

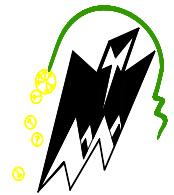
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du génie de la construction

Département de génie civil



Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme Master en génie civil.
Option : Construction Civile et Industrielle.

THEME

**ETUDE D'UN BÂTIMENT R+10 À
USAGE D'HABITATION ET
COMMERCIAL**

Dirigé par :

M^{me} LARABI

Réalisé par :

KROUBI Massinissa

LARBI Sofiane

IMINE Mehdi

Promotion : 2020*2021

Remerciements

En premier lieu, nous remercions Dieu le tout puissant qui nous a donné la force d'achever cette étude.

En second, nos chers parents de nous avoir aidé pour arriver au terme de ce travail qui est le fruit d'un long cursus.

Nous tenons encore à remercier notre promotrice M^{me} LARABIS qui nous a guidées durant cette période du travail. Sans oublier M^r MEGHLAT, nos amis de nous avoir aidé.

Nos sincères sentiments vont à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce projet.

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père.

A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage ... ma tendre mère.

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

A mon oncle Rachid.

A mes chers frères et sœurs.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

A mes chers amis : Nassim, Youcef, Mouhamed, Abdenour, Koceila, Aziouez, Mazigh, Gaya, Chabane, Mayas et Mekhlouf. En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

A la mémoire de mon oncle Chabane que Dieu ait ton âme dans sa sainte miséricorde. Tu seras à jamais gravé dans ma mémoire.

Massinissa

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père.

A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage ... ma tendre mère.

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

A mes chers frères et sœur.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

A mes chers amis : Nourdine, Karim, Said, Youcef, Mouhamed, Ghiles, Kocila, Lyes, Madjid, Alimouh et Merzouk,

En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

Une spéciale dédicace à une personne qui compte énormément pour moi, et pour qui je porte beaucoup d'affection et de respect ; Faiza.

Mehdi

Je dédie ce modeste travail :

A celui qui a toujours garni mes chemines, mon cher père.

A la Plus perle du monde, qui m'a donné l'amour, la patience et, le soutien et le courage ...ma tendre mère.

Aucune dédicace ne saurait exprimer mon respect, mon amour éternel et ma considération pour les sacrifices que vous avez consentis pour mon instruction et mon bien être.

A ma famille LARBI.

Je vous remercie pour tout le soutien et l'amour que vous me portez depuis mon enfance et j'espère que votre bénédiction m'accompagnera toujours.

A mes chers amis.

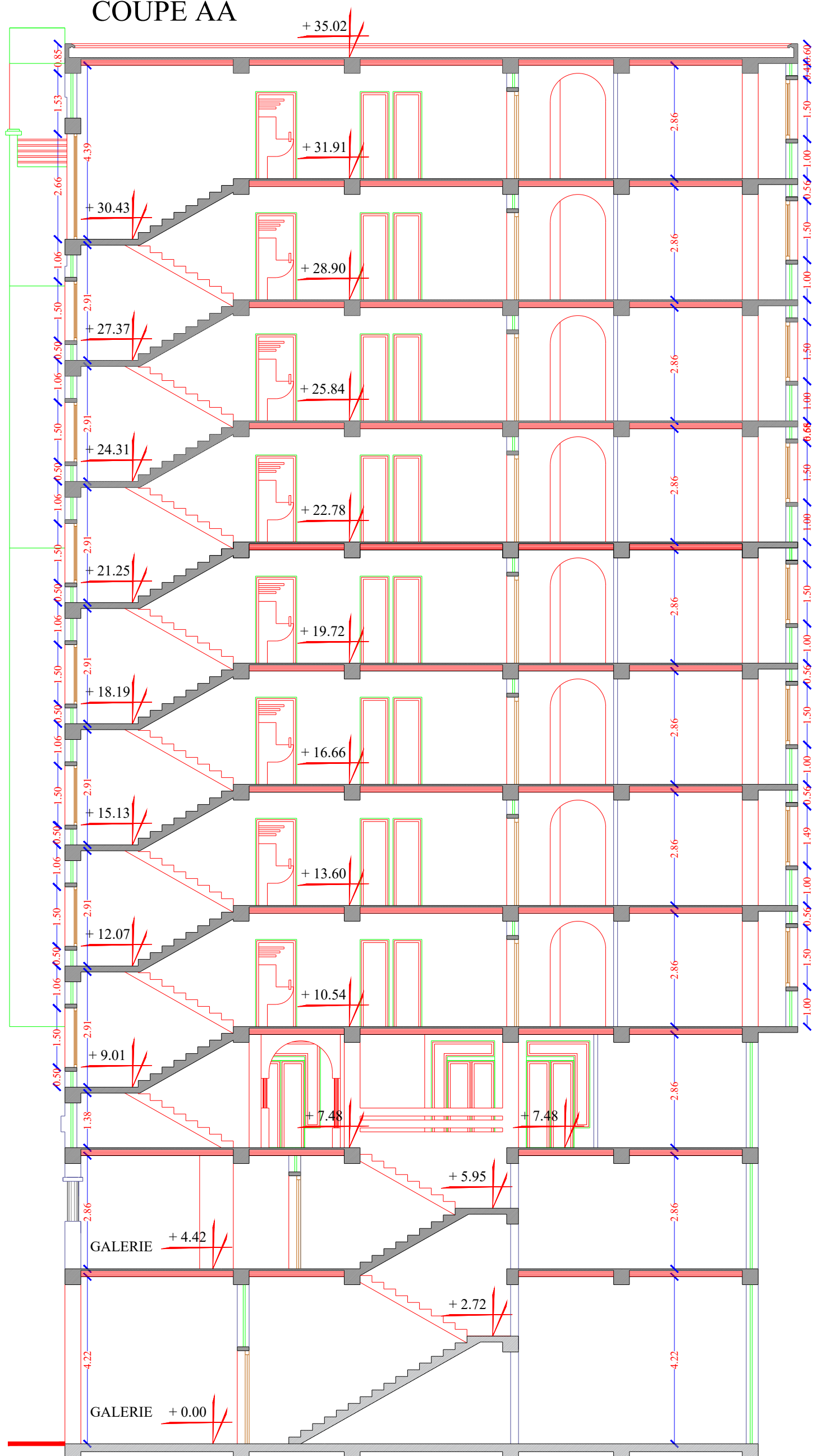
En souvenir de notre sincère et profonde amitié et des moments agréables que nous avons passés ensemble. Veuillez trouver dans ce travail l'expression de mon respect le plus profond et mon affection la plus sincère.

Sofiane

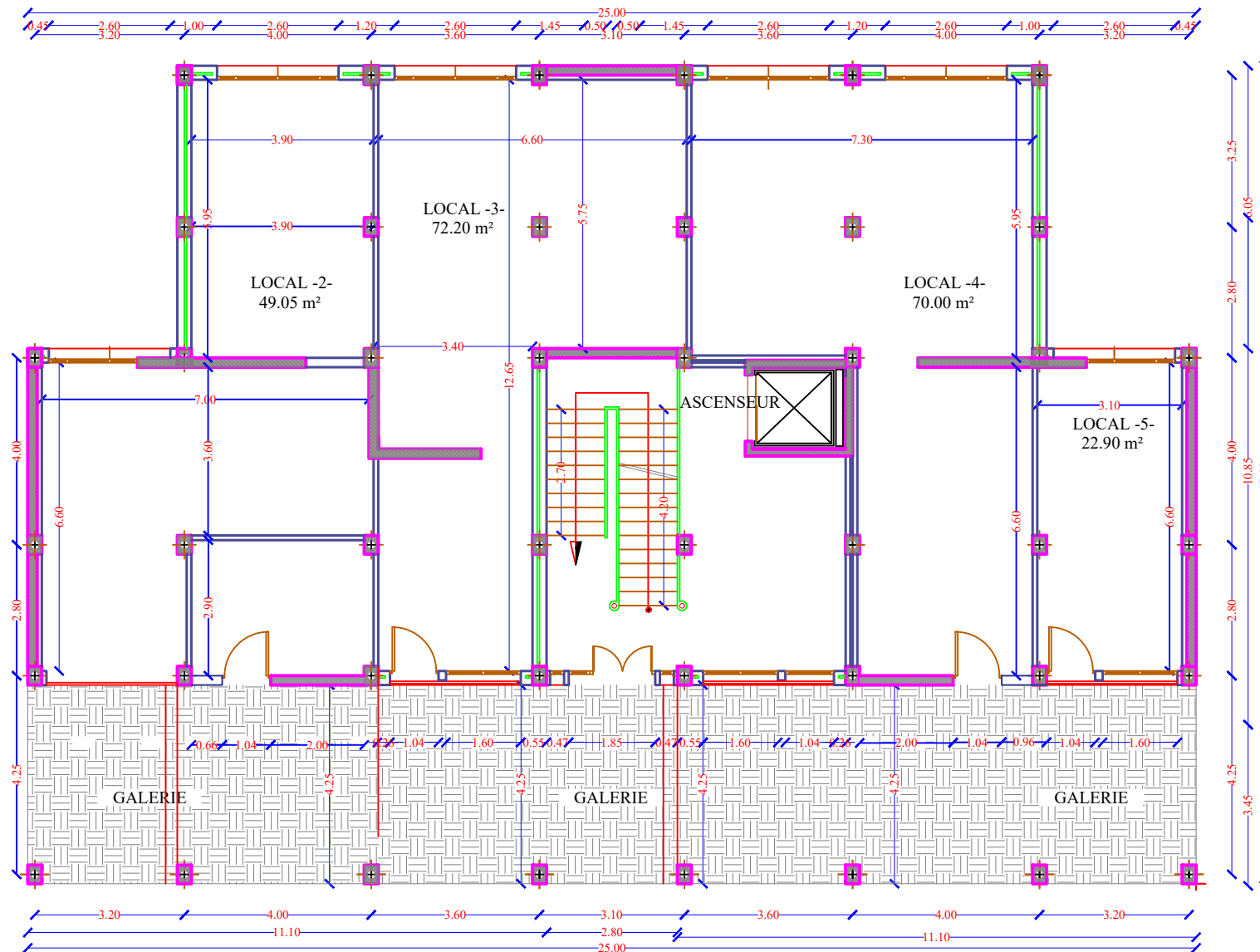
FACADE PRINCIPALE



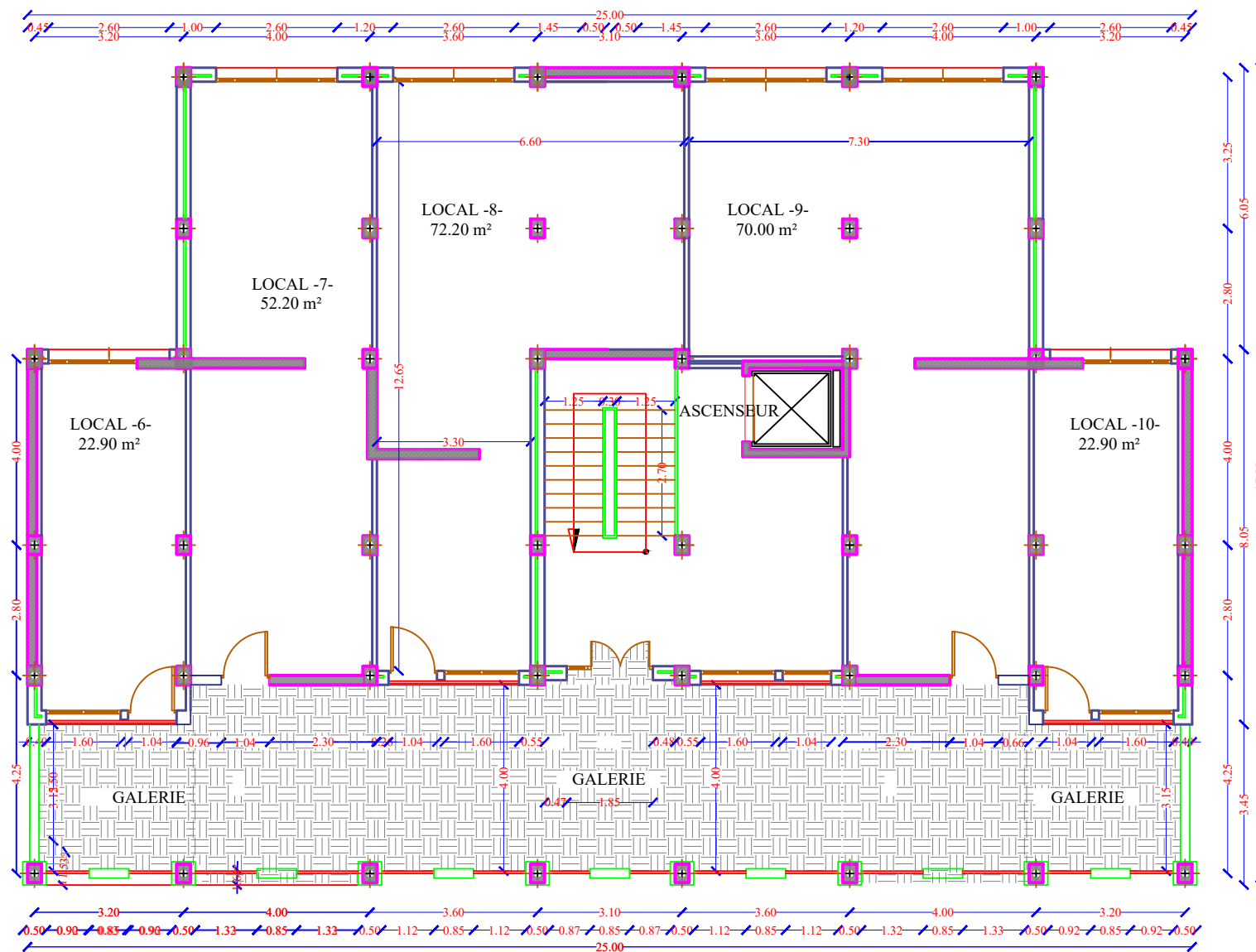
COUPE AA



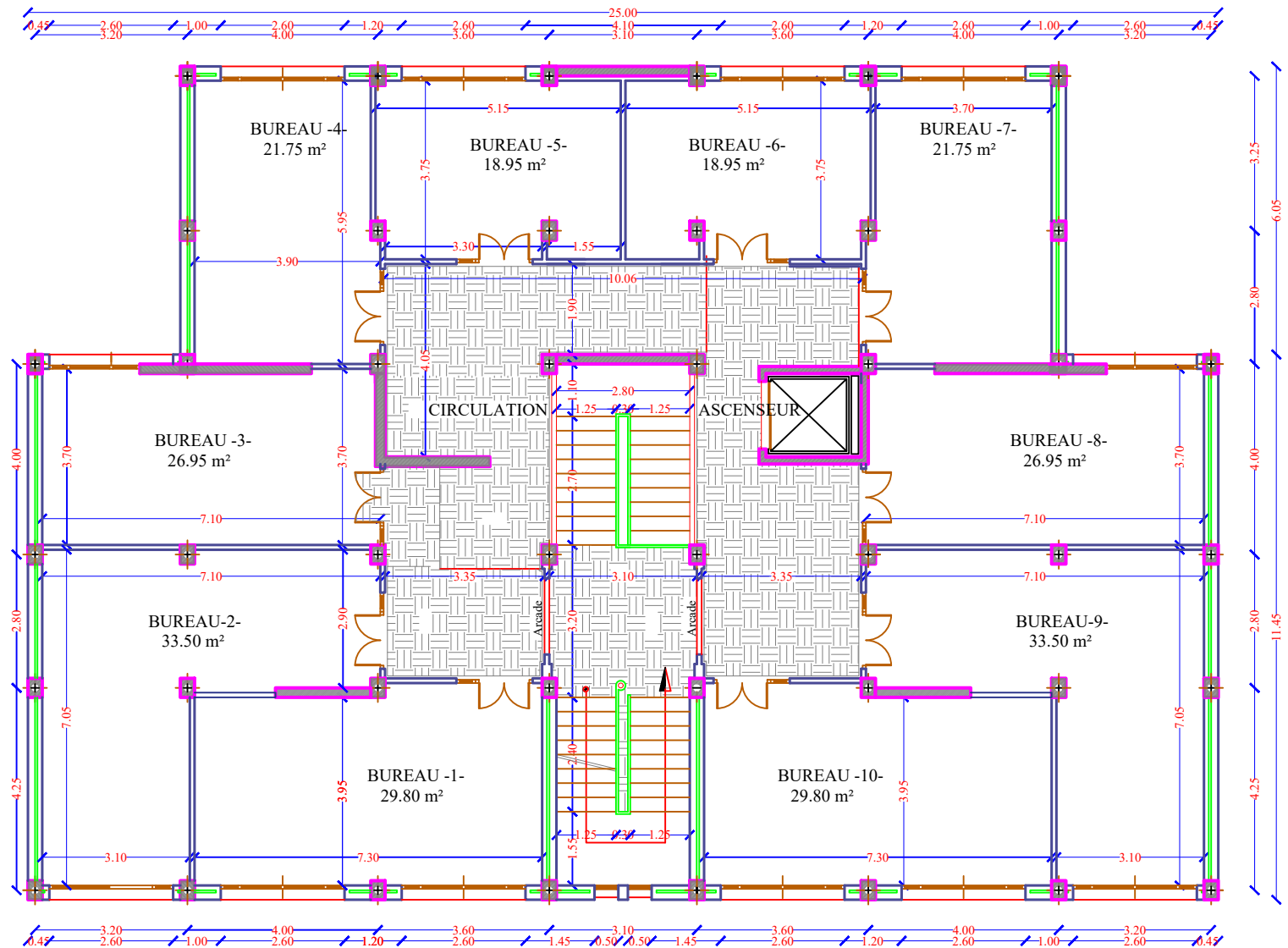
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



PLAN DU 1er ETAGE



PLAN DU 2eme ETAGE



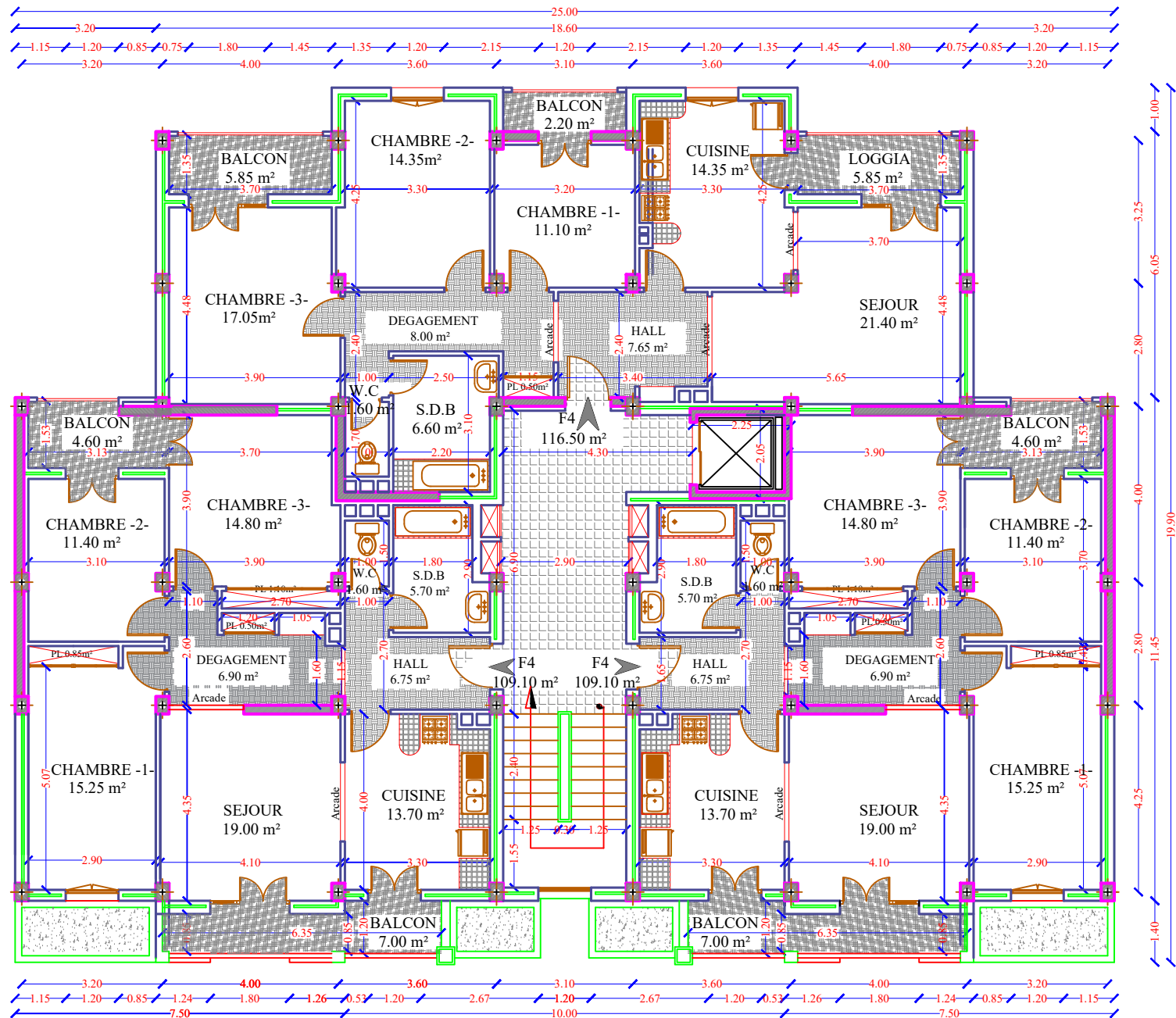
This is a detailed architectural floor plan of a 4-story building, showing multiple units with rooms like CHAMBRE, SEJOUR, CUISINE, BALCON, and LOGGIA, along with dimensions and area calculations.

The plan includes the following rooms and areas:

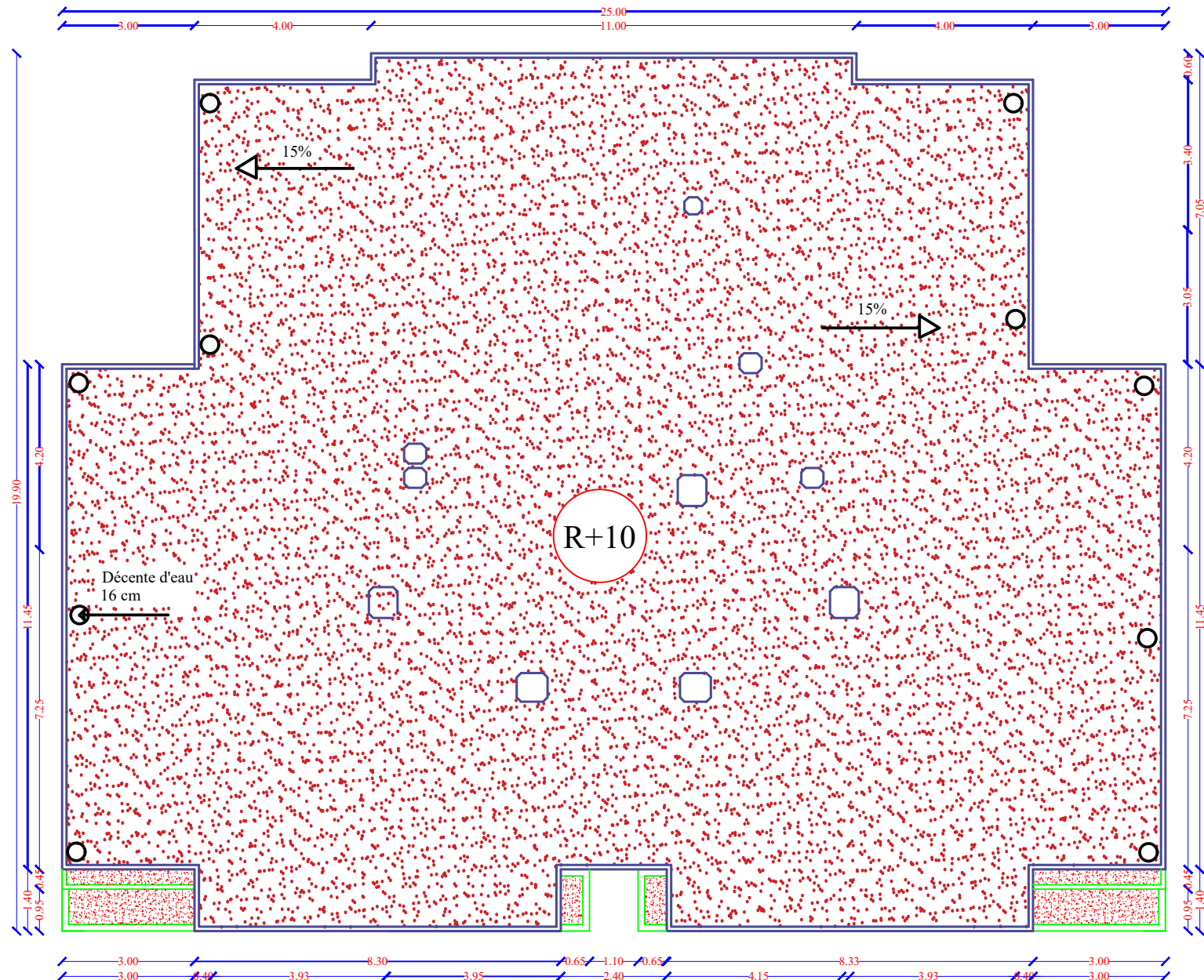
- CHAMBRE -1:** 11.10 m², 11.40 m², 15.60 m²
- CHAMBRE -2:** 14.35 m², 11.40 m², 14.80 m²
- CHAMBRE -3:** 17.05 m², 14.80 m²
- SEJOUR:** 21.40 m², 21.30 m²
- CUISINE:** 14.35 m², 13.70 m²
- BALCON:** 5.85 m², 4.60 m², 3.60 m²
- LOGGIA:** 3.90 m²
- DEGAGEMENT:** 8.00 m², 6.90 m²
- HALL:** 7.65 m², 6.75 m²
- S.D.B. (Sanitaires):** 6.60 m², 5.70 m²
- W.C. (Toilettes):** 1.60 m²
- ASCENSEUR (Elevator):** 116.50 m²
- F4 (Staircase):** 112.30 m²

The plan also shows various dimensions and area calculations for different sections of the building, such as 25.00, 18.60, 3.20, 1.15, 1.20, 0.85, 0.75, 1.80, 1.45, 1.35, 1.20, 1.55, 2.40, 1.55, 1.20, 1.35, 1.45, 1.80, 0.75, 0.85, 1.20, 1.15, 3.20, 4.00, 3.60, 3.10, 3.60, 4.00, 3.20, 1.00, 3.25, 6.05, 2.80, 4.00, 2.80, 11.45, 4.25, 1.40, 1.15, 1.20, 0.85, 1.24, 4.00, 3.60, 3.10, 3.60, 4.00, 1.24, 0.85, 1.20, 1.15, 7.50, 10.00, 1.20, 1.05, 1.26, 1.80, 3.20, 1.15, 1.20, 0.85, 1.24, 7.50.

PLAN DU 9eme et 10eme ETAGE



PLAN DE TOITURE



SOMMAIRE

INTRODUCTION GÉNÉRALE

CHAPITRE I: PRESENTATION ET DESCRIPTION DE L'OUVRAGE.

I-1) Description de l'ouvrage	1
I-2) Caractéristiques géométriques	1
I-3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage	1
I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I-5) Modélisation – calculs réglementaires	4
I-6) Modèle de calcul à L'E.L.U	6
I-7) Modèle de calcul à L'E.L.S	6
I-8) Les aciers d'armatures	7
Conclusion	10

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS.

Introduction	11
II-1) Les poutres	11
II-1-1) Poutres principales	11
II-1-2) Poutres secondaires	12
II-1-3) Poutres de Chainage	12
II-1-4) Poutres palières	13
II-2) Planchers	14
II-2-1) Planchers en corps creux	14
II-2-1) Planchers en dalle pleine	15
II-3) Les voiles	16
II-4) Les poteaux	18
II-4-1) Détermination des charges et surcharges	18
II-4-2) Application de la méthode de descente de charge	23
II-4-3) Loi de dégression de charge	24

II-5) Vérification des règles de RPA	26
II-6) Vérification des poteaux au flambement	27
II-7) Les résultats du pré-dimensionnement	28
Conclusion	28

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENT NON STRUCTURAUX.

Introduction	29
III-1) Calcul de l'acrotère	29
III-1-2) Dimensions de l'Acrotère	31
III-1-3) Les sollicitations	31
III-1-4) Les combinaison de charges	31
III-1-5) Ferrailage	32
III-1-5-1) Calcul à l'ELU	32
III-1-5-2) Vérifications	34
III-1-6) Vérification au séisme	37
Conclusion	38
III-2) Plancher en corps creux	39
III-2-1) Calcul de la dalle de compression	39
III-2-2) Méthode de calcul	43
III-2-3) Plancher terrasse	90
III-2-3-1) Le ferrailage à l'ELU	90
III-2-3-2) Les vérifications à l'ELU	93
III-2-3-3) Vérifications à l'ELS	95
III-2-4) Plancher étage courant	98
III-2-4-1) Le ferrailage à l'ELU	98
III-2-4-2) Les vérifications à l'ELU	101
III-2-4-3) Vérifications à l'ELS	103
III-2-5) Plancher étage commercial	107
III-2-5-1) Le ferrailage à l'ELU	107
III-2-5-2) Les vérifications à l'ELU	110
III-2-5-3) Vérifications à l'ELS	111

III-3) Calcul de la dalle pleine de la salle Machine	115
III-3-1) Introduction	115
III-3-2) Dimensionnement	115
III-3-3) Ferrailage de la dalle	118
III-3-4) Vérifications a L'ELU	119
III-3-5) Vérifications a L'ELS	120
III-3-6) Vérification de la contrainte de compression dans le béton	122
III-4) Porte à faux	124
III-4-1) Dimensionnement de la porte à faux	124
III-4-2) Calcul a L'ELU	125
III-4-3) Vérification a L'ELU	125
III-4-4) Calcul a L'ELS	127
III-4-5) Vérification a L'ELS	128
Conclusion	129
III-5) Calcul des escaliers	130
Introduction	130
III-5-1) Pré-dimensionnement	131
III-5-2) Détermination des charges et des surcharges	133
III-5-3) Calcul et vérification a L'ELU	134
III-5-4) Calcul et vérification a L'ELS	140
III-6) Calcul de la poutre palière	145
Introduction	145
III-6-1) Pré-dimensionnement	145
III-6-2) Calcul a L'ELU	145
III-6-3) Vérification a L'ELS	149
Conclusion	150
III-7) La poutre chainage	151
III-7-1) Pré-dimensionnement	151

III-7-2) Etude de la poutre a L'ELU	151
III-7-3) Vérification a L'ELS	155
Conclusion	158

CHAPITRE IV : MODELISATION DE LA STRUCTURE.

IV-1) Introduction	159
IV-2) Description du logiciel ETABS	159
IV-3) Etapes de modélisation	159
1- Introduction de la géométrie du modèle	160
2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux	163
3- Spécification des propriétés géométriques des éléments	164
4- Affectation des éléments définis au model	168
5- Définition des charges statiques (G, Q)	170
6- Introduction du spectre de réponse	171
7- Définition de la charge sismique E	173
8- Chargement des éléments	174
9- Introduction des combinaisons d'actions	176

CHAPITRE V : VERIFICATION AU RPA.

Introduction	179
V-1) Méthodes de calcul	179
V-2) Conditions d'application de la méthode statique équivalente	180
V-3) Méthode dynamique modale spectrale	180
V-4) Vérification des conditions du RPA	181
1-Vérification de la période	181
2- Type de contreventement	182
3-Vérification du nombre de modes.....	185
4-Vérification de l'effort tranchant à la base	186
5- Effort normal réduit	189
6- Vérification de l'excentricité	189
7- Vérification des déplacements	190
8- Vérification de l'effet P- Δ	191
Conclusion	194

CHAPITRE VI : CALCUL DES ELEMENTS STRUCTURAUX.

Introduction	195
VI-1) FERRAILLAGE DES POTEAUX	
VI-1-1) Introduction	195
VI-1-2) Recommandation du RPA	195
VI-1-3) Calcul des armatures à l'ELU	197
VI-1-4) Vérification à l'ELU	205
VI-1-5) Vérification à l'ELS	206
Conclusion	208
VI-2) FERRAILLAGE DES POUTRES	
VI-2-1) Introduction	210
VI-2-2) Recommandation du RPA	210
VI-2-3) Etape de calcul des armatures longitudinales	211
VI-2-4) Vérification du BAEL 91	212
VI-2-5) Vérification de RPA	215
VI-3) FERRAILLAGE DES VOILES	
VI-3-1) Introduction	218
VI-3-2) Exposé de la méthode de calcul	218
VI-3-3) Règles communes du RPA	221
VI-3-4) Exigence du BAEL	223
VI-3-5) Vérification à l'ELS	223

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE.

Introduction	236
VII-1) Choix de type de fondation	236
VII-2) Différentes fonctions des fondations	236
VII-3) Différentes types de fondations	236
VII-4) Etude du radier	240
VI-5) Quelques vérifications	243
VI-6) Ferrailage du radier	247
a- Ferrailage de la dalle	247
b- Ferrailage du débord	251
c- Ferrailage des nervures	253

Liste des figures

Liste des figures

Figure I-1 : Schéma descriptif du mur extérieur	2
Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E.L.U	6
Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E. L.S	7
Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U	9
Figure I-5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S	10
Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux	14
Figure II-2 : Coupe de voile en élévation	18
Figure II-3 : Coupe transversale du plancher terrasse	18
Figure II-4 : Coupe transversale d'un plancher d'étage courant	19
Figure II-5 : Coupe transversale d'un balcon en dalle pleine	20
Figure II-6 : Coupe transversale du mur extérieur	20
Figure II-7 : Coupe transversale d'un du mur séparation	21
Figure II-8 : Coupe transversale de l'acrotère	22
Figure II-9 : Représentation des éléments considérés dans la descente de charge	23
Fig.III -1-1 : Coupe transversale de l'acrotère	30
Fig.III-1-2 : Diagramme des efforts internes	30
Fig. III-1-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée	32
Fig. III-2-1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux	39
Fig : III-2-2 : Ferrailage de la dalle de compression	40
Fig .III-2-3 : Coupe transversale de la nervure	41
Fig. III-2-4 schéma de la table de compression	42
Fig. III-2-5: Coupe transversale de la poutrelle	42
Fig. III-2-6 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression	90
Fig.III-2-9 : Schéma de ferrailage de la poutrelle	92
Fig. III-2-10: Plan de ferrailage du plancher en corps creux	98
Fig. III-2-11 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression	99
Fig.III-2-14 : Schéma de ferrailage de la poutrelle	101
Fig. III-2-15 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression	108
Fig.III-2-18 : Schéma de ferrailage de la poutrelle	110

Fig. III-2-19: Plan de ferrailage du plancher en corps creux	114
Fig. III-3-1 : Schéma de l'ascenseur	115
Fig. III-3-2 : Schéma statique de la salle machine	116
Fig. III-3-3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine	123
Figure III-4-1 : schéma statique du port a faux	124
Fig. III-5-1 : Schéma des escaliers	130
Fig. III-5-2: Schéma statique d'escalier	132
Fig. III-5-3: Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} volée à l'ELU	134
Fig. III-5-4: Schéma statique de ferrailage escalier à l'ELU	137
Fig. III-5-5: Schéma statique de calcul de la 1 ^{ère} volée à l'ELS	140
Fig. III-5-6 : Ferrailage des escaliers	144
Fig III-6-1: Schéma de la poutre palière	145
Fig III-6-2 : Section de poutre	145
Fig III-6-3: Schéma de ferrailage de la poutre palière	150
Fig III.7.1 : section de poutre	151
Figure III-7 -2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU	152
Figure III-7-3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS	156
Fig III-7-4: Schéma de ferrailage de la poutre chainage	157
Figure VI-1-1 : Délimitation de la zone nodale	204
Figure VI-1-2 : Coupe de ferrailage des poteaux 50×50	209
Figure VI-1-3 : Coupe de ferrailage des poteaux 45×45	209
Figure VI-1-4 : Coupe de ferrailage des poteaux 40×40	209
Figure VI-1-5 : Coupe de ferrailage des poteaux 35×35	209
Figure VII-1 : Présentation des chargements	253
Figure VII-2 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	257
Figure VII-3 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	258
Figure VII-4 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	258
Figure VII-5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU	259
Figure VII-6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS	259
Figure VII-7 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU	260

Liste des tableaux

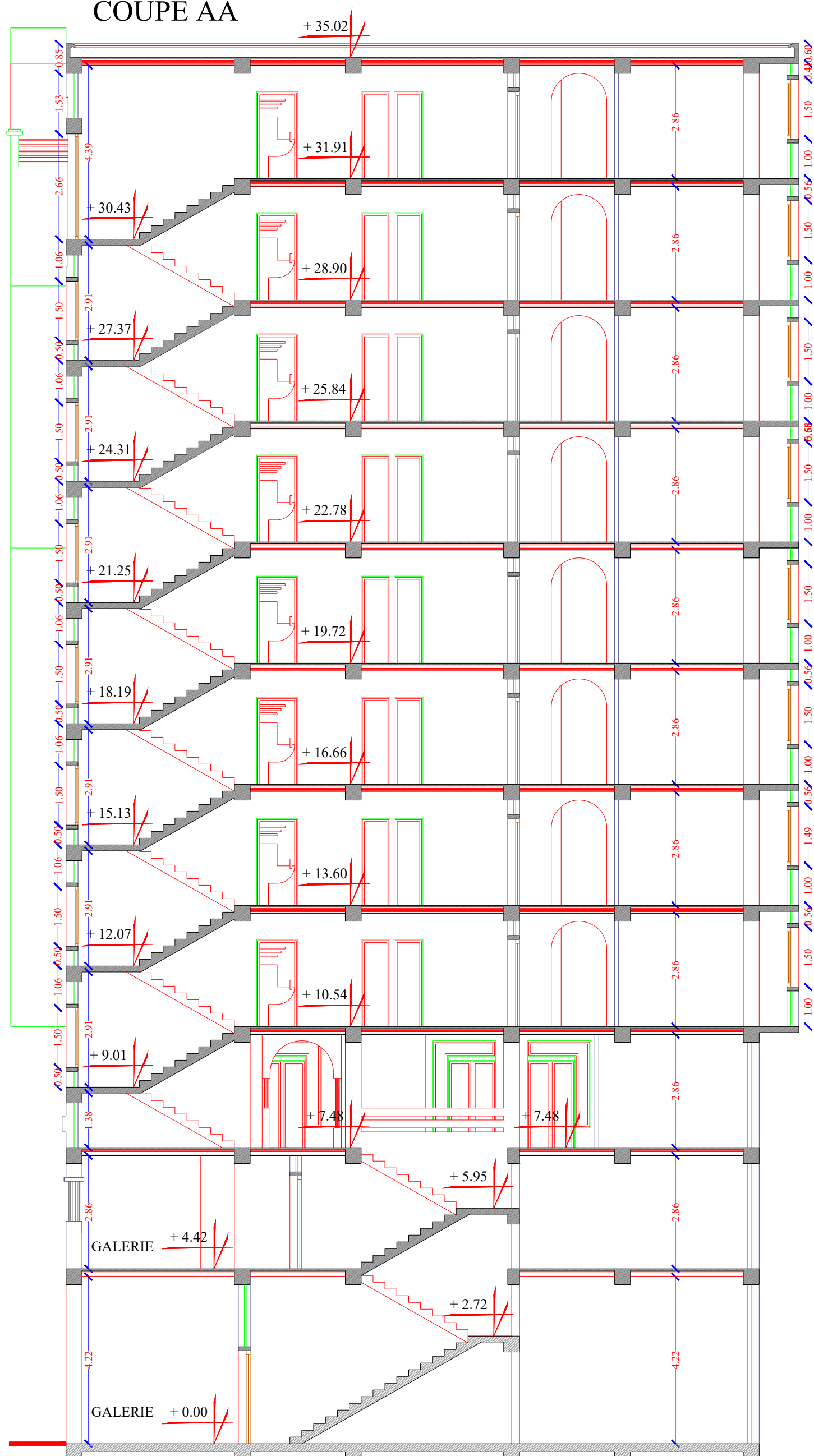
Tableau I-1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (E.L.S)	8
Tableau I-2 : Caractéristiques d'adhérence des aciers	8
Tableau II -1 : Désignation de charges	19
Tableau II-2 : Désignation de charges	19
Tableau II-3 : Désignation de charges	20
Tableau II-4 : Désignation de charge	21
Tableau II-5 : Désignation de charges	21
Tableau II-6 : Surcharges d'exploitation réglementaires	23
Tableau II-7 : Récapitulatif de la descente de charge	26
Tableau VI-1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	195
Tableau VI-2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA	196
Tableau VI-1-1: Vérification des contraintes à l'ELS	207
Tableau VII-1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal)	237
Tableau VII-2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinale)	238
Tableau VII-3 : Présentation de la résultante des charges	239
Tableau VII-4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS	246
Tableau VII-5 : Résultats des ferraillages	249
Tableau VII-6 : Vérification de non-fragilité	249
Tableau VII-7 : Vérification des contraintes à l'ELS	251
Tableau VII-8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal	255
Tableau VII-9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal	256
Tableau VII-10 : Les efforts internes dans les nervures	261
Tableau VII-11 : Le ferraillage adopté pour la nervure	261
Tableau VII-12 : Vérification des contraintes à l'ELS	263

