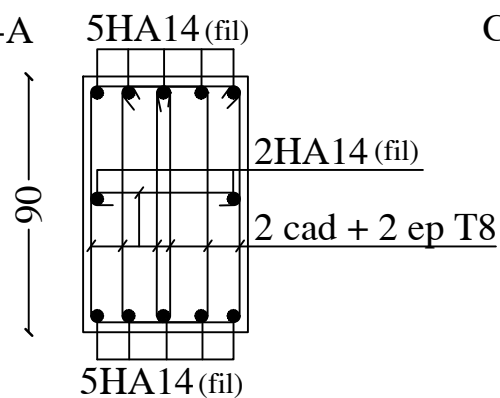
Coupe B-B



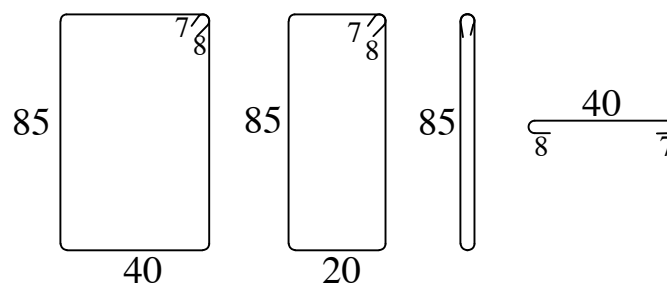
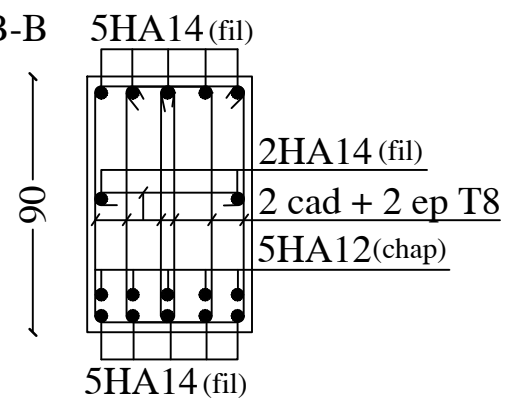
FERRAILLAGE DE LA NERVURE (45X90) SENS Y-Y



Coupe A-A



Coupe B-B



Université MOULOUD MAMMERRI de Tizi-Ouzou
Faculté de génie de la construction

Etude d'un projet à usage d'habitation en R+5+sous-sol+comble

FERRAILLAGE DES NERVURES

Echelle :
1/25

Dérogé par :
Mme : KHELOUI

Déssiné par :
MECHEHAT koceila
IKEUFER youba

Date :
Janvier 2022