FACADE PRINCIPALE

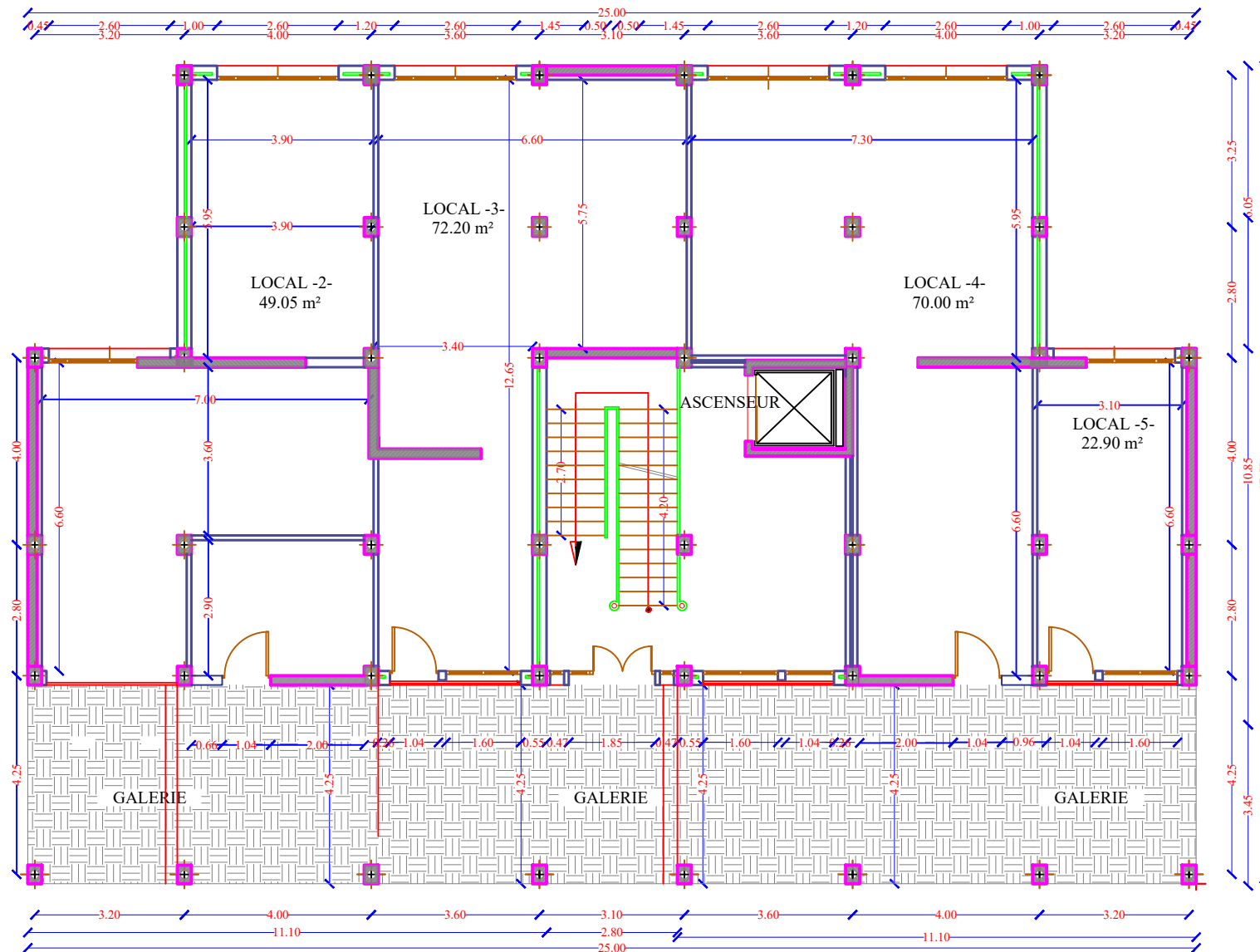


PLAN DU COUPE AA

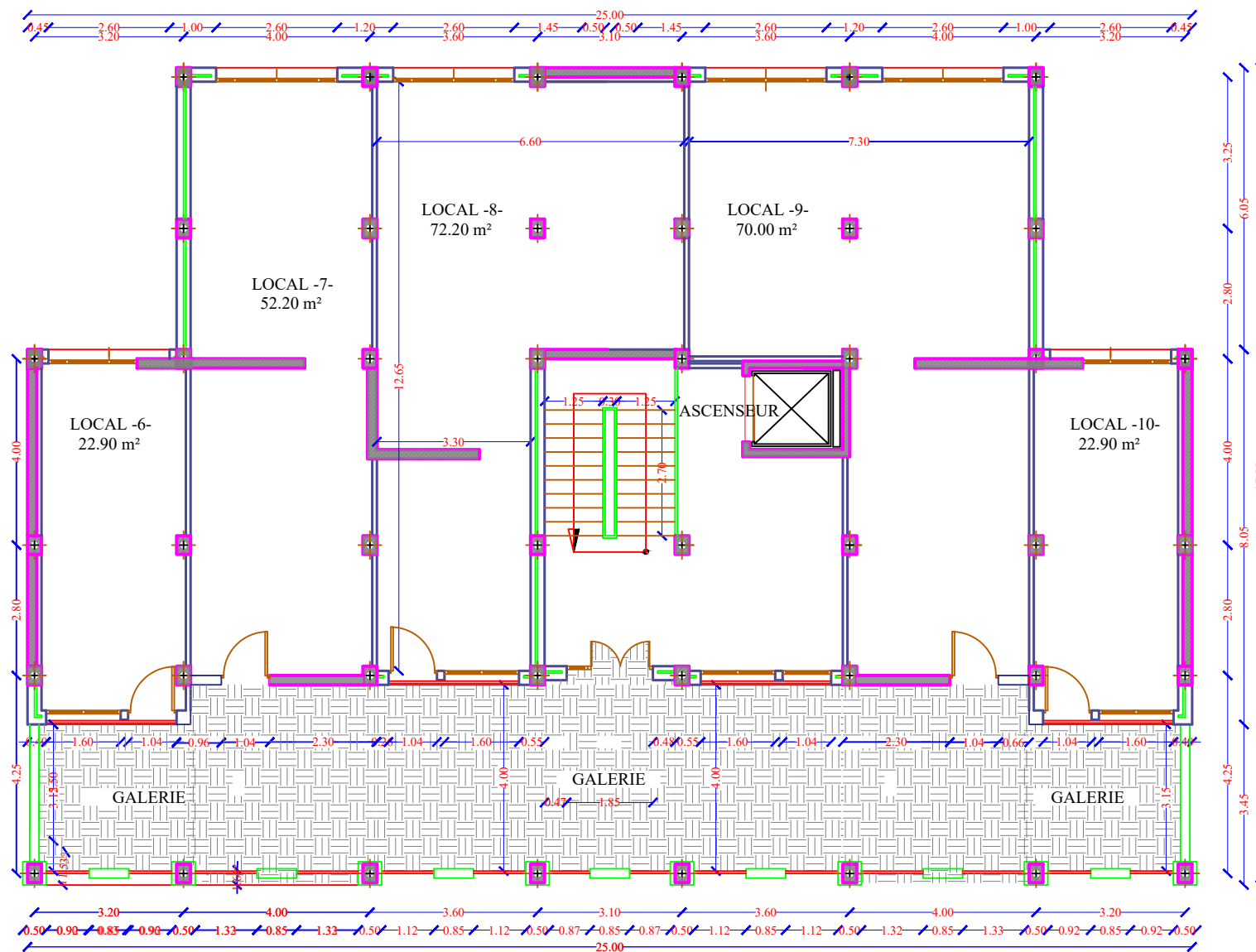
COUPE AA



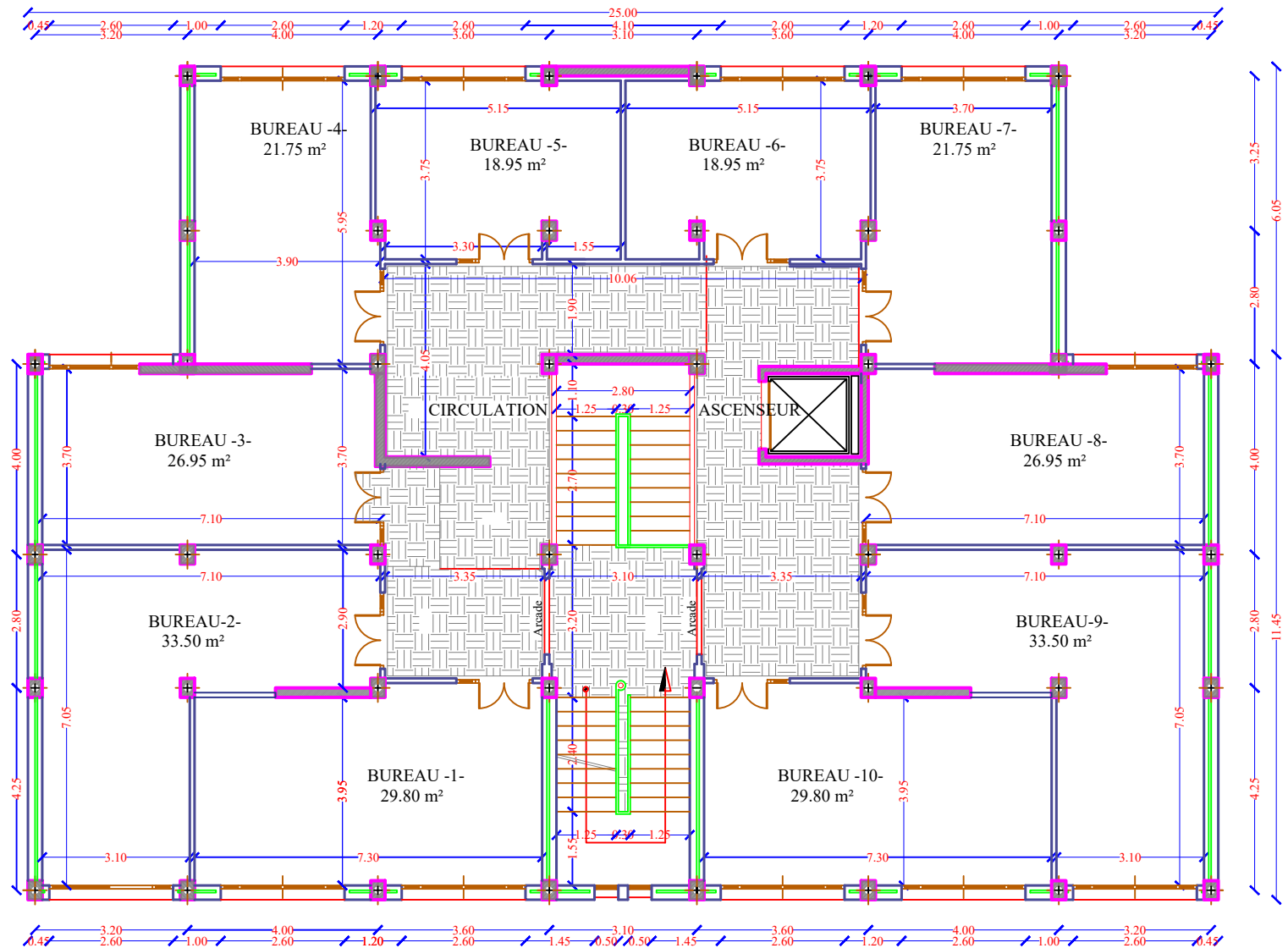
PLAN DU REZ DE CHAUSSEE



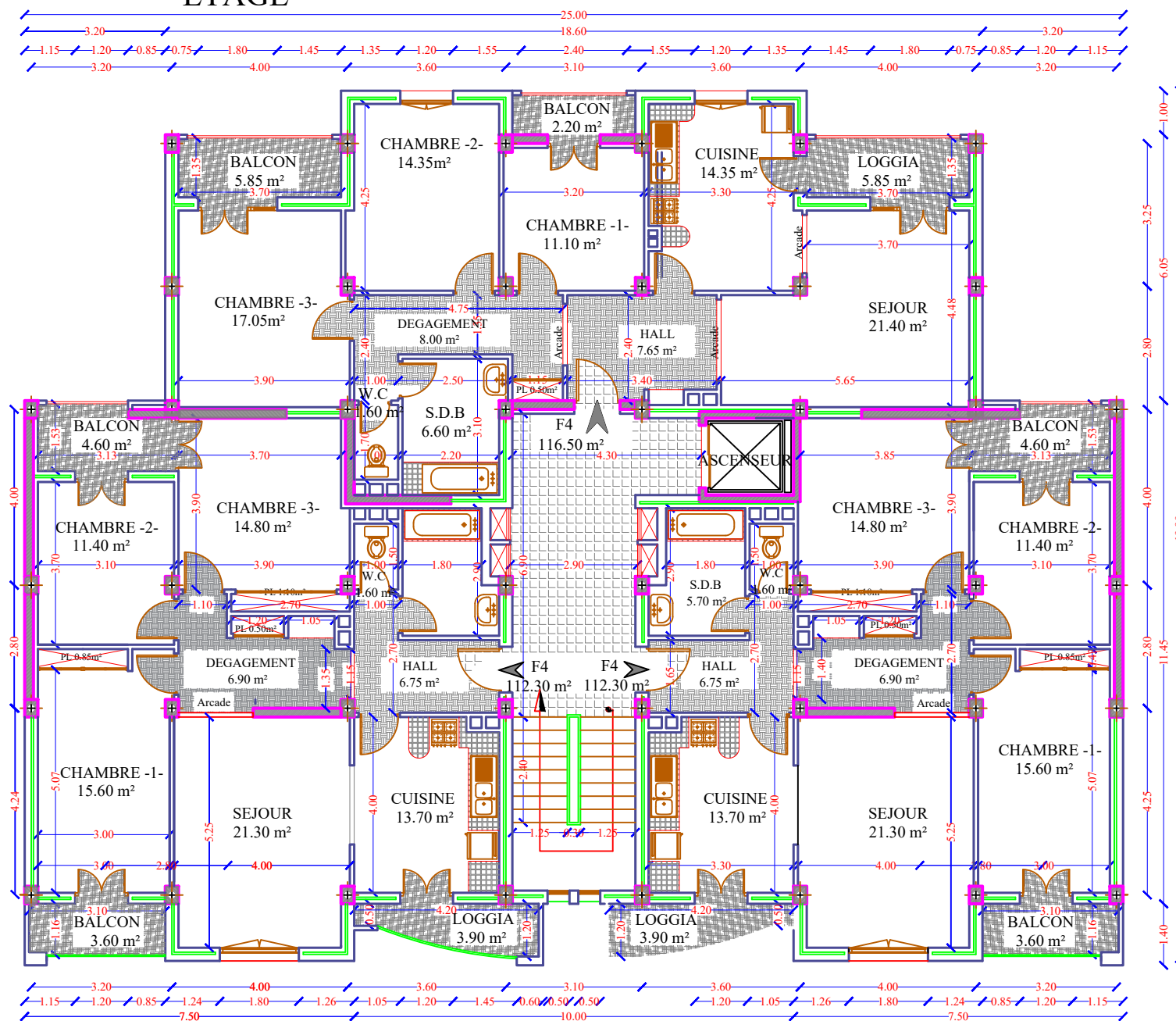
PLAN DU 1er ETAGE



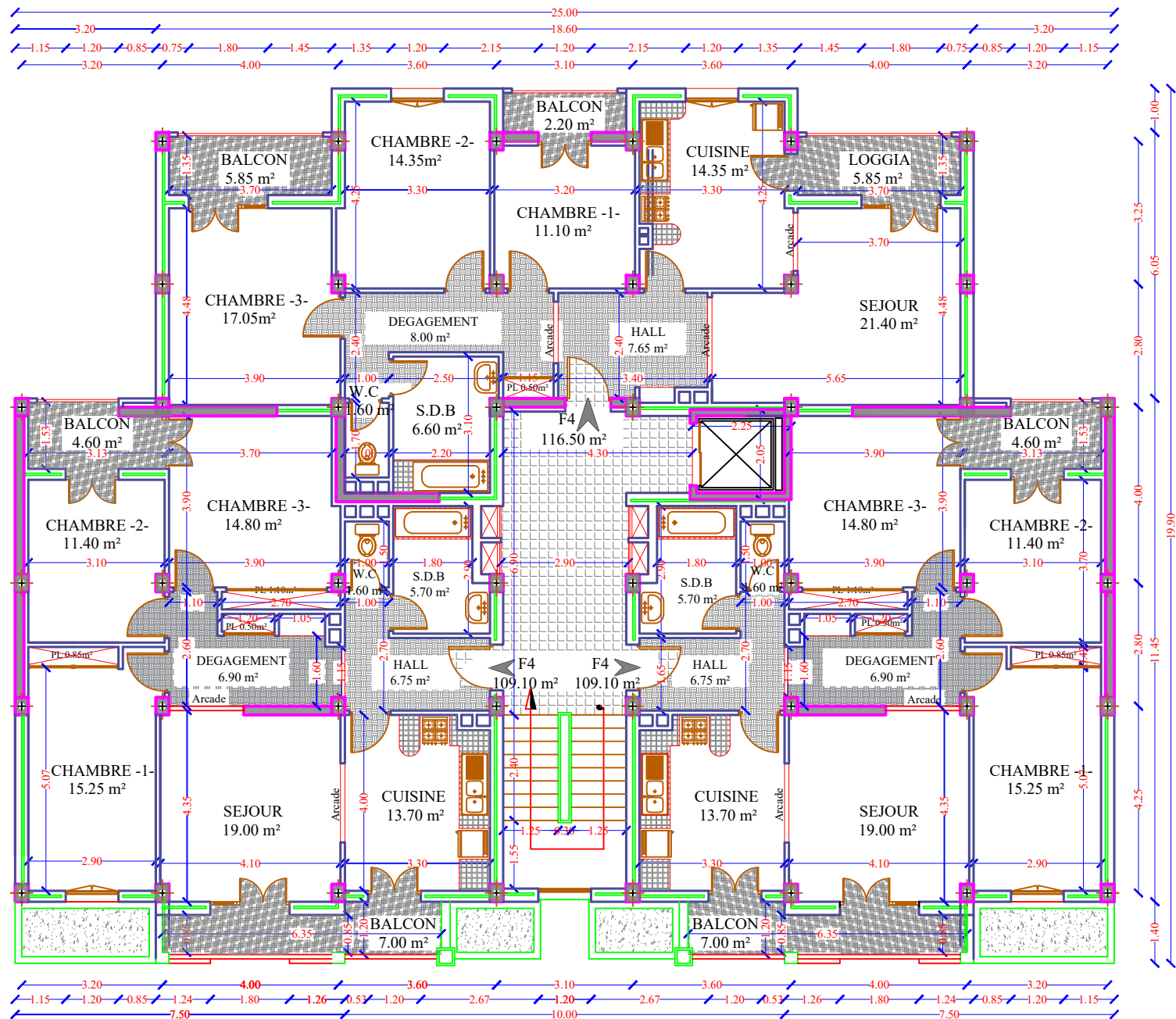
PLAN DU 2eme ETAGE



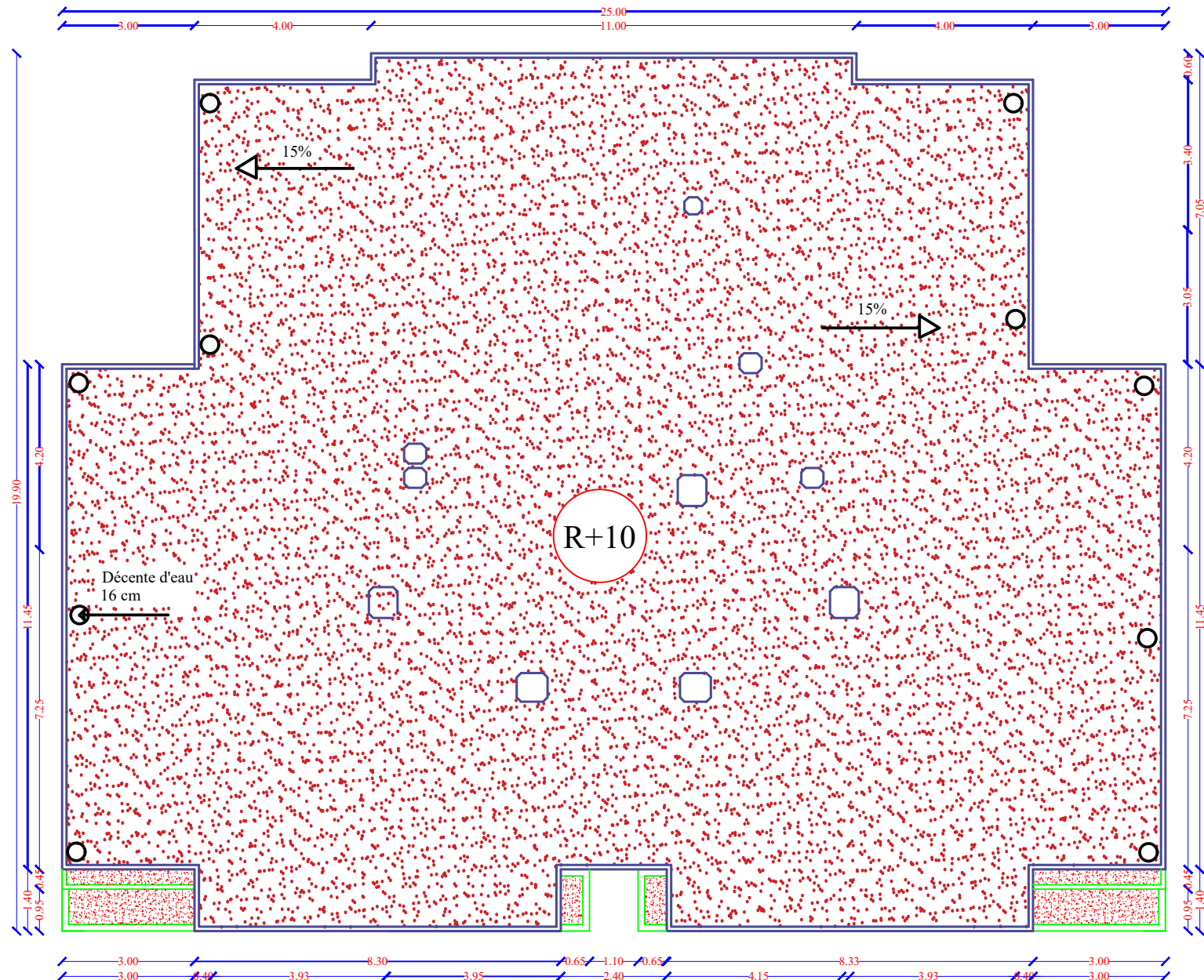
PLAN DU 3eme ,4eme, 5eme, 6eme, 7eme et 8eme ETAGE



PLAN DU 9eme et 10eme ETAGE



PLAN DE TOITURE



Introduction générale

Le Génie Civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions. Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Quelle que soit sa spécialisation, l'ensemble du travail d'un ingénieur civil repose sur deux concepts clés : l'évaluation des charges et la résistance des matériaux. En fait, l'objectif premier est de combiner un ensemble de matériaux afin de résister à des charges pour accomplir une fonction principale.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoie souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécution généralement criardes. Pour cela nous ne devons pas appliquer uniquement les règlements, mais nous devons impérativement comprendre les facteurs déterminant le comportement dynamique de la structure afin de mieux prévoir sa réponse sismique.

Les différentes études et règlements préconisent divers systèmes de contreventement visant à minimiser les déplacements et à limiter les risques de torsion tout en assurant une bonne dissipation des efforts.

Les ingénieurs disposent actuellement de divers outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis permettant la maîtrise de la technique des éléments finis adoptée au Génie Civil, ainsi que le calcul de diverses structures en un moindre temps.

L'ouvrage en question est un bâtiment R+10 à usage d'habitation et commercial à ossature mixte contreventé par voiles. Sa structure est implantée à Boumerdès qui est classée en zone III selon le Règlement Parasismique Algérien.

Cette étude est composée de quatre parties :

***La première partie :** c'est la description générale du projet avec une présentation architectural des éléments, ensuite le pré-dimensionnement des éléments et enfin la descente des charges.*

***La deuxième partie :** a été consacrée aux éléments secondaires (l'escalier, poutrelles, balcon, poutre palière et l'acrotère).*

***L'étude dynamique de la structure :** a été entamée dans la troisième partie à l'aide du logiciel **ETABS V9.6** afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanente, d'exploitation et charge sismique). Puis on procédera à des vérifications du Règlement Parasismique Algérien.*

***La dernière partie :** comprend le ferrailage des différents éléments résistants de la structure (fondation, poteaux, poutres et voiles). Ceci, en tenant compte des recommandations du **BAEL91 révisée 99** et des règlements parasismiques algériens **RPA 99/2003**.*

CHAPITRE I :

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I-1) Description de l'ouvrage :

Le présent projet consiste en calcul et étude d'une tour R+10 à usage d'habitation, commerciale et bureaux.

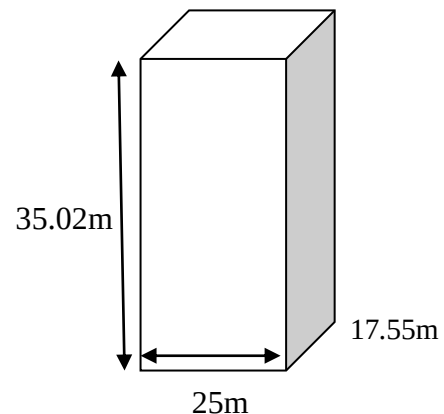
Cette tour est implantée dans une zone qui est classée selon le **RPA 99/ VERSION 2003** comme étant une zone à forte sismicité (**zone III**) wilaya de Boumerdas.

Cette tour comporte :

- 01 rez-de-chaussée.
- 02 étages de service.
- 08 étages à usage d'habitation.
- 01 cage d'escaliers.
- 01 cage d'ascenseur.

I-2) Caractéristiques géométriques :

- La longueur totale du bâtiment :..... 25.00 m
- La largeur totale du bâtiment :..... 17.55 m
- La hauteur du rez-de-chaussée 04.42 m
- La hauteur d'étage courant :..... 03.06 m
- La hauteur totale du bâtiment:..... 35.02 m

**I-3) Les éléments constitutifs de l'ouvrage :****I-3-1) L'ossature :**

L'ossature est composée de :

- Portiques transversaux et longitudinaux qui reprennent essentiellement les charges et surcharges verticales.
- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal) qui reprennent essentiellement les charges horizontales (séisme, vent...etc.).

I-3-2) Les planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, il a pour but de séparer entre chaque deux niveaux successifs de bâtiment.

- Il est capable de supporter en plus de son poids propre les charges d'exploitation et de les transmettre aux éléments porteurs de l'ossature (fonction de résistance mécanique).
- Il assure l'isolation thermique et acoustique des différents étages (fonction d'isolation).

Dans notre bâtiment nous avons deux types de planchers :

- Plancher en corps creux qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et ensuite aux éléments verticaux (poteaux).
- Plancher en dalle pleine coulée sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux.

I-3-3) Les escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux.

- Notre bâtiment comporte une cage d'escalier desservant la totalité des niveaux.
- Notre type d'escalier est un escalier à deux volées qui sera réalisé en béton armé et coulé sur place.

I-3-3) La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment est muni d'une cage d'ascenseur qui sera réalisé en voiles, coulés sur place, qui n'adhèrent pas à la structure considérée comme des éléments isolés à l'intérieur de la structure.

I-3-4) Maçonnerie :

- **Les murs extérieurs :** seront en double cloisons, en briques de (10+10) cm séparés par une lame d'air de 5 cm. (Fig I-1)
- **Les murs de séparations intérieurs :** seront réalisés en cloison en briques creuses de 10cm.

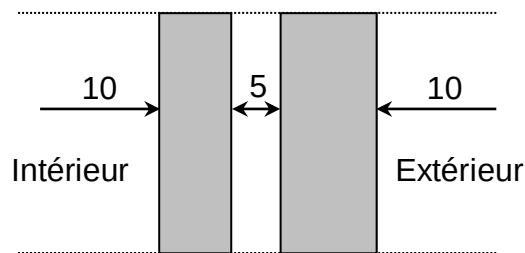


Figure I-1 : Schéma descriptif du mur extérieur.

I-3-5) Les revêtements :

- Carrelage (scellé) pour les planchers et escaliers.
- Céramique pour les salles d'eau et les cuisines.
- Mortier de ciment pour les murs de façades et les cages d'escaliers.
- Plâtre pour les cloisons intérieurs et les plafonds.

I-3-6) Terrasse inaccessible :

Notre bâtiment sera muni d'une terrasse inaccessible réalisée en corps creux et d'une dalle de compression avec un revêtement composé de :

- Forme de pente de 2% pour faciliter l'écoulement des eaux.
- Isolant thermique protégeant l'élément porteur à des chocs thermique et limitant les déperditions, la nature isolant peut être en polyptère, liège ou en mousse de verre.
- Revêtement d'étanchéité.
- Protection lourde (gravier roulé).

I-3-7) L'acrotère :

Au niveau de la terrasse le bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 50cm de hauteur.

I-3-8) Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol par sa liaison directe avec ce dernier.

-Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

Différents types de fondations :

- Fondations superficielles : lorsque les couches de terrain capable de reprendre l'ouvrage sont à faibles profondeurs : semelles isolées sous poteau, semelles filantes sous murs, radiers.
- Fondations profondes : lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

Facteur du choix de type de fondations :

- La nature de l'ouvrage à fonder : pont, bâtiment d'habitation.
- La nature du terrain : connaissance du terrain par sondage et définitions des caractéristiques.
- Le site : urbain, montagne, bord de mer.
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence de l'eau.
- Les couts des fondations : facteur important mais non décisif.

I-4) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

La construction sera réalisée par deux types de matériaux, à savoir le béton et l'acier, qui doivent répandre aux normes du **RPA99 modifié 2003** et aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL91 modifié 99**).

- **Le béton :**

Le béton est un matériau composite confectionné à base de ciment, gravier, sable et eau après une étude de composition réalisée par un laboratoire spécialisé.

Comportement expérimentale :

- **Essai de compression :**

Le béton présente une relative bonne résistance à la compression, les résistances obtenues dépendent de la composition. En général les essais sont réalisés sur des éprouvettes normalisées appelées 16×32, de forme cylindrique de hauteur de 32cm et de diamètre de 16cm (aire : 200 cm²).

A partir d'une courbe contrainte – déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

- Le module de Young instantané $E_{ij} \approx 30000\text{MPa}$
- La contrainte maximale $\sigma_{\max} = 20 \text{ à } 40\text{MPa}$
- La déformation maximale à la rupture $\varepsilon_{\max} \approx 2\text{‰} = 2 \times 10^{-3}$

- **Essai de traction :**

Il est beaucoup plus difficile de faire des essais en traction, on retiendra uniquement que la résistance à la traction du béton est beaucoup plus faible que celle à la compression

$R_t \approx R_c / 10$.

- **Fluage de béton :**

Sous chargement constant, la déformation de béton augmente continuellement avec le temps. Pour le béton, les déformations de fluage sont loin d'être négligeable puisqu'elles peuvent représenter jusqu'à trois fois les déformations instantanées, $\varepsilon_i = \varepsilon = 3\varepsilon_v$

- Module d'élasticité instantané :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL91/Art2.1, 21})$$

-Module d'élasticité différé :

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée. Et afin de tenir compte de l'effort de fluage du béton, le module est égal à :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \dots\dots\dots (\text{BAEL 91/Art -2.1, 2})$$

• **Phénomène de retrait :**

Après coulage, une pièce de béton conservée à l'air tend à se raccourcir, ceci est dû à l'évaporation de l'eau non liée avec le ciment et peut entraîner des déformations de l'ordre de $1,5 \times 10^{-4}$ à 5×10^{-4} selon l'humidité de l'environnement.

*La principale conséquence du retrait est l'apparition de contraintes internes de traction, la contrainte dont la valeur peut facilement dépasser la limite de fissuration.

*Pour se protéger des désordres liés au retrait, on adoptera les dispositifs constructifs suivants :

- Utiliser des bétons à faible chaleur d'hydratation.
- Maintenir les parements en ambiance humide après coulage.
- Disposer les armatures de peaux de faible espacement pour bien répartir les fissures de retrêts.
- Eviter de raccorder des pièces de tailles très différentes.
- Utiliser des adjuvants limitant les effets du retrait.

• **Dilatation thermique :**

Le coefficient de dilatation du béton vaut 9×10^{-6} à 12×10^{-6} et on adoptera une valeur forfaitaire de 10^{-5} pour le béton armé.

Une variation de température peut entraîner des contraintes internes de traction qui engendrent ensuite une dilatation.

Pour éviter ces désordres, on placera régulièrement sur les éléments (dalle, voile de façade) ou bâtiment de grandes dimensions des joints de dilatation espacés de 25m.

I-5) Modélisation – calculs réglementaires :

• **Résistance caractéristique à la compression :**

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à (j) jours d'âge est déterminée à partir des essais sur éprouvettes $16 \times 32 \text{ cm}^2$, elle est définie comme la valeur de la résistance en dessous de laquelle on peut s'attendre à rencontrer 5% au plus de l'ensemble des ruptures des essais de compression. En pratique comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statique suffisant, on adopte la relation simplifiée suivante :

$$f_{cj} = \sigma_j / 1.15 \dots\dots (\text{BAEL91 modifié99-Art-2.1.11})$$

D'Où

σ_j : Valeur moyenne des résistances obtenues sur l'ensemble des essais réalisés.

On utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité : f_{c28} pour des calculs en phase de réalisation, on adoptera les valeurs à j jours, définies à partir de f_{c28} par :

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

$$f_{cj} = [j / (4.76 + 0.83j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 60 \text{ jours}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j > 60 \text{ jours}$$

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

$$f_{cj} = [j / (1.40 + 0.95j)] \times f_{c28} \dots\dots\dots \text{si } j \leq 28 \text{ jours}$$

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

Avec $f_{c28} = 25$ MPa **(BAEL91 modifié 99-Art-2.1.11)**

• **Résistance caractéristique à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art -2.1, 12)}$$

$$f_{tj} = 0.275 (f_{cj})^{2/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa (Annexe F)}$$

-Ainsi pour notre cas on aura :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa.}$$

• **Modules de déformation longitudinale :**

On distingue module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

-Le module instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures.

-Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module différé qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton, celles-ci représentant approximativement deux fois les déformations instantanées, le module instantané est pris égal à trois(3) fois le module différé. $E_{ij} = 3 E_{vj}$

Le module de Young différé du béton dépend de la résistance caractéristique à la compression du béton :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art -2.1, 2)}$$

$$E_{vj} = 4400 (f_{cj})^{1/3} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, sans fumée de silice (Annexe F).}$$

$$E_{vj} = 6100 f_{cj} \dots\dots\dots \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa, avec fumée de silice (Annexe F).}$$

Pour notre cas :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700 (f_{c28})^{1/3}$$

$$E_{v28} = 3700 (25)^{1/3}$$

$$E_{v28} = 10818, 86563 \text{ MPa.}$$

• **Module d'élasticité transversale « G » :**

Le module d'élasticité transversale G caractérise la déformation du matériau sous l'effet de l'effort tranchant.

Il est donné par la relation suivante :

$$G = E / 2 (1 + \nu) \text{ (MPa)}$$

Avec :

E : Module de Young (module d'élasticité).

ν : Coefficient de poisson $\nu = (\Delta d/d) / (\Delta l/l)$.

$\Delta d/d$: Déformation relative transversale.

$\Delta l/l$: Déformation relative longitudinale.

• **Coefficient de poisson :(BAEL91 modifiée 99.Art – 2.1, 3)**

Le coefficient de poisson sera pris égal à $\nu = 0$ pour un calcul de sollicitations à l'ELU et $\nu = 0.2$ pour un calcul de déformations à l'E.L.S.

I-6) Modèle de calcul à l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU le diagramme réel de déformations donné sur la figure I-2 Avec cette figure :

- $E_{bc1} = 2\text{‰}$

- $E_{bc1} = \begin{cases} 3.5\text{‰} & \text{si } f_{cj} \leq 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. 4.3, 41).} \\ (4.5 - 0.025f_{cj}) & \text{si } f_{cj} > 40 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 41).} \end{cases}$

-La valeur de calcul de la résistance à la compression du béton f_{bu} est donnée par :
 $f_{bu} = 0.85f_{cj} / \theta \times \gamma_b$

Avec : $\theta = 1$ pour $t > 24 \text{ h}$

$\theta = 0.9$ pour $1 \leq t \leq 24 \text{ h}$

$\theta = 0.85$ pour $t < 1 \text{ h}$

γ_b : Coefficient de sécurité partiel

$\gamma_b = 1.5$ pour les cas courants (situation durable ou situation courante).

$\gamma_b = 1.15$ pour les cas accidentels (situation accidentelle).

-La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$\sigma_{bc} = 0.6 f_{cj} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa (BAEL91 modifiée 99.Art. A.4.5.2)}$

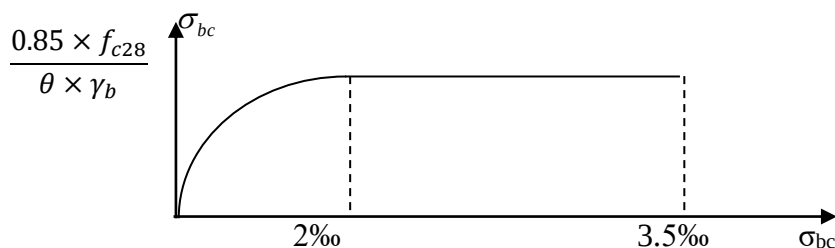


Figure I-2 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à l'E.L.U.

I-7) MODELE DE CALCUL à l'E.L.S :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique, on adopte donc à la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS avec ; pour des charges de longue durée $E_b = E_{vj}$ et $\nu = 0.2$. La résistance mécanique du béton tendu est négligée (**Art -4.5, 1**) de plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égal à 1/15 de celle de l'acier ($E_b = 13333 \text{ MPa}$). (**Fig I-3**)

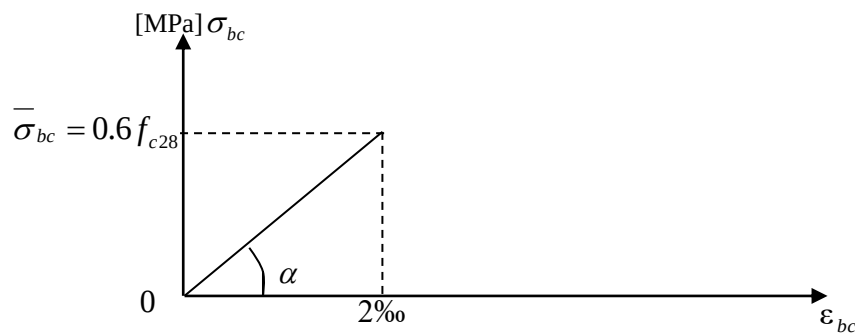


Figure I-3 : Diagramme de calcul contrainte – déformation du béton à L'E. L.S.

- **Contraintes tangentielles conventionnelles :**

La contrainte tangente conventionnelle utilisée pour le calcul relatif à l'effort tranchant est définie par :

$$\tau_u = V_u / b_0 \times d \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.1})$$

V_u : Effort tranchant à L'E.L.U dans la section.

b_0 : Largeur de l'âme.

$d = 0.9h$: Position des aciers tendus.

Cette situation doit vérifier les conditions suivantes :

- Si les armatures sont droites :

$$\text{En FPP : } \tau_u \leq \min \{0.2f_{cj} / \gamma_b ; 5\text{MPa}\}$$

$$\text{En FP et FTP : } \tau_u \leq \min \{0.15f_{cj} / \gamma_b ; 4\text{MPa}\} \quad (\text{BAEL91 modifiée 99.Art 5.1.2})$$

- Si les armatures sont inclinées à 45° :

$$\tau_u \leq \min \{0.27f_{cj} / \gamma_b ; 7\text{MPa}\}$$

- Si les armatures sont disposées de façon intermédiaire $45^\circ < \alpha < 90^\circ$

Il est loisible de procéder à une interpolation linéaire pour fixer la valeur de τ_u .

- **Poids volumique de béton :**

Le poids volumique de béton est de l'ordre de :

- 2300 à 2400daN/m³ s'il n'est pas armé.
- 2500daN/m³ s'il est armé.

I-8) Les aciers d'armatures :

I-8-1) Types d'aciers :

On distingue **4 types** d'aciers pour armatures, du moins au plus écroui :

1. **Les aciers doux** : Ayant une valeur caractéristique de la limite élastique garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses.
2. **Les aciers durs, type I** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 400MPa et un allongement à la rupture de 14 % Ce sont les aciers à haute adhérence de type I.

3. **Les aciers durs, type II** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 12% ce sont les aciers à haute adhérence de type II.

4. **Les aciers fortement écrouis** : Ayant une limite d'élasticité garantie de 500MPa et un allongement à la rupture de 8% Ces aciers sont utilisés pour fabriquer les treillis soudés et les fils sur bobines.

Dans le calcul des aciers, les caractéristiques qu'il faut prendre en compte sont :

f_e : Limite d'élasticité garantie.

η : Coefficient de fissuration.

Ψ_s : Coefficient de scellement.

E_s : Module de déformation longitudinale.

Φ : Diamètre de l'armature.

Tableau. I-1 : Caractéristiques mécaniques garanties des aciers (E.L.S).

Principales caractéristiques des aciers		
Barres lisses	Φ	
Nuance FeE	215	235
Limite d'élasticité f_e (MPa)	215	235
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	330	410
Allongement de rupture	22%	25%
Barres à haute adhérence	HA	
Nuance FeE	400	500
Limite d'élasticité f_e (MPa)	400	500
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	480	550
Allongement de rupture	14%	12%
Treillis soudés	TS	
Nuance FeE	500	
Limite d'élasticité f_e (MPa)	500	
Résistance à la rupture σ_r (MPa)	550	
Allongement de rupture	8%	

Tableau. I-2 : Caractéristiques d'adhérence des aciers

Barres (tous diamètre)			
	Lisses	HA	
ψ_s	1	1.5	
η	1	1.6 en général	
Treillis soudés (tous types standard)			
	TSL	TS HA	
		$\phi < 6\text{mm}$	$\phi \geq 6\text{mm}$
ψ_s	1	1.5	1.5
η	1	1.3	1.6

I-8-2) Module de déformation longitudinale « Es » :

A L'ELS on suppose que les aciers travaillent dans le domaine élastique.

-On utilise donc la loi de Hooke de l'élasticité, on adopte une valeur de module de Young.

$E_s = 200\,000\text{MPa}$ (BAEL91 modifiée 99.Art-2.2.1)

I-8-3) Contrainte limite d'élasticité de l'acier :

I-8-3-1) Contrainte limite ultime:

$\sigma_s = f_{su} = f_e / \gamma_s$ (BAEL91 modifiée 99.Art.4.3, 2)

γ_s : Coefficient de sécurité partiel qui est égal à : $\gamma_s = 1.15 \rightarrow$ Situation courante.

$\gamma_s = 1.00 \rightarrow$ Situation accidentelle.

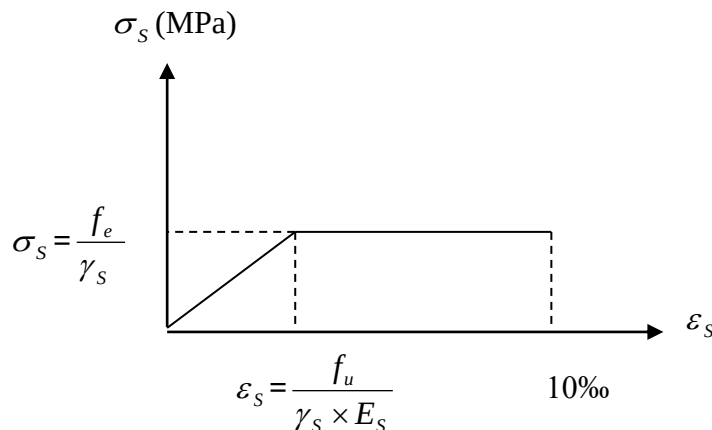


Figure I-4 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.U

I-8-3-2) Contrainte limite de service :

Dans L'E.L.S on suppose que :

- L'acier reste dans son domaine élastique.
- On limite la contrainte dans les barres d'aciers afin de réduire le risque d'apparition des fissures dans le béton.

La contrainte limite de service de l'acier est :

-Fissuration peu préjudiciable : cas des éléments intérieurs aucune vérification nécessaire.

$$\bar{\sigma}_s = f_e$$

-Fissuration préjudiciable : c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 2/3 f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91/Art4.5,32}).$$

-Fissuration très préjudiciable : c'est le cas des milieux agressifs.

$$\bar{\sigma}_s = \min 0.8 \{ 2/3 f_e; \max (0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \} \dots \dots \dots (\text{BAEL 91/Art4.5,34}).$$

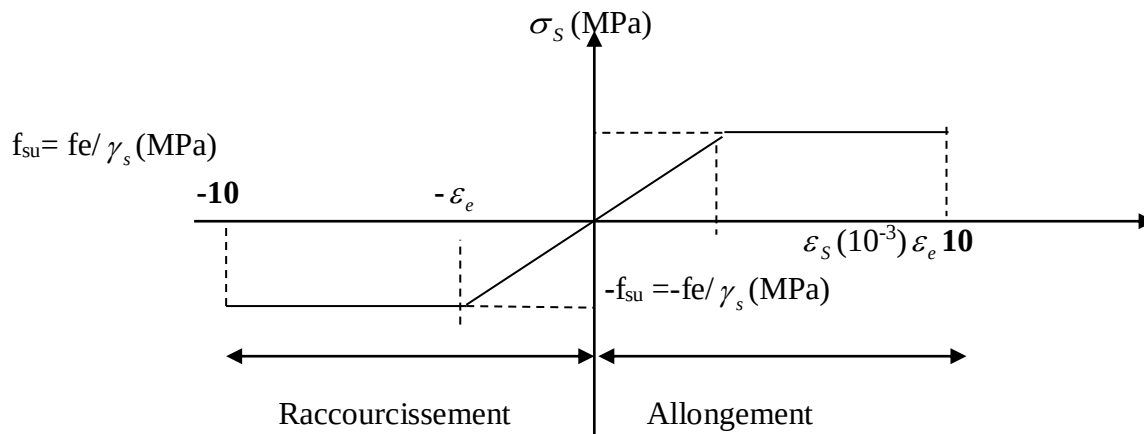


Figure I.5 : Diagramme de calcul contrainte – déformation de l'acier à L'E.L.S

I-8-3-3) Protection des armatures :

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 (**BAEL91A-7.1**) :

- $C > 5\text{cm}$: → Pour les ouvrages exposés à la mer, aux embruns ou aux atmosphères très agressives (industrie chimique).
- $3 \leq C < 5\text{cm}$: → Pour les parois soumises à des actions agressives ou à des intempéries ou des condensations.
- $1 \leq C < 3\text{cm}$: → 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 de paquet dont elle fait partie (**A-7.2, 4**) afin de permettre le passage de l'aiguille vibrante, il convient de laisser des espacements d'au moins 5cm (**A-7.2, 8**).

I-8-3-4) Diamètre maximal des aciers :

Pour les dalles et les voiles d'épaisseur h , afin d'améliorer l'adhérence acier-béton, on limite le diamètre des aciers longitudinaux à : $\Phi_l \leq h/10$.

Pour les poutres de hauteur h on limite le diamètre des aciers transversaux à :

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; \Phi_l ; b_0 / 10).$$

b_0 : Largeur de l'âme.

I-8-3-5) Le système de coffrage :

On opte pour un coffrage métallique dans le but de limiter le temps d'exécution pour les voiles et un coffrage classique en bois pour les portiques.

❖ Conclusion :

Après avoir procédé à la description de l'ouvrage on va entamer le pré-dimensionnement de notre structure.

CHAPITRE II :

PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction :

Après la présentation de l'ouvrage et des caractéristiques des matériaux nous procédons au pré-dimensionnement des éléments ou on tient compte des prescriptions réglementaires données par le RPA 2003, le CBA 93 et le BAEL 91.

Le Pré-dimensionnement des éléments nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur des éléments afin d'avoir une référence sur la qualité de ces derniers pour les différents calculs et étude de la structure.

II-1) Les poutres:

Dans notre cas on a quatre types de poutres (poutres principales, poutres secondaires, poutres de chainages et poutres palière).

Le dimensionnement se fait par les règles de BAEL 91, il est donné comme suit :

Largeur : $0.4h_{pp} \leq b \leq 0.7h_{pp}$

La hauteur : $L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10$

$L_{\max}$: Longueur de la plus grande travée dans le sens considéré.

Elles doivent respecter les conditions de RPA99 :

$$\left. \begin{array}{l} - b \geq 20\text{cm} \\ - h \geq 30\text{cm} \\ - h/b \leq 4 \\ - b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right\} \text{ (Art 7.5.1 RPA 99/Version 2003).}$$

II-1-1) Poutres principales :

Ce sont des poutres porteuses, jouant le rôle d'appuis aux poutrelles.

La hauteur des poutres principales est donnée par : $L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10$

Dans notre cas : $L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$.

• **La hauteur :**

$$L_{\max}/15 \leq h_{pp} \leq L_{\max}/10.$$

$$395/15 \leq h_{pp} \leq 395/10$$

$$26.33\text{cm} \leq h_{pp} \leq 39.5\text{cm} \quad \text{On opte pour une hauteur :}$$

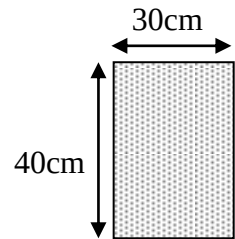
$H_{pp} = 40\text{cm}$

- **La largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h.$$

$$0.4 \times 40 \leq b \leq 0.7 \times 40.$$

$$16 \leq b \leq 28. \quad \text{On opte pour une largeur : } \boxed{B= 30\text{cm}}$$



- **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$H_{pp} = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h_{pp} / b = 40/30 = 1.33 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

II-1-2) Poutres secondaires :

Elles sont perpendiculaires aux poutres principales.

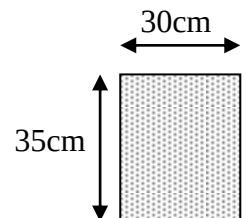
$$\text{Dans notre cas : } L_{\max} = 400 - 30 = 370\text{cm.}$$

- **La hauteur :**

$$L_{\max}/15 \leq h_{ps} \leq L_{\max}/10.$$

$$370/15 \leq h_{ps} \leq 370/10.$$

$$24.66\text{cm} \leq h_{ps} \leq 37\text{cm} \quad \text{On opte pour une hauteur : } \boxed{H_{ps} = 35\text{cm}}$$



- **La largeur :**

$$0.4h \leq b \leq 0.7h$$

$$0.4 \times 35 \leq b \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq b \leq 24.5 \quad \text{On opte pour une largeur : } \boxed{B = 30 \text{ cm}}$$

- **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

$$b = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$H_{ps} = 35 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$H_{ps} / b = 35/30 = 1.16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

II-1-3) Poutres de Chainage :

Elles relient les poutres principales entre eux dans les consoles (Balcons) et le même cas pour l'autre sens (poutres secondaires), leur hauteur est donnée par :

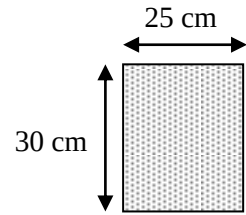
$$L_{\max} / 15 \leq h_{pc} \leq L_{\max} / 10 \text{ avec : } L_{\max} = 425 - 30 = 395 \text{ cm}$$

$$395/15 \leq h_t \leq 395/10$$

$$26.33 \text{ cm} \leq h_{pc} \leq 39.5 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$H_{pc} = 30 \text{ cm}$$



La largeur des poutres de chainage est donnée par :

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \Rightarrow 0.4 \times 30 \leq b \leq 0.7 \times 30$$

$$12 \text{ cm} \leq b \leq 21 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$B = 25 \text{ cm}$$

La section des poutres de chainage est : $(25 \times 30) \text{ cm}^2$.

- .Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

 $b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

 $h_{pc} = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

 $h_{pc}/b = 30/25 = 1.2 \text{ cm} < 4$ Condition vérifiée.

II-1-4) Poutres palières :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la pailasse, du palier et le poids du mur. Elle est partiellement encastree dans les poteaux

- La hauteur :**

Leur hauteur est donnée par : $L_{\max} / 15 \leq h_t \leq L_{\max} / 10$ avec : $L_{\max}$: longueur libre entre nus d'appuis. h_t = hauteur de la poutre palière.

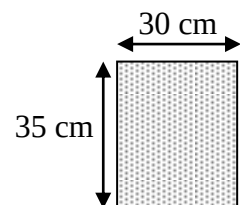
$$L_{\max} = 310 - 30 = 380 \text{ cm}$$

$$380/15 \leq h_t \leq 380/10$$

$$25.33 \text{ cm} \leq h_t \leq 38 \text{ cm}$$

On opte pour :

$$H_t = 35 \text{ cm}$$



- La largeur :**

$$0.4h \leq B \leq 0.7h$$

 B : largeur de la poutre palière.

$$0.4 \times 35 \leq B \leq 0.7 \times 35$$

$$14 \leq B \leq 24.5$$

On opte pour :

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

• **Vérification des conditions du RPA : (Art 7.5.1)**

$B = 30 \geq 20\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h_t = 35\text{cm} \geq 30\text{cm}$ Condition vérifiée.

$h_t/b = 35/30 = 1.167 \text{ cm} < 4$ Condition vérifiée.

Remarque :

Pour but de faciliter les travaux ainsi le BAEL préconise de prendre la même largeur b .

Les dimensions des poutres retenues sont :

-Poutres principales : $30 \times 40 \text{ cm}^2$.

-Poutres secondaires : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.

-Poutres de chaînage : $25 \times 30 \text{ cm}^2$.

-Poutre palière : $30 \times 35 \text{ cm}^2$.

II-2) Planchers :

Le plancher est une partie horizontale de la construction, ses fonctions essentielles sont :

- Séparation entre chaque deux niveaux successifs d'un bâtiment.
- Résistance aux charges et surcharges.
- Isolation acoustique et thermique entre étages.
- Transmission des différentes charges aux éléments porteurs.
- Supports de revêtement et plafond.

II-2-1) Planchers en corps creux :

Ils sont composés de corps creux (hourdis), poutrelles, treillis à soudé et dalle de compression.

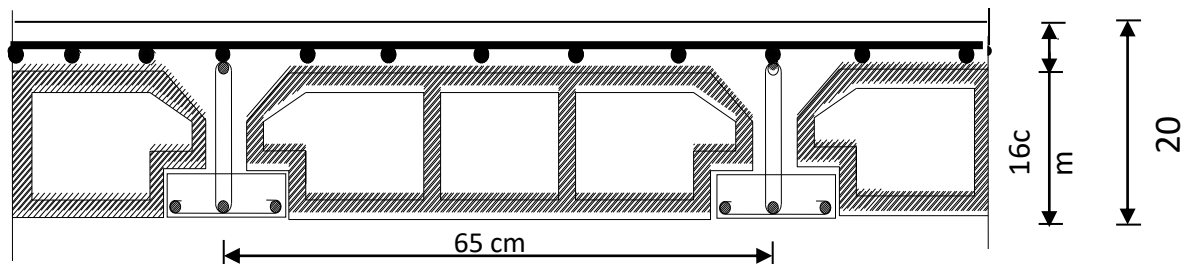


Figure II-1 : Coupe transversale d'un plancher en corps creux.

• **DIMENSIONNEMENT :**

La hauteur du plancher est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (\text{BAEL 91.modifié 99 ; Art. B.6.5.1})$$

Avec :

- h_t : Hauteur totale du plancher.
- L_{max} : La portée libre de la plus grande travée dans le sens de poutrelles.

Le RPA exige : $\min (b \times h) \geq 30\text{cm}$ en zone III on prend ; $\min (b \times h) = 30\text{cm}$

-Pour notre cas :

$$L_{\max} = 400 - 30 = 370 \text{ cm.}$$

Ce qui nous donne :

$$h_{tp} \geq 370/22.5 = 16.44 \text{ cm.}$$

On opte pour un plancher de (16+4) cm, c'est-à-dire :

$H_{tp} = 20\text{cm}$

-Epaisseur de corps creux = 16cm.

-Epaisseur de la dalle de compression = 04 cm.

II-2-2) Planchers en dalle pleine :

Ils sont composés d'une dalle mince et plane d'épaisseur constante reposant sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

L'épaisseur d'une dalle pleine peut être déterminée en fonction de sa portée, avec vérification de la résistance au feu, l'isolation acoustique et sa flèche.

II-2-3-1) Condition de l'isolation acoustique :

Pour une dalle pleine la résistance acoustique ou l'indice d'affaiblissement acoustique.

$$R = 47.161 [\text{db}].$$

• Les bruits aériens :

D'après la loi de la masse, l'isolation acoustique est proportionnelle au logarithme de la masse :

$$R = 13.3 \log 10M \quad \text{si} \quad M \leq 250\text{kg/m}^2 \dots (*) \quad M : \text{Masse surfacique.}$$

$$R = 15 \log M + 9 \quad \text{si} \quad M > 250\text{kg/m}^2 \dots (**).$$

Donc pour assurer un minimum d'isolation acoustique, une masse surfacique minimale sera exigée et qui est de 350kg/m^2 , d'où l'épaisseur minimale de dalle :

$$M = \rho \times e_p \geq 350\text{kg/m}^2.$$

A.N:

$$2500 \times e_p \geq 350 \quad \Longrightarrow \quad e_p = 350/2500 = 0.14\text{m.}$$

$$e_p \geq 14\text{cm.}$$

• Les bruits d'impact :

La loi de la masse nous donne :

$$M \geq 400\text{kg/m}^2.$$

$$M = \rho \times e_p \geq 400 \quad \Longrightarrow \quad e_p \geq 400/2500 = 0.16\text{m.}$$

$$e_p \geq 16 \text{ cm.}$$

II-2-3-2) Condition de la résistance au feu : (BAEL 91 révisé 99-3.1.33)

Selon le classement des planchers, les normes en vigueur nous donnent les épaisseurs suivantes :

- $e_p = 11\text{cm}$ Pour les planchers présentant un risque particulier contre l'incendie.
- $e_p \geq 7\text{cm}$ Pour les planchers présentant aucun risque particulier contre l'incendie.

II-2-3-3) Condition de la résistance à la flexion :

-Un panneau de dalle portant dans un seul sens si :

$$\rho \leq 0.4 \quad h_0 \geq L_x/25$$

$$0.4 \leq \rho \leq 1 \quad h_0 \geq L_x/30$$

$$\rho = L_x/L_y$$

L_x : La petite portée du panneau de dalle considéré.

L_y : La grande portée du panneau de dalle considéré.

-Dans notre cas :

$$L_x = 360\text{cm.}$$

$$L_y = 400\text{ cm.}$$

$$\text{Donc : } \rho = L_x/L_y = 360/400 = 0.90 \quad \Longrightarrow \quad 0.4 \leq \rho = L_x/L_y \leq 1.$$

$$h_0 \geq L_x/30 = 360/30 = 12\text{ cm.} \quad \Longrightarrow \quad \text{Nous adoptons : } h_0 = 15\text{cm}$$

II-3) Les voiles :

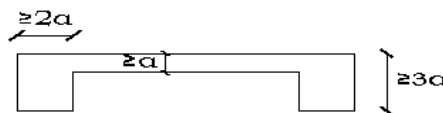
Ce sont des éléments rigides en béton armé coulés sur place, leur fonction principale est de reprendre les charges horizontales.

Le pré dimensionnement se fera conformément à l'Article 7.7.1./RPA99 ver 2003.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant la condition $l \geq 4a$.

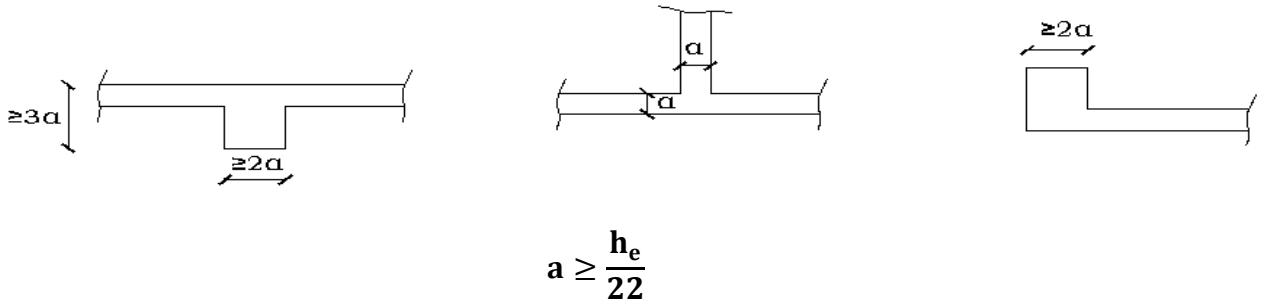
L'épaisseur du voile sera déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et de la rigidité aux extrémités, l'épaisseur minimale est de 15 cm.

1er cas :

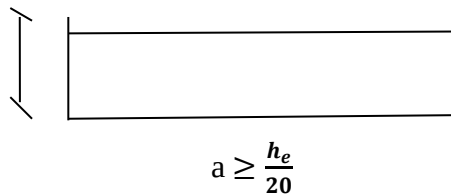


$$a \geq \frac{h_e}{25}$$

2ème cas :



3ème cas :



Dans notre cas on opte pour le 3ème cas :

-Pour l'étage courant : $h_e = 306 - 20 = 286$ cm. Donc $e \geq 286 / 20 = 14.3$ cm.

-Pour le RDC : $h_e = 442 - 20 = 422$ cm. donc $e \geq 422 / 20 = 21.1$ cm.

Conclusion : on adoptera à une épaisseur de : **Ep RDC = 25 cm**

Ep étage courant = 20 cm

Vérification de le RPA :

Pour qu'un voile puisse assurer une fonction de contreventement, sa longueur L doit être au moins égale à quatre (4) fois son épaisseur. **(ART 7.7.1)RPA99 VERSION 2003.**

$$L_{\min} \geq 4 \times e$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 0.25 = 1\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$L_{\min} \geq 4 \times 0.2 = 0.8\text{m} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

• L'ouvrage sera implanté à Boumerdas zone de moyenne sismicité (III).

• L'épaisseur minimale exigée est de 15 cm.

$$e = 20 \text{ cm} \geq e_{\min} = 15\text{cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

$$e = 25\text{cm} \geq e_{\min} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

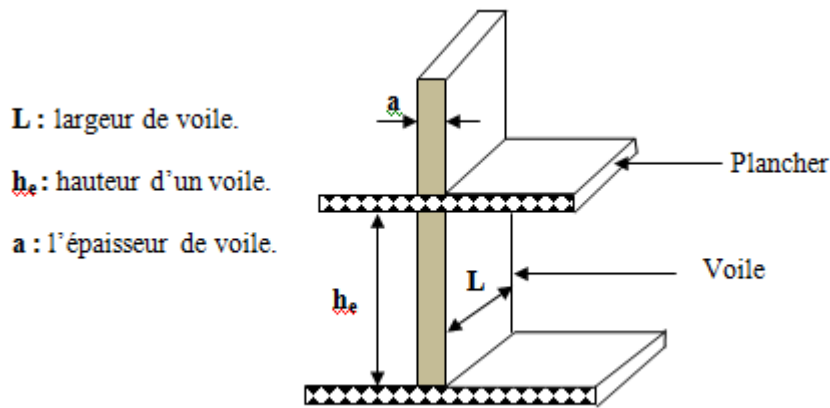


Figure II-2 : Coupe de voile en élévation.

II-4) Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire destinés à transmettre les charges aux fondations.

Les poteaux seront dimensionnés à l'ELS sous un effort axial de compression N_d qui sera repris uniquement par les sections du béton et la section transversale d'un poteau sera déterminée par la formule suivante :

$$V = \frac{N_d}{f_{c28} \cdot B_c} \leq 0.3$$

Avec : $N_d = G + Q \dots$ (ELS).

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : est l'air (section brute) de poteau.

f_{c28} : la résistance de béton à la compression à 28 jours.

L'effort normal " N_d " sera déterminé par le procédé de la descente de charge donnée par le règlement du (BAEL 91) qui se fait comme suit :

II-4-1) Détermination des charges et surcharges :

II-4-1-1) Charges permanentes « G » :

II-4-1-1-1) Les planchers :

a / Plancher terrasse :

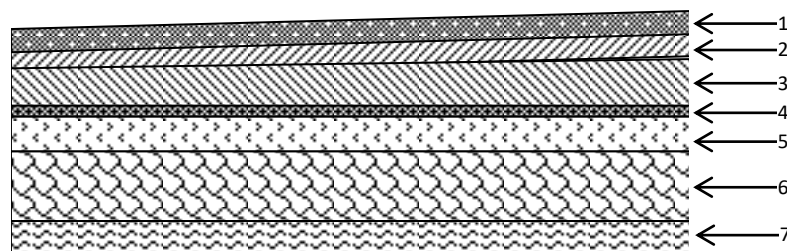


Figure II-3 : Coupe transversale du plancher terrasse.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1	Couche de gravier.	0.05	17	0.85
2	Etanchéité multicouche.	0.02	6	0.12
3	Forme de pente en béton.	0.07	22	1.54
4	Feuille de polyane.	0.01	1	0.01
5	Isolation thermique.	0.04	4	0.16
6	Hourdis et table compression.	0.20	14	2.80
7	Enduit plâtre.	0.02	10	0.20
G_{tot} (corps creux) = 5.68kn/m²				

Tableau. II-1 : Désignation de charges.

Remarque :

Les valeurs fixées dans le tableau sont obtenues d'après le (DTR. B.C 2.2).

b / Le plancher d'étage courant :

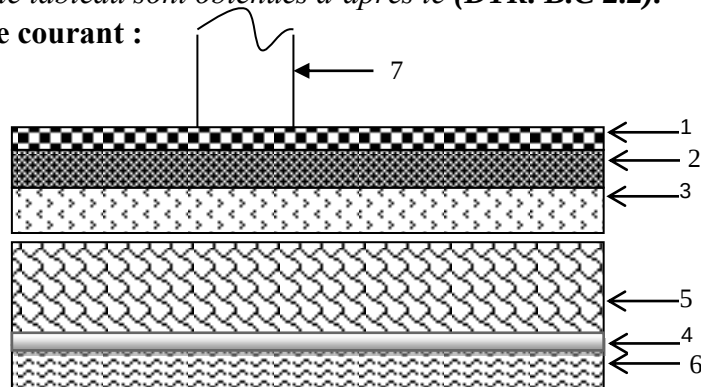


Figure II-4 : Coupe transversale d'un plancher d'étage courant.

Tableau. II-2 : Désignation de charges.

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (kn/ m ²)
1	Carrelage scellé	0.02	0.20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	0.22	0.44
3	Couche de sable	0.02	18	0.36
4	Isolation phonique	0.01	10	0.1
5	Hourdis et table de compression.	0.20	14	2.8
6	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
7	Cloison en briques creuses (y compris enduit plâtre)	0.10	9	0.90
		0.04	10	0.40
		G _{tot} (corps creux) = 5.60kn/m ²		

C /Dalle pleine de balcon :

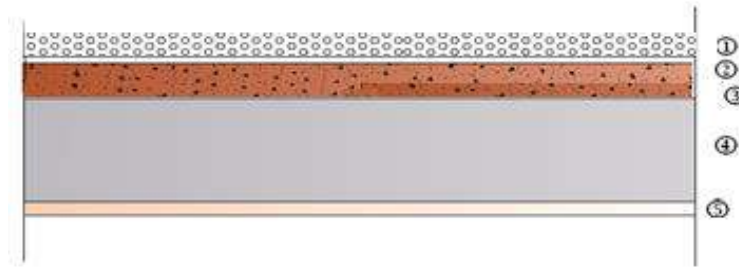


Figure II-5 : Coupe transversale d'un balcon en dalle pleine.

Tableau. II-3 : Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m³)	G (Kn/m²)
1	Revêtement en carrelage	2	20	0.40
2	Mortier de pose	3	22	0.66
3	Couche de sable	3	18	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit plâtre	2	10	0.2
				G = 5.55 (kN /m²)

II-4-1-1-2) Les murs :

A/ Murs extérieurs :

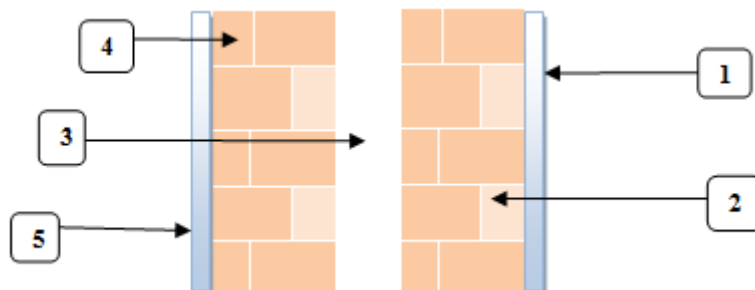


Figure II-6 : Coupe transversale du mur extérieur.

Tableau. II-4 : Désignation de charge.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m³)	G (Kn/m²)
1	Enduit de ciment	0.02	22	0.44
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Lame d'air	0.05	/	00
4	Brique creuse	0.10	9	0.9
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
$G_{tot} = 2.44 \text{ KN/m}^2$				

b/- Murs intérieurs :

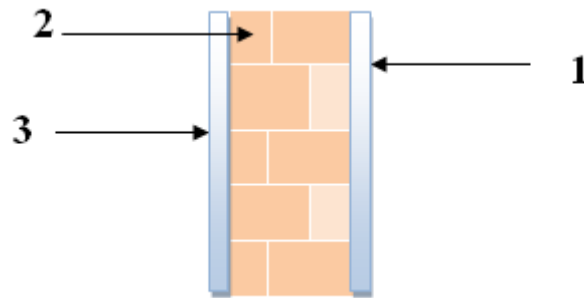


Figure II-7 : Coupe transversale d'un du mur séparation.

Tableau. II-5 : Désignation de charges.

N°	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m³)	G (Kn/m²)
1	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
2	Brique creuse	0.10	9	0.9
3	Enduit en plâtre	0.02	10	0.2
$G_{tot} : 1.3 \text{Kn/m}^2$				

II-4-1-1-3) L'Acrotère:

$h_t = 50 \text{ cm}$

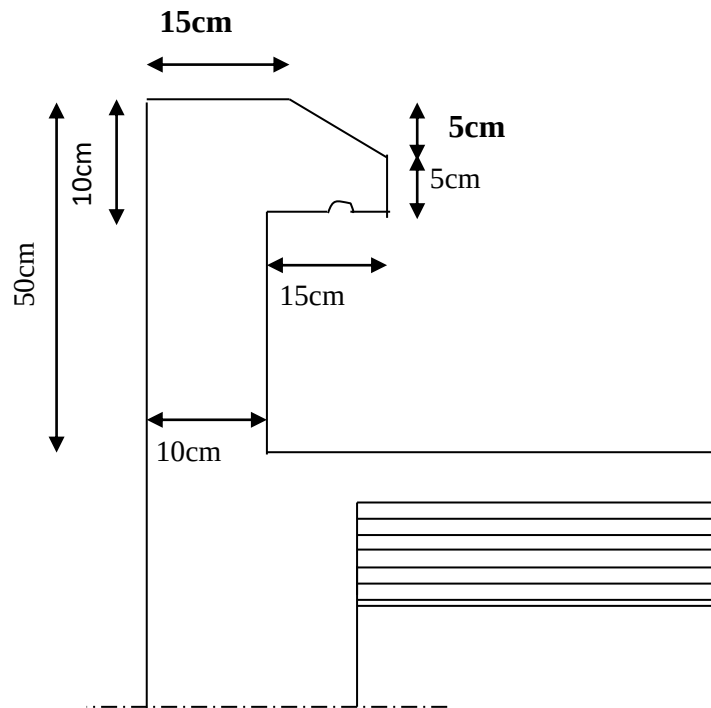


Figure II-8 : Coupe transversale de l'acrotère.

Charge permanente de l'acrotère :

$$G = \rho \times S \times 1m$$

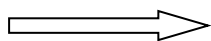
Avec poids propre :

ρ : Masse volumique du béton.

S : Section longitudinale de l'acrotère.

AN:

$$G = 25 [(0.1 \times 0.05)/2 + 0.05 \times 0.1 + 0.1 \times 0.5 + 0.05 \times 0.1] = 1.5625 \text{ kn/ml.}$$



$$G = 1.5625 \text{ kn/ml}$$

II-4-1-1-4) Poutres :

A/ Poutres principales :

$$G_p = b \times h_{pp} \times \rho = 0.30 \times 0.40 \times 2500 = 300 \text{ kg/ml.}$$

$$G_p = 3 \text{ kn/ml.}$$

B/ Poutres secondaires :

$$G_s = b \times h_{ps} \times \rho = 0.30 \times 0.35 \times 2500 = 262.5 \text{ kg/ml.}$$

$$G_s = 2.625 \text{ kn/ml.}$$

II-4-1-2) Surcharges d'exploitation (Q) :

D'après le **DTR**, les valeurs de surcharges d'exploitation sont données dans le tableau ci-dessous :

Tableau. II-6 : Surcharges d'exploitation réglementaires.

Désignation	Surcharges d'exploitation (Q) (kn/m ²)
Terrasse inaccessible	1
Plancher de RDC et 1 ^{er} étage et 2 ^{eme} étage à usage commercial et bureau	2.5
Plancher d'étage courant à usage d'habitation	1.5
Terrasse accessible	1.5
Acrotère	1
Escalier	2.5
Loggia ; Balcon	3.5
cages d'ascenseurs	1
Dalle pleine	2.5

II-4-2) Application de la méthode de descente de charge :

La descente des charges est obtenue en déterminant le cheminement des efforts verticaux dans la structure depuis leur point d'application jusqu'aux fondations. D'une façon générale, les charges se distribuent en fonction des surfaces attribuées à chaque élément porteur (poutre Poteaux ou voile) appelées surface d'influence.

II-4-2-1) Détermination de la surface revenante au poteau le plus sollicité :

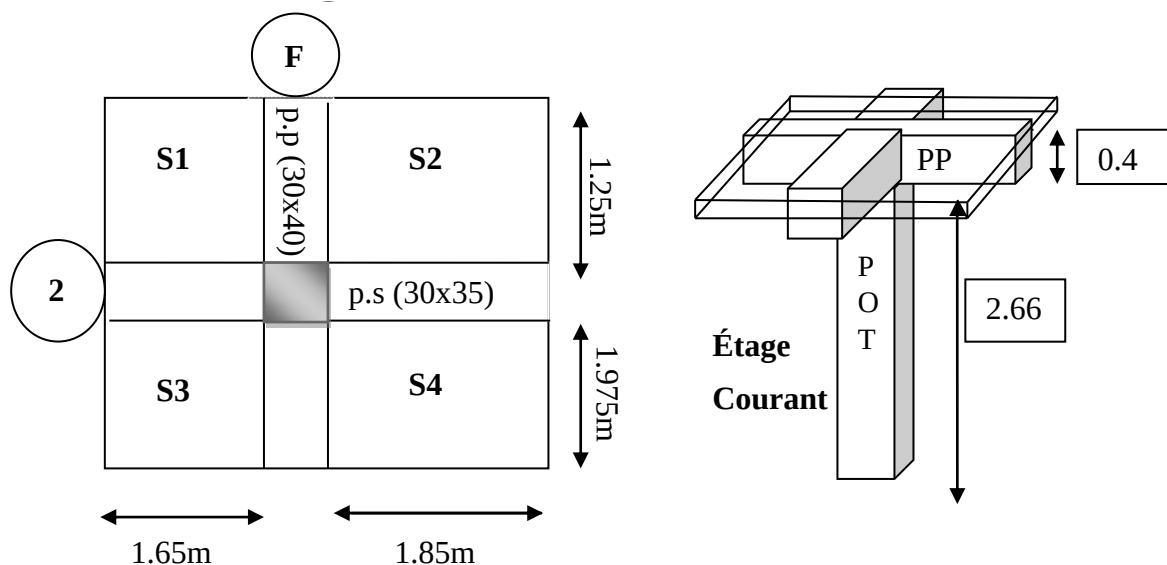


Figure II-9 : Représentation des éléments considérés dans la descente de charge.

$$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4.$$

A.N:

$$S = 1.975 (1.65 + 1.85) + 1.25(1.65+1.85) \rightarrow S = 11.2875\text{m}^2$$

II-4-2-2) Calcul du poids propre des poutres :**a / Poutres principales :**

$$P_{p,p} = G_p \times L = 3 \times (1.975 + 1.25 + 0.3)$$

$$P_{p,p} = 10.575 \text{ kn.}$$

b / Poutres secondaires :

$$P_{p,s} = G_s \times L = 2.625 \times (1.65 + 1.85 + 0.3)$$

$$P_{p,s} = 9.975\text{kn.}$$

c / Poids total des poutres :

$$P_{\text{total}} = P_{p,p} + P_{p,s} = 10.575 + 9.975 = 20.55 \text{ kn.}$$

II-4-2-3) Calcul du poids propre des planchers revenant au poteau f2**a / Plancher terrasse inaccessible :**

$$G_t = G_{t(c,c)} = 5.68 \times 11.2875$$

$$G_{t(c,c)} = 64.113 \text{ kn.}$$

b / Plancher d'étage courant :

$$G_{e,c} = G_{e,c(c,c)} = 5.60 \times 11.2875$$

$$G_{e,c(c,c)} = 63.21 \text{ kn.}$$

II-4-2-4) Poids des poteaux :

$$\text{RDC : } G = b \times h \times h_t \times \rho = (0.30 \times 0.30) \times 4.42 \times 25 = 9.945 \text{ kn.}$$

$$\text{Etage courant : } G = b \times h \times h_t \times \rho = (0.30 \times 0.30) \times 3.06 \times 25 = 6.885 \text{ kn.}$$

II-4-3) Loi de dégression de charge :

D'après le D.T.R cette loi s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux ou les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

Donc cette loi est applicable dans notre cas (usage d'habitation et commercial).

$$Q = Q_0 + (3 + n)/2n \times \sum Q_i \quad (\text{D. T.R})$$

$(3 + n)/2n$: Coefficient valable pour $n \geq 05$.

Q_0 : surcharge d'exploitation à la terrasse.

Q_i : surcharge d'exploitation de l'étage i .

n : numéro de l'étage du haut vers le bas.

Niveau	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC
Coeff	1	1	0.95	0.90	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.667	0.65	0.636

Surcharges d'exploitations :

-Plancher terrasse :

$$Q_0 = 1 \times 11.2875 = 11.2875 \text{ Kn.}$$

-Plancher d'étage courant :

$$Q_1 = Q_2 = \dots Q_8 = 1.5 \times 11.2875 = 16.931 \text{ Kn.}$$

-Plancher RDC, 1^{er} et 2^{ème} étages à usage commercial et bureaux :

$$Q_9 = Q_{10} = Q_{11} = 2.5 \times 11.2875 = 28.218 \text{ Kn.}$$

N°// Niveau..... Charge (kn).

$$0 \rightarrow \text{Terrasse} \rightarrow Q_0 = 1 \times 11.2875 = 11.2875 \text{ kn.}$$

$$1 \rightarrow \text{Etag 10} \rightarrow Q_0 + Q_1 = 11.2875 + 16.931 = 28.218 \text{ kn.}$$

$$2 \rightarrow \text{Etag 9} \rightarrow Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 11.2875 + 0.95 (16.931 \times 2) = 43.456 \text{ kn.}$$

$$3 \rightarrow \text{Etag 8} \rightarrow Q_0 + 0.9 (Q_1 + \dots + Q_3) = 11.2875 + 0.9 (16.931 \times 3) = 57 \text{ kn.}$$

$$4 \rightarrow \text{Etag 7} \rightarrow Q_0 + 0.85 (Q_1 + \dots + Q_4) = 11.2875 + 0.85 (16.931 \times 4) = 68.853 \text{ kn.}$$

$$5 \rightarrow \text{Etag 6} \rightarrow Q_0 + 0.8 (Q_1 + \dots + Q_5) = 11.2875 + 0.8 (16.931 \times 5) = 79.01 \text{ kn.}$$

$$6 \rightarrow \text{Etag 5} \rightarrow Q_0 + 0.75 (Q_1 + \dots + Q_6) = 11.2875 + 0.75 (16.931 \times 6) = 87.47 \text{ kn.}$$

$$7 \rightarrow \text{Etag 4} \rightarrow Q_0 + 0.71 (Q_1 + \dots + Q_7) = 11.2875 + 0.71 (16.931 \times 7) = 95.434 \text{ kn.}$$

$$8 \rightarrow \text{Etag 3} \rightarrow Q_0 + 0.69 (Q_1 + \dots + Q_8) = 11.2875 + 0.69 (16.931 \times 8) = 104.746 \text{ kn.}$$

$$9 \rightarrow \text{Etag 2} \rightarrow Q_0 + 0.67 (Q_1 + \dots + Q_9) = 11.2875 + 0.67 (16.931 \times 8 + 28.218) = 120.943 \text{ kn.}$$

$$10 \rightarrow \text{Etag 1} \rightarrow Q_0 + 0.65 (Q_1 + \dots + Q_{10}) = 11.2875 + 0.65 (16.931 \times 8 + 2 \times 28.218) = 136.01 \text{ kn.}$$

$$11 \rightarrow \text{RDC} \rightarrow Q_0 + 0.636 (Q_1 + \dots + Q_{11}) = 11.2875 + 0.636 (16.931 \times 8 + 3 \times 28.218) = 151.27 \text{ kn.}$$

Tableau. II-7 : Récapitulatif de la descente de charge

$\sigma_{bc} = 15 \text{ Mpa} = 1.5 \text{ kn/cm}^2$

NIV	Charges permanentes [KN]					Surcharges d'exploitations	Effort normal	Section du poteau [cm ²]	
	Planchers	Poutres	Poteaux	G _{totale} (kn)	G _{cumulée} (kn)	Q _i	N = G + Q [KN]	Section trouvée (cm ²)	Section adoptée
11 (terrasse)	64.113	20.55	00	84.663	84.663	11.2875	95.95	127.93	
10	63.21	20.55	6.885	90.645	175.308	28.218	203.53	271.37	30×30
9	63.21	20.55	6.885	90.645	265.953	43.456	309.41	412.55	30×30
8	63.21	20.55	6.885	90.645	356.598	57	413.59	551.45	30×30
7	63.21	20.55	6.885	90.645	447.243	68.853	516.09	688.12	30×30
6	63.21	20.55	6.885	90.645	537.888	79.01	616.89	822.52	35×35
5	63.21	20.55	6.885	90.645	628.533	87.47	716	954.66	35×35
4	63.21	20.55	6.885	90.645	719.178	95.434	814.61	1086.15	35×35
3	63.21	20.55	6.885	90.645	809.823	104.746	919.57	1226.1	40×40
2	63.21	20.55	6.885	90.645	900.468	120.943	1021.41	1361.88	40×40
1	63.21	20.55	6.885	90.645	991.113	136.01	1127.12	1502.82	40×40
RDC	63.21	20.55	9.945	93.705	1084.816	151.272	1236.09	1648.12	45×45

II-5) Vérification des règles de RPA 99 / version 2003 :

- $\text{Min}(b ; h) \geq 30 \text{ cm}$ Pour la zone III

$\text{Min}(b ; h) = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

- $\text{Min}(b_1 ; h_1) \geq h_e/20$ avec: $h_e = h - h_p$

-Pour le RDC :

$\text{Min}(b ; h) = 40 \text{ cm} \geq h_e/20 = (442 - 40)/20 = 20.1 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

-Pour les étages courants :

$\text{Min}(b ; h) = 30 \text{ cm} \geq h_e/20 = (306 - 40)/20 = 13.3 \text{ cm}$ **Condition vérifiée.**

- $1/4 < b/h < 4$:

-Pour le RDC: $1/4 < b/h = 45/45 = 01 < 04$ **Condition vérifiée.**

-Pour le 1^{er}, 2^{ème}, 3^{ème} étage : $1/4 < b/h = 40/40 = 01 < 04$ **Condition vérifiée.**

-Pour le 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : $1/4 < b/h = 35/35 = 01 < 04$ **Condition vérifiée.**

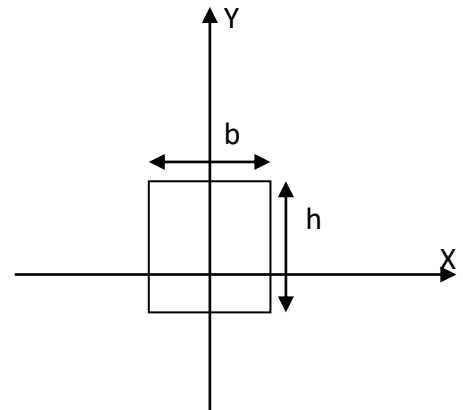
-Pour le 7^{ème} et 8^{ème} étage : $1/4 < b/h = 30/30 = 01 < 04$ **Condition vérifiée.**

-Pour le 9^{ème} et 10^{ème} étage: $1/4 < b/h = 30/30 = 01 < 04$ **Condition vérifiée.**

II-6) Vérification des poteaux au flambement :

Un élément en béton armé peut être flambé à tout moment sous un effet de compression centré ou excentré, si $\lambda \leq 50$.

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



Avec :

L_f : Longueur de flambement.

L_0 : hauteur libre de poteau.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie.

A : Section transversale du poteau.

Donc :

$$\Lambda = 2.424 L_0/b.$$

- **1-Poteau de R.D.C :** ($L_0 = h_e - h_{poutre} = 442 - 40 = 402$ cm).

→ $\lambda = (2.424 \times 402)/40 = 24.36 < 50$ **Condition vérifiée.**

- **2-Poteau d'étage courant :** ($L_0 = h_e - h_{poutre} = 306 - 40 = 266$ cm.).

→ $\lambda = (2.424 \times 266)/40 = 16.11 < 50$ **Condition vérifiée.**

→ $\lambda = (2.424 \times 266)/35 = 18.42 < 50$ **Condition vérifiée.**

→ $\lambda = (2.424 \times 266)/30 = 21.49 < 50$ **Condition vérifiée.**

❖ *Puisque toutes les conditions sont vérifiées, les dimensions adoptées pour les poteaux sont convenables.*

II-7) Les résultats du pré-dimensionnement :

Après avoir fait ces calculs, on opte pour le pré-dimensionnement suivant :

	les éléments	Dimensionnement
1	Plancher corps creux	$h = 16 + 4 = 20 \text{ cm}$
2	Dalle pleine	$E_p = 15 \text{ cm}$
3	Poutres principales	30×40
4	Poutres secondaires	30×35
5	Poutres de chainages	25×30
6	Poutres palières	30×35
7	Voile de contreventement	$E_p \text{ RDC} = 25 \text{ cm}$ $E_p \text{ étage} = 20 \text{ cm}$
8	Poteaux RDC	45×45
9	Poteaux 1 ^{er} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	40×40
10	Poteaux 4, 5 et 6 ^{ème} étages	35×35
11	Poteaux 7, 8, 9 et 10 ^{ème} étages	30×30

Conclusion :

Après avoir procédé aux pré-dimensionnement des éléments, on va entamer les calculs de ces derniers.

CHAPITRE III :

CALCUL DES ELEMENTS

NON

STRUCTURAUX

Introduction :

La construction est un ensemble d'éléments classés en deux catégories :

- Éléments secondaires (non structuraux)
- Éléments principaux (structuraux)

Les éléments non structuraux sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Le calcul de ces éléments se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitation. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent reprendre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique (CBA93, RPA 2003...).

Les éléments secondaires à étudier dans ce chapitre sont : les planchers, l'escalier, les dalles pleines, poutres de chainage, l'acrotère et l'ascenseur.

III-1) Calcul de l'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est encastré au niveau de la poutre du plancher terrasse, il a pour but d'assurer la sécurité au niveau de la terrasse et de plus il participe dans la mise hors eau de la structure.

L'acrotère est assimilé dans le calcul à une console encastrée au niveau du plancher terrasse, son ferrailage se calcul sous l'effet d'un effort normal qui est son poids propre « G », et la charge « Q » appelée poussée de la main courante, provoquant un moment de renversement M dans la section d'encastrement (section dangereuse).

Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

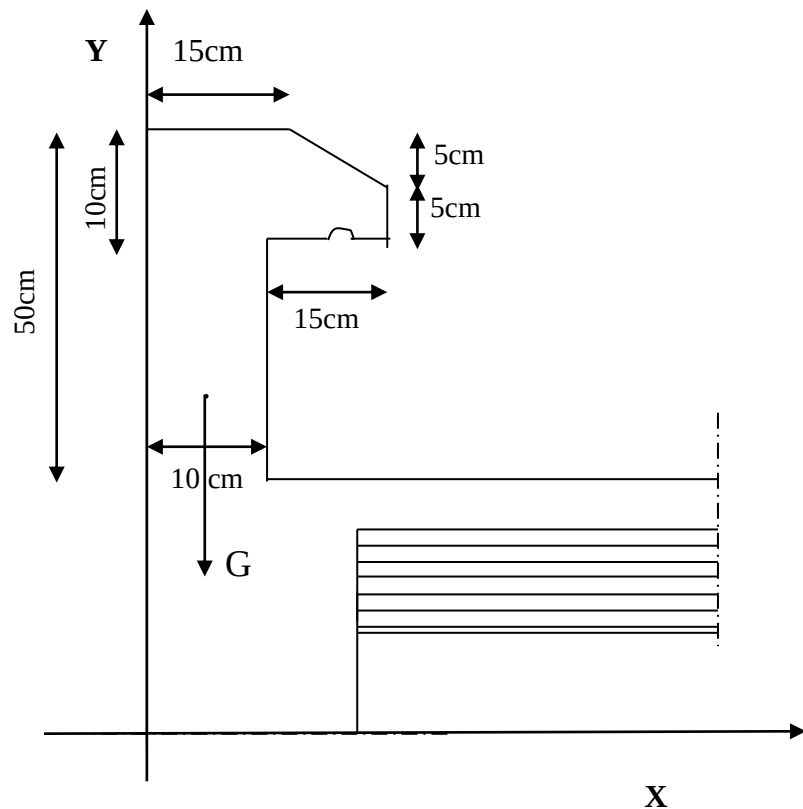


Fig.III -1-2 : Coupe transversale de l'acrotère

• Schéma statique de l'Acrotère :

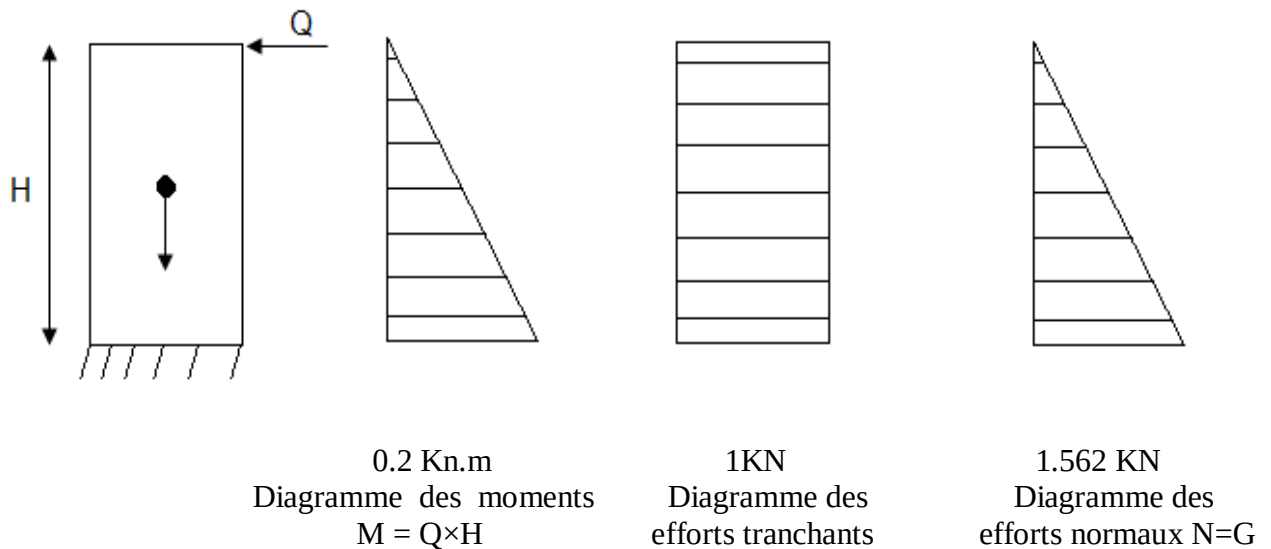


Fig.III-1-2 : Diagramme des efforts internes.

III-1-2) Dimensions de l'Acrotère :

- Largeur = 100 cm.
- Hauteur = 50 cm.
- Epaisseur = 10 cm.

III-1-3) Les sollicitations :

Leurs déterminations se font pour une bande de 1m de largeur.

III-1-3-1) Inventaire des charges :

- Poids propre « G »: $G = \rho \times s \times 1m$

S : surface de la section droite de l'acrotère.

G : poids d'un mètre linéaire de l'acrotère

$$G = 25 [(0.1 \times 0.05)/2 + 0.05 \times 0.1 + 0.1 \times 0.5 + 0.05 \times 0.1] = 1.562 \text{ kn/ml}$$

$$\Rightarrow G = 1.562 \text{ Kn/ml.}$$

- Surcharge d'exploitation « Q » : $\Rightarrow Q = 1.00 \text{ Kn/ml.}$

III-1-3-2) Les efforts internes :

a) Effort normal dû au poids propre « G » :

$$N_G = G \times 1m = 1.562 \text{ Kn}$$

b) Effort normal dû à la main courante « Q »: $N_Q = 0 \text{ Kn}$

c) Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » : $M_G = 0 \text{ Kn.m}$

d) Moment de flexion (renversement) dû à la main courante « Q » :

$$M_Q = Q \times H = 1.00 \times 0.5 = 0.5 \text{ Kn.m}$$

e) Effort tranchant dû au poids propre « G » : $T_G = 0 \text{ Kn}$

f) Effort tranchant dû à la main courante « Q » : $T_Q = Q \times 1m = 1.00 \text{ Kn}$

III-1-4) Combinaisons des efforts (BAEL 91 révisé 99-art A.3.2.2) :**III-1-4-1) A l'état limite ultime ELU:**

- Effort normal:

$$N_u = 1.35 \times N_G + 1.5 \times N_Q = 1.35 \times 1.562 + 1.5 \times 0 = 2.108 \text{ Kn}$$

- Moment de renversement:

$$M_u = 1.35 \times M_G + 1.5 M_Q = 1.35 \times 0 + 1.5 \times 0.5 = 0.75 \text{ Kn.m}$$

III-1-4-2) A l'état limite de service :

-Effort normal : $N_s = N_G + N_Q = 1.562 + 0 = \mathbf{1.562 \text{ Kn}}$

-Moment de renversement : $M_s = M_G + M_Q = 0 + 0.5 = \mathbf{0.5 \text{ Kn.m}}$

III -1-5) Ferrailage :

Le ferrailage sera calculé pour une pièce soumise à la flexion composée et sera donnée par mètre de longueur.

Rappelons qu'une pièce est soumise à la flexion composée lorsqu'elle reprend :

- Soit un effort normal 'N' et un moment fléchissant 'M' appliqué au centre de gravité du béton seul.
- Soit un effort normal 'N' excentré ($e = M/N$) par rapport au centre de gravité du béton.

Le point d'application de 'N' est appelé le centre de pression.

Le calcul se fait en deux étapes, calcul à l'ELU puis la vérification à l'ELS.

III-1-5-1) Calcul a l'ELU :

III-1-5-1-1) Calcul de l'excentricité :

$$e_u = \frac{Mu}{Nu} = \frac{0.75}{2.108} = 0.355\text{m}$$

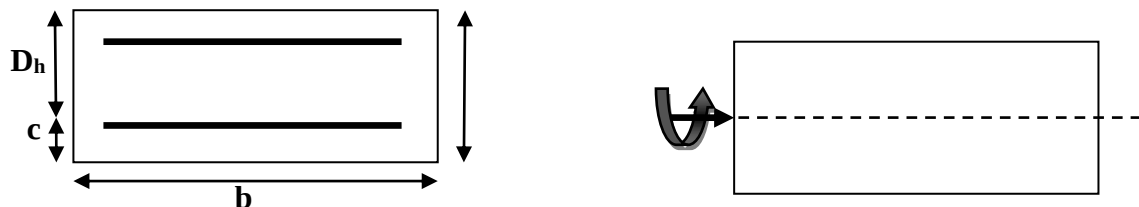
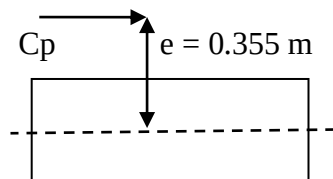


Fig. III-1-3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

$$\text{On a : } \frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.02 = 0.03\text{m} \Rightarrow e_u = 0.355 > 0.03$$

Donc le centre de pression est situé en dehors du noyau central, nous pouvons déduire donc que notre section est partiellement comprimée (s.p.c)



Dans ce cas la section sera calculée en flexion simple sous un moment fictif M_f . Puis recalculer la section sous un moment réel en diminuant la portion (N_u/f_{su}) d' A_f due au moment fictif, N_u c'est l'effort de compression.

III-1-5-1-2) Calcul en flexion simple :

-Moment fictif M_f :

$$M_f = N_u \times (e_u + \frac{h}{2} - c) = 2.108 \times (0.355 + 0.05 - 0.02) = 2.108 \times 0.385$$

$$\mathbf{M_f = 0.811 \text{ Kn.m}}$$

-Moment réduit μ_u :

$$\mu_u = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu_u = \frac{0.811 \times 10^3}{1(0.1 - 0.03)^2 \times 14.2 \times 10^6} = 0.0116 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\begin{cases} \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) & \alpha = 0.0145 \\ \beta = 1 - 0.4\alpha \end{cases}$$

$$\beta = 0.994 \rightarrow \text{d'où l'armature nécessaire en flexion simple :}$$

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{0.811 \times 10^3}{0.994 \times 0.07 \times \left(\frac{400}{1.15}\right) \times 10^6} = 3.35 \times 10^{-5} \text{ m}^2 \Rightarrow \mathbf{A_f = 0.335 \text{ cm}^2}$$

III-1-5-1-3) Armatures réelles en flexion composée (A_s) :

$$A_f = A_{st} + \frac{N_u}{f_{su}} \rightarrow A_{st} = A_f - \frac{N_u}{f_{su}} = 0.335 - \frac{2.108 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.274 \text{ cm}^2$$

$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Non nécessité des armatures comprimées mais en réalité l'acrotère travaille dans les deux sens opposés, supportant les charges extérieures due a la main courante (échafaudage, échelle des pompiers,...etc), ce qui nous permet de considérer deux nappes d'armatures.

$$\text{Donc :} \quad A_{st} = 0.274 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow \mathbf{A_{sc} = A_{st} = 0.274 \text{ cm}^2}$$

III-1-5-2) Vérifications :

III-1-5-2-1) Condition de non fragilité (BAEL 91 révisé 99-Art. A-4-2) :

Les sollicitations provoquant la fissuration du béton de la section supposé non armée et non fissurée doivent entraîner dans les aciers tendus de la section réelle une contrainte à la limite élastique des aciers (f_e).

***Armatures principales :** $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e_s - 0.455 \times d}{e_s - 0.185 \times d} \right]$

Avec : $e_s = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.5}{1.562} = 0.3201\text{m}$

$A_{\min} = 0.23 \times 100.7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{32.01 - 0.455 \times 7}{32.01 - 0.185 \times 7} \right] = \mathbf{0.793 \text{ cm}^2}$

Nous avons $A_s < A_{\min}$, donc on adoptera une section $A_s = A_{\min} = \mathbf{0.793 \text{ cm}^2}$

Soit : $A_s = \mathbf{5HA8 = 2.512 \text{ cm}^2}$ Avec un espacement $St = \frac{100}{5} = \mathbf{20 \text{ cm}}$

***Armatures de répartition :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = \mathbf{0.502 \text{ cm}^2}$

Soit : $A_r = \mathbf{5HA8 = 2.512 \text{ cm}^2}$ avec un espacement $St = \frac{50}{5} = \mathbf{10 \text{ cm}}$

III-1-5-2-2) Vérification des espacements :

Lorsque la fissuration est préjudiciable, l'écartement maximal des armatures d'une nappe est donné par l'article (BAEL 91 révisé 99-Art. 4-5-3) :

Soit : $St \leq \min \{ 2h, 25 \text{ cm} \}$

On a : $20\text{cm} \leq \min \{ 20\text{cm}, 25 \text{ cm} \}$ **Condition vérifiée.**

III-1-5-2-3) Vérification au cisaillement (BAEL 91 révisé 99-Art, 5-1-1) :

$$\tau_u = \frac{V_u \times u}{b \times d}$$

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} V_u : \text{Effort tranchant à l'ELU.} \\ b : \text{Largeur de la bande considérée.} \\ d : \text{Hauteur utile de la section.} \end{array} \right.$

$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ Kn}$

$\tau_u = \frac{1.5}{1 \times 0.07} = 21.428 \text{ Kn/m}^2 = 0.0214\text{MPa}$

Comme la fissuration est préjudiciable le **BAEL** impose :

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau} \leq \min \left\{ 2.5, 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.02142 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-4) Vérification de l'adhérence des barres :

Le béton armé est une structure composite acier et béton qui travaillent ensemble et au même temps, donc il est nécessaire de connaître aussi le comportement de l'interface entre les deux matériaux.

Pour cela le **BAEL (A-6-2-3)** exige que :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s \times f_{t28} \quad \text{avec :} \quad \begin{cases} \psi_s = 1 \text{ pour aciers lisses.} \\ \psi_s = 1.5 \text{ pour aciers HA.} \end{cases}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 0.6 + 0.06 \times 25 = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec :} \quad \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum u_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 5 \times \pi \times 0.8 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 0.07 \times 12.56 \times 10^4} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.189 < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III-1-5-2-5) Ancrage des barres vertical (BAEL 91 révisé 99-Art-6-1-221) :

Pour avoir un bon ancrage droit, il faut mettre en œuvre un ancrage qui est défini par sa longueur de scellement droit « Ls »

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \quad ; \quad \tau_{su} = 0.6 \psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

$$L_s = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.835} = 282.2 \text{ mm} = \mathbf{28.22 \text{ cm}}$$

D'après le **BAEL91/R99 (Art6.1.21)** la longueur de scellement pour les HA 400 :

$$L_s = 40 \times \phi = 40 \times 0.8 = 32 \text{ cm.}$$

$$L_s = \max \left\{ \begin{array}{l} \text{- "Ls" calculé} \\ \text{- "Ls" BAEL (Ls = 40 } \phi \text{)} \end{array} \right. \Rightarrow L_s = 35 \text{ cm}$$

III-1-5-2-6) Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes limites dans le béton et les aciers doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{- La contrainte dans le béton} \quad \sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \text{- La contrainte dans les aciers} \quad \sigma_s \leq \overline{\sigma}_s \end{array} \right.$$

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc les fissurations sont considérées comme préjudiciables.

$$\eta = 1.6 : \text{Fissuration préjudiciable, (Acier HA), } \phi \geq 8\text{mm}$$

a/ Vérification de la contrainte dans l'acier :

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = \min \{ 266.6 ; 201.63 \}$$

$$\overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA}$$

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

β_1 est en fonction de ρ_1 :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{100 \times 8} = \frac{100 \times 2.512}{100 \times 8} = 0.314$$

$$\rho_1 = 0.314 \Rightarrow B_1 = 0.912 \Rightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_s = \frac{0.5 \times 1000}{0.912 \times 8 \times 2.512} = 27.28 \text{ MPA}$$

$$\sigma_s = 27.28 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

b/ Contraintes dans le béton (BAEL 91 révisé 99-Art4.5.2).

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{27.28}{41.82} = 0.652 \text{ MPA}$$

$\sigma_{bc} = 0.652 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$ Condition vérifiée.

III-1-6) Vérification au séisme :

Selon (RPA99/Vers 2003), la force horizontale agissant sur l'acrotère est calculée suivant la formule suivante :

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

Avec :

A : Coefficient de l'accélération de la zone obtenu dans le **tableau (4-1) du RPA** en fonction de la zone et du groupe d'usage.

Boumerdes (Zone III) }
Groupe d'usage 02 } ==> **A = 0.25**

C_p : Facteur de forces horizontales pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8

(Tableau 1-6.RPA) ==> Pour notre cas **C_p = 0.3**

W_p = Poids de l'élément considéré ==> **W_p = 1.562 KN/ml**

A.N :

$$D'où : F_p = 4 \times 0.25 \times 0.3 \times 1.562 = 0.469 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 0.469 \text{ Kn/ml} < Q = 1 \text{ Kn/ml}$$

Remarque:

Notre acrotère est calculé sous un effort horizontal statique supérieur à l'effort sismique F_p , donc le ferraillage adopté est vérifié vis à vis des charges sismiques.

➤ Vérification de la section au flambement :

$$\text{Calcul de l'élancement: } \lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{L_f \sqrt{A}}{\sqrt{I}}$$

Avec : λ : Élancement de l'élément.

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section.

A : Surface de la section de l'élément.

A.N : $A = 0.1 \times 1 = 0.1 \text{ m}^2$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{1 \times (0.1)^3}{12} = 8.33 \times 10^{-5} m^4$$

$$L_f = 2 \times l_0 = 2 \times H = 2 \times 0.5 = 1.00 m$$

$$\lambda = \frac{\sqrt{0.1}}{\sqrt{8.33 \times 10^{-5}}} = 34.64$$

$$\lambda \leq \text{Max} \left[50; \min \left(\frac{67 \times e_u}{h}, 100 \right) \right] = \max (50 ; \min (47.57 ; 100))$$

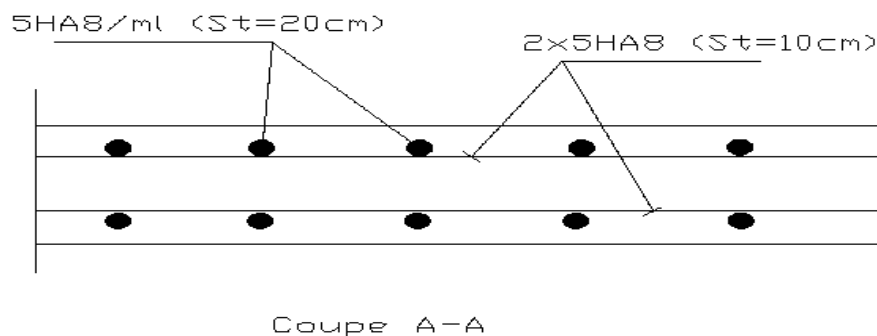
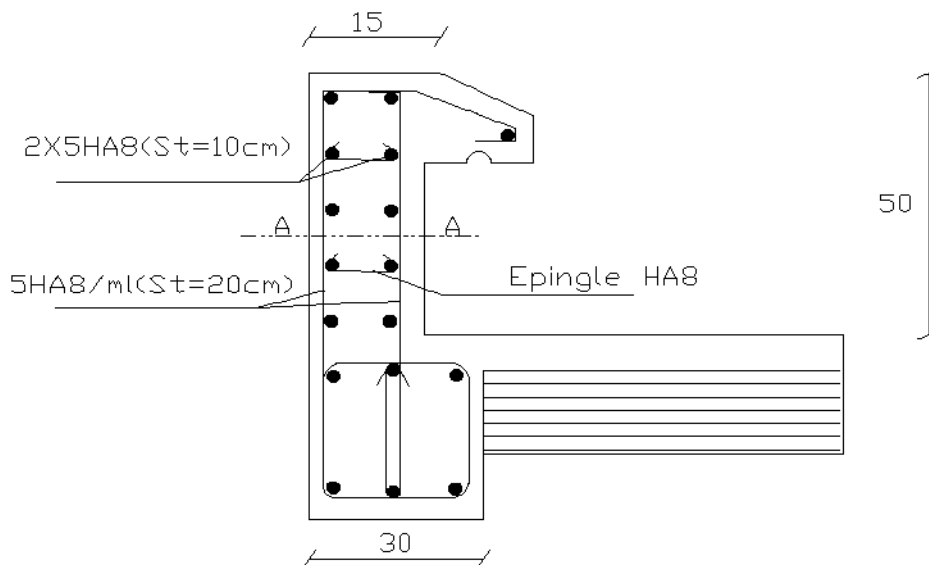
=> $\lambda = 34.64 < 50$ **OK.**

Donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul au flambement.

➤ **Conclusion:**

Suite a toutes les vérifications précédentes, on adoptera le ferrailage suivant : 02 nappes d'armatures :

- **5HA8/ml = 2.512cm²/ml** → comme armatures principales pour chaque nappe.
- **5HA8/ml = 2.512cm²/ml** → comme armatures de répartition pour chaque nappe.



III-2) Plancher en corps creux :

Il est constitué de trois éléments :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction portance, la distance entre axes de deux poutrelles voisines est de 65 cm.
- Remplissage en corps creux, sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa dimension est de 16cm pour notre ouvrage.
- Une dalle de compression en béton armé de 4cm, elle est armée d'un quadrillage (treillis soudés) ayant pour but :
 - Limiter les risques de fissuration par retrait
 - Résister aux effets des charges appliquées sur les surfaces réduites
 - Réaliser un effet de répartition entre poutrelles voisines des charges localisées.

Le calcul sera fait pour les poutrelles avant et après coulage de la dalle de compression.

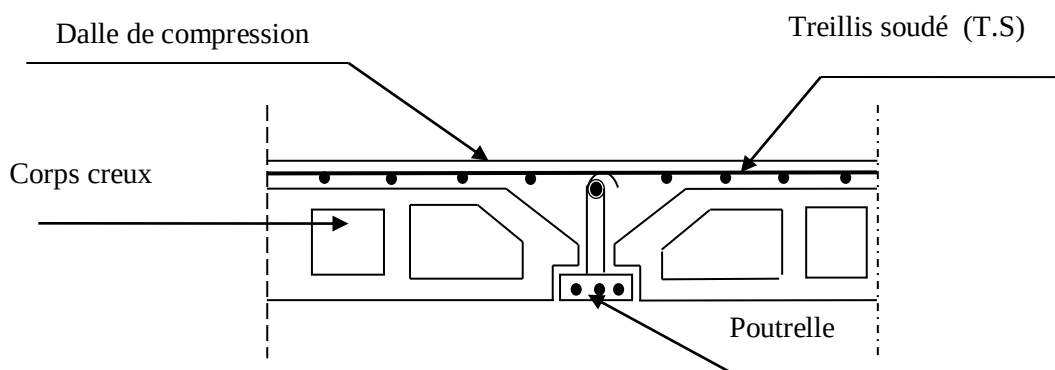


Fig. III-2-1 : coupe transversale dans un plancher en corps creux.

III-2-1) Calcul de la dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur place. Elle est armée d'un treillis soudé de nuance (TLE500) a fin de :

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

Le treillis soudé à utiliser doit avoir des mailles de dimensions au plus égales aux valeurs indiquées par l'article **(B.6.8, 423) du B.A.E.L** qui sont de :

- 20cm (5 p.m) pour les armatures perpendiculaires aux poutrelles.
- 33cm (3 p.m) pour les armatures parallèles aux poutrelles.

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

l : distance entre axes des poutrelles.

$$50\text{cm} < l < 80\text{cm} \rightarrow A_{\perp} = \frac{4 \times l}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

*Pour le ferrailage de la dalle de compression, nous adopterons un treillis soudé de maille ($200 \times 200 \text{ mm}^2$). Le diamètre des aciers est de 4mm soit une section de $0.63\text{cm}^2/\text{ml}$.

5T4/ml avec : $S_t = 20\text{cm}$

❖ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = A_{\perp}/2 = 0.63/2 = 0.315\text{cm}^2$$

On opte pour la même section d'acier **5T4/ml avec $S_t = 20\text{cm}$**

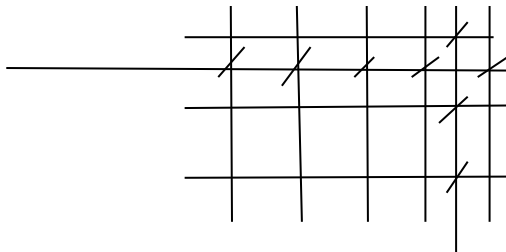


Fig : III-2-2 : Ferrailage de la dalle de compression.

III-2-1-1) Calcul des poutrelles avant coulage de la dalle de compression :

Les poutrelles sont considérées uniformément chargées et seront calculées en deux étapes. La poutrelle est considérée comme simplement appuyée à ces deux extrémités. Elle doit supporter son poids propre, le poids du corps creux qui est de 0.95 KN/m^2 et la surcharge de l'ouvrier.

-Poids propre : $G_1 = (0.04 \times 0.12) \times 25 = 0.12 \text{ Kn/ml}$.

-Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62 \text{ Kn/ml}$.

-Surcharge de l'ouvrier : $Q = 1\text{Kn/ml}$.

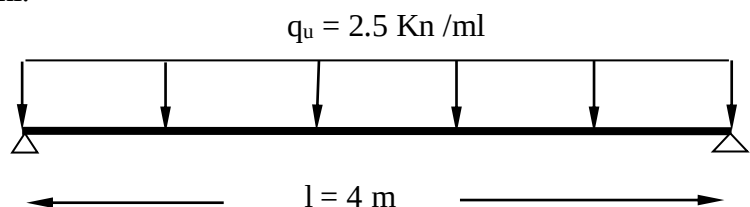


Schéma statique de la poutrelle et son chargement avant coulage de la dalle de compression.

❖ **Ferraillage à l'ELU :**

La combinaison de charges à considérer est :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q \quad \text{avec : } G = G_1 + G_2$$

$$q_u = 1.35 \times (0.12 + 0.62) + 1.5 \times 1$$

$$q_u = 2.50 \text{ Kn/ml.}$$

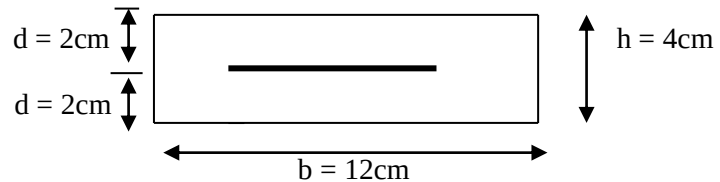


Fig .III-2-3 : Coupe transversale de la nervure.

-Moment max en travée :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{2.5 \times 4^2}{8} = 5 \text{ KN. m}$$

-Effort tranchant max :

$$T = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2.5 \times 4}{2} = 5 \text{ KN}$$

$$\mu_b = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{5 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14.2} = 7.33 > \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{La section est doublement armée SDA.}$$

Vu les faibles dimensions de la section de la poutrelle (12×4cm²), il est impossible de réaliser deux lits d'armatures, donc on doit prévoir trois étais intermédiaires par travée pour l'aider à supporter les charges qui lui sont appliquées et de manière à ce que les armatures comprimées ne soient pas nécessaires.

On doit placer des étais pour la poutrelle espacé de 80 à 120cm.

III-2-1-2) Calcul des poutrelles après coulage de la dalle de compression :

La poutrelle est calculée comme une poutre continue, de section en T partiellement encastrée à ses deux extrémités, elle supporte son poids propre, le poids du corps creux, le poids de la dalle de compression et les charges et surcharges revenant au plancher.

• **Largeur de la table de compression « b » :**

$$B = 2b_1 + b_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{L}{10}; \frac{L' - b_0}{2} \right\} \quad \text{avec} \quad 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0$$

$$b_1 = \min \left\{ \frac{400}{10}; \frac{65 - 12}{2} \right\} = 26.5 \text{ cm} \quad \text{avec} \quad 24 \text{ cm} \leq b_1 \leq 32 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

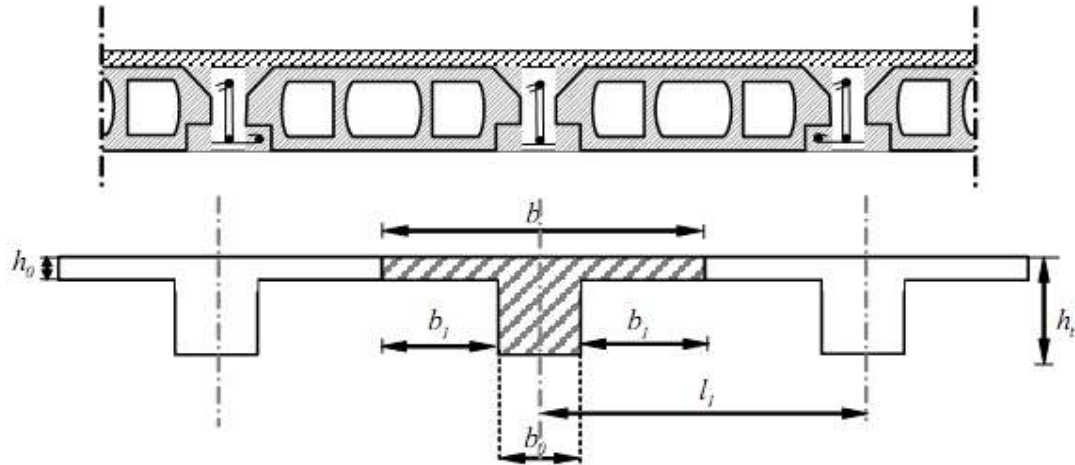


Fig. III-2-4 schéma de la table de compression

$$\begin{aligned} \text{Un plancher à corps creux} \rightarrow h_t &= 20\text{cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} 16\text{ cm} \\ 4\text{ cm} \end{array} \right. \\ \\ \text{Donc on a des poutrelles de :} & \quad \left\{ \begin{array}{l} h_t = 20\text{ cm} \\ b_0 = 12\text{ cm} \\ h_0 = 4\text{ cm} \end{array} \right. \end{aligned}$$

Détermination de la largeur "b" :

Choix de b_1 : le calcul de la largeur "b" se fait à partir des conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{l-b_0}{2} \\ b_1 \leq \frac{l_1}{10} \\ 6h_0 \leq b_1 \leq 8h_0 \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} b_1 \leq \frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm} \\ b_1 \leq \frac{350}{10} = 35\text{cm} \\ 24\text{cm} \leq b_1 \leq 32\text{cm} \end{array} \right.$$

Soit : $b_1 = 26.5\text{cm}$

Pour avoir : $b = 2b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65\text{cm}$.

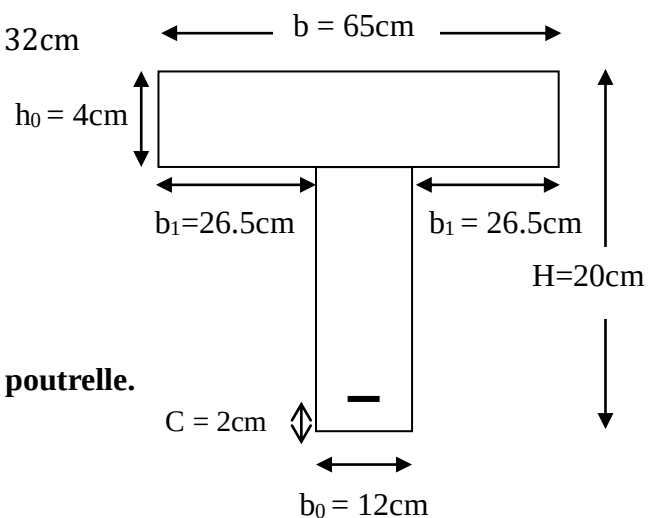


Fig. III-2-5: Coupe transversale de la poutrelle.

III-2-2) Méthode de calcul :

****Etude des poutrelles :**

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous les charges permanentes et les charges d'exploitations, deux méthodes sont applicables pour déterminer les sollicitations.

1) La méthode forfaitaire :

L'application de la méthode forfaitaire de calcul implique que les conditions suivantes soient vérifiées (BAEL 90 R99 B- 6.2,21):

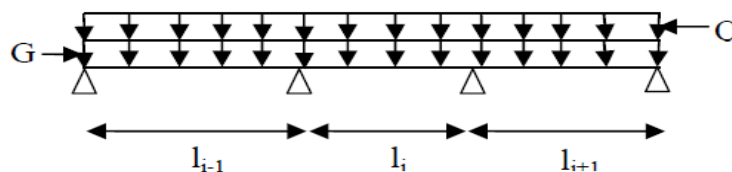
1) $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN})$

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

3) Les portées successives sont dans un rapport compris entre 0.8 et 1.25

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1.25$$

4) La fissuration est considérée comme non préjudiciable.

***Principe de la méthode forfaitaire :**

A) Valeurs des moments : Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q , et soit coefficient traduisant l'importance de $Q/Q+G$

-En travées :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

a. $M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max (1.05 \times (1 + 0.3\alpha)) M_0$

b. $\begin{cases} M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée de rive.} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$

-En appuis :

a-) Moment en appui intermédiaire : Les moments en appuis sont de l'ordre de :

- $0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.
- $0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

M_0 : moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré. $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$

M_d : moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

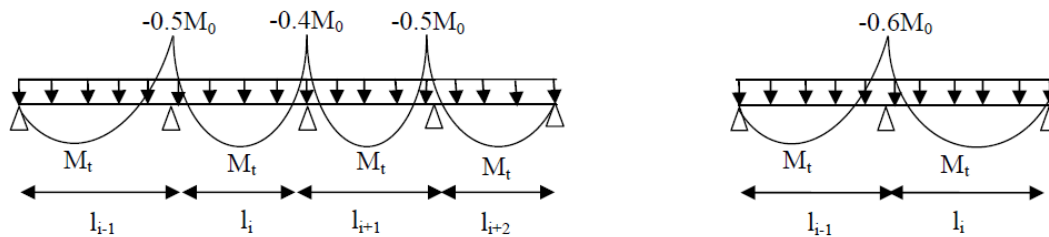
M_g : moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : moment en travée de la travée considérée.

l_i : portée de la travée.

b-) Moment en appui de rive :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconisait de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(0.3M_0)$.



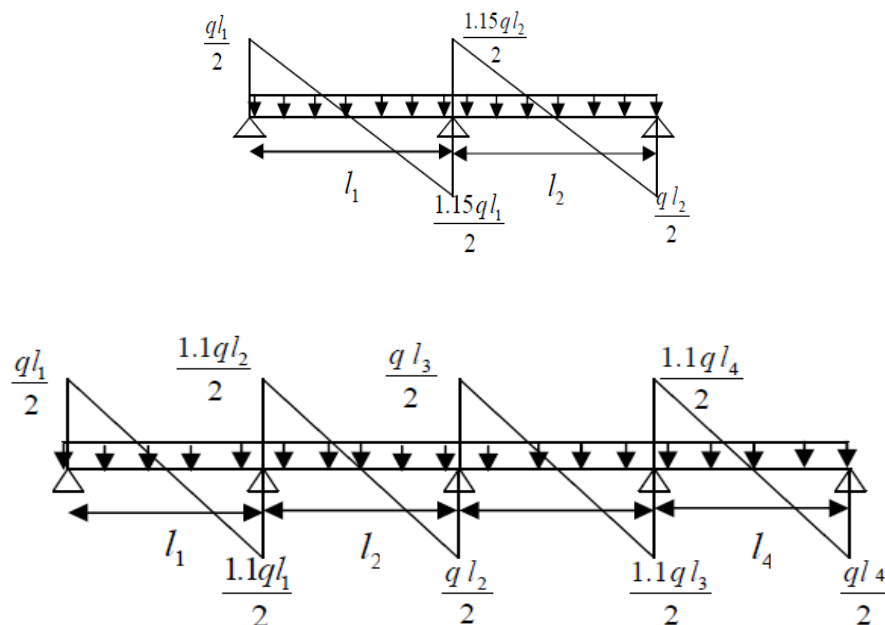
B) Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.
- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.



2) Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevée

$Q > \min (5\text{KN/m}^2 ; 2G) \dots (\text{Annexe E.2 du BAEL 91})$

***Principe de la méthode :**

Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

A) Évaluation des moments :

A-1) Moment sur appuis (M_i) :

-) Pour une charge répartie :
$$M_t = \frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$$

-) Pour une charge concentrée :
$$M_t = \frac{k_g \times p_g \times l_g^2 + k_d \times p_d \times l_d^2}{l_g + l_d}$$

Tel que : l'_d et l'_g longueurs fictives.

(q_d ; q_g) : chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

$l' = 0.8 \times l$: travée intermédiaire.

l : travée de rive.

A-2) Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right) = \frac{qx}{l} \times (L - x) \times M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

A-3) Évaluation des efforts tranchants:

$$V = \frac{dM}{dx} = q \times \frac{l}{2} - q \times (x) - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : Portée de la travée.

Remarque :

*Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente "G" du plancher par : $G' = 2/3 G$.*

****Différentes types de poutrelles :**

On distingue quatre (4) types illustrés dans le tableau suivant dont il existe parmi eux des types généralement isostatiques de petites portées, donc moins sollicités, qui sont représentés ci-dessous :

Types	Schéma statique de poutrelles
1)	
2)	
3)	
4)	

Au plancher terrasse on distingue trois types : 1,3 et 4

Au plancher étage courant et commercial on distingue quatre types : 1, 2,3 et 4

***) Vérification des conditions de la méthode forfaitaire pour les quartes types de poutre :**

*** Condition 1 :**

Plancher étage terrasse :

- Poids propre de plancher :**

$$G = G_{pt} \times l$$

Tel que : G_{pt} : Poids plancher terrasse.

l : Entre axe des poutrelles.

$$G = 5.68 \times 0.65 \implies G = 3.692 \text{ Kn/ml}$$

- Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = q_{pt} \times l$$

Tel que : q_{pt} : Surcharge d'exploitation plancher terrasse.

$$q = 1 \times 0.65 \implies q = 0.65 \text{ Kn/ml}$$

$$q = 0.65 \leq \min (2 \times 3.692 ; 5) \dots\dots\dots \text{OK}$$

Plancher étage courant :

- Poids propre de plancher :**

$$G = 5.60 \times 0.65 \implies G = 3.64 \text{ Kn/ml}$$

- Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = 1.5 \times 0.65 \implies q = 1.875 \text{ Kn/ml}$$

$$q = 1.875 \leq \min (2 \times 3.64 ; 5) \dots\dots\dots \text{OK}$$

Etage bureau :

- **Poids propre de plancher :**

$$G = 5.60 \times 0.65 \implies G = 3.64 \text{ Kn/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = 2.5 \times 0.65 \implies q = 1.625 \text{ Kn/ml}$$

$$q = 1.625 \leq \min(2 \times 3.64 ; 5) \dots\dots\dots \text{OK}$$

Etage commercial :

- **Poids propre de plancher :**

$$G = 5.60 \times 0.65 \implies G = 3.64 \text{ KN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation du plancher :**

$$q = 4 \times 0.65 \implies q = 2.6 \text{ KN/ml}$$

$$q = 2.6 \leq \min(2 \times 3.64 ; 5) \dots\dots\dots \text{OK}$$

✓ **La 1^{ère} condition est vérifiée pour les quatre types de poutres.**

*** Condition 2:**

- L'épaisseur est la même pour les différentes travées, donc les moments d'inerties de les sections transversale sont les mêmes **OK**

✓ **La 2^{ème} condition est vérifiée pour les quatre types de poutres.**

*** Condition3 : $0.8 \leq L_i / L_{i+1} \leq 1.25$**

Type 1	Type 2	Type 3
$400 / 320 = 1.24$ ok $360 / 400 = 0.9$ ok $310 / 360 = 0.86$ ok $360 / 310 = 1.16$ ok $400 / 360 = 1.11$ ok $320 / 400 = 0.8$ ok	$400 / 320 = 1.24$ ok $360 / 400 = 0.9$ ok	$360 / 400 = 0.9$ ok $310 / 360 = 0.86$ ok $360 / 310 = 1.16$ ok $400 / 360 = 1.11$ ok
Type 4		
$320 / 400 = 0.8$ ok		

✓ **La 3^{ème} condition est vérifiée est vérifiée pour les quatre types de poutres.**

*** Condition 4 :**

La fissuration est considérée comme non préjudiciable **OK**

✓ La 4^{ème} condition est vérifiée pour les quatre types de poutres.

Conclusion : Les quatre conditions sont toutes vérifiées donc la méthode forfaitaire est applicable pour les quatre types de poutres.

**** Application de la méthode forfaitaire :**

1- Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$; $p_u = q_u \times b$

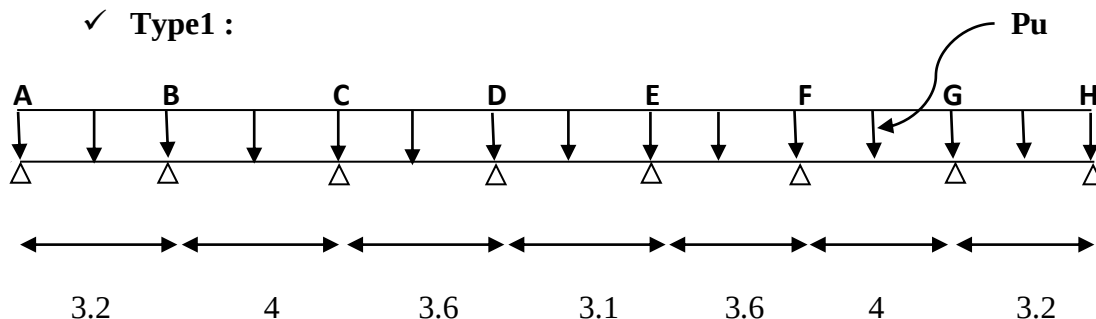
ELS : $q_s = Q + G$; $p_s = q_s \times b$ avec : $b = 0.65m$

Désignation	G (Kn/m ²)	Q (Kn/m ²)	ELU	ELS	ps (KN/ml)	qs (KN/m ²)
			pu (KN/ml)	qu (KN/m ²)		
Terrasse inaccessible	5.68	1	5.96	9.168	4.342	6.68
Etage courant	5.60	1.5	6.376	9.81	4.615	7.1
Etage commercial	5.60	2.5	7.351	11.31	5.265	8.1

2- Calcul des sollicitations (M, V) :

➤ **Terrasse inaccessible :**

✓ **Type1 :**



- Moment isostatique :

A l'ELU :

Travée (A-B) et (G-H) : $M_0^{AB} = M_0^{GH} = \frac{Pu l^2 AB}{8} = \frac{5.96 \times 3.2^2}{8} = 7.63 \text{ Kn.m}$

Travée (B-C) et (F-G) : $M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{Pu l^2 BC}{8} = \frac{5.96 \times 4^2}{8} = 11.92 \text{ Kn.m}$

Travée (C-D) et (E-F) : $M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{Pu l^2 CD}{8} = \frac{5.96 \times 3.6^2}{8} = 9.65 \text{ Kn.m}$

Travée (D-E) : $M_0^{DE} = \frac{Pu l^2 DE}{8} = \frac{5.96 \times 3.1^2}{8} = 7.16 \text{ Kn.m}$

A P E L S :

Travée (A-B) et (G-H) : $M_0^{AB} = M_0^{GH} = \frac{Ps l^2 AB}{8} = \frac{4.342 \times 3.2^2}{8} = 5.55 \text{ Kn.m}$

Travée (B-C) et (F-G) : $M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{Ps l^2 BC}{8} = \frac{4.342 \times 4^2}{8} = 8.68 \text{ Kn.m}$

Travée (C-D) et (E-F) : $M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{Ps l^2 CD}{8} = \frac{4.342 \times 3.6^2}{8} = 7.03 \text{ Kn.m}$

Travée (D-E) : $M_0^{DE} = \frac{Ps l^2 DE}{8} = \frac{4.342 \times 3.1^2}{8} = 5.21 \text{ Kn.m}$

- Moment en appuis :**A P E L U :**

***Appuis de rive :** $M_A = M_H = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = -2.289 \text{ Kn.m}$

***Appuis intermédiaires :**

- $M_B = M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \max (7.63 ; 11.92)$

$M_B = M_G = -5.96 \text{ Kn.m}$

- $M_C = M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \max (11.92 ; 9.65)$

$M_C = M_F = -4.768 \text{ Kn.m}$

- $M_D = M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = -0.4 \times \max (9.65 ; 7.16)$

$M_D = M_E = -3.86 \text{ Kn.m}$

A P E L S :

***Appuis de rive :** $M_A = M_H = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = -1.66 \text{ Kn.m}$

***Appuis intermédiaires :**

- $M_B = M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \max (5.55 ; 8.68)$

$M_B = M_G = -4.34 \text{ Kn.m}$

- $M_C = M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \max (8.68 ; 7.03)$

$M_C = M_F = -3.472 \text{ Kn.m}$

- $M_D = M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = -0.4 \times \max (7.03 ; 5.21)$

$M_D = M_E = -2.812 \text{ Kn.m}$

- Moments en travées :Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5.68+1} = 0.149 \iff \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.044 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.244 \end{cases}$$

A l'ELU :

*Travée de rive :

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

*Travée (A-B) et (G-H) :

$$\begin{cases} M_{tAB} + \frac{MA + MB}{2} \geq \max (1.05M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq (1.05 \times 7.63) - 4.124 = 3.887 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.244}{2} \times 7.63 = 4.74 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = M_{tGH} = \max (3.887 ; 4.74) = 4.74 \text{ Kn.m}$$

*Travée intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg + Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

*Travée (B-C) et (F-G) :

$$\begin{cases} M_{tBC} + \frac{MB + MC}{2} \geq \max (1.05M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq (1.05 \times 11.92) - 5.364 = 7.152 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.044}{2} \times 11.92 = 6.22 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = M_{tFG} = \max (7.152 ; 6.22) = 7.152 \text{ Kn.m}$$

***Travée (C-D) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{iCD} + \frac{MC+MD}{2} \geq \max (1.05M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{CD}) \\ M_{iCD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{iCD} \geq (1.05 \times 9.65) - 4.224 = 5.9 \\ M_{iCD} \geq \frac{1.044}{2} \times 9.65 = 5.03 \end{array} \right.$$

$$M_{iCD} = M_{iEF} = \max (5.9; 5.03) = \mathbf{5.9 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (D-E):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{iDE} + \frac{MD+ME}{2} \geq \max (1.05M_0^{DE} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{DE}) \\ M_{iDE} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{DE} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{iDE} \geq (1.05 \times 7.16) - 3.86 = 3.658 \\ M_{iDE} \geq \frac{1.044}{2} \times 7.16 = 3.737 \end{array} \right.$$

$$M_{iDE} = \max (3.658; 3.737) = \mathbf{3.737 \text{ Kn.m}}$$

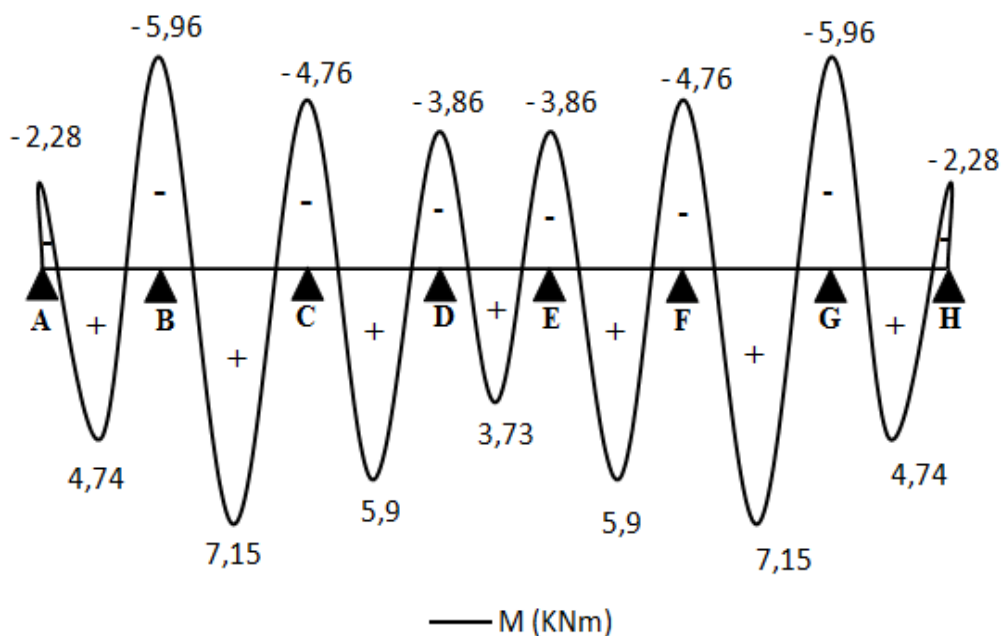


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS :

***Travée de rive :**

***Travée (A-B) et (G-H) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1.05 \times 5.55) - 3.6 = 2.22 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.244}{2} \times 5.55 = 3.452 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tGH} = \max (2.22 ; 3.452) = \mathbf{3.452 \text{ Kn.m}}$$

***Travée intermédiaire :**

***Travée (B-C) et (F-G) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1.05 \times 8.68) - 3.9 = 5.214 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.044}{2} \times 8.68 = 4.53 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = M_{tFG} = \max (5.214 ; 4.53) = \mathbf{5.214 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq (1.05 \times 7.03) - 3.142 = 4.24 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.044}{2} \times 7.03 = 3.67 \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = M_{tEF} = \max (4.24 ; 3.67) = \mathbf{4.24 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (D-E):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq (1.05 \times 5.21) - 2.812 = 2.658 \\ M_{tDE} \geq \frac{1.044}{2} \times 5.21 = 2.72 \end{array} \right.$$

$$M_{tDE} = \max (2.658 ; 2.72) = \mathbf{2.72 \text{ Kn.m}}$$

- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

***Travée (A-B) :**

$$V_A = \frac{5.96 \times 3.2}{2} = \mathbf{9.536 \text{ Kn}}$$

$$V_B = -1.1V_A = \mathbf{- 10.48 \text{ Kn}}$$

*Travée (B-C) :

$$V_B = 1.1 \times \frac{5.96 \times 4}{2} = 13.11 \text{ Kn}$$

$$V_C = -1.1V_B = -14.42 \text{ Kn}$$

*Travée (C-D) :

$$V_C = 1.1 \times \frac{5.96 \times 3.6}{2} = 11.8 \text{ Kn}$$

$$V_D = -1.1V_C = -12.98 \text{ Kn}$$

*Travée (D-E) :

$$V_D = 1.1 \times \frac{5.96 \times 3.1}{2} = 10.16 \text{ Kn}$$

$$V_E = V_H = -1.1V_D = -11.17 \text{ Kn}$$

*Travée (E-F):

$$V_E = 1.1 \times \frac{5.96 \times 3.6}{2} = 11.8 \text{ Kn}$$

$$V_F = -1.1V_E = -12.98 \text{ Kn}$$

*Travée (F-G):

$$V_F = 1.1 \times \frac{5.96 \times 4}{2} = 13.11 \text{ Kn}$$

$$V_G = -1.1V_F = -14.42 \text{ Kn}$$

*Travée (G-H):

$$V_G = 1.1 \times \frac{5.96 \times 3.2}{2} = 10.48 \text{ Kn}$$

$$V_H = - \frac{5.96 \times 3.2}{2} = -9.536 \text{ Kn}$$

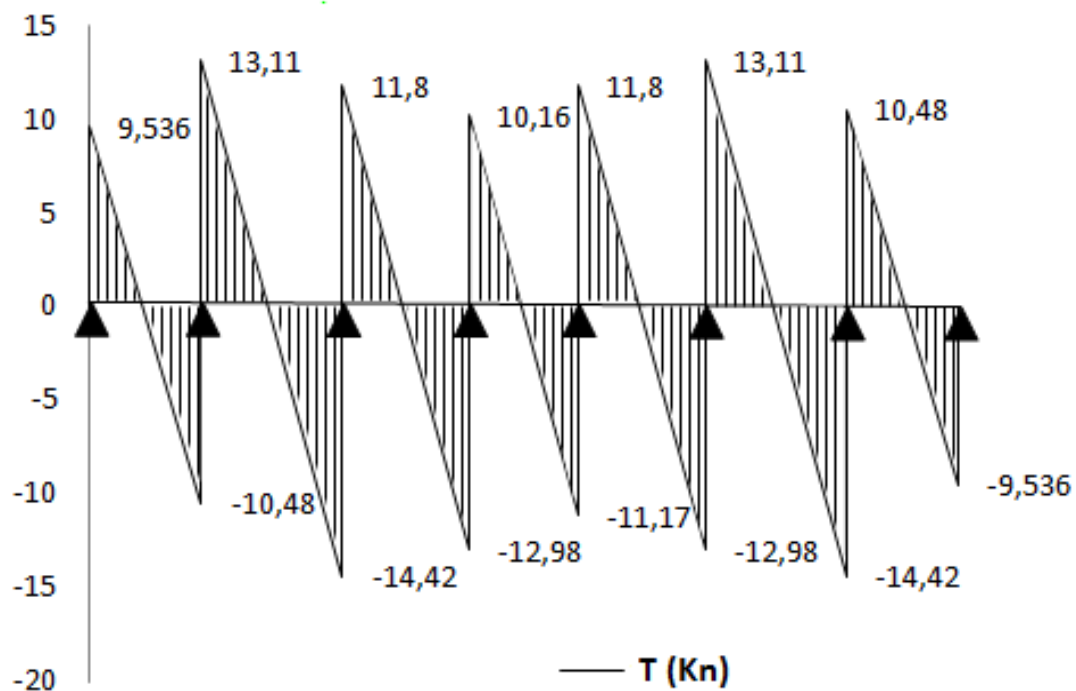
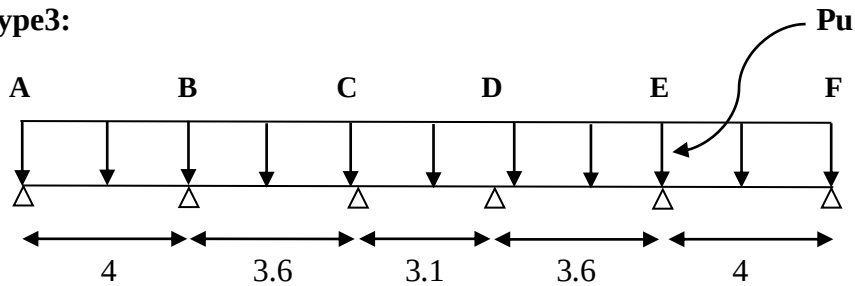


Diagramme de l'effort tranchant.

✓ Type3:

- **Moment isostatique :****A l'ELU :**

$$\text{Travée (A-B) et (E-F)} : M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{Pu l^2 AB}{8} = \frac{5.96 \times 4^2}{8} = \mathbf{11.92 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (B-C) et (D-E)} : M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{Pu l^2 BC}{8} = \frac{5.96 \times 3.6^2}{8} = \mathbf{9.65 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (C-D)} : M_0^{CD} = \frac{Pu l^2 CD}{8} = \frac{5.96 \times 3.1^2}{8} = \mathbf{7.15 \text{ Kn.m}}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée (A-B) et (E-F)} : M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{Ps l^2 AB}{8} = \frac{4.342 \times 4^2}{8} = \mathbf{8.68 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (B-C) et (D-E)} : M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{Ps l^2 BC}{8} = \frac{4.342 \times 3.6^2}{8} = \mathbf{7.03 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (C-D)} : M_0^{CD} = \frac{Ps l^2 CD}{8} = \frac{4.342 \times 3.1^2}{8} = \mathbf{5.21 \text{ Kn.m}}$$

- **Moment en appuis :****A l'ELU :**

$$\text{*Appuis de rive : } M_A = M_F = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = \mathbf{-3.57 \text{ Kn.m}}$$

***Appuis intermédiaires :**

$$\bullet M_B = M_E = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \text{max} (11.92 ; 9.65)$$

$$M_B = M_E = \mathbf{-5.96 \text{ Kn.m}}$$

$$\bullet M_C = M_D = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \text{max} (9.65 ; 7.15)$$

$$M_C = M_D = \mathbf{-3.86 \text{ Kn.m}}$$

A l'ELS:

$$\text{*Appuis de rive : } M_A = M_F = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = \mathbf{-2.6 \text{ Kn.m}}$$

***Appuis intermédiaires :**

$$\bullet \quad M_B = M_E = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \max (8.68 ; 7.03)$$

$$M_B = M_E = -4.34 \text{ Kn.m}$$

$$\bullet \quad M_C = M_D = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \max (7.03 ; 5.21)$$

$$M_C = M_D = -2.81 \text{ Kn.m}$$

***Moments en travées :**

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{5.68+1} = 0.149 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.044 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.244 \end{cases}$$

A L'ELU :

***Travée de rive**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

***Travée (A-B) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{MA+MB}{2} \geq \max (1.05M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1.05 \times 11.92) - 4.76 = 7.75 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.244}{2} \times 11.92 = 7.41 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tEF} = \max (7.75 ; 7.41) = 7.75 \text{ Kn.m}$$

***Travée intermédiaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

***Travée (B-C) et (D-E) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq \max (1.05M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{tBC} \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IBC} \geq (1.05 \times 9.65) - 4.91 = 5.22 \\ M_{IBC} \geq \frac{1.044}{2} \times 9.65 = 5.03 \end{array} \right.$$

$$M_{IBC} = M_{IDE} = \max (5.22 ; 5.03) = 5.22 \text{ Kn.m}$$

***Travée (C-D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} + \frac{MC+MD}{2} \geq \max (1.05M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{CD}) \\ M_{ICD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} \geq (1.05 \times 7.15) - 3.86 = 3.64 \\ M_{ICD} \geq \frac{1.044}{2} \times 7.15 = 3.73 \end{array} \right.$$

$$M_{ICD} = \max (3.64; 3.73) = 3.73 \text{ Kn.m}$$

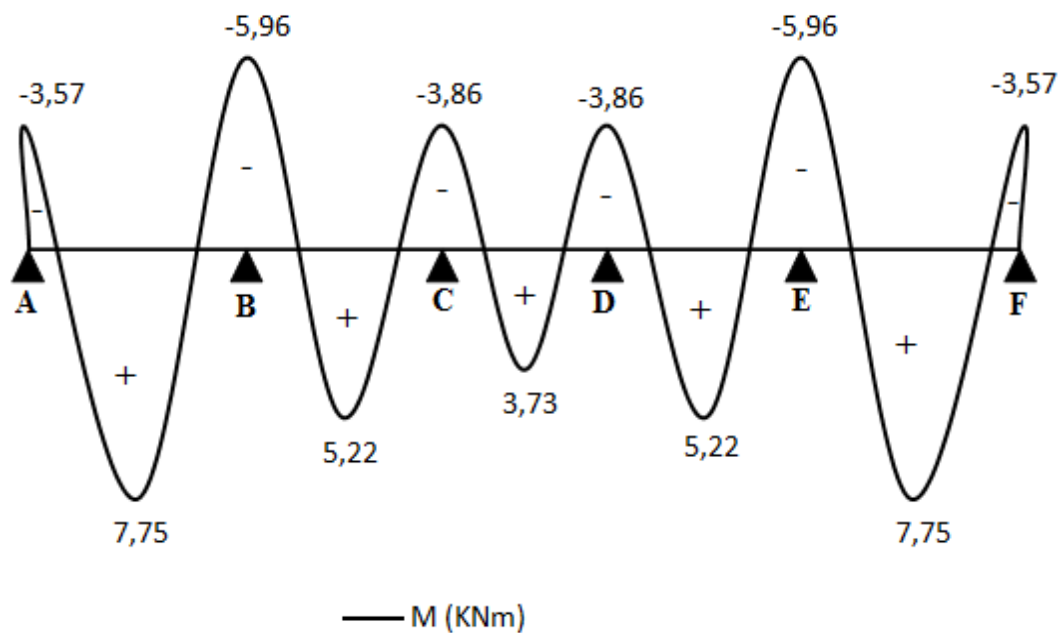


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS:

***Travée de rive :**

***Travée (A-B) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IAB} \geq (1.05 \times 8.68) - 3.47 = 5.64 \\ M_{IAB} \geq \frac{1.244}{2} \times 8.68 = 5.39 \end{array} \right.$$

$$M_{IAB} = M_{IEF} = \max (5.64 ; 5.39) = \mathbf{5.64 \text{ Kn.m}}$$

***Travée intermédiaire :**

***Travée (B-C) et (D-E) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1.05 \times 7.03) - 3.57 = 3.81 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.044}{2} \times 7.03 = 3.66 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = M_{tDE} = \max (3.81 ; 3.66) = \mathbf{3.81 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq (1.05 \times 5.21) - 2.81 = 2.66 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.044}{2} \times 5.21 = 2.71 \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = \max (2.66 ; 2.71) = \mathbf{2.71 \text{ Kn.m}}$$

- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

***Travée (A-B) :**

$$V_A = \frac{5.96 \times 4}{2} = \mathbf{11.92 \text{ Kn}}$$

$$V_B = -1.1V_A = \mathbf{- 13.11 \text{ Kn}}$$

***Travée (B-C) :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{5.96 \times 3.6}{2} = \mathbf{11.80 \text{ Kn}}$$

$$V_C = -1.1V_B = \mathbf{- 12.98 \text{ Kn}}$$

***Travée (C-D) :**

$$V_C = 1.1 \times \frac{5.96 \times 3.1}{2} = \mathbf{10.16 \text{ Kn}}$$

$$V_D = -1.1V_C = \mathbf{- 11.17 \text{ Kn}}$$

***Travée (D-E) :**

$$V_D = 1.1 \times \frac{5.96 \times 3.6}{2} = \mathbf{11.80 \text{ Kn}}$$

$$V_E = -1.1V_D = \mathbf{- 12.98 \text{ Kn}}$$

***Travée (E-F) :**

$$V_E = 1.1 \times \frac{5.96 \times 4}{2} = \mathbf{13.11 \text{ Kn}}$$

$$V_F = - \frac{5.96 \times 4}{2} = \mathbf{- 11.92 \text{ Kn}}$$

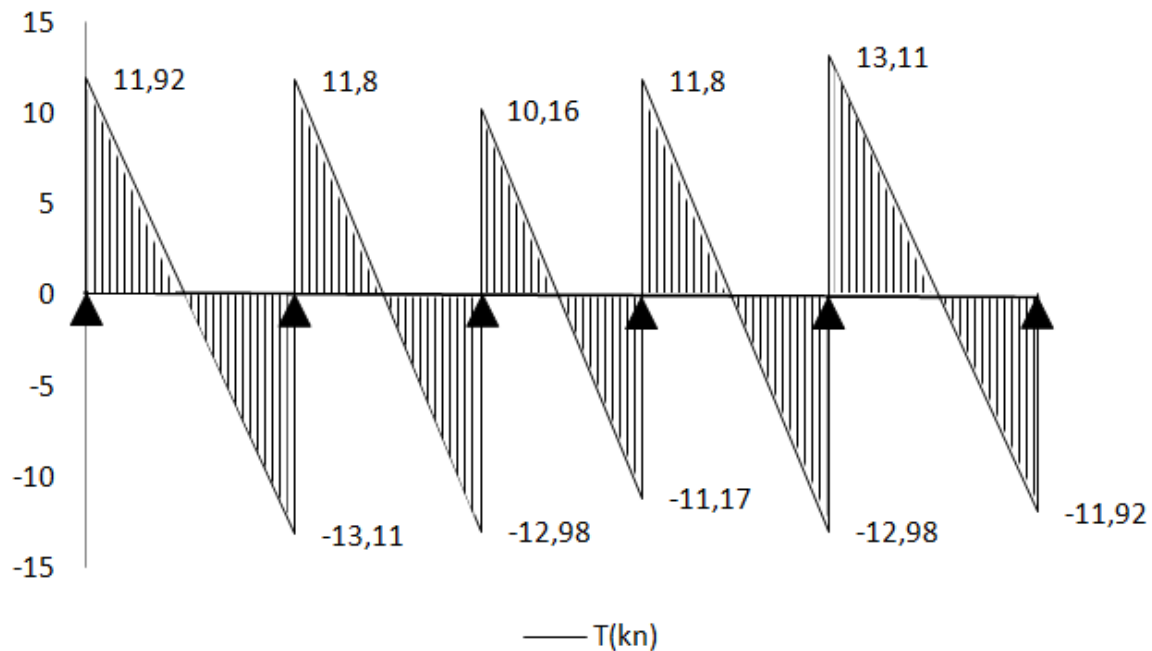
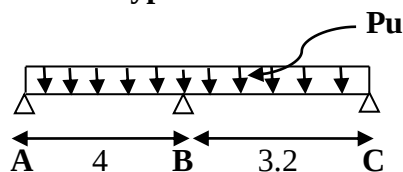


Diagramme de l'effort tranchant.

✓ Type 4 :

- Moment isostatique :A l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2 AB}{8} = \frac{5,96 \times 4^2}{8} = \mathbf{11,92 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_u l^2 BC}{8} = \frac{5,96 \times 3,2^2}{8} = \mathbf{7,628 \text{ Kn.m}}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_s l^2 AB}{8} = \frac{4,342 \times 4^2}{8} = \mathbf{8,684 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_s l^2 BC}{8} = \frac{4,342 \times 3,2^2}{8} = \mathbf{5,557 \text{ Kn.m}}$$

- Moment en appuis :*Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,3 M_0$.

$$\text{ELU : } M_A = -0,3 \times 11,92 = \mathbf{-3,576 \text{ Kn.m}}$$

$$M_C = -0,3 \times 7,628 = \mathbf{-2,288 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{ELS : } M_A = -0.3 \times 8.684 = -2.605 \text{ Kn.m}$$

$$M_C = -0.3 \times 5.557 = -1.667 \text{ Kn.m}$$

***Appuis intermédiaires :**

$$\text{A l'ELU: } M_B = -0.6 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 11.92 = -7.152 \text{ Kn.m}$$

$$\text{A l'ELS: } M_B = -0.6 \max (M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 8.684 = -5.21 \text{ Kn.m}$$

- Moments en travées :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{1+5.68} = 0.149 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.044 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.244 \end{cases}$$

A l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases} \quad \text{Pour une travée de rive.}$$

***Travée (A-B):**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 11.92 - \frac{7.152+3.576}{2} = 7.152 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.244}{2} \times 11.92 = 7.414 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = \max (7.152 ; 7.414) = 7.414 \text{ Kn.m}$$

***Travée (B-C) :**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 7.628 - \frac{7.152+2.288}{2} = 3.289 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.244}{2} \times 7.628 = 4.744 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = \max (3.289 ; 4.744) = 4.744 \text{ Kn.m}$$

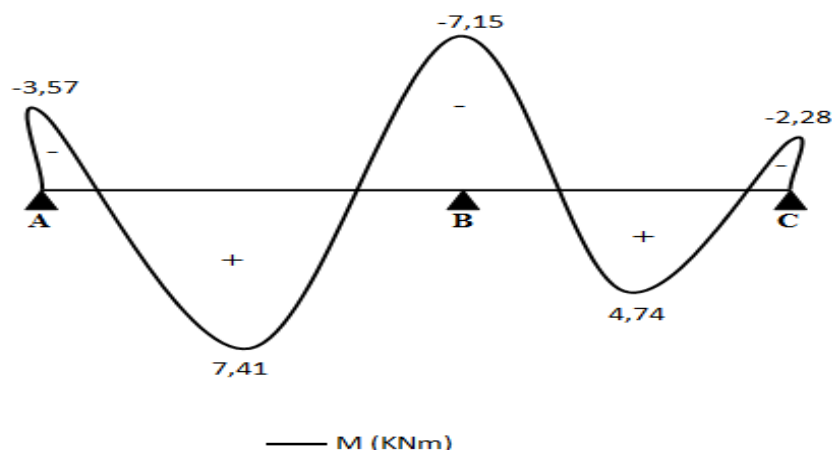


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS:***Travée (A-B) :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 8.684 - \frac{5.21+2.605}{2} = 5.211 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.244}{2} \times 8.684 = 5.40 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = \max(5.211 ; 5.40) = \mathbf{5.40 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (B-C) :**

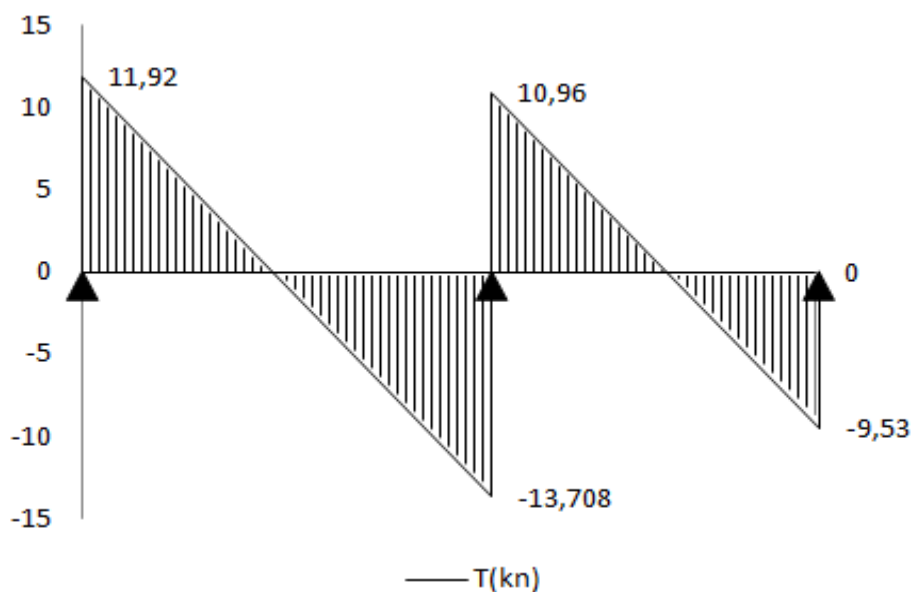
$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 5.557 - \frac{5.21+1.667}{2} = 2.396 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.244}{2} \times 5.557 = 3.456 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = \max(2.396 ; 3.456) = \mathbf{3.456 \text{ Kn.m}}$$

- Les efforts tranchants :A L'ELU :

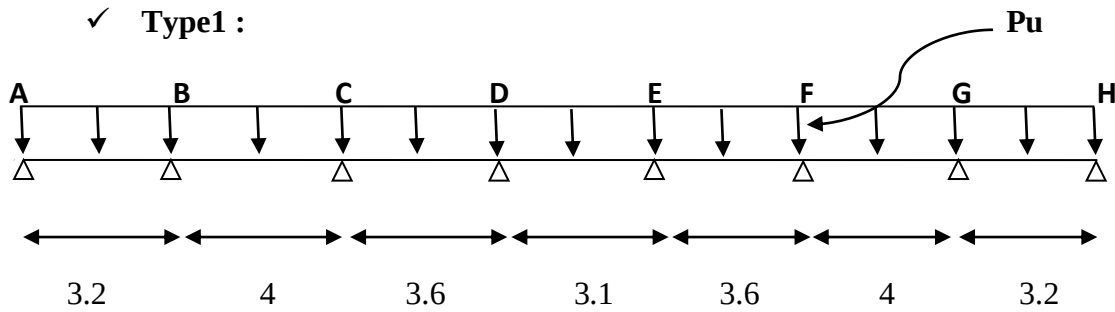
$$\text{*Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{5.96 \times 4}{2} = 11.92 \text{ Kn} \\ V_B = -1.15 \times 18.336 = -13.708 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\text{*Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{5.96 \times 3.2}{2} = 10.96 \text{ Kn} \\ V_C = -\frac{5.96 \times 3.2}{2} = -9.53 \text{ Kn} \end{cases}$$

**Diagramme de l'effort tranchant.**

➤ L'étage courant :

✓ Type1 :



- Moment isostatique :

A l'ELU :

$$\text{Travée (A-B) et (G-H)} : M_0^{AB} = M_0^{GH} = \frac{Pu l^2 AB}{8} = \frac{6.376 \times 3.2^2}{8} = \mathbf{8.161 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (B-C) et (F-G)} : M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{Pu l^2 BC}{8} = \frac{6.376 \times 4^2}{8} = \mathbf{12.752 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (C-D) et (E-F)} : M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{Pu l^2 CD}{8} = \frac{6.376 \times 3.6^2}{8} = \mathbf{10.329 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (D-E)} : M_0^{DE} = \frac{Pu l^2 DE}{8} = \frac{6.376 \times 3.1^2}{8} = \mathbf{7.659 \text{ Kn.m}}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée (A-B) et (G-H)} : M_0^{AB} = M_0^{GH} = \frac{Ps l^2 AB}{8} = \frac{4.615 \times 3.2^2}{8} = \mathbf{5.898 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (B-C) et (F-G)} : M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{Ps l^2 BC}{8} = \frac{4.615 \times 4^2}{8} = \mathbf{9.216 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (C-D) et (E-F)} : M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{Ps l^2 CD}{8} = \frac{4.615 \times 3.6^2}{8} = \mathbf{7.464 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (D-E)} : M_0^{DE} = \frac{Ps l^2 DE}{8} = \frac{4.615 \times 3.1^2}{8} = \mathbf{5.535 \text{ Kn.m}}$$

- Moment en appuis :

A l'ELU :

$$\text{*Appuis de rive : } M_A = M_H = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = \mathbf{-2.45 \text{ Kn.m}}$$

*Appuis intermédiaires :

$$\bullet M_B = M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \text{max} (8.161 ; 12.752)$$

$$M_B = M_G = \mathbf{-6.37 \text{ Kn.m}}$$

$$\bullet M_C = M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \text{max} (12.752 ; 10.329)$$

$$M_C = M_F = \mathbf{-5.1 \text{ Kn.m}}$$

- $M_D = M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = -0.4 \times \max (10.329 ; 7.659)$

$$M_D = M_E = \mathbf{-4.13 \text{ Kn.m}}$$

A l'ELS:

***Appuis de rive :** $M_A = M_H = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = \mathbf{-1.76 \text{ Kn.m}}$

***Appuis intermédiaires :**

- $M_B = M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \max (5.898 ; 9.216)$

$$M_B = M_G = \mathbf{-4.6 \text{ Kn.m}}$$

- $M_C = M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \max (9.216 ; 7.464)$

$$M_C = M_F = \mathbf{-3.69 \text{ Kn.m}}$$

- $M_D = M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD} ; M_0^{DE}) = -0.4 \times \max (7.464 ; 5.535)$

$$M_D = M_E = \mathbf{-2.98 \text{ Kn.m}}$$

- Moments en travées :

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.6+1.5} = \mathbf{0.211} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = \mathbf{1.063} \\ 1.2 + 0.3\alpha = \mathbf{1.263} \end{cases}$$

A l'ELU :

***Travée de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

***Travée (A-B) et (G-H) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{MA+MB}{2} \geq \max (1.05M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1.063 \times 8.161) - 4.41 = 4.26 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 8.161 = 5.15 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tGH} = \max (4.26 ; 5.15) = \mathbf{5.15 \text{ Kn.m}}$$

***Travée intermédiaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

***Travée (B-C) et (F-G) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1.063 \times 12.752) - 5.735 = 7.82 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.063}{2} \times 12.752 = 6.77 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = M_{tFG} = \max (7.82 ; 6.77) = \mathbf{7.82 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq (1.063 \times 10.329) - 2.3 = 8.68 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.063}{2} \times 10.329 = 5.49 \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = M_{tEF} = \max (8.68 ; 5.49) = \mathbf{8.68 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (D-E):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tDE} \geq (1.063 \times 7.659) - 4.13 = 4.01 \\ M_{tDE} \geq \frac{1.063}{2} \times 7.659 = 4.07 \end{array} \right.$$

$$M_{tDE} = \max (4.01; 4.07) = \mathbf{4.07 \text{ Kn.m}}$$

A L'ELS:

***Travée de rive :**

***Travée (A-B) et (G-H) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1.063 \times 5.898) - 3.18 = 3.08 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 5.898 = 3.72 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tGH} = \max (3.08 ; 3.72) = \mathbf{3.72 \text{ Kn.m}}$$

***Travée intermédiaire :**

***Travée (B-C) et (F-G) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1.063 \times 9.216) - 4.14 = 5.56 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.063}{2} \times 9.216 = 4.89 \end{array} \right.$$

$$M_{IBC} = M_{IFG} = \max(5.56 ; 4.53) = 5.56 \text{ Kn.m}$$

***Travée (C-D) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} \geq (1.063 \times 7.464) - 3.33 = 4.6 \\ M_{ICD} \geq \frac{1.063}{2} \times 7.464 = 3.96 \end{array} \right.$$

$$M_{ICD} = M_{IEF} = \max(4.6 ; 3.96) = 4.6 \text{ Kn.m}$$

***Travée (D-E):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IDE} \geq (1.063 \times 5.535) - 2.98 = 2.9 \\ M_{IDE} \geq \frac{1.063}{2} \times 5.535 = 2.94 \end{array} \right.$$

$$M_{IDE} = \max(2.9 ; 2.94) = 2.94 \text{ Kn.m}$$

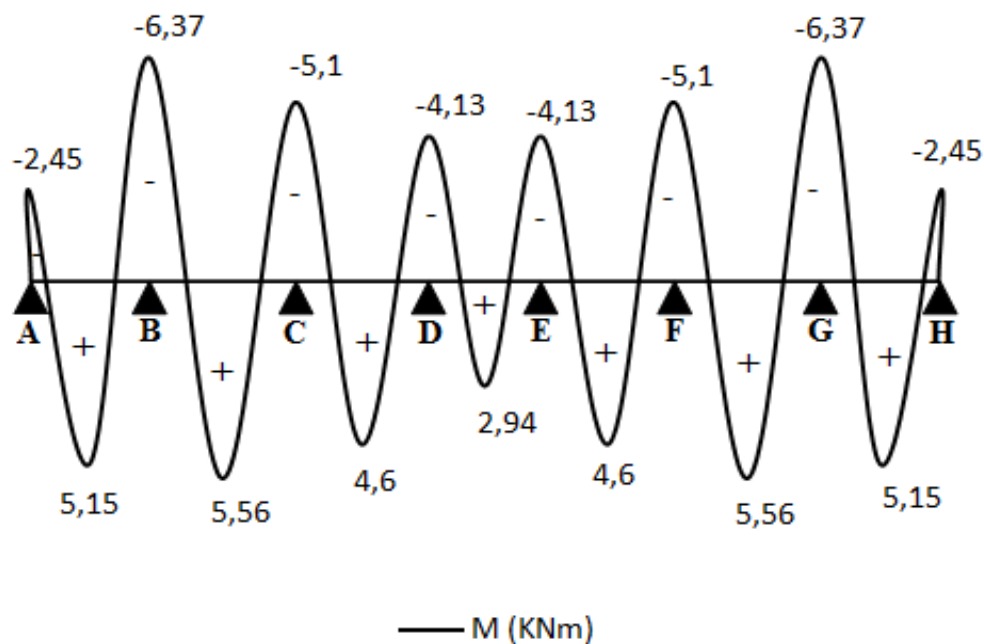


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

***Travée (A-B) :**

$$V_A = \frac{6.376 \times 3.2}{2} = 10.2 \text{ Kn}$$

$$V_B = -1.1V_A = -11.22 \text{ Kn}$$

***Travée (B-C) :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.376 \times 4}{2} = 14.02 \text{ Kn}$$

$$V_C = -1.1V_B = -15.42 \text{ Kn}$$

***Travée (C-D) :**

$$V_C = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.6}{2} = 12.62 \text{ Kn}$$

$$V_D = -1.1V_C = -13.88 \text{ Kn}$$

***Travée (D-E) :**

$$V_D = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.1}{2} = 10.87 \text{ Kn}$$

$$V_E = V_H = -1.1V_D = -11.95 \text{ Kn}$$

***Travée (E-F) :**

$$V_E = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.6}{2} = 12.62 \text{ Kn}$$

$$V_F = -1.1V_E = -13.88 \text{ Kn}$$

***Travée (F-G) :**

$$V_F = 1.1 \times \frac{6.376 \times 4}{2} = 14.02 \text{ Kn}$$

$$V_G = -1.1V_F = -15.42 \text{ Kn}$$

***Travée (G-H) :**

$$V_G = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.2}{2} = 11.22 \text{ Kn}$$

$$V_H = - \frac{6.376 \times 3.2}{2} = -10.2 \text{ Kn}$$

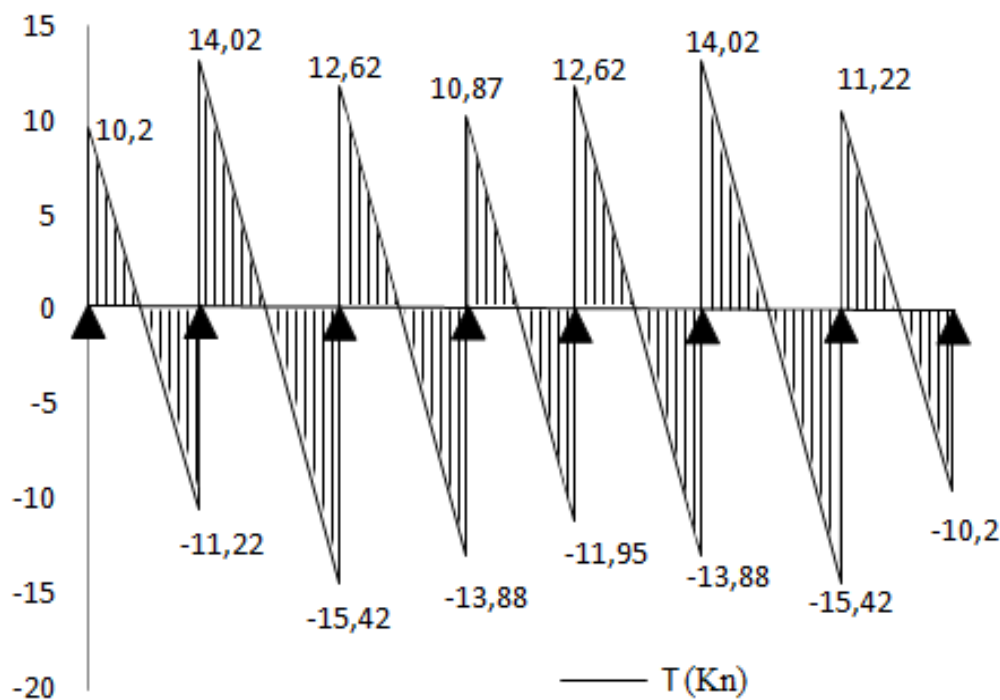
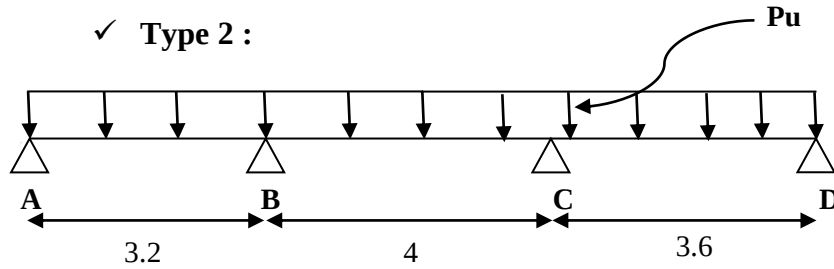


Diagramme de l'effort tranchant.

✓ Type 2 :

- **Moment isostatique :****A l'ELU :**

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l_{AB}^2}{8} = \frac{6.376 \times 3.2^2}{8} = 8.161 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_u l_{BC}^2}{8} = \frac{6.376 \times 4^2}{8} = 12.752 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{P_u l_{CD}^2}{8} = \frac{6.376 \times 3.6^2}{8} = 10.329 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_s l_{AB}^2}{8} = \frac{4.615 \times 3.2^2}{8} = 5.907 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_s l_{BC}^2}{8} = \frac{4.615 \times 4^2}{8} = 9.23 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{P_s l_{CD}^2}{8} = \frac{4.615 \times 3.6^2}{8} = 7.476 \text{ Kn.m}$$

- **Moment en appuis :*****Appuis de rive :** $M_A = M_D = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.3M_0$

$$\text{ELU : } M_A = -0.3 \times 8.161 = -2.448 \text{ Kn.m}$$

$$M_D = -0.3 \times 10.329 = -3.098 \text{ Kn.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = -0.3 \times 5.907 = -1.772 \text{ Kn.m}$$

$$M_D = -0.3 \times 7.476 = -2.242 \text{ Kn.m}$$

Appuis intermédiaires :*A l'ELU :**

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 12.752 = -6.376 \text{ Kn.m}$$

$$M_C = -0.5 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 12.752 = -6.376 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$M_B = -0.5 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.5 \times 9.23 = -4.615 \text{ Kn.m}$$

$$M_C = -0.5 \max(M_0^{BC}, M_0^{CD}) = -0.5 \times 9.23 = -4.615 \text{ Kn.m}$$

- Moments en travées :

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.6+1.5} = 0.211 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.263 \end{cases}$$

A l'ELU :

$$\begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{..... Pour une travée de rive.} \end{cases}$$

***Travée (A-B):**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 8.161 - \frac{6.376+2.448}{2} = 4.157 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 8.161 = 5.153 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = \max(4.157; 5.153) = 5.153 \text{ Kn.m}$$

***Travée (B-C):**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 12.752 - 6.376 = 7.013 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.063}{2} \times 12.752 = 6.777 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = \max(7.013; 6.777) = 7.013 \text{ Kn.m}$$

***Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq 1.05 \times 10.329 - \frac{6.376+3.098}{2} = 6.108 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.263}{2} \times 10.329 = 6.522 \end{cases}$$

$$M_{tCD} = \max(6.108; 6.522) = 6.522 \text{ Kn.m}$$

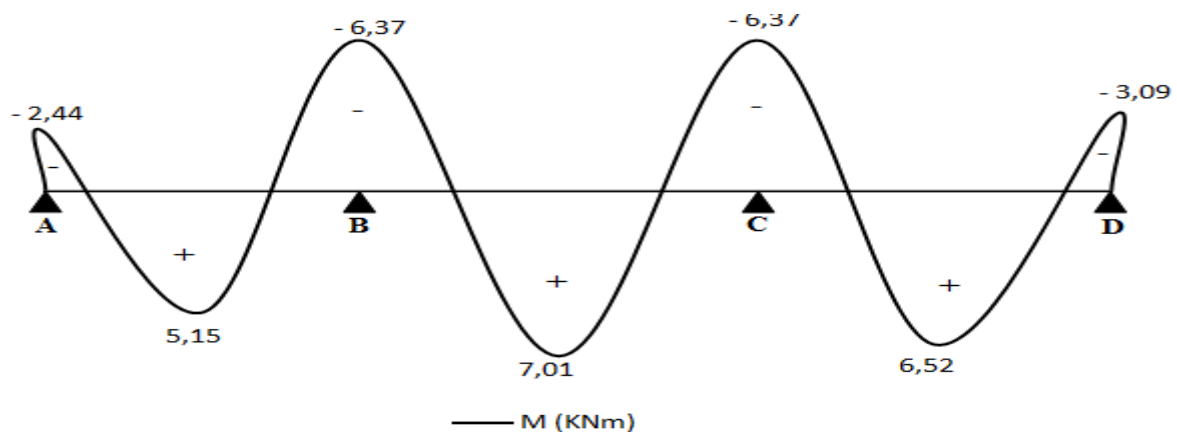


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS:***Travée (A-B) :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 5.907 - \frac{4.615+1.772}{2} = 3.009 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 5.907 = 3.731 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = \max(3.009 ; 3.731) = \mathbf{3.731 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (B-C):**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 9.23 - 4.615 = 5.076 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.063}{2} \times 9.23 = 4.905 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = \max(5.076 ; 4.905) = \mathbf{5.791 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq 1.05 \times 7.476 - \frac{4.615+2.242}{2} = 4.421 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.263}{2} \times 7.476 = 4.721 \end{cases}$$

$$M_{tCD} = \max(4.421 ; 4.721) = \mathbf{4.721 \text{ Kn.m}}$$

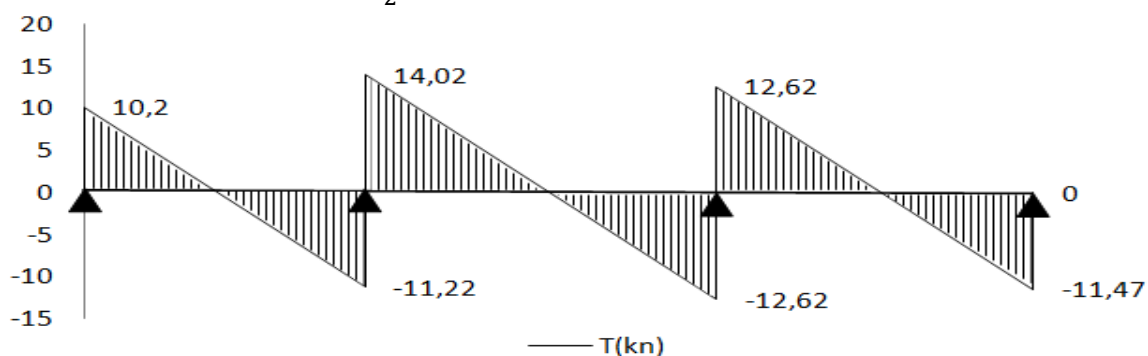
- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

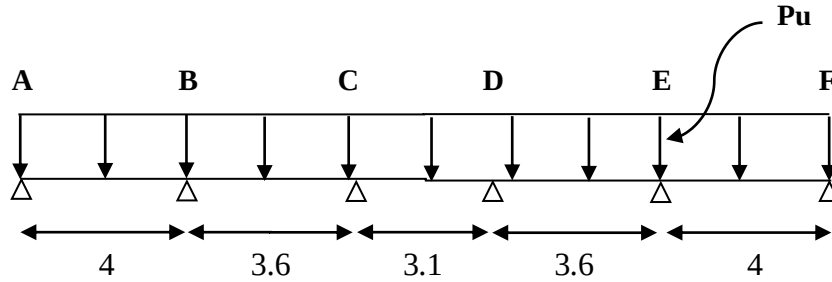
Travée A-B :
$$\begin{cases} V_A = \frac{6.376 \times 3.2}{2} = \mathbf{10.201 \text{ Kn}} \\ V_B = -1.1 \times 10.201 = \mathbf{-11.221 \text{ Kn}} \end{cases}$$

Travée B-C :
$$\begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{6.376 \times 4}{2} = \mathbf{14.027 \text{ Kn}} \\ V_C = -1.1 \times \frac{6.376 \times 3.6}{2} = \mathbf{-12.624 \text{ Kn}} \end{cases}$$

Travée C-D :
$$\begin{cases} V_C = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.6}{2} = \mathbf{12.624 \text{ Kn}} \\ V_D = -\frac{6.376 \times 3.6}{2} = \mathbf{-11.476 \text{ Kn}} \end{cases}$$

**Diagramme de l'effort tranchant.**

✓ Type 3 :

- Moment isostatique :A l'ELU :

$$\text{Travée (A-B) et (E-F)} : M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{Pu l^2 AB}{8} = \frac{6.376 \times 4^2}{8} = 12.75 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée (B-C) et (D-E)} : M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{Pu l^2 BC}{8} = \frac{6.376 \times 3.6^2}{8} = 10.32 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} : M_0^{CD} = \frac{Pu l^2 CD}{8} = \frac{6.376 \times 3.1^2}{8} = 7.65 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée (A-B) et (E-F)} : M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{Ps l^2 AB}{8} = \frac{4.615 \times 4^2}{8} = 9.23 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée (B-C) et (D-E)} : M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{Ps l^2 BC}{8} = \frac{4.615 \times 3.6^2}{8} = 7.47 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée (C-D)} : M_0^{CD} = \frac{Ps l^2 CD}{8} = \frac{4.615 \times 3.1^2}{8} = 5.54 \text{ Kn.m}$$

- Moment en appuis :A l'ELU :

$$\text{*Appuis de rive : } M_A = M_F = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = -3.82 \text{ Kn.m}$$

*Appuis intermédiaires :

$$\bullet M_B = M_E = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \text{max} (12.75 ; 10.32)$$

$$M_B = M_E = -6.37 \text{ Kn.m}$$

$$\bullet M_C = M_D = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \text{max} (10.32 ; 7.65)$$

$$M_C = M_D = -4.12 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$\text{*Appuis de rive : } M_A = M_F = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = -2.76 \text{ Kn.m}$$

*Appuis intermédiaires :

$$\bullet M_B = M_E = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \text{max} (9.23 ; 7.47)$$

$$M_B = M_E = -4.61 \text{ Kn.m}$$

- $M_C = M_D = -0.4 \times \text{Max}(M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0.4 \times \max(7.47; 5.54)$

$$M_C = M_D = -2.98 \text{ Kn.m}$$

- Moments en travées :

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.6+1.5} = 0.211 \quad \Leftrightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.263 \end{cases}$$

A l'ELU :

***Travée de rive :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

***Travée (A-B) et (E-F) :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq (1.063 \times 12.75) - 5.09 = 8.46 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 12.75 = 8.05 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = M_{tEF} = \max(8.46; 8.05) = 8.46 \text{ Kn.m}$$

***Travée intermédiaire :**

$$\begin{cases} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max(1.05M_0; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0 \end{cases}$$

***Travée (B-C) et (D-E) :**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq (1.063 \times 10.31) - 5.24 = 5.72 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.063}{2} \times 10.31 = 5.47 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = M_{tDE} = \max(5.72; 5.47) = 5.72 \text{ Kn.m}$$

***Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq (1.063 \times 7.65) - 4.12 = 4.01 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.063}{2} \times 7.65 = 4.06 \end{cases}$$

$$M_{tCD} = \max(4.01; 4.06) = 4.06 \text{ Kn.m}$$

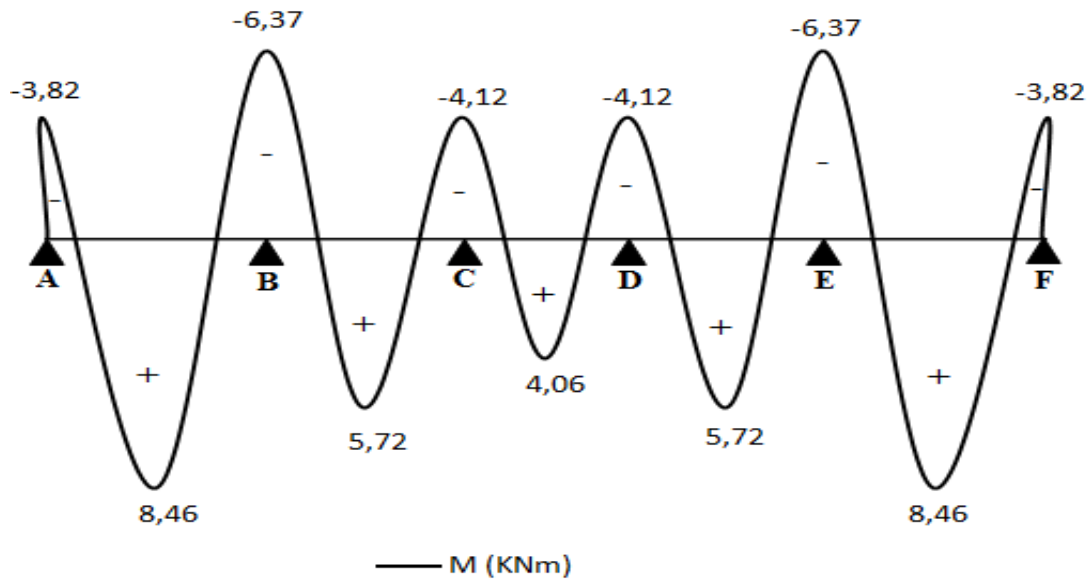


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS:***Travée de rive :*****Travée (A-B) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1.063 \times 9.23) - 3.68 = 6.15 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 9.23 = 5.82 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tEF} = \max(6.15 ; 5.82) = \mathbf{6.15 \text{ Kn.m}}$$

Travée intermédiaire :**Travée (B-C) et (D-E) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq (1.063 \times 7.47) - 3.79 = 4.15 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.063}{2} \times 7.47 = 3.97 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = M_{tDE} = \max(4.15 ; 3.97) = \mathbf{4.15 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tCD} \geq (1.063 \times 5.54) - 2.98 = 2.9 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.063}{2} \times 5.54 = 2.94 \end{array} \right.$$

$$M_{tCD} = \max(2.9 ; 2.94) = \mathbf{2.94 \text{ Kn.m}}$$

- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

***Travée (A-B) :**

$$V_A = \frac{6.376 \times 4}{2} = 12.75 \text{ Kn}$$

$$V_B = -1.1V_A = -14.02 \text{ Kn}$$

***Travée (B-C) :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.6}{2} = 12.62 \text{ Kn}$$

$$V_C = -1.1V_B = -13.88 \text{ Kn}$$

***Travée (C-D) :**

$$V_C = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.1}{2} = 10.87 \text{ Kn}$$

$$V_D = -1.1V_C = -11.95 \text{ Kn}$$

***Travée (D-E) :**

$$V_D = 1.1 \times \frac{6.376 \times 3.6}{2} = 12.62 \text{ Kn}$$

$$V_E = -1.1V_D = -13.88 \text{ Kn}$$

***Travée (E-F) :**

$$V_E = 1.1 \times \frac{6.376 \times 4}{2} = 14.02 \text{ Kn}$$

$$V_F = -\frac{6.376 \times 4}{2} = -12.75 \text{ Kn}$$

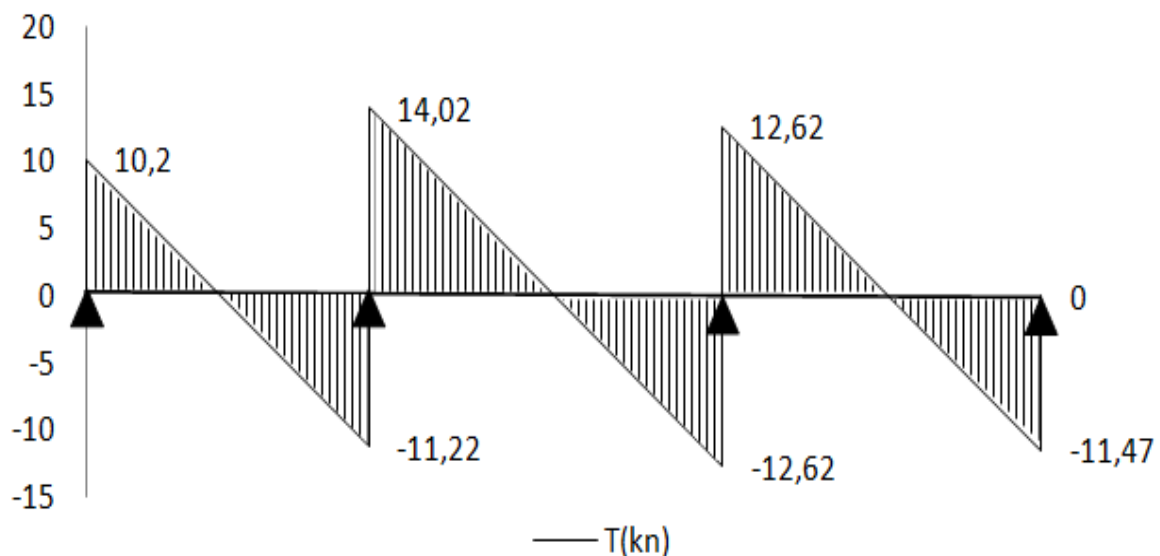
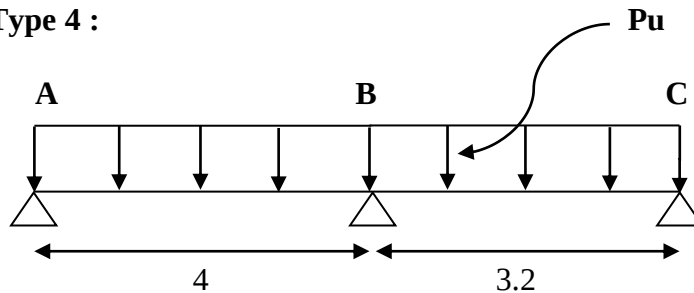


Diagramme de l'effort tranchant.

✓ Type 4 :

- Moment isostatique :A l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2_{AB}}{8} = \frac{6.376 \times 4^2}{8} = 12.752 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_u l^2_{BC}}{8} = \frac{6.376 \times 3.2^2}{8} = 8.161 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_s l^2_{AB}}{8} = \frac{4.615 \times 4^2}{8} = 9.23 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_s l^2_{BC}}{8} = \frac{4.615 \times 3.2^2}{8} = 5.907 \text{ Kn.m}$$

- Moment en appuis :*Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.3 M_0$.

$$\text{ELU : } M_A = -0.3 \times 12.752 = -3.825 \text{ Kn.m}$$

$$M_C = -0.3 \times 8.161 = -2.448 \text{ Kn.m}$$

$$\text{ELS : } M_A = -0.3 \times 9.23 = -2.769 \text{ Kn.m}$$

$$M_C = -0.3 \times 5.907 = -1.772 \text{ Kn.m}$$

- Appuis intermédiaires :A l'ELU :

$$M_B = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 12.752 = -7.651 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$M_B = -0.6 \max(M_0^{AB}, M_0^{BC}) = -0.6 \times 9.23 = -5.538 \text{ Kn.m}$$

- Moments en travées :Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1.5}{5.6+1.5} = 0.211 \quad \Leftrightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.263 \end{cases}$$

A l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \quad \dots\dots \text{Pour une travée de rive.} \end{array} \right.$$

***Travée (A-B):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 1.05 \times 12.752 - \frac{7.651 + 3.825}{2} = 7.651 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 12.752 = 8.052 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = \max(7.651; 8.052) = \mathbf{8.052 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (B-C):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tBC} \geq 1.05 \times 8.161 - \frac{7.651 + 2.448}{2} = 3.52 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.263}{2} \times 8.161 = 5.153 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = \max(3.52; 5.153) = \mathbf{5.153 \text{ Kn.m}}$$

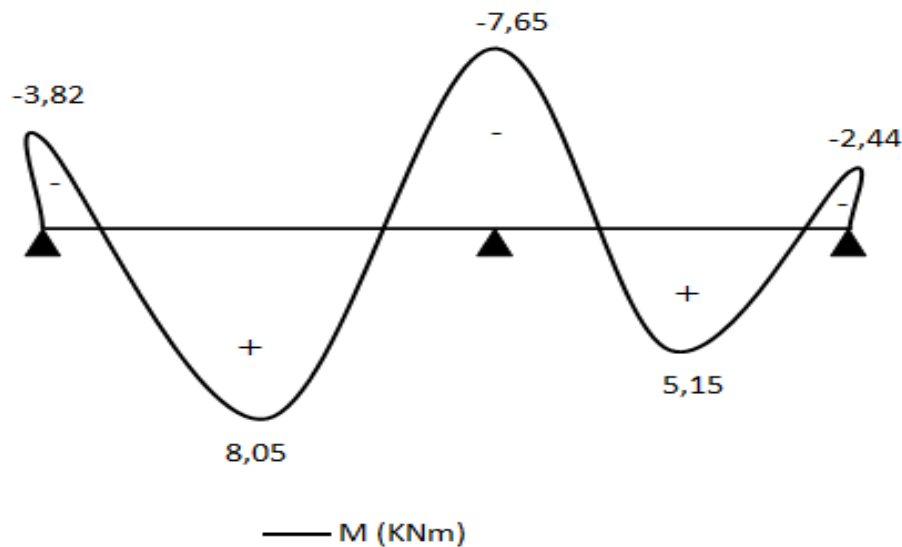


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A l'ELS :***Travée (A-B):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq 1.05 \times 9.23 - \frac{5.538 + 2.769}{2} = 5.538 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.263}{2} \times 9.23 = 5.828 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = \max(5.538; 5.828) = \mathbf{5.828 \text{ Kn.m}}$$

*Travée (B-C):

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 5.907 - \frac{5.538+1.772}{2} = 2.547 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.263}{2} \times 5.907 = 3.730 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = \max(2.547; 3.730) = 3.730 \text{ Kn.m}$$

- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{6.376 \times 4}{2} = 12.752 \text{ Kn} \\ V_B = -1.15 \times 12.752 = -14.664 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{6.376 \times 3.2}{2} = 11.731 \text{ Kn} \\ V_C = -\frac{6.376 \times 3.2}{2} = -10.201 \text{ Kn} \end{cases}$$

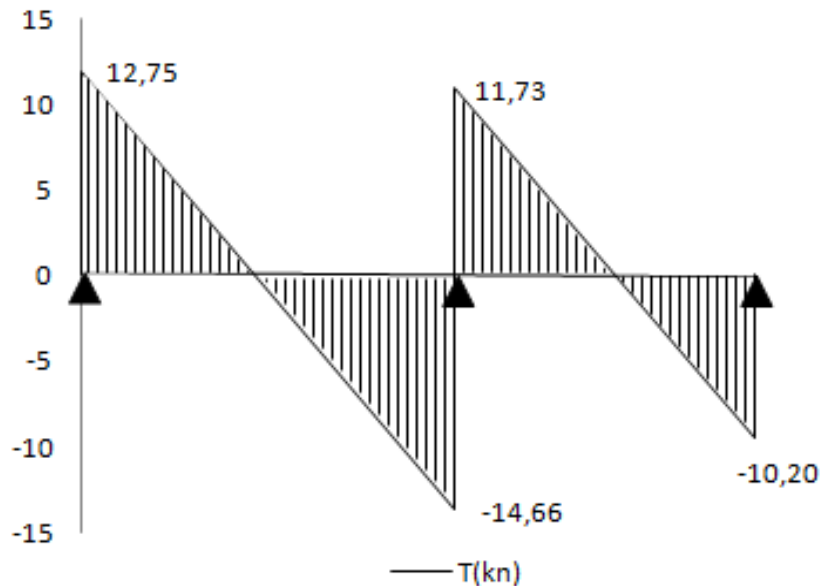
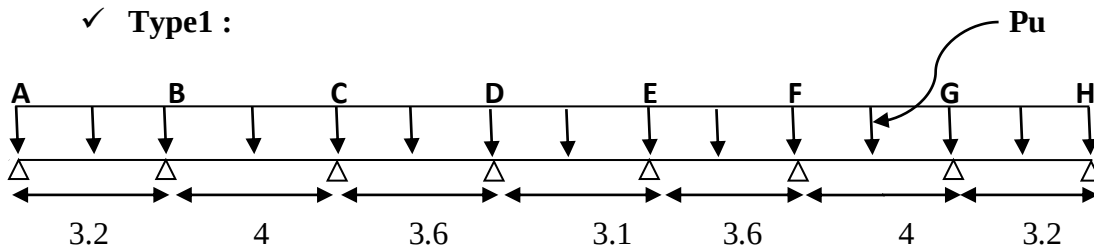


Diagramme de l'effort tranchant.

➤ Etage commercial :

✓ Type1 :



- Moment isostatique :

A l'ELU :

$$\text{Travée (A-B) et (G-H)} : M_0^{AB} = M_0^{GH} = \frac{Pu l^2 AB}{8} = \frac{7.351 \times 3.2^2}{8} = \mathbf{9.4 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (B-C) et (F-G)} : M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{Pu l^2 BC}{8} = \frac{7.351 \times 4^2}{8} = \mathbf{14.7 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (C-D) et (E-F)} : M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{Pu l^2 CD}{8} = \frac{7.351 \times 3.6^2}{8} = \mathbf{11.9 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (D-E)} : M_0^{DE} = \frac{Pu l^2 DE}{8} = \frac{7.351 \times 3.1^2}{8} = \mathbf{8.83 \text{ Kn.m}}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée (A-B) et (G-H)} : M_0^{AB} = M_0^{GH} = \frac{Ps l^2 AB}{8} = \frac{5.265 \times 3.2^2}{8} = \mathbf{6.74 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (B-C) et (F-G)} : M_0^{BC} = M_0^{FG} = \frac{Ps l^2 BC}{8} = \frac{5.265 \times 4^2}{8} = \mathbf{10.53 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (C-D) et (E-F)} : M_0^{CD} = M_0^{EF} = \frac{Ps l^2 CD}{8} = \frac{5.265 \times 3.6^2}{8} = \mathbf{8.52 \text{ Kn.m}}$$

$$\text{Travée (D-E)} : M_0^{DE} = \frac{Ps l^2 DE}{8} = \frac{5.265 \times 3.1^2}{8} = \mathbf{6.32 \text{ Kn.m}}$$

- Moment en appuis :

A l'ELU :

$$\text{*Appuis de rive} : M_A = M_H = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = \mathbf{-2.82 \text{ Kn.m}}$$

*Appuis intermédiaires :

$$\bullet M_B = M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.5 \times \text{max} (9.4; 14.7)$$

$$M_B = M_G = \mathbf{-7.35 \text{ Kn.m}}$$

$$\bullet M_C = M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0.4 \times \text{max} (14.7; 11.9)$$

$$M_C = M_F = \mathbf{-5.88 \text{ Kn.m}}$$

- $M_D = M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -0.4 \times \max (11.9; 8.83)$

$$M_D = M_E = - 4.76 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS:

***Appuis de rive :** $M_A = M_H = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = - 2.02 \text{ Kn.m}$

***Appuis intermédiaires :**

- $M_B = M_G = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = -0.5 \times \max (6.74; 10.53)$

$$M_B = M_G = - 5.26 \text{ Kn.m}$$

- $M_C = M_F = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = -0.4 \times \max (10.53; 8.52)$

$$M_C = M_F = - 4.21 \text{ Kn.m}$$

- $M_D = M_E = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{CD}; M_0^{DE}) = -0.4 \times \max (8.52; 6.32)$

$$M_D = M_E = - 3.4 \text{ Kn.m}$$

- Moments en travées :

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.6+2.5} = 0.308 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.092 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.292 \end{cases}$$

A l'ELU :

***Travée de rive :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

***Travée (A-B) et (G-H) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} \geq (1.092 \times 9.4) - 5.08 = 5.18 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.292}{2} \times 9.4 = 6.07 \end{array} \right.$$

$$M_{tAB} = M_{tGH} = \max (5.18 ; 6.07) = 6.07 \text{ Kn.m}$$

***Travée intermédiaire :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{Mg+Md}{2} \geq \max (1.05M_0 ; (1 + 0.3\alpha) M_0) \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \end{array} \right.$$

***Travée (B-C) et (F-G) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IBC} \geq (1.092 \times 14.7) - 6.61 = 9.44 \\ M_{IBC} \geq \frac{1.092}{2} \times 14.7 = 8.08 \end{array} \right.$$

$$M_{IBC} = M_{IFG} = \max(9.44 ; 8.08) = \mathbf{9.44 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} \geq (1.092 \times 11.9) - 5.32 = 7.67 \\ M_{ICD} \geq \frac{1.092}{2} \times 11.9 = 6.49 \end{array} \right.$$

$$M_{ICD} = M_{IEF} = \max(7.67 ; 6.49) = \mathbf{7.67 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (D-E):**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IDE} \geq (1.092 \times 8.83) - 4.76 = 4.88 \\ M_{IDE} \geq \frac{1.092}{2} \times 8.83 = 4.82 \end{array} \right.$$

$$M_{IDE} = \max(4.88; 4.82) = \mathbf{4.83 \text{ Kn.m}}$$

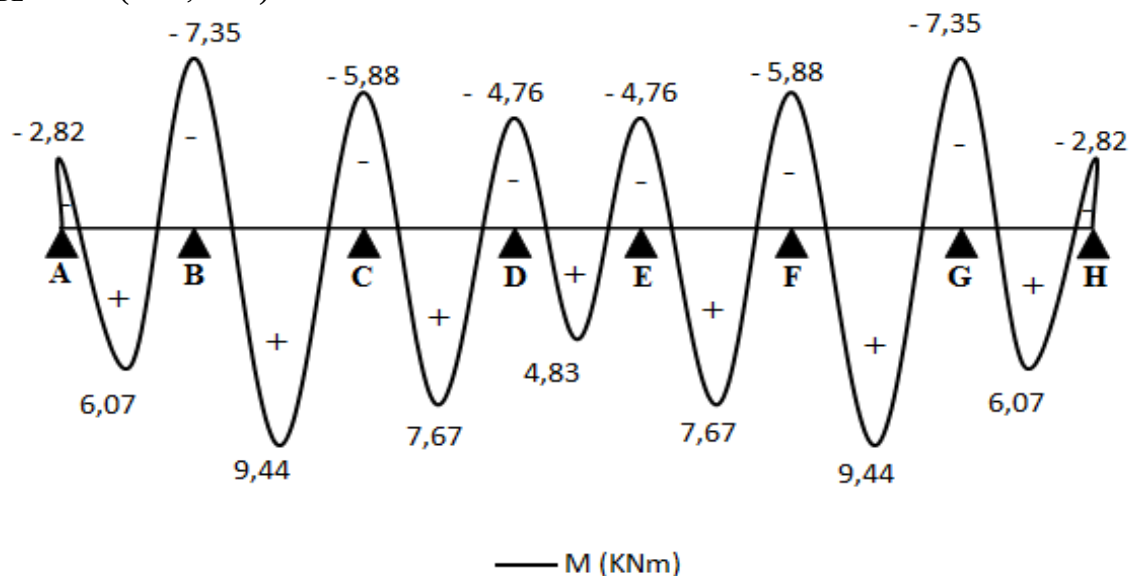


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS:

***Travée de rive :**

***Travée (A-B) et (G-H) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IAB} \geq (1.092 \times 6.74) - 3.64 = 3.72 \\ M_{IAB} \geq \frac{1.292}{2} \times 6.74 = 4.35 \end{array} \right.$$

$$M_{IAB} = M_{IGH} = \max(3.72 ; 4.35) = \mathbf{4.35 \text{ Kn.m}}$$

***Travée intermédiaire :**

***Travée (B-C) et (F-G) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IBC} \geq (1.092 \times 10.53) - 4.73 = 6.76 \\ M_{IBC} \geq \frac{1.092}{2} \times 10.53 = 5.74 \end{array} \right.$$

$$M_{IBC} = M_{IFG} = \max(6.76 ; 5.74) = \mathbf{6.76 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} \geq (1.092 \times 8.52) - 3.8 = 5.5 \\ M_{ICD} \geq \frac{1.092}{2} \times 8.52 = 4.65 \end{array} \right.$$

$$M_{ICD} = M_{IEF} = \max(5.5 ; 4.65) = \mathbf{5.5 \text{ Kn.m}}$$

Travée (D-E):

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IDE} \geq (1.092 \times 6.32) - 3.4 = 3.5 \\ M_{IDE} \geq \frac{1.092}{2} \times 6.32 = 3.45 \end{array} \right.$$

$$M_{IDE} = \max(3.5 ; 3.45) = \mathbf{3.5 \text{ Kn.m}}$$

- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

***Travée (A-B) :**

$$V_A = \frac{7.351 \times 3.2}{2} = \mathbf{11.76 \text{ Kn}}$$

$$V_B = -1.1V_A = \mathbf{- 12.93 \text{ Kn}}$$

***Travée (B-C) :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{7.351 \times 4}{2} = \mathbf{16.17 \text{ Kn}}$$

$$V_C = -1.1V_B = \mathbf{- 17.78 \text{ Kn}}$$

Travée (C-D) :

$$V_C = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.6}{2} = \mathbf{14.55 \text{ Kn}}$$

$$V_D = -1.1V_C = \mathbf{- 16.01 \text{ Kn}}$$

***Travée (D-E) :**

$$V_D = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.1}{2} = \mathbf{12.53 \text{ Kn}}$$

$$V_E = V_H = -1.1V_D = \mathbf{- 13.78 \text{ Kn}}$$

***Travée (E-F) :**

$$V_E = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.6}{2} = \mathbf{14.55 \text{ Kn}}$$

$$V_F = -1.1V_E = \mathbf{- 16.01 \text{ Kn}}$$

***Travée (F-G) :**

$$V_F = 1.1 \times \frac{7.351 \times 4}{2} = \mathbf{16.17 \text{ Kn}}$$

$$V_G = -1.1V_F = \mathbf{- 17.78 \text{ Kn}}$$

*Travée (G-H) :

$$V_G = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.2}{2} = 12.93 \text{ Kn}$$

$$V_H = - \frac{7.351 \times 3.2}{2} = -11.76 \text{ Kn}$$

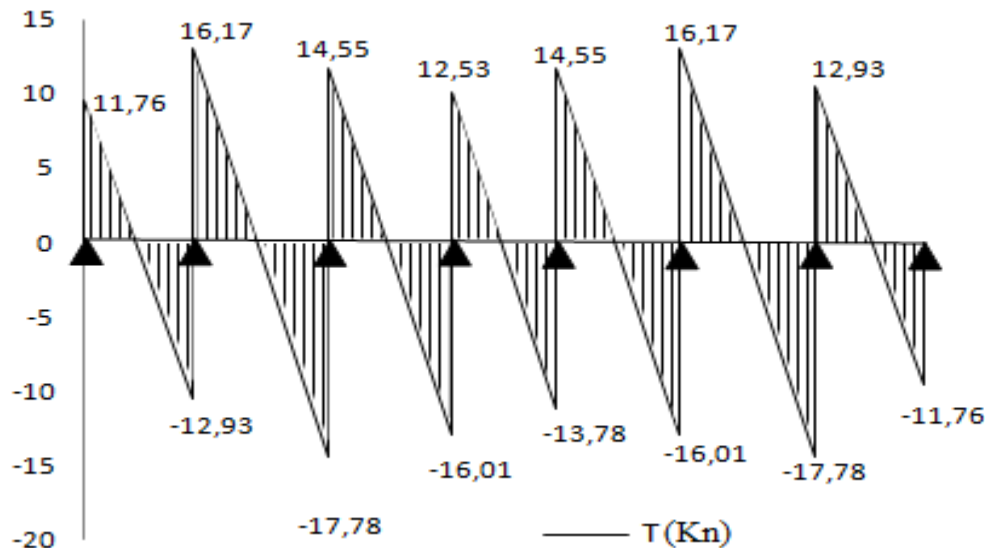
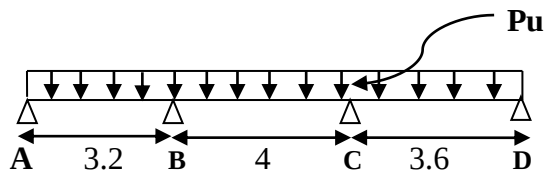


Diagramme de l'effort tranchant.

✓ Type 2 :



- Moment isostatique :

A l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2 AB}{8} = \frac{7.351 \times 3.2^2}{8} = 9.409 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_u l^2 BC}{8} = \frac{7.351 \times 4^2}{8} = 14.709 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{P_u l^2 CD}{8} = \frac{7.351 \times 3.6^2}{8} = 11.908 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_s l^2 AB}{8} = \frac{5.265 \times 3.2^2}{8} = 6.739 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_s l^2 BC}{8} = \frac{5.265 \times 4^2}{8} = 10.53 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée C-D : } M_0^{CD} = \frac{P_s l^2 CD}{8} = \frac{5.265 \times 3.6^2}{8} = 8.524 \text{ Kn.m}$$

- Moment en appuis :

***Appuis de rive :** $M_A = M_D = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.3 M_0$.

ELU : $M_A = - 0.3 \times 9.409 = - 2.822 \text{ Kn.m}$

$M_D = - 0.3 \times 11.908 = - 3.572 \text{ Kn.m}$

ELS : $M_A = - 0.3 \times 6.739 = - 2.021 \text{ Kn.m}$

$M_D = - 0.3 \times 8.524 = - 2.557 \text{ Kn.m}$

***Appuis intermédiaires :**

A l'ELU:

$M_B = -0.5 \max (M_{AB}^0, M_{BC}^0) = -0.5 \times 14.702 = -7.351 \text{ Kn.m}$

$M_C = -0.5 \max (M_{BC}^0, M_{CD}^0) = -0.5 \times 14.702 = -7.351 \text{ Kn.m}$

A l'ELS:

$M_B = -0.5 \max (M_{AB}^0, M_{BC}^0) = -0.5 \times 10.53 = - 5.265 \text{ Kn.m}$

$M_C = -0.5 \max (M_{BC}^0, M_{CD}^0) = -0.5 \times 10.53 = - 5.265 \text{ Kn.m}$

- Moments en travées :

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.6+2.5} = 0.308 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.092 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.292 \end{cases}$$

A l'ELU :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max((1 + 0.3\alpha)M_0; 1.05M_0) \\ M_t \geq \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \quad \text{..... Pour une travée de rive.} \end{array} \right.$$

***Travée A-B (travée de rive) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 9.409 - \frac{7.351+2.822}{2} = 4.792 \\ M_t \geq \frac{1.292}{2} \times 9.409 = 6.078 \end{array} \right.$$

$M_{tAB} = \max (4.792; 6.078) = 6.078 \text{ Kn.m}$

***Travée B-C (travée intermédiaire) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t \geq 1.05 \times 14.709 - 7.351 = 8.093 \\ M_t \geq \frac{1.0924}{2} \times 14.709 = 8.034 \end{array} \right.$$

$$M_{tBC} = \max(8.093; 8.034) = 8.093 \text{ Kn.m}$$

***Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 11.908 - \frac{7.351+3.572}{2} = 7.041 \\ M_t \geq \frac{1.292}{2} \times 11.908 = 7.692 \end{cases}$$

$$M_{tCD} = \max(7.041; 7.692) = 7.692 \text{ Kn.m}$$

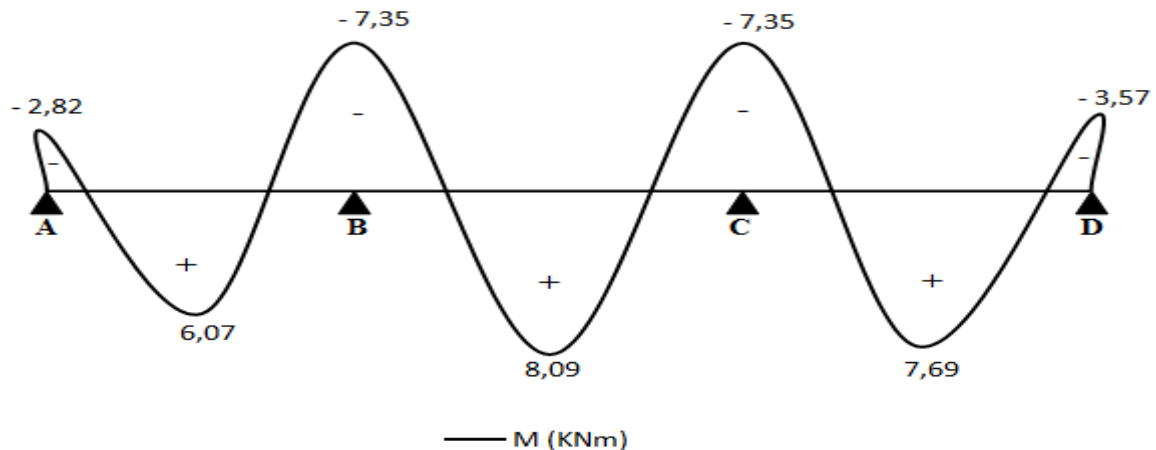


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A l'ELU:

***Travée (A-B) :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 6.739 - \frac{5.265+2.021}{2} = 3.432 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.292}{2} \times 6.739 = 4.353 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = \max(3.432; 4.353) = 4.353 \text{ Kn.m}$$

***Travée (B-C) :**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 10.53 - 5.265 = 5.791 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.0924}{2} \times 10.53 = 5.751 \end{cases}$$

$$M_{tBC} = \max(5.791; 5.751) = 5.791 \text{ Kn.m}$$

***Travée (C-D) :**

$$\begin{cases} M_{tCD} \geq 1.05 \times 8.524 - \frac{5.265+2.557}{2} = 5.039 \\ M_{tCD} \geq \frac{1.292}{2} \times 8.524 = 5.506 \end{cases}$$

$$M_{tCD} = \max(5.039; 5.506) = 5.506 \text{ Kn.m}$$

- Les efforts tranchants :

A l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } \begin{cases} V_A = \frac{7.351 \times 3.2}{2} = 11.761 \text{ Kn} \\ V_B = -1.1 \times 11.761 = -12.93 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C : } \begin{cases} V_B = 1.1 \times \frac{7.351 \times 4}{2} = 16.172 \text{ Kn} \\ V_C = -1.1 \times \frac{7.351 \times 3.6}{2} = -14.554 \text{ Kn} \end{cases}$$

$$\text{Travée C-D : } \begin{cases} V_C = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.6}{2} = 14.554 \text{ Kn} \\ V_D = -\frac{7.351 \times 3.6}{2} = -13.231 \text{ Kn} \end{cases}$$

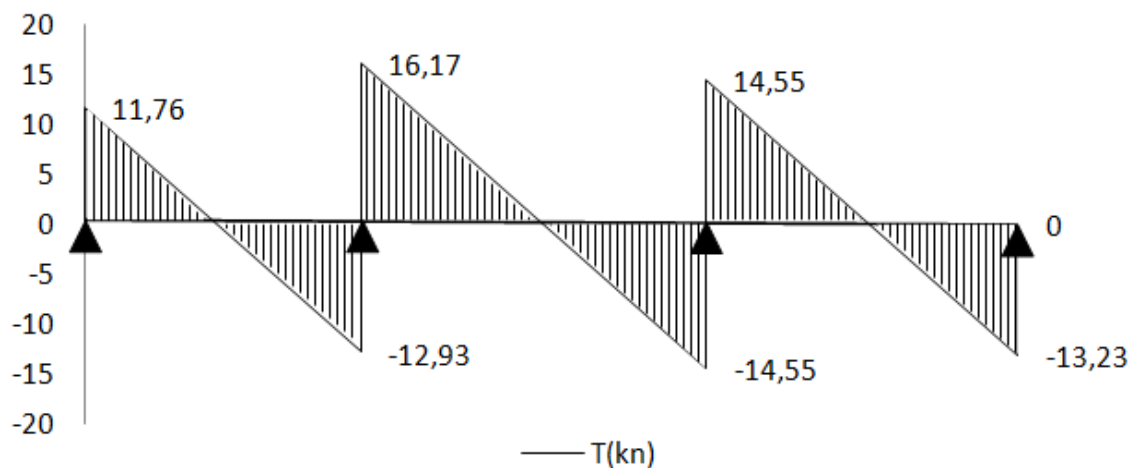
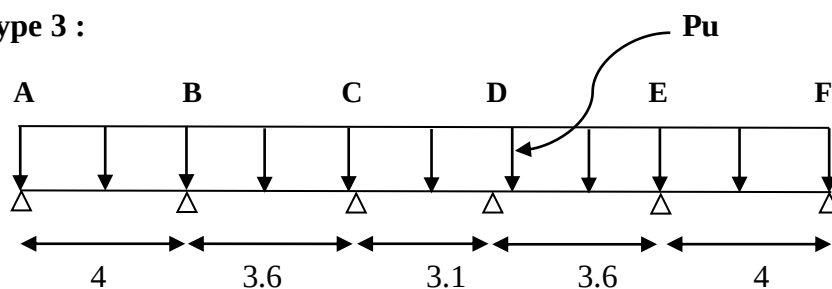


Diagramme de l'effort tranchant.

✓ Type 3 :



- Moment isostatique :

A l'ELU :

$$\text{Travée (A-B) et (E-F) : } M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{Pu l^2_{AB}}{8} = \frac{7.351 \times 4^2}{8} = 14.7 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée (B-C) et (D-E) : } M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{Pu l^2_{BC}}{8} = \frac{7.351 \times 3.6^2}{8} = 11.91 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée (C-D) : } M_0^{CD} = \frac{Pu l^2_{CD}}{8} = \frac{7.351 \times 3.1^2}{8} = 8.83 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

Travée (A-B) et (E-F) : $M_0^{AB} = M_0^{EF} = \frac{P_s l^2 AB}{8} = \frac{5.265 \times 4^2}{8} = \mathbf{10.53Kn.m}$

Travée (B-C) et (D-E) : $M_0^{BC} = M_0^{DE} = \frac{P_s l^2 BC}{8} = \frac{5.265 \times 3.6^2}{8} = \mathbf{8.52Kn.m}$

Travée (C-D) : $M_0^{CD} = \frac{P_s l^2 CD}{8} = \frac{5.265 \times 3.1^2}{8} = \mathbf{6.32Kn.m}$

- Moment en appuis :

A l'ELU :

***Appuis de rive :** $M_A = M_F = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = \mathbf{-4.41Kn.m}$

***Appuis intermédiaires :**

• $M_B = M_E = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \text{max} (14.7; 11.91)$

$M_B = M_E = \mathbf{-7.35Kn.m}$

• $M_C = M_D = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \text{max} (11.91; 8.83)$

$M_C = M_D = \mathbf{-4.76Kn.m}$

A l'ELS:

***Appuis de rive :** $M_A = M_F = -0.3M_0^{AB} = -0.3M_0^{GH} = \mathbf{-3.16Kn.m}$

***Appuis intermédiaires :**

• $M_B = M_E = -0.5 \times \text{Max} (M_0^{AB} ; M_0^{BC}) = -0.5 \times \text{max} (10.53; 8.52)$

$M_B = M_E = \mathbf{-5.26Kn.m}$

• $M_C = M_D = -0.4 \times \text{Max} (M_0^{BC} ; M_0^{CD}) = -0.4 \times \text{max} (8.52 ; 6.32)$

$M_C = M_D = \mathbf{-3.4Kn.m}$

- Moments en travées :

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.6+2.5} = \mathbf{0.308} \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = \mathbf{1.092} \\ 1.2 + 0.3\alpha = \mathbf{1.292} \end{cases}$$

A l'ELU :

***Travée de rive (A-B) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{tAB} + \frac{M_A + M_B}{2} \geq \text{max} (1.05M_0^{AB} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{AB}) \\ M_{tAB} \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0^{AB} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IAB} \geq (1.092 \times 14.7) - 5.88 = 10.17 \\ M_{IAB} \geq \frac{1.292}{2} \times 14.7 = 9.49 \end{array} \right.$$

$$M_{IAB} = M_{IEF} = \max(10.17 ; 9.49) = \mathbf{10.17 \text{ Kn.m}}$$

***Travée intermédiaire :**

***Travée (B-C) et (D-E) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IBC} + \frac{MB+MC}{2} \geq \max(1.05M_0^{BC} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{BC}) \\ M_{IBC} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{BC} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IBC} \geq (1.092 \times 11.91) - 6.05 = 6.95 \\ M_{IBC} \geq \frac{1.092}{2} \times 11.91 = 6.5 \end{array} \right.$$

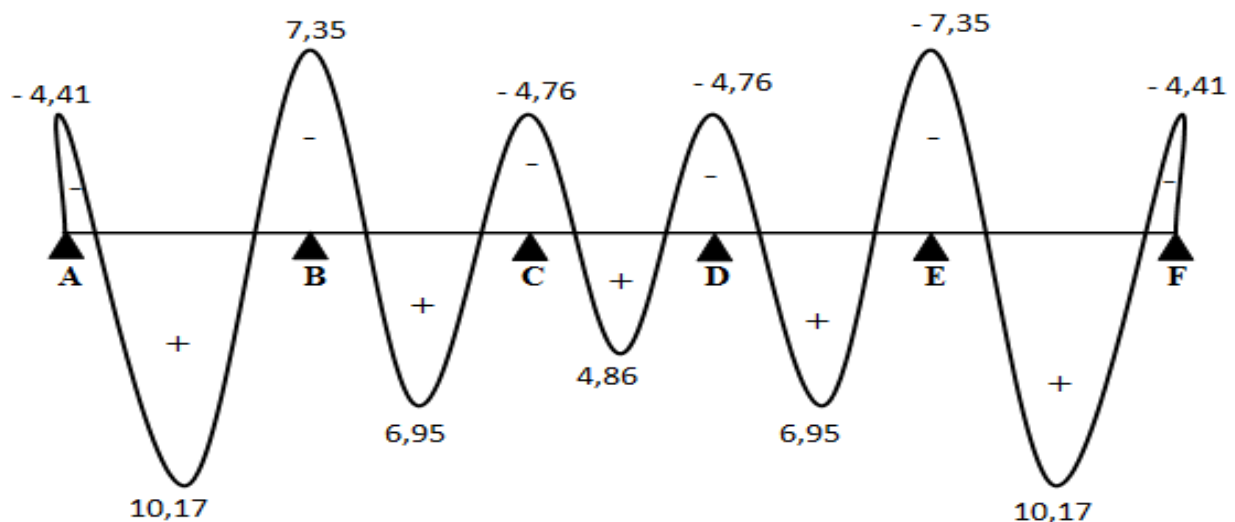
$$M_{IBC} = M_{IDE} = \max(6.95 ; 6.5) = \mathbf{6.95 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} + \frac{MC+MD}{2} \geq \max(1.05M_0^{CD} ; (1 + 0.3\alpha) M_0^{CD}) \\ M_{ICD} \geq \frac{1+0.3\alpha}{2} M_0^{CD} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} \geq (1.092 \times 8.83) - 4.96 = 4.88 \\ M_{ICD} \geq \frac{1.092}{2} \times 8.83 = 4.82 \end{array} \right.$$

$$M_{ICD} = \max(4.88 ; 4.82) = \mathbf{4.88 \text{ Kn.m}}$$



— M (KNm)

Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS:

***Travée de rive :**

***Travée (A-B) et (E-F) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IAB} \geq (1.092 \times 10.53) - 4.21 = 7.29 \\ M_{IAB} \geq \frac{1.292}{2} \times 10.53 = 6.8 \end{array} \right.$$

$$M_{IAB} = M_{IEF} = \max(7.29 ; 6.8) = \mathbf{7.29 \text{ Kn.m}}$$

***Travée intermédiaire :**

***Travée (B-C) et (D-E) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{IBC} \geq (1.092 \times 8.52) - 4.33 = 4.97 \\ M_{IBC} \geq \frac{1.092}{2} \times 8.52 = 4.65 \end{array} \right.$$

$$M_{IBC} = M_{IDE} = \max(4.97 ; 4.65) = \mathbf{4.97 \text{ Kn.m}}$$

***Travée (C-D) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{ICD} \geq (1.092 \times 6.32) - 3.4 = 3.5 \\ M_{ICD} \geq \frac{1.092}{2} \times 6.32 = 3.45 \end{array} \right.$$

$$M_{ICD} = \max(3.5 ; 3.45) = \mathbf{3.5 \text{ Kn.m}}$$

- Les efforts tranchants :

A L'ELU :

***Travée (A-B) :**

$$V_A = \frac{7.351 \times 4}{2} = \mathbf{14.7 \text{ Kn}}$$

$$V_B = -1.1V_A = \mathbf{-16.17 \text{ Kn}}$$

***Travée (B-C) :**

$$V_B = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.6}{2} = \mathbf{14.55 \text{ Kn}}$$

$$V_C = -1.1V_B = \mathbf{-16.01 \text{ Kn}}$$

***Travée (C-D):**

$$V_C = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.1}{2} = \mathbf{12.53 \text{ Kn}}$$

$$V_D = -1.1V_C = \mathbf{-13.78 \text{ Kn}}$$

***Travée (D-E) :**

$$V_D = 1.1 \times \frac{7.351 \times 3.6}{2} = \mathbf{14.55 \text{ Kn}}$$

$$V_E = -1.1V_D = \mathbf{-16.01 \text{ Kn}}$$

***Travée (E-F) :**

$$V_E = 1.1 \times \frac{7.351 \times 4}{2} = \mathbf{16.17 \text{ Kn}}$$

$$V_F = -\frac{7.351 \times 4}{2} = \mathbf{-14.7 \text{ Kn}}$$

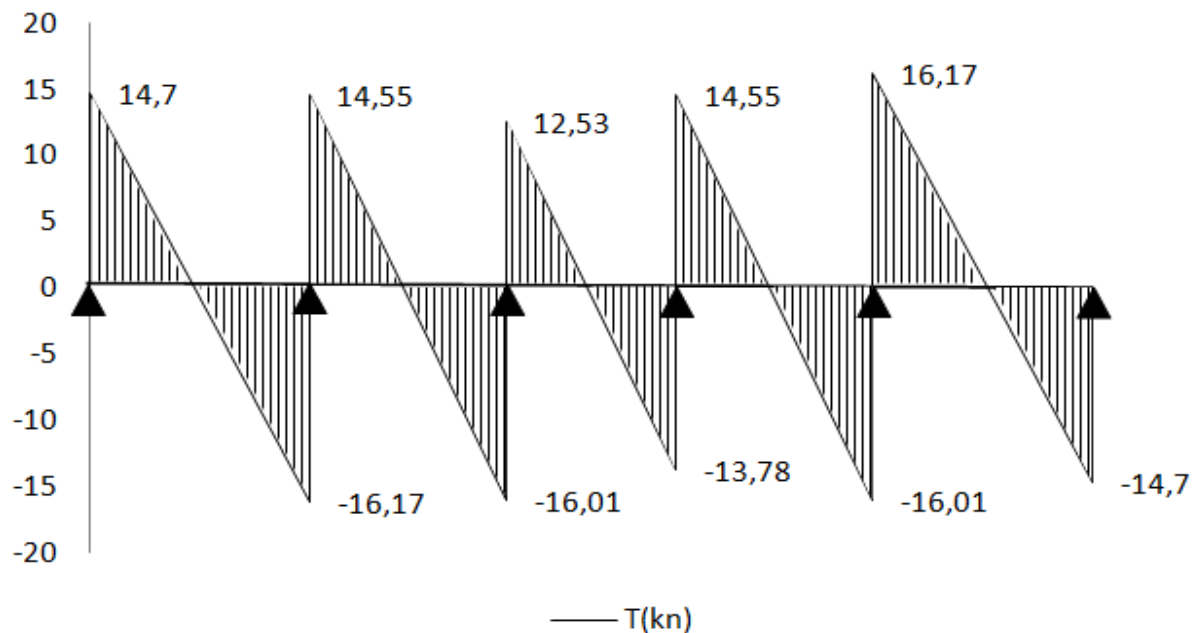
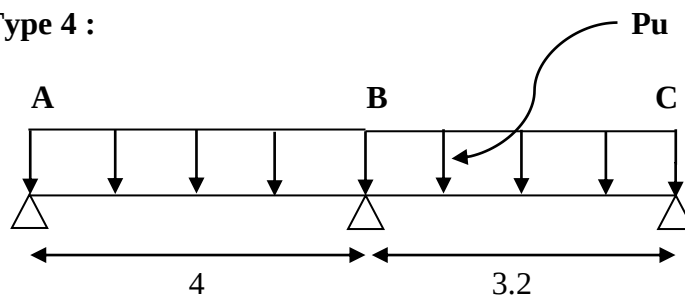


Diagramme de l'effort tranchant.

✓ Type 4 :

- Moment isostatique :A l'ELU :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_u l^2 AB}{8} = \frac{7.351 \times 4^2}{8} = 14.702 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_u l^2 BC}{8} = \frac{7.351 \times 3.2^2}{8} = 9.409 \text{ Kn.m}$$

A l'ELS :

$$\text{Travée A-B : } M_0^{AB} = \frac{P_s l^2 AB}{8} = \frac{5.265 \times 4^2}{8} = 10.53 \text{ Kn.m}$$

$$\text{Travée B-C : } M_0^{BC} = \frac{P_s l^2 BC}{8} = \frac{5.265 \times 3.2^2}{8} = 6.739 \text{ Kn.m}$$

- Moment en appuis :*Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.3 M_0$.

$$\text{ELU : } M_A = -0.3 \times 14.702 = -4.41 \text{ Kn.m}$$

$$M_C = -0.3 \times 9.409 = -2.822 \text{ Kn.m}$$

ELS : $M_A = -0.3 \times 10.53 = -3.159 \text{ Kn.m}$

$M_C = -0.3 \times 6.739 = -2.021 \text{ Kn.m}$

***Appuis intermédiaires :**

A l'ELU:

$M_B = -0.6 \max (M_{AB}^0, M_{BC}^0) = -0.6 \times 14.702 = -8.821 \text{ Kn.m}$

A l'ELS:

$M_B = -0.6 \max (M_{AB}^0, M_{BC}^0) = -0.6 \times 10.53 = -6.318 \text{ Kn.m}$

- Moments en travées :

Calcul du rapport des charges α :

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{2.5}{5.6+2.5} = 0.308 \quad \Leftrightarrow \quad \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.092 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.292 \end{cases}$$

A l'ELU :

***Travée (A-B):**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 14.702 - \frac{8.821+4.41}{2} = 8.822 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.292}{2} \times 14.702 = 9.497 \end{cases}$$

$M_{tAB} = \max (8.822; 9.497) = 9.497 \text{ Kn.m}$

***Travée (B-C):**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 9.409 - \frac{8.821+2.822}{2} = 4.057 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.292}{2} \times 9.409 = 6.078 \end{cases}$$

$M_{tBC} = \max (4.057; 6.078) = 6.078 \text{ Kn.m}$

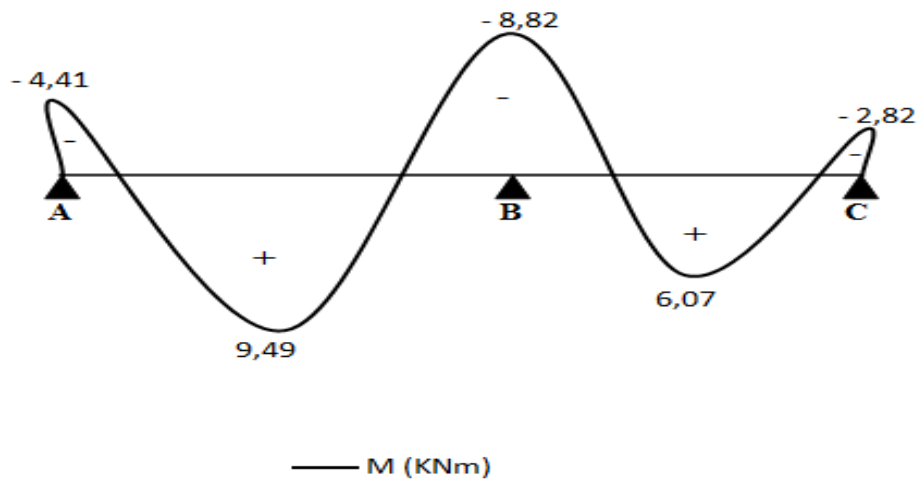


Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

A L'ELS:

***Travée (A-B) :**

$$\begin{cases} M_{tAB} \geq 1.05 \times 10.53 - \frac{6.318+3.159}{2} = 6.318 \\ M_{tAB} \geq \frac{1.292}{2} \times 10.53 = 6.802 \end{cases}$$

$$M_{tAB} = \max (6.318; 6.802) = \mathbf{6.318 \text{ KN.m}}$$

***Travée (B-C) :**

$$\begin{cases} M_{tBC} \geq 1.05 \times 6.739 - \frac{6.318+2.021}{2} = 2.906 \\ M_{tBC} \geq \frac{1.292}{2} \times 6.739 = 4.353 \end{cases}$$

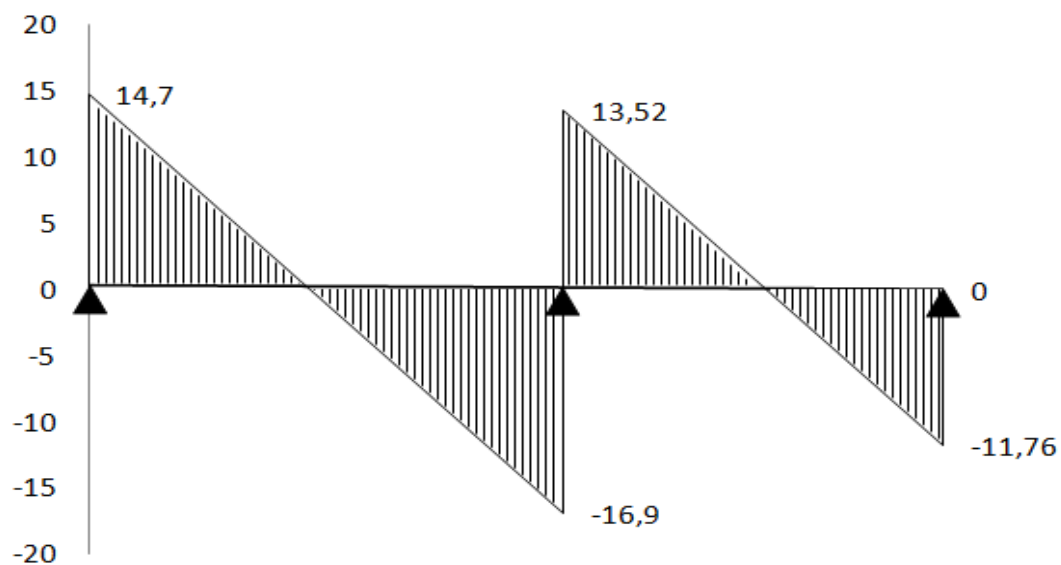
$$M_{tBC} = \max (2.906; 4.353) = \mathbf{4.353 \text{ Kn.m}}$$

- Les efforts tranchants :

A L'ELU:

$$\text{*Travée (A-B) : } \begin{cases} V_A = \frac{7.351 \times 4}{2} = \mathbf{14.702 \text{ Kn}} \\ V_B = -1.15 \times 14.702 = \mathbf{-16.907 \text{ Kn}} \end{cases}$$

$$\text{*Travée (B-C) : } \begin{cases} V_B = 1.15 \times \frac{7.351 \times 3.2}{2} = \mathbf{13.525 \text{ Kn}} \\ V_C = -\frac{7.351 \times 3.2}{2} = \mathbf{-11.761 \text{ Kn}} \end{cases}$$



— T(kn)

Diagramme de l'effort tranchant.

III-2-3) Plancher terrasse :**III-2-3-1) Le ferrailage a l'ELU :**

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal dans ces trois cas :

Les Cas	Les moments d'appuis (Kn.m)	Les moments de travée (Kn.m)	L'effort tranchant (Kn)
Type1	5.96	7.15	14.42
Type3	5.96	7.75	13.11
Type4	7.15	7.41	13.708
Les moments maximaux	7.15	7.75	14.42

2-2-1-1) Armatures longitudinales :

- **Caractéristiques géométriques de la section de calcul :**

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression)

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher)

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure)

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression)

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieurs)

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée)

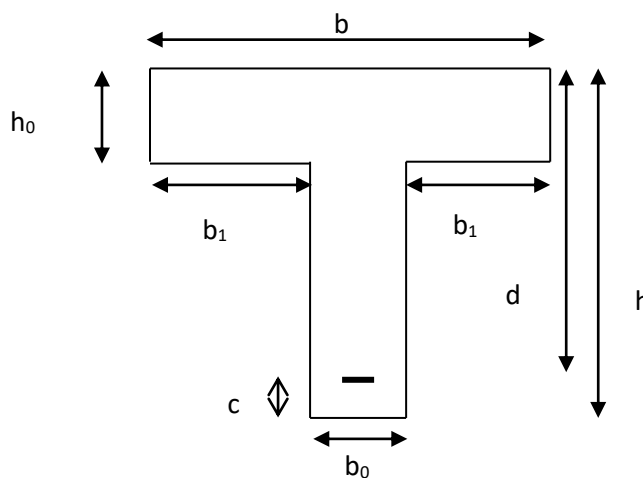


**Fig. III-2-6 : Section de calcul de la poutrelle après
Coulage de la dalle de compression (Section en T).**

***En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) = 59.072 \text{ KN.m}$$

$M_t^{\max} = 7.75 \text{ KN.m} < M_0 = 59.072 \text{ KN.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

- **Calcul des armatures longitudinales :**

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7.75}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.026 < 0.392 \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.987 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

-Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{7.75 \times 10^5}{0.987 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.25 \text{ cm}^2$$

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

- **Aux appuis :**

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$M_{a \max} = 7.15 \text{ KN.m}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

$$d' = 18 \text{ cm}$$

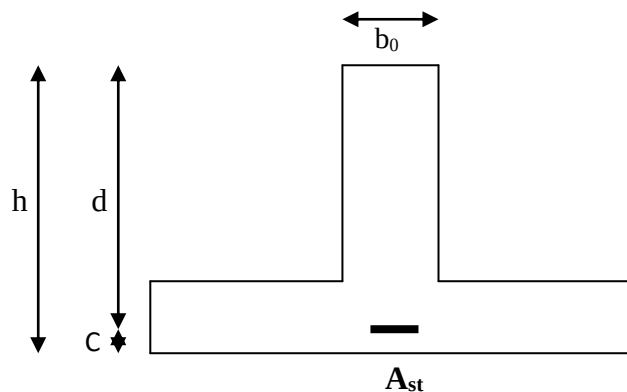


Fig. III-2-7

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

- **Moment réduit :**

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d'^2 \times f_{bu}} = \frac{7.15}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.128$$

$$\mu = 0.128 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.128 \rightarrow \beta = 0.931$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d' \times f_{su}} = \frac{7.15 \times 10^5}{0.931 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.22 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

III-2-3-1-2) Armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_1; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10} \right) ; \quad \phi_t \leq \min \{ 10 \text{ mm} ; 5.71 ; 12 \text{ mm} \}$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **L'espace entre les cadres :**

$$St \leq \min (St_1, St_2)$$

$$St_1 \leq \min (0.9d; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm} \quad St_2 \leq \frac{A_t}{0.4} \times \frac{f_e}{b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.42 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{ 16.2 ; 27.42 \} = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St = 15 \text{ cm}$$

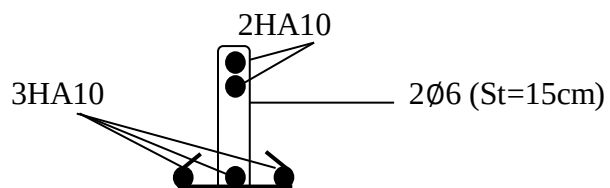
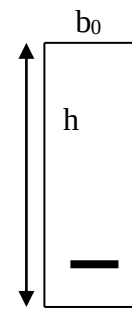


Fig.III-2-9 : Schéma de ferrailage de la poutelle



Ast
Fig. III-2-8

III-2-3-2) Les vérifications a l'ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

***En travée :** $A_s = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

***Aux appuis :** $A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{\max}}{b_0 d} = \frac{14.42 \times 10}{12 \times 18} = 0.66 < 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} < \tau_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

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

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 1 = 6.28 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{14.42 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.42 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = 1.42 < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm}$$

Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.2)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0.4Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

• **Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :**

• **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 \times 2 \times b \times Z_b} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{BAEL91 modifié 99 : Art -A.5.3.2})$$

$$\text{Avec : } Z_b = 0.9 d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u(b-b_0)}{h_0 \times 2 \times b \times Z_b} = \frac{14.42 \times 10^3 (650 - 120)}{40 \times 2 \times 650 \times 162} = 0.907 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.907 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux niveaux des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 14.42 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.48 \text{ MPa}$$

$$1.48 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art :5.1.3) :**

Appuis de rive :

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{\text{st ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{14.42 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.414 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{st}} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.414 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

III-2-3-3) Vérifications à l'ELS :

- **Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

Les valeurs des efforts internes sont représentées sur le tableau suivant :

Les Cas	Les moments d'appuis (Kn.m)	Les moments de travée (Kn.m)
Type1	4.34	5.214
Type3	4.34	5.64
Type4	5.21	5.4
Les moments maximaux	5.21	5.64

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

Les vérifications qui leurs sont relatives sont :

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3HA10 = 2.35\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.0879 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15 \times (1 - 0.432)} = 0.0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.64 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 155.76\text{MPa} < 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0507 \times 155.76 = 7.89 < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2 \phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = \frac{0.372}{15 \times (1 - 0.372)} = 0.0394$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{5.21 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 210.45 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0394 \times 210.45 = 8.291 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/- Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions $\rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable

$$\rightarrow \overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

$$\sigma_{st} = 210.45 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c/- Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de BAEL (A.6.5.2) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 400 \text{ cm (longueur entre axe d'appuis)}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{370} = 0.05 < \frac{1}{16} \dots \dots \dots (1) \quad \text{condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots \dots \dots (2)$$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (MPa).....(3)
- $L < 8.00\text{m}$(4)

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{Fv}} < \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm.}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa.}$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \nu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n=15$).

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre.

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01088$$

$$Y_1 = \frac{(b \times h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \times A_{st} \times d}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.35}$$

$$Y_1 = 7.09 \text{ cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12.91 \text{ cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.09^3 + 12.91^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.53 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 19900.644 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right)\rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right)0.01088} = 1.5115$$

$$\nu = \max \left[0, 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01088 \times 233.40 + 2.1} \right] = 0.118$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 19900.644}{1 + 0.118 \times 1.5115}$$

$$I_{fv} = 18577.31 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{5.64 \times 10^5 (400)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^2 \times 18577.31}$$

$$f = 0.448 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

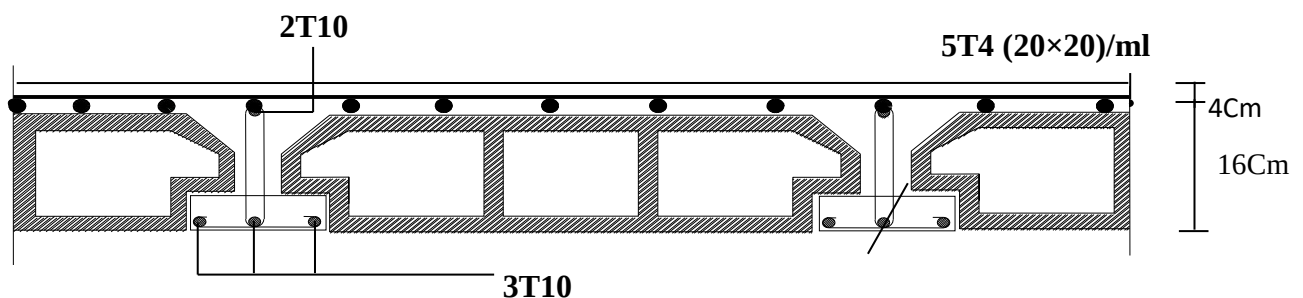


Fig. III-2-10: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III-2-4) Plancher étage courant :

III-2-4-1) Le ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal dans ces quatre cas :

Les Cas	Les moments d'appuis (Kn.m)	Les moments de travée (Kn.m)	L'effort tranchant (Kn)
Type 1	6.37	8.68	15.42
Type 2	6.37	7.013	14.027
Type 3	6.37	8.46	14.02
Type 4	7.65	8.05	14.664

Les moments maximaux	7.65	8.68	15.42

III-2-4-1-1) Armatures longitudinales :

-Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

$b = 65\text{cm}$ (largeur de la table de compression).

$h = 20\text{cm}$ (hauteur total de plancher).

$b_0 = 12\text{cm}$ (largeur de la nervure).

$h_0 = 4\text{cm}$ (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieurs).

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

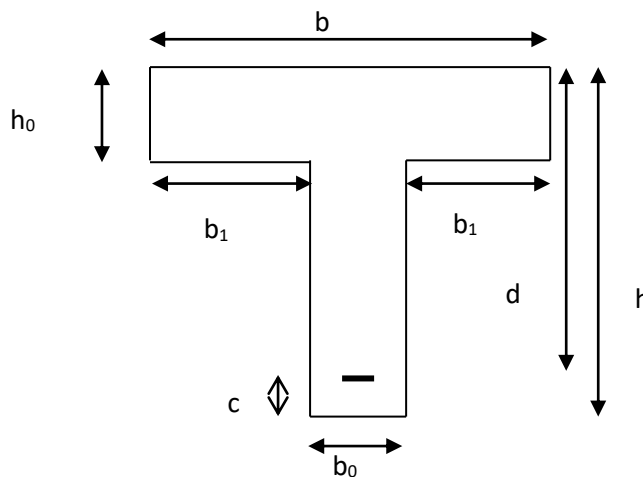


Fig. III-2-11 : Section de calcul de la poutrelle après Coulage de la dalle de compression (Section en T).

• En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

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

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times (0.18 - \frac{0.04}{2}) = 59.072 \text{ Kn.m}$$

$$M_t^{\max} = 8.68 \text{ Kn.m} < M_0 = 59.072 \text{ Kn.m}$$

Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

Calcul des armatures longitudinales :

• **En travée :**

$$\mu = \frac{M_t^{\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{8.68}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.030 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.026 \rightarrow \beta = 0.985 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

- Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{8.68 \times 10^5}{0.985 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.40 \text{ cm}^2$$

On adopte **Ast = 3HA10 = 2.35cm²**

• **Aux appuis :**

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$M_a^{\max} = 7.65 \text{ KN.m}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

$$d' = 18 \text{ cm}$$

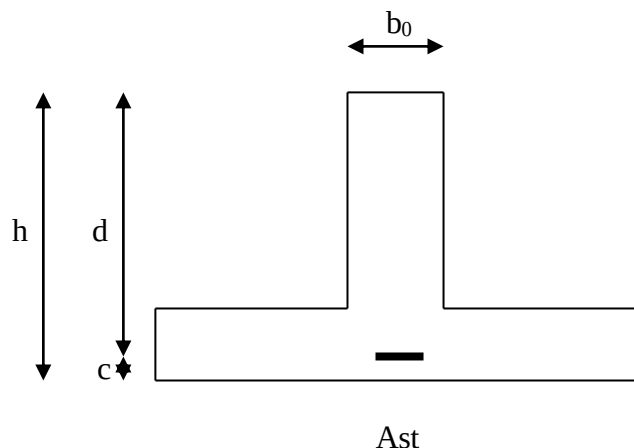
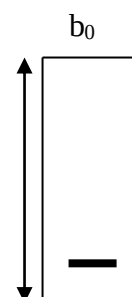


Fig. III-2-12

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :



$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d'^2 \times f_{bu}} = \frac{7.65}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.138 \quad h$$

$$\mu = 0.138 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction.

Ast

Fig. III-2-13

$$\mu = 0.138 \rightarrow \beta = 0.925$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d' \times f_{su}} = \frac{7.65 \times 10^5}{0.925 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.32 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \{10\text{mm}; 5.71; 12\text{mm}\}$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6\text{mm}$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2\text{HA}6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement entre les cadres :**

$$St \leq \min (St_1, St_2)$$

$$St_1 \leq \min (0.9d ; 40\text{cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t}{0.4} \times \frac{f_e}{b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.42 \text{ cm}$$

$$St \leq \min \{16.2 ; 27.42\} = 16.2 \text{ cm}$$

Soit **St = 15cm**

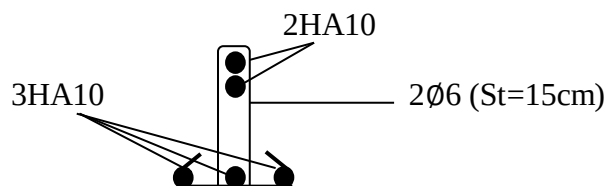


Fig.III-2-14 : Schéma de ferrailage de la poutrelle

III-2-4-2) Les vérifications à ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée $A_s = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis $A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 \times d} = \frac{15.42 \times 10}{12 \times 18} = 0.713 < 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence**

$$\tau_{se} < \tau_{se} = \Psi \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \phi = 2 \times 3.14 \times 1 = 6.28 \text{ cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{15.42 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.51 \text{ MPa}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \quad \tau_{se} = 1.51 < \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Ancrage des armatures (longueur de scellement) : pour**

La longueur de l'ancrage droit nécessaire :

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{avec: } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\phi \times fe}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.2)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0.4Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$Lc = 0.4 \times Ls = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

• **Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :**

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times (b - b_0)}{h_0 \times 2 \times b \times Z_b} \leq \overline{\tau_u} \quad \text{(BAEL91 modifié 99 : Art -A.5.3.2)}$$

$$\text{Avec : } Z_b = 0.9 d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times (b - b_0)}{h_0 \times 2 \times b \times Z_b} = \frac{15.42 \times 10^3 (650 - 120)}{40 \times 2 \times 650 \times 162} = 0.970 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 0.970 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Au niveau des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 15.42 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.58 \text{ MPa}$$

$$1.58 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art : 5.1.3) :**

- **Appuis de rive :**

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ ancrée}} \geq \frac{V_u^{\max}}{f_{su}} = \frac{15.42 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.443 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.443 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

III-2-4-3) Vérification à l'ELS :

- **Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :**

Les valeurs des efforts internes sont représentées sur le tableau suivant :

Les Cas	Les moments d'appuis (Kn.m)	Les moments de travée (Kn.m)
Type 1	4.6	5.56
Type 2	6.615	5.791
Type 3	4.61	6.15
Type 4	5.538	5.828
Les moments maximaux	6.615	6.15

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

- **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi_{10} = 2.35\text{cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.0879 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = \frac{0.432}{15 \times (1 - 0.432)} = 0.0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.15 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 176.23\text{MPa} < 348\text{MPa} \dots \dots \dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0507 \times 155.76 = 8.93 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2HA10 = 1.57\text{cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = \frac{0.372}{15 \times (1 - 0.372)} = 0.0394$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.615 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 267.21 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0394 \times 267.21 = 10.53 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions $\rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable

$$\overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$$

• **En travée :**

$$\sigma_{st} = 267.21 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c/ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (A.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 400 \text{ cm (longueur entre axe d'appuis).}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \text{ condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (2)$$

- $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (MPa).....(3)
- $L < 8.00\text{m}$(4)

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} < \bar{f} \quad \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm}.$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87 \text{ MPa}.$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \nu \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n=15$).

$$\nu = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

$$Y_1 : \text{Position de l'axe neutre : } Y_1 = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01088$$

$$Y_1 = \frac{(b \times h_0) h_0 / 2 + (h - h_0) b_0 [(h - h_0) / 2 + h_0] + n \times A_{st} \times d}{(b \times h_0) + (h - h_0) \times b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4) / 2 + (20 - 4) \times 12 \times [(20 - 4) / 2 + 4] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.35}$$

$$Y_1 = 7.09\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12.91\text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.09^3 + 12.91^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.53 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 19900.644\text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.01088} = 1.5115$$

$$\nu = \max \left[0, 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01088 \times 233.40 + 2.1} \right] = 0.118$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 19900.644}{1 + 0.118 \times 1.5115} \quad I_{fv} = 18577.31 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} \quad f = \frac{6.15 \times 10^5 (400)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^2 \times 18577.31}$$

$f = 0.49 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

III-2-5) Plancher étage commercial :

III-2-5-1) Ferrailage a l'ELU :

Le ferrailage se fera en considérant le moment maximal dans ces quatre cas :

Les Cas	Les moments d'appuis (Kn.m)	Les moments de travée (Kn.m)	L'effort tranchant (Kn)
Type 1	7.35	9.44	17.78
Type 2	7.35	8.09	16.17
Type 3	7.35	10.17	16.17
Type 4	8.82	9.49	16.90
Les moments maximaux	8.82	10.17	17.78

III-2-5-1-1) Armatures longitudinales :

- Caractéristiques géométriques de la section de calcul :

b = 65cm (largeur de la table de compression).

h = 20cm (hauteur total de plancher).

b₀ = 12cm (largeur de la nervure).

h₀ = 4cm (épaisseur de la table de compression).

$c = 2\text{cm}$ (enrobage des armatures inférieures).

$d = 18\text{cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

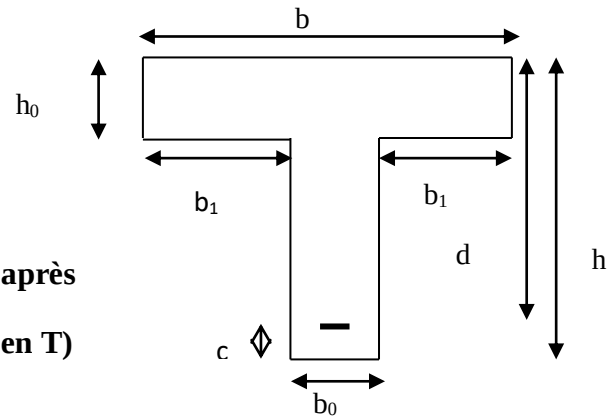


**Fig. III-2-15 : Section de calcul de la poutrelle après
Coulage de la dalle de compression. (Section en T)**

- **En travée :**

Le moment équilibré par la table de compression :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

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

$$f_{su} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \quad ; \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.072 \text{ Kn.m}$$

$M_t^{\max} = 10.17 \text{ Kn.m} < M_0 = 59.072 \text{ Kn.m} \rightarrow$ Donc l'axe neutre se situe dans la table de compression, le béton tendu est négligé, la section en T se calcule exactement comme une poutre rectangulaire de largeur "b" et de hauteur "h".

- Calcul des armatures longitudinales :

- **En travée :**

$$\mu = \frac{M_{t\max}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.17}{0.65 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.0341 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (\text{Asc} = 0).$$

$$\mu = 0.0341 \rightarrow \beta = 0.983 \text{ (du tableau de BAEL)}$$

- Les armatures nécessaires (traction) :

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{10.17 \times 10^5}{0.983 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.65 \text{ cm}^2$$

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

- **Aux appuis :**

Les moments aux appuis sont négatifs, donc on renverse la section en T et on considère les moments positifs.

$$M_{a \max} = 8.82 \text{ KN.m}$$

$$b_0 = 12 \text{ cm}$$

$$c = 2 \text{ cm}$$

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

$$d' = 18 \text{ cm}$$

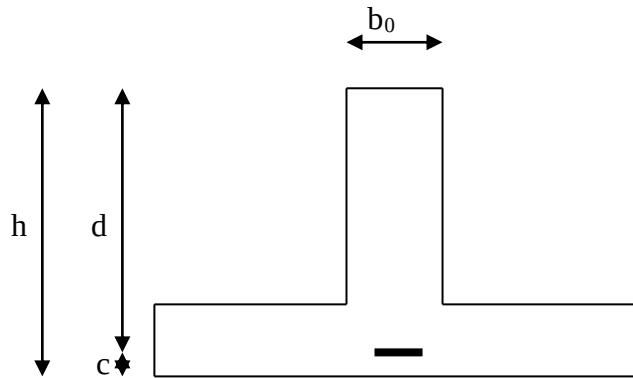


Fig. III-2-16 Ast

Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

-Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 \times d'^2 \times f_{bu}} = \frac{8.82}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.158$$

$$\mu = 0.158 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.158 \rightarrow \beta = 0.914$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \times d' \times f_{su}} = \frac{8.82 \times 10^5}{0.914 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.54 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_{st} = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

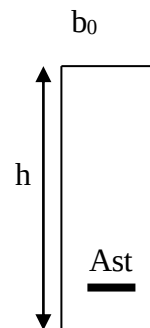


Fig. III-2-17

III-2-5-1-2) Armatures transversales :

- **Diamètre des aciers transversaux (RPA99/2003-Art :7-2-2) :**

Il faut vérifier que :

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

$$\phi_t \leq \min \{10 \text{ mm}; 5.71; 12 \text{ mm}\}$$

On adopte un diamètre $\phi_t = 6 \text{ mm}$

- **La section des armatures transversales :**

$$A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$$

- **L'espacement entre les cadres :**

$$St \leq \min (St_1, St_2)$$

$$St_1 \leq \min (0.9d; 40\text{cm}) = 16.2\text{cm}$$

$$St_2 \leq \frac{At}{0.4} \times \frac{fe}{b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12} = 27.42\text{cm}$$

$$St \leq \min \{16.2; 27.42\} = 16.2\text{cm}$$

Soit **St = 15cm**

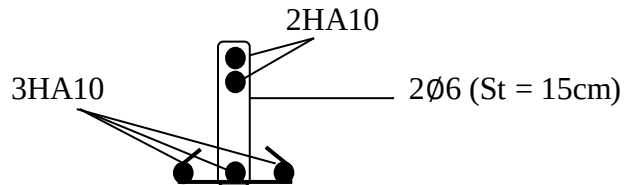


Fig.III-2-18 : Schéma de ferrailage de la poutrelle.

III-2-5-2) Les vérifications a ELU :

- **Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{fe} = \frac{0.23 \times 12 \times 18 \times 2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

En travée $As = 2.35\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

Aux appuis $As = 1.57\text{cm}^2 > 0.26\text{cm}^2$ **Condition vérifiée.**

- **Vérification au cisaillement :**

Fissuration peu préjudiciable :

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5\text{MPa} \right\} = \min \{3.33\text{MPa}; 5\text{MPa}\} = 3.33\text{MPa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u^{max}}{b_0 d} = \frac{17.78 \times 10}{12 \times 18} = 0.823 < 3.33 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

- **Vérification de la contrainte d'adhérence :**

$$\tau_{se} < \tau_{se} = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9d \sum U_i}$$

$\sum u_i$: Somme des périmètres ultimes des barres d'appuis.

$$\sum u_i = n \times \pi \times \varphi = 2 \times \pi \times 1 = 6.28\text{cm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{17.78 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 62.8} = 1.74\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.1 = 3.15\text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.74 < \overline{\tau_{se}} = 3.15\text{MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

• **Ancrage des armatures (longueur de scellement) :**

Elle correspond à la longueur d'acier ancrée dans le béton pour que l'effort de traction ou de compression demandée à la barre puisse être mobilisé.

$$\text{Avec: } \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1 \times 400}{4 \times 2.835} = 35.27 \text{ cm.}$$

Les règles de **BAEL 91 (A.6.1.2)** admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne terminée par un crochet normal est assuré lorsque la portée ancrée mesurée hors crochet « Lc » est au moins égale à 0.4Ls pour les aciers H.A.

Donc :

$$L_c = 0.4L_s = 0.4 \times 35.27 = 14.10 \text{ cm.}$$

• **Vérification des contraintes tangentielles (cisaillement) :**

- **Au niveau de la liaison hourdis/âme :**

$$\tau_u = \frac{V_u \times (b - b_0)}{h_0 \times 2 \times b \times Z_b} \leq \overline{\tau_u} \quad (\text{BAEL91 modifié99: Art -A.5.3.2})$$

$$\text{Avec: } Z_b = 0.9d = 0.9 \times 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times (b - b_0)}{h_0 \times 2 \times b \times Z_b} = \frac{17.78 \times 10^3 (650 - 120)}{40 \times 2 \times 650 \times 162} = 1.11 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right\} = \{3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\tau_u = 1.11 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Aux niveaux des appuis :**

$$\tau_u = \frac{2 \times V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \overline{\tau_u} = \frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{0.8 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{2 \times 17.78 \cdot 10^3}{120 \times 0.9 \times 180} = 1.82 \text{ MPa}$$

$$1.82 \text{ MPa} < 13.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Justification des sections d'appuis vis-à-vis de l'effort tranchant (BAEL99-Art :5.1.3) :**

Appuis de rive :

Pour équilibrer l'effort tranchant sur l'appui on doit prolonger les armatures inférieures au delà du bord de l'appui, cette section d'armature doit vérifier la condition suivante :

$$A_{st \text{ ancrée}} \geq \frac{V_u^{max}}{f_{su}} = \frac{17.78 \times 10^3}{348 \times 10^2} = 0.51 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 2.35 \text{ cm}^2 > 0.51 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{OK.}$$

Donc on peut prolonger les armatures inférieures qu'on a déjà calculées.

III-2-5-3) Vérification à l'ELS :

- Moment de flexion et effort tranchant à l'ELS :

Les valeurs des efforts internes sont représentées sur le tableau suivant :

Les Cas	Les moments d'appuis (Kn.m)	Les moments de travée (Kn.m)
Type 1	5.26	6.76
Type 2	5.26	5.79
Type 3	5.26	7.29
Type 4	6.318	6.31
Les moments maximaux	6.318	7.29

Les états limites de service sont définis compte tenu des exploitations et de la durabilité de la construction.

a/-Etat limite de résistance de béton en compression :

La contrainte de compression dans le béton :

$$\sigma_{bc} = \sigma_s \times k$$

• **En travée :**

La section d'armatures adoptée à l'ELU en travée est $A_s = 3\phi_{10} = 2.35 \text{ cm}^2$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 18} = 1.0879 \rightarrow \beta_1 = 0.856 \rightarrow \alpha_1 = 0.432$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15(1-\alpha_1)} = \frac{0.432}{15(1-0.432)} = 0.0507$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{7.29 \times 10^6}{0.856 \times 180 \times 2.35 \times 10^2} = 201.33 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0507 \times 201.33 = 10.20 < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

La section d'armatures adoptée aux appuis :

$$A_s = 2\phi 10 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b_0 \times d} = \frac{100 \times 1.57}{12 \times 18} = 0.726 \rightarrow \beta_1 = 0.876 \rightarrow \alpha_1 = 0.372$$

$$K = \frac{\alpha_1}{15 \times (1 - \alpha_1)} = \frac{0.372}{15 \times (1 - 0.372)} = 0.0394$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{6.318 \times 10^6}{0.876 \times 180 \times 1.57 \times 10^2} = 255.21 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{OK}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0394 \times 255.21 = 10.05 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

b/ Etat limite d'ouverture des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_{st}}$$

Les poutrelles ne sont pas soumises à des agressions $\rightarrow$ Fissuration peu préjudiciable
 $\overline{\sigma_{st}} = f_e = 400 \text{ MPa}$

• **En travée :**

$$\sigma_{st} = 255.21 \text{ MPa} < f_e = 400 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

c/ Etat limite de déformation :

La flèche développée au niveau de la poutrelle doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et l'utilisation de la construction.

Les règles de **BAEL (A.6.5.2)** précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

$$L = 400 \text{ cm (longueur entre axe d'appuis).}$$

$$h = 20 \text{ cm (hauteur totale de la poutrelle).}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} \dots\dots\dots (1) \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

$$\bullet \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t^s}{M_0} \dots\dots\dots (2)$$

$$\bullet \quad \frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \text{ (MPa)} \dots\dots\dots (3)$$

- $L < 8.00\text{m}$ (4)

Vu que la première condition n'est pas vérifiée on doit procéder au calcul de la flèche.

$$f = \frac{M_t \times L^2}{10 \times E_v I_{fv}} < \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{400}{500} = 0.8\text{cm}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 \sqrt[3]{25} = 10818.87\text{MPa}.$$

I_{fv} : Inertie fictive de la section pour les charges de longue durée.

$$I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + v \times \lambda_v}$$

I_0 : Moment d'inertie total de la section homogène par rapport au CDG de la section avec ($n = 15$).

$$v = \max \left[0; 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \right]$$

Y_1 : Position de l'axe neutre :

$$Y_1 = \frac{\sum s_i \times y_i}{\sum s_i}$$

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2.35}{12 \times 18} = 0.01088$$

$$Y_1 = \frac{(b \times h_0)h_0/2 + (h-h_0)b_0[(h-h_0)/2 + h_0] + n \times A_{st} \times d}{(b \times h_0) + (h-h_0) \times b_0 + n A_{st}}$$

$$Y_1 = \frac{(65 \times 4)/2 + (20-4) \times 12 \times \left[\frac{(20-4)}{2} + 4 \right] + 15 \times 2.35 \times 18}{(65 \times 4) + (20-4) \times 12 + 15 \times 2.35} \quad Y_1 = 7.09\text{cm}$$

$$Y_2 = h - y_1 = 12.91\text{cm}$$

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

$$I_0 = \frac{12}{3} [7.09^3 + 12.91^3] + 4(65 - 12) \left[\frac{4^2}{12} + \left(7.09 - \frac{4}{2} \right)^2 \right] + 15 \times 2.53 \times (12.91 - 2)^2$$

$$I_0 = 19900.644\text{cm}^4$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b} \right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65} \right) \times 0.01088} = 1.5115$$

$$v = \max \left[0 ; 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.01088 \times 233.40 + 2.1} \right] = 0.118$$

$$\rightarrow I_{fv} = \frac{1.1 \times 19900.644}{1 + 0.118 \times 1.5115} ; \quad I_{fv} = 18577.31 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{M_t^s \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fv}}$$

$$f = \frac{7.29 \times 10^5 (400)^2}{10 \times 10818.88 \times 10^2 \times 18577.31}$$

$$f = 0.58 \text{ cm} < \bar{f} = 0.76 \text{ cm} \rightarrow \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

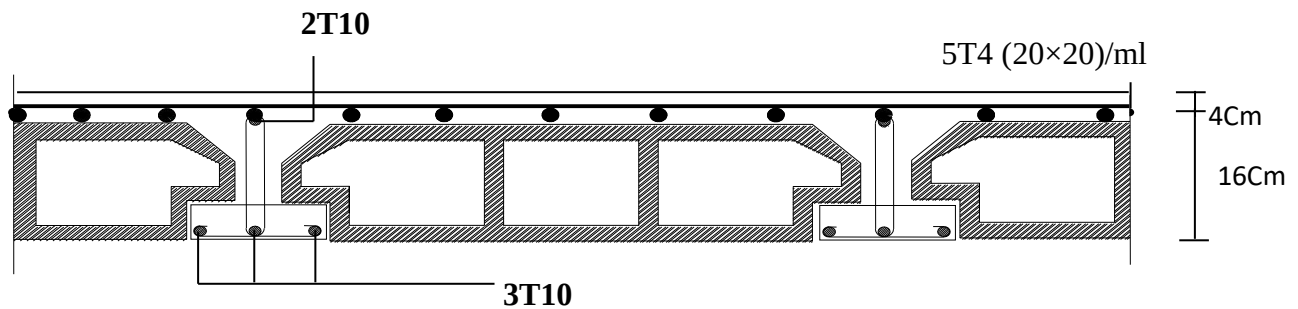


Fig. III-2-19: Plan de ferrailage du plancher en corps creux.

III-3) Calcul de la dalle pleine de la salle Machine :

III-3-1) Introduction :

Notre immeuble est muni de deux cages d'ascenseur, la vitesse d'entraînement $V=1\text{m/s}$, la surface de l'ascenseur est de $(2 \times 1.75 = 3.5\text{m}^2)$ pouvant charger huit personnes de 6.3 KN , la charge totale que transmet le système de levage avec la cabine chargé est de 9 tonnes.

$$P = 90\text{Kn.}$$

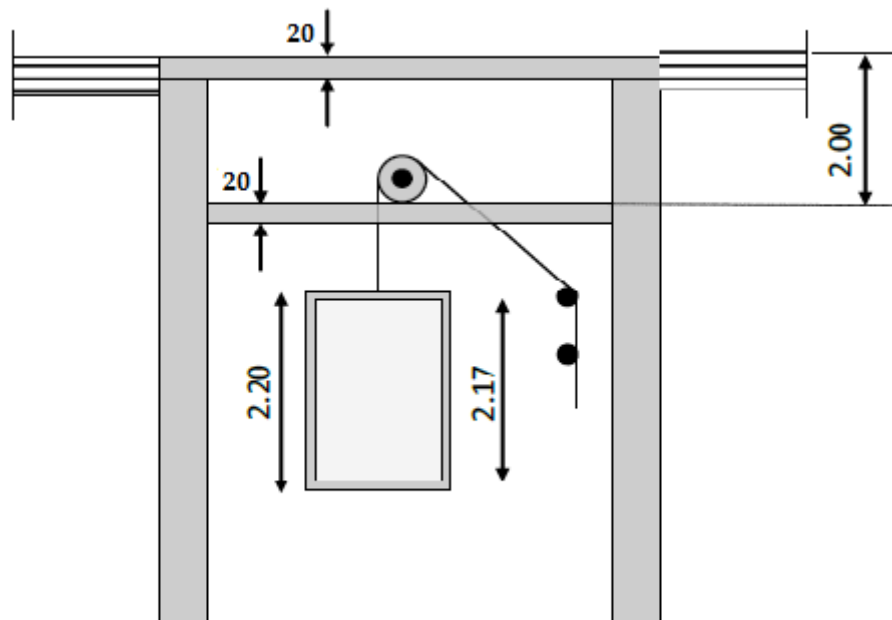


Fig. III-3-1 : Schéma de l'ascenseur.

III-3-2) Dimensionnement :

$$h_t \geq \frac{Lx}{30} = \frac{205}{30} = 6.83\text{cm.}$$

D'après le (RPA99/version 2003) la hauteur de la dalle « h_t » doit être au moins égale à 12cm.

On opte une épaisseur $h_t = 20\text{cm}$.

Remarque :

La dalle repose sur son contour (quatre appuis) .Elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant la charge concentrée au milieu du panneau.

μ_x et μ_y : Coefficient multiplicateur donnée en fonction du coefficient de poisson ν tel que :

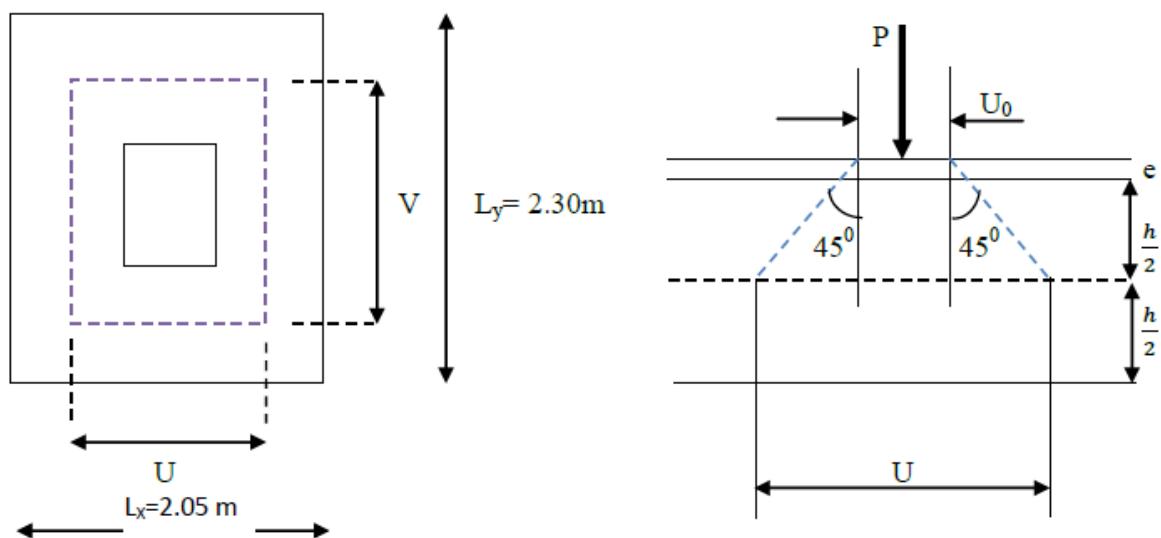


Fig. III-3-2 : Schéma statique de la dalle machine.

Les cotés u_0 et v_0 du rectangle d'application de la charge sont supposés respectivement // à L_x et à L_y .

La charge P est considérée comme appliquée au niveau du feuillet moyen sur le rectangle UV .

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{2.30} = 0.891 \quad \longrightarrow \quad 0.4 < \rho = 0.891 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\text{On a: } \left\{ \begin{array}{l} u = u_0 + e \times k + h_t \end{array} \right.$$

$$v = v_0 + e \times k + h_t$$

Avec :

e : Epaisseur de revêtement ($e = 5\text{cm}$)

h_t : Hauteur de la dalle pleine ($h_t = 20\text{cm}$)

k : Revêtement aussi solide que le béton ($k = 2$)

$$u_0 = 175 \text{ cm} \quad ; \quad v_0 = 200 \text{ cm}$$

$$u = 1.75 + 2 \times 0.05 + 0.20 = 2.05\text{m}$$

$$v = 2 + 2 \times 0.05 + 0.20 = 2.3\text{m}$$

a) Moments engendrés par le système de levage :

➤ Ils sont donnés par les formules : $M_x = q_u (M1 + \nu M2)$

$$M_y = q_u (\nu M1 + M2)$$

ν : Coefficient de poisson $\Rightarrow \nu = 0$ à l'ELU

$$\frac{U}{L_x} = \frac{2}{2.05} = 0.975 \quad \frac{V}{L_y} = \frac{2.25}{2.30} = 0.978$$

❖ Après interpolation : $M_1 = 0.04226$; $M_2 = 0.03276$

$$M_{x1} = 1.35P \times M_1 = 1.35 \times 90 \times (0.04226 + 0) = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = 1.35P \times M_2 = 1.35 \times 90 \times (0 + 0.03276) = 3.98 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

➤ Ils sont donnés par les formules :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_u L_x^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\frac{l_x}{l_y} = \frac{2.05}{2.30} = 0.891. \quad \longrightarrow 0.4 < \rho = 0.891 < 1 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

Après interpolation : $\mu_x = 0.0467$; $\mu_y = 0.7609$

Poids propre de la dalle : $G = 0.20 \times 1 \times 25 = 5 \text{ KN/ml}$

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 5 + 1.5 \times 1 = 8.25 \text{ KN/ml}$$

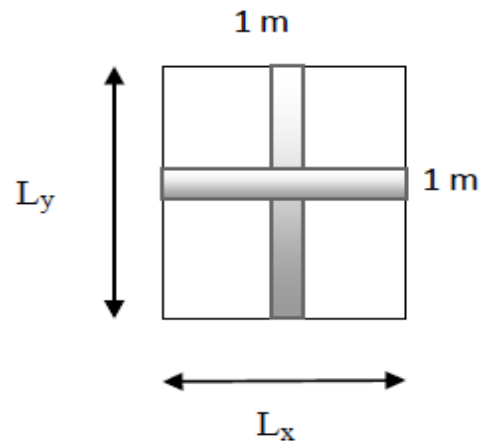
$$M_{x2} = 0.0467 \times 8.25 \times 2.05^2 = 1.691 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = 0.7609 \times 1.691 = 1.231 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.13 + 1.691 = 6.821 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.98 + 1.231 = 5.211 \text{ KN.m}$$



A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront minorés de 15% en travée et 70% aux appuis.

III-3-3) Ferrailage de la dalle :

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

• En travée :

$$M_u = 0.85 \times 6.821 = 5.797 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{5.797 \times 10^6}{1000(120)^2 14.2} = 0.0283 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.0283$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0.0358$$

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

$\beta = 0.985$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{su}} = \frac{5.797 \times 10^3}{0.985 \times 12 \times 348} = 1.41 \quad A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

• Aux appuis :

$$M_{u,x} = 0.3 \times (-6.281) = -1.884 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.884 \times 10^6}{1000(120)^2 14.2} = 0.0092 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

$$A_{sc} = 0 \text{ cm}^2$$

$$\mu = 0.0092$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \alpha = 0.0115$$

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

$\beta = 0.995$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{su}} = \frac{1.884 \times 10^3}{0.995 \times 12 \times 348} = 0.453 \quad A_{st} = 0.453 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA8** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$.

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

• **En travée :**

$$M_u = 0.85 \times 5.211 = 4.43 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \quad f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\mu = \frac{4.43 \times 10^6}{1000(120)^2 14.2} = 0.022 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

⇒ $\beta = 0.989$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{su}} = \frac{4.43 \times 10^3}{0.989 \times 12 \times 348} = 1.07 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 1.07 \text{ cm}^2$$

Soit **4HA8** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

• **Aux appuis :**

$$M_{u,x} = 0.3 \times (-5.211) = -1.56 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{1.56 \times 10^6}{1000(120)^2 14.2} = 0.0076 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow \text{S.S.A}$$

⇒ $\beta = 0.996$ d'où l'armature nécessaire en flexion simple :

$$A_{st} = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_{su}} = \frac{1.56 \times 10^3}{0.996 \times 12 \times 348} = 0.375 \text{ cm}^2 \quad A_{st} = 0.375 \text{ cm}^2.$$

Soit **4HA8** ($A_s = 2.01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III-3-4) Vérifications à l'ELU:

a) Condition de non fragilité (Art A-4-2-1 du BAEL91) :

$$A_{st} \geq \rho_0 \times b \times \frac{Ht}{2} \times \left(3 - \frac{Lx}{Ly}\right) \text{ avec } \rho_0 : \text{taux d'armatures dans chaque direction ; } \rho_0 = 0.8\%$$

$$A_{st} \geq 0.0008 \times 100 \times \frac{20}{2} \times \left(3 - \frac{2.05}{2.30}\right) = 1.686 \text{ cm}^2$$

Pour les deux sens (X-X); (Y-Y) $A_t = A_a = 2.01 \text{ cm}^2 > 1.686 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

b) Diamètre minimal des barres (Art A-7-2-1 du BAEL91) :

$$\text{On doit vérifier que : } \Phi_{\max} \leq \frac{Ht}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

$$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 20 \text{ mm} \text{ Condition vérifiée.}$$

c) Ecartement des barres (Art A-8-2-42 du BAEL91) :

L'écartement des armatures, dans la direction la plus sollicitée, ne doit pas dépasser 2h et 25cm :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ Condition vérifiée.}$$

De même, dans la direction perpendiculaire à la plus sollicitée, il ne doit pas dépasser 3h et 33cm :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \text{ Condition vérifiée.}$$

d) Condition de non poinçonnement (Art A-5-2-42) :

$$q_u \leq 0.045 \times U_c \times Ht \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h_t : Epaisseur totale de la dalle.

U_c : Périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (U + V) = 2 \times (2 + 2.25) = 8.5 \text{ m}$$

$$q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ Kn}$$

$$121.5 \leq 0.045 \times 8.5 \times 0.20 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 1275 \text{ Kn} \text{ Condition vérifiée.}$$

e) Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge : on a $U < V$ alors :

$$\text{➤ Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{2V + U} = \frac{90}{2.25 \times 2 + 2} = 13.84 \text{ KN}$$

$$\text{➤ Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P}{3V} = \frac{90}{3 \times 2.25} = 13.33 \text{ KN}$$

$$\text{Ainsi on aura : } \tau = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{13.84 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.115 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left(\frac{0.2}{\gamma b} \times f_{c28} ; 5 \text{ MPa} \right) = \min (3.33 ; 5) = 3.33 \text{ MPa}$$

On remarque que $\tau < \bar{\tau}$ Condition est vérifiée.

III-3-5) Vérification à l'ELS:

a) Moments engendrés par le système de levage :

À L'ELS $\nu = 0.2$

Après interpolation : $M_1 = 0.04226$; $M_2 = 0.03276$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.04226 + 0.2 \times 0.03276) = 4.38 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_s (\nu M_1 + M_2) = 90 \times (0.2 \times 0.04226 + 0.03276) = 3.71 \text{ KN.m}$$

b) Moments engendrés par le poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x q_s L^2 \\ M_{y2} = \mu_y M_{x2} \end{cases}$$

$$\mu_x = 0.0538 \quad ; \quad \mu_y = 0.8334$$

$$q_s = 5 + 1 = 6 \text{ Kn/ml}$$

$$\begin{cases} M_{x2} = 0.0538 \times 6 \times 2.05^2 = 1.35 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.8334 \times 1.35 = 1.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

c) Superposition des moments:

$$M_x = 4.38 + 1.35 = 5.13 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 3.71 + 1.13 = 4.84 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage de la dalle :

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

• En travée :

$$M_s = 0.85 \times 5.13 = 4.36 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4.36 \times 10^6}{1000(120)^2 400} = 0.00076 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.952$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.36 \times 10^3}{0.952 \times 12 \times 400} = 0.954 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 1.41 \text{ cm}^2 \quad \text{..... Condition vérifiée.}$$

• Aux appuis :

$$M_s = 0.3 \times (-5.13) = -1.54 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.54 \times 10^6}{1000 \times (120)^2 \times 400} = 0.00026 \quad \beta = 0.971$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.54 \times 10^3}{0.971 \times 12 \times 400} = 0.33 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 0.453 \text{ cm}^2. \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

• **En travée :**

$$M_s = 0.85 \times 4.84 = 4.11 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{4.11 \times 10^6}{1000(120)^2 400} = 0.00072 \quad \beta = 0.953$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{4.11 \times 10^3}{0.953 \times 12 \times 400} = 0.898 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 1.07 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Aux appuis :**

$$M_s = 0.3 \times (-4.84) = -1.45 \text{ KN.m}$$

$$\mu_s = \frac{M_s}{b \times d^2 \times \sigma_{st}} = \frac{1.45 \times 10^6}{1000(120)^2 400} = 0.00025 \quad \rightarrow \quad \beta = 0.972$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{1.45 \times 10^3}{0.972 \times 12 \times 400} = 0.31 \text{ cm}^2 \leq A_{st} = 0.375 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion : Les armatures calculées à l'ELU sont justifiées.

III-3-6) Vérification de la contrainte de compression dans béton :

a) **Sens x-x :**

• **En travée :**

$$M_{T,S}^{X-X} = 4.36 \text{ KN.m} \quad A_s = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{2.01 \times 100}{100 \times 12} = 0.1675 \quad \rightarrow \quad k_1 = 59.63 ; \beta_1 = 0.9335$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{4.36 \times 10^6}{0.9335 \times 120 \times 2.01 \times 100} = 193.74 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{193.74}{59.63} = 3.24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

→

Condition vérifiée.

• Aux appuis :

$$M_{A.S}^{X-X} = 1.54 \text{ KN.m} < M_{T.S}^{X-X} = 4.36 \text{ KN.m} : \sigma_{bc_{T.S}}^{X-X} = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

b) Sens y-y :

• En travée :

$$M_{T.S}^{Y-Y} = 4.11 \text{ KN.m} < M_{T.S}^{X-X} = 4.36 \text{ KN.m} : \sigma_{bc_{T.S}}^{X-X} = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Aux appuis :

$$M_{A.S}^{Y-Y} = 1.45 \text{ KN.m} < M_{T.S}^{X-X} = 4.36 \text{ KN.m} : \sigma_{bc_{T.S}}^{X-X} = 3.24 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

III-3-6-1) Diamètre maximal des barres (ART A-7-2-1 DU BAEL91) :

On doit vérifier que : $\Phi_{\max} \leq \frac{Ht}{10} = \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$

$\Phi = 8 \text{ mm} < \Phi_{\max} = 20 \text{ mm}$ Condition vérifiée.

III-3-6-2) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu nuisible, aucune vérification n'est nécessaire.

III-3-6-3) Plan de ferrailage de la dalle pleine de la salle machine :

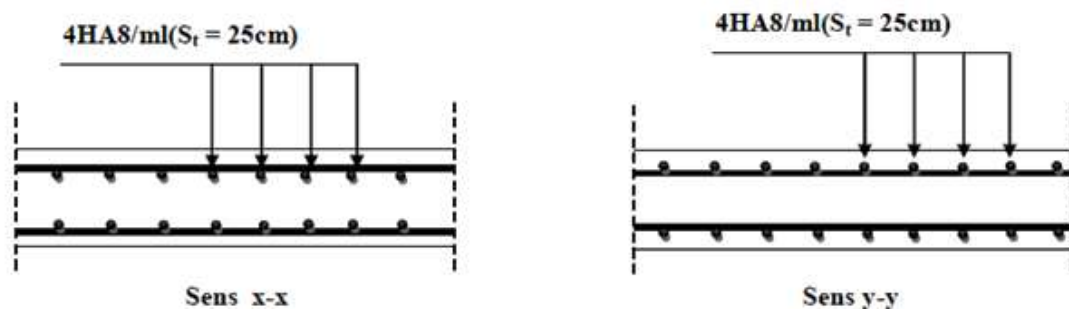


Fig. III-3-3 : Ferrailage de la dalle pleine de la salle machine

III-4) Porte à faux :**III -4-1) Dimensionnement de la porte à faux :**

Notre structure munie d'un seul type de porte à faux, assimilé à une console encastrée à une extrémité réalisée en dalle pleine le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur sous les sollicitations suivantes :

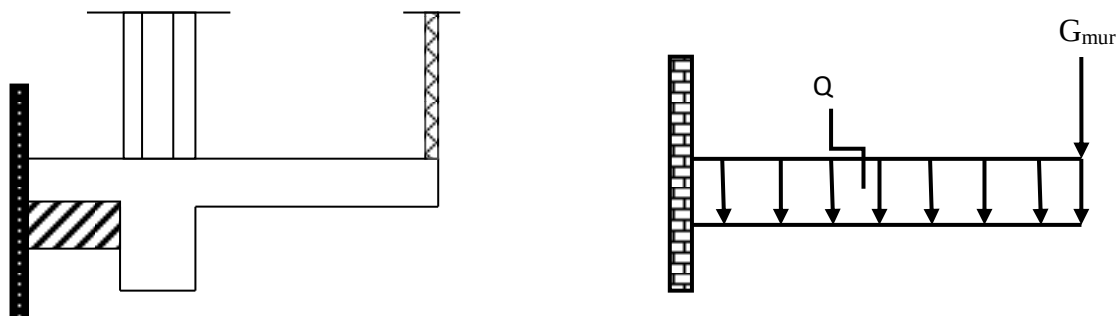


Figure III-4-1- schéma statique du port a faux

- $\left\{ \begin{array}{l} Q : \text{Charges et surcharges verticales revenant à la porte à faux.} \\ G : \text{Charge concentrée verticales due à l'effet du poids propre du mur double cloison.} \end{array} \right.$

L'épaisseur du porte à faux est déterminée comme suit :

$$ep \geq \frac{l}{10} = \frac{140}{10} = 14cm$$

Largeur = 1.4m = 140cm

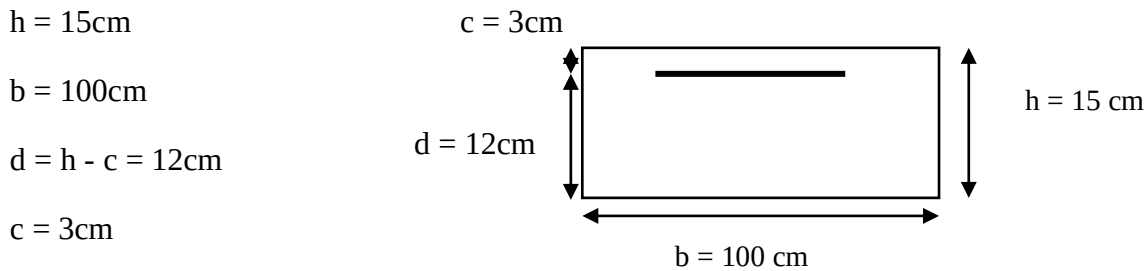
On prend : Ep = 15 cm

Pour la dalle pleine :

- La charge permanente (dalle pleine): $G = 5.55 \text{ Kn/ml}$
- La charge d'exploitation : $Q = 1.50 \text{ Kn/ml}$
- La charge concentrée pour le mur extérieur (double cloison) :

$$G_{\text{mur}} = 2.44 \times (3.06 - 0.2) \times 1 = 6.98 \text{ Kn/ml}$$

❖ **Caractéristiques géométriques de la section :**



III-4-2) Calcul à l'ELU :

III-4-2-1) Les combinaisons de charges :

Dalle : $q_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 5.55 + 1.5 \times 1.5 = 9.74 \text{ Kn/ml}$

Double cloison : $q_{u2} = 1.35 G = 1.35 \times 6.98 = 9.42 \text{ Kn/ml}$

III-4-2-2) Les sollicitations :

➤ **L'effort tranchant :**

$$V_u = q_{u1} \times L + q_{u2} = 9.74 \times 1.4 + 9.42 = 23.05 \text{ KN} \quad \mathbf{V_u = 23.05 \text{ Kn}}$$

➤ **Le moment fléchissant :**

$$M_u = M_{u1} + M_{u2}$$

$$M_{u1} = \frac{q_{u1} \times l^2}{2} = 9.545 \text{ Kn.m}$$

$$M_{u2} = q_{u2} \times l = 13.192 \text{ Kn.m}$$

$$M_u = M_{u1} + M_{u2} = 22.74 \text{ KN.m}$$

$$\mathbf{M_u = 22.74 \text{ KN.m}}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.74 \times 10^3}{100 \times 14.2 \times 12^2} = 0.112$$

$$\mu = 0.112 < \mu = 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.940$$

III-4-2-3) Calcul Les armatures principales :

$$A_p = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{22.74 \times 10^3}{0.940 \times 12 \times 348} = 5.79 \text{ cm}^2$$

Soit : 6HA12 $A_p = 6.78 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$

III-4-2-4) Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_p}{4} = \frac{6.78}{4} = 1.695 \text{ cm}^2$$

Soit : 4HA10 $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

III -4-3) Vérification à l'ELU :

a) Vérification l'écartement des barres (répartition des barres) :

Armature principales :

$$st < \min[3h(\text{cm}) ; 33(\text{cm})]$$

$$st = 15 \text{ cm} < \min[45(\text{cm}) ; 33(\text{cm})] = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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

Armature de répartition :

$$st < \min[4h(\text{cm}) ; 33(\text{cm})]$$

$$st = 25 \text{ cm} < \min[60(\text{cm}) ; 33(\text{cm})] = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

b) condition de non fragilité : [BAEL 91.Art .A.4.2.1]

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$A_p > A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 12 \times 2.1}{400} = 1.449 \text{ cm}^2$$

$$A_p = 6.78 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.449 \text{ cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification au cisaillement [Art A. 5.1.211/ BAEL 91]:

L'effort tranchant $V_u = 23.05 \text{ Kn}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u}$$

Calcul de $\overline{\tau_u}$:

Pour les fissurations non préjudiciables

$$\overline{\tau}_u = \min \left(\left\lfloor 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma b} \right\rfloor, 5 \text{ Mpa} \right) = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}.$$

Calcul de τ_u :

$$\tau_u = \frac{v_u}{b \times d} = \frac{23.05 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.192 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de cisaillement.

d) Vérification de l'adhérence et de l'entraînement des barres : [Art A. 6.1.3/ BAEL 91]:

Il faut vérifier que :

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \overline{\tau}_{se}$$

Calcul de $\overline{\tau}_{se}$:

$$\overline{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} \quad , \quad \text{Avec: } \Psi_s = 1.5 \text{ pour les aciers a HA}$$

$$\overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa}$$

$$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$$

Calcul de :

$$\sum u_i : \text{somme des périmètres utiles } 6\text{HA}12$$

$$\sum u_i = n \times \pi \times \emptyset$$

$$\text{On a: } A_p = 6\text{HA}12$$

$$\sum u_i = 6 \times 3.14 \times 12 = 226.08 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{Vu}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{23.05 \times 10^3}{0.9 \times 120 \times 226.08} = 0.944 \text{ MPa}$$

$$\tau_{se} = 0.944 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{se} = 3.15 \text{ Mpa.} \implies \text{Condition vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres aux appuis : [BAEL 99 : Art.A.6.1.23]

La longueur de scellement droit est donnée par la relation suivante :

$$l_s = \frac{\emptyset \times f_e}{4 \times \overline{\tau}_s}$$

Avec :

$\Psi_s = 1.5$ pour les barres en HA

$f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 2.84 \text{ MPa}$

$l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm}$

On prend : **$l_s = 45 \text{ cm}$**

Soit des crochets de longueur **$l_a = 0.4 l_s \rightarrow l_a = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm} \rightarrow l_a = 18 \text{ cm}$**

III -4-4) Calcul à l'ELS:

III-4-4-1- Les combinaisons de charges :

Dalle : **$q_{s1} = G + Q = 5.55 + 1.5 = 7.05 \text{ Kn /ml}$**

Double cloison : **$q_{s2} = G_m = 2.44 \times (h = 3.06 - 0.2) \times 1 = 6.98 \text{ Kn/ml}$**

III-4-4-2- Les sollicitations :

➤ **Le moment fléchissant :**

$M_{s1} = \frac{q_{s1} \times l^2}{2} = 6.909 \text{ Kn.m}$

$M_{s2} = q_{s2} \times l = 9.772 \text{ Kn.m}$

$M_s = M_{s1} + M_{s2} = 16.681 \text{ KN.m} \rightarrow \mathbf{M_s = 16.681 \text{ KN.m}}$

III-4-5) Vérification a L'ELS :

a) vérification des contraintes :

On doit vérifier que la contrainte dans le béton inférieure à la contrainte admissible.

• **Dans le béton :**

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{k_1} < \bar{\sigma}_{bc}$$

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 67.8}{1000 \times 120} = 0.058$$

$$\beta_1 = 0.959 \Rightarrow k_1 = 107$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times A_s \times d}$$

$$\sigma_s = \frac{16.681 \times 10^3}{0.959 \times 6.78 \times 12} = 213.79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{213.79}{107} = 1.99 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 1.99 \text{ MPa} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Longrightarrow \quad \text{Condition est Vérifiée.}$$

- **Dans l'acier :**

Aucune vérification à effectuer car les fissurations sont peu nuisibles.

b) calcul de la flèche :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \quad \Longrightarrow \quad \frac{15}{140} = 0.1 > 0.04$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{15 \times Mo} \quad \Longrightarrow \quad 0.1 > \frac{16.681}{14 \times 16.681} = 0.071$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \quad \Longrightarrow \quad \frac{6.78}{100 \times 12} = 0.00565 < \frac{3.6}{400} = 0.009$$

Avec :

- **h** : Hauteur de la poutre.
- **L** : Longueur de la plus grande travée.
- **A** : Section d'acier en travée.
- **Mt** : Moment fléchissant max en travée.
- **Mo** : Moment max isostatique.
- **fe** : Limite d'élasticité de l'acier.

$\Longrightarrow$ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion : Les portes a faux seront ferraillé comme suit

- **Armature principales :** 6HA12 avec St = 15cm
- **Armatures secondaire :** 4HA10 avec St = 25 cm

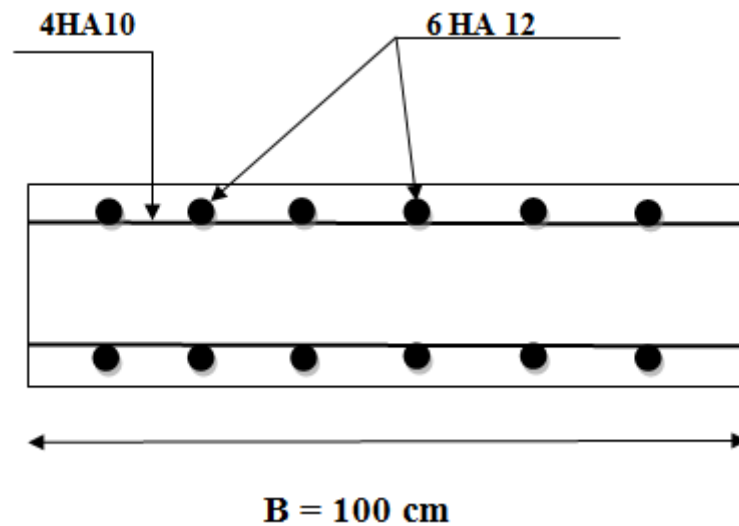


Schéma de ferrailage de la porte à faux.

III-5) Calcul des escaliers :

Introduction :

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite régulière de plans horizontaux (marches et paliers), qui permet de passer d'un niveau à un autre d'une construction.

Notre bâtiment comporte un type de cage d'escalier :

- Escalier à 2 volées.

Les escaliers que comporte notre ouvrage sont réalisés en béton armé et coulés sur place.

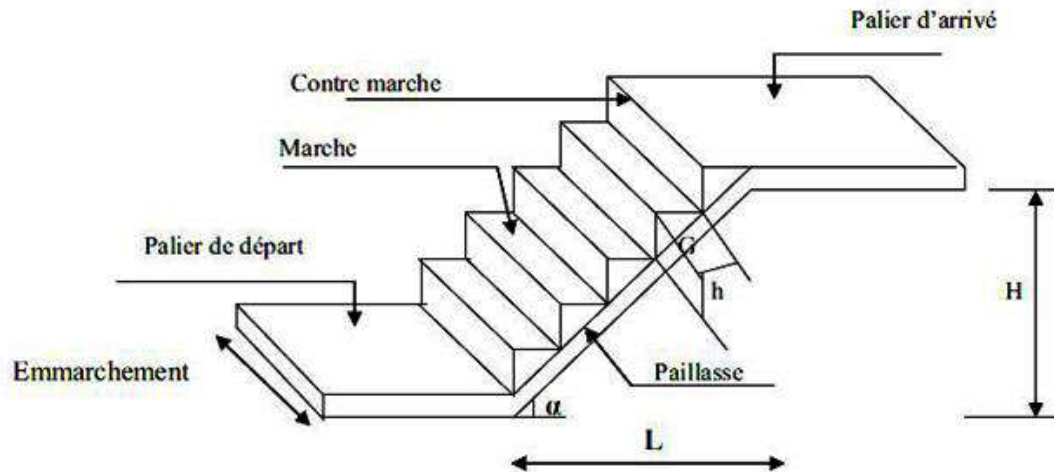


Fig. III-5-1 : Schéma des escaliers.

g : Largeur de la marche (giron).

h : Hauteur de la contre marche.

e : Epaisseur de la paillasse et de palier.

H : Hauteur de la volée.

L : Longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie...etc.
- **Le contre marche** : est la partie verticale entre deux marches.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches comprises entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un lieu de repos entre deux volées intermédiaires.
- **L'embranchement (E)** : représente la largeur de la marche.
- **La paillasse** : est une dalle inclinée en béton armé incorporant les marches et contre marches.

Calcul de l'escalier de l'étage courant :

III-5-1) Pré-dimensionnement :

Le dimensionnement des marches et des contres marches sera déterminé à l'aide de la formule de **BLONDEL**.

Pour avoir un escalier confortable, on cherche à réaliser ces conditions :

$$\left\{ \begin{array}{l} 59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \text{ cm} \\ 14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Le nombre de contre marches (n) est égal à : $n = \frac{Ht}{h}$

Le nombre de giron est pris alors : $m = n - 1$.

• **Application :**

Hauteur de l'étage courant $H_t = 3.06m$

On prend $h = 17 \text{ cm}$

$n = \frac{306}{17} = 18$ $\longrightarrow$ On prend 2 volée avec 9 contres marches.

Nombre de marche :

$m = 9 - 1 = 8$ $\longrightarrow$ On a 8 marches pour chaque volée.

Relation de BLONDEL :

$$59 \leq g + (2 \times 17) \leq 66$$

$$25 \leq g \leq 32$$

Soit $g = 30cm$ $\longrightarrow$ la largeur de la marche est de 30cm.

Longueur de la marche (Emmarchement) :

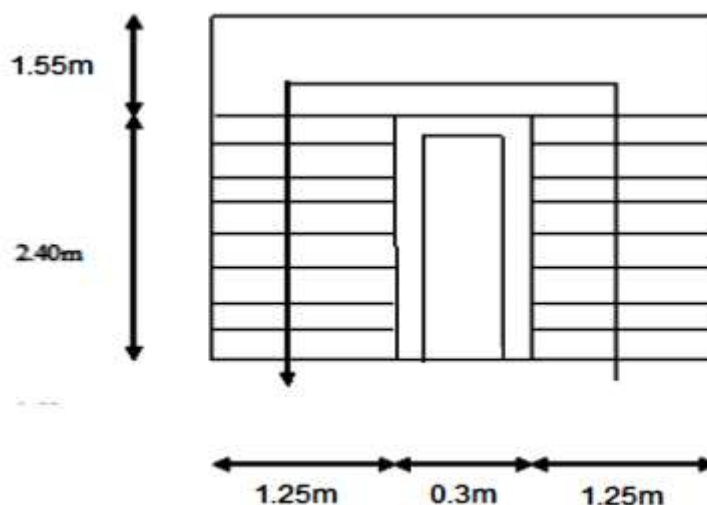
$$E = (3.10 - 0.3 - 0.3) / 2 = 1.25m$$

Largeur du palier de repos :

$$L_p = (4.25 - 2.4 - 0.30) = 1.55m$$

Vérification de la loi de BLONDEL :

$2 \times h + g = 64cm \leq 66cm$ Condition est vérifiée.



- **Pré-dimensionnement de la paillasse :**

L'épaisseur de la paillasse est donnée par la formule suivante : $\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$

L : longueur réelle de la paillasse : $L = L_1 + L_2$

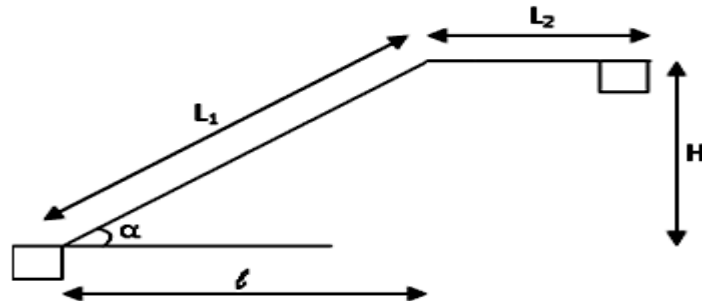


Fig. III-5-2: Schéma statique d'escalier.

Calcul de L_1 :

On a: $\cos \alpha = \frac{l}{L_1} \Rightarrow L_1 = \frac{l}{\cos \alpha}$

$\tan \alpha = \frac{H}{l} = \frac{1.53}{2.4} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$

Donc: $L_1 = \frac{2.4}{\cos 32.52} = 2.85\text{m}$

$L_2 = L_p = 1.55\text{m}$

Longueur totale de la paillasse :

$L = 2.85 + 1.55 = 4.4\text{m}$

L'épaisseur de la paillasse :

$\frac{440}{30} \leq ep \leq \frac{440}{20} \Rightarrow 14.67 \text{ cm} \leq ep \leq 22\text{cm}$

On prend : $ep = 20\text{cm}$

III-5-2) Détermination des charges et surcharges :

Les dimensions des marches étant très faibles par rapport à la portée de la paillasse, on pourrait admettre que leur poids est uniformément répartie sur la paillasse, le calcul se fait pour une bande de 1 m de projection horizontale et considérons une partie simplement appuyée en flexion simple.

a/ Charges permanentes :

1- Palier :

Eléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charge (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
Dalle pleine	0.2	25	5
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
			G = 6.52

2- Volée (paillasse) :

Éléments	Épaisseur (m)	Poids volumique (Kn/m ³)	Charges (Kn/m ²)
Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
Mortiers de pose	0.02	20	0.40
Couche de sable	0.02	18	0.36
Poids de la marche	0.17/2	25	2.125
Dalle pleine	0.2/cos32.52	25	5.93
Enduit ciment	0.02	18	0.36
Garde-corps	0.2	1	0.2
			G = 9.775

b/ Charges d'exploitation :

Le DTR de charges et surcharges nous donne :

Volée : $Q_1 = 2.5 \text{ Kn/m}^2$

Palier : $Q_2 = 2.5 \text{ Kn/m}^2$

- Combinaison de charges :**

a/ A l'ELU :

1-Palier :

$$q_{up} = 1.35 G_p + 1.5 Q_p$$

$$q_{up} = 1.35 \times 6.52 + 1.5 \times 2.5 = 12.55 \text{ Kn/ml.}$$

2-Volée :

$$q_{uv} = 1.35 G_v + 1.5 Q_v$$

$$q_{uv} = 1.35 \times 9.77 + 1.5 \times 2.5 = 16.94 \text{ Kn/m}$$

b/A l'ELS :

1-Palier : $q_{sp} = G_p + Q_p = 6.52 + 2.5 = 9.02 \text{ Kn/ml.}$

2-Volée : $q_{sv} = G_v + Q_v = 9.77 + 2.5 = 12.27 \text{ Kn/ml.}$

III-5-3) Calcul et vérifications a l'état limite ultime :

$$q_{uv} = 16.94 \text{ Kn/m}$$

;

$$q_{up} = 12.55 \text{ Kn/ml.}$$

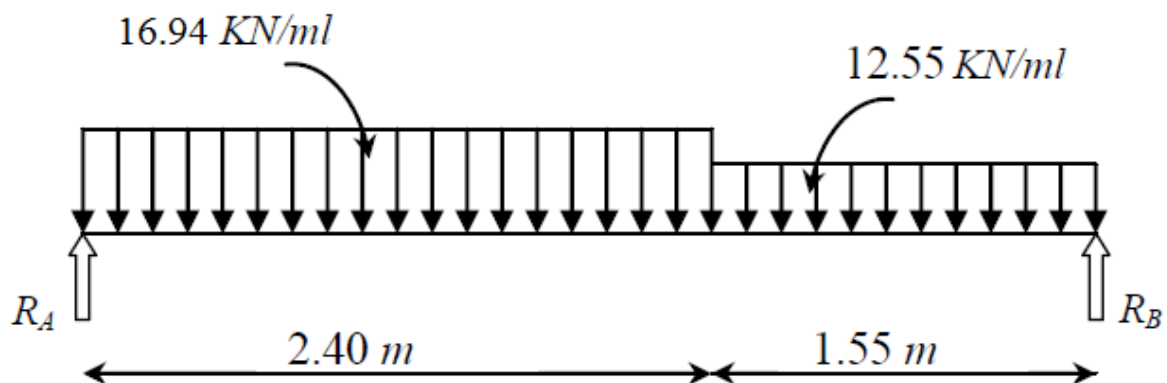


Fig. III-5-3: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELU.

Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 60.11 \text{ Kn.}$$

$$\sum M_A = 0 ; \quad 3.95 R_B = [(16.94 \times 2.4) \times 1.2] + [(12.55 \times 1.55) \times 3.175]$$

$$R_B = 27.98 \text{ Kn}$$

$$\sum M_B = 0 ; \quad R_A = 32.13 \text{ Kn.}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

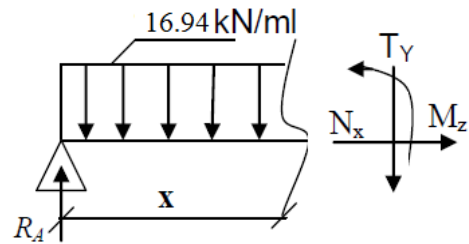
➤ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

• Efforts tranchants :

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -16.94x + 32.13$$

$$x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y(0) = 32.13 \text{ Kn}$$

$$x = 2.40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y(2.4) = -8.53 \text{ Kn}$$



- **Moments fléchissant :**

$$\sum F = 0 ; \quad M_z = -16.94 \frac{x^2}{2} + 32.13x$$

$$x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z(0) = 0 \text{ Kn.m}$$

$$x = 2.40 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z(2.4) = 28.3 \text{ Kn.m}$$

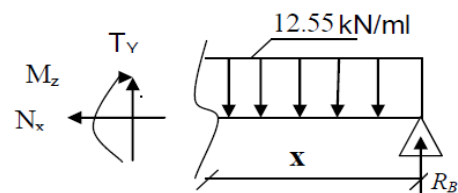
➤ **2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$**

- **Efforts tranchants :**

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 12.55x - 27.98$$

$$x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y(0) = -27.98 \text{ Kn}$$

$$x = 1.55 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad T_y(1.55) = -8.53 \text{ Kn}$$



- **Moments fléchissant :**

$$\sum F = 0 ; \quad M_z = -12.55 \frac{x^2}{2} + 27.98x$$

$$x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z(0) = 0 \text{ Kn.m}$$

$$x = 1.55 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z(1.55) = 28.3 \text{ Kn.m}$$

- **Moment maximum :**

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

$$M_{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -16.94x + 32.13 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.9 \text{ m}$$

$$M_z(1.9) = M_{\max} = 30.47 \text{ Kn.m.} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 30.47 \text{ Kn.m.}$$

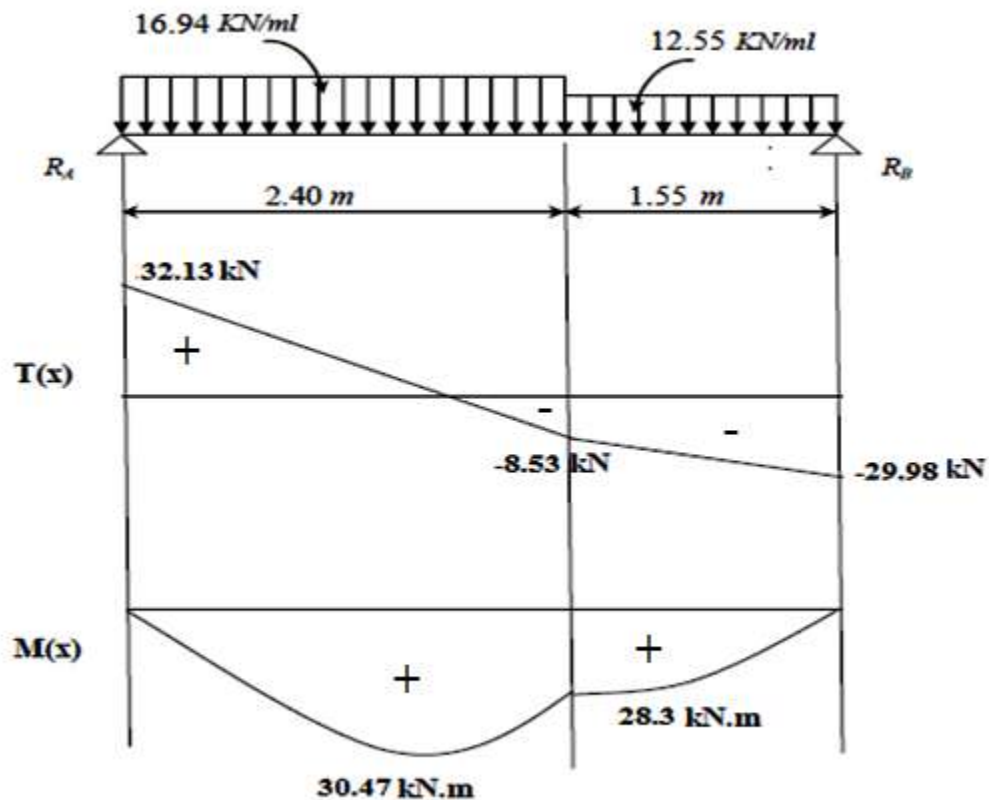
Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment M_{max} au niveau des appuis et en travée.

$$M^{ap} = (-0.3)M_{max} = (-0.3) \times (30.47) = -9.14 \text{ KN.m}$$

$$M^t = (0.85)M_{max} = (0.85) \times (30.47) = 25.9 \text{ KN.m}$$

- Diagrammes des efforts internes :



Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELU.

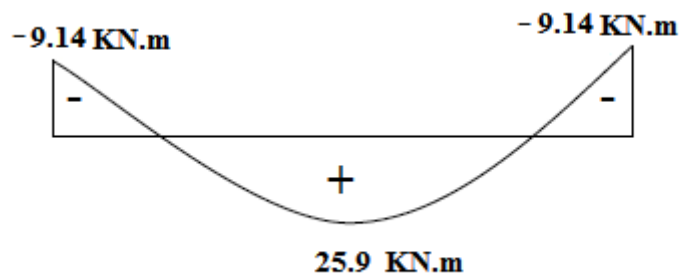


Diagramme des moments fléchissant réduits.

III-5-3-1) Calcul des armatures principales :

Le calcul s'effectuera pour une bande de 1m d'emmarchement et une bande de 1m de projection horizontale de la volée, tout en considérant une poutre simplement appuyée en flexion simple en utilisant les moments et les efforts calculés précédemment.

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$

avec :

M : Moment supporté par la section.

f_{bu} : Contrainte limite de compression dans le béton.

b et d : dimensions de la section.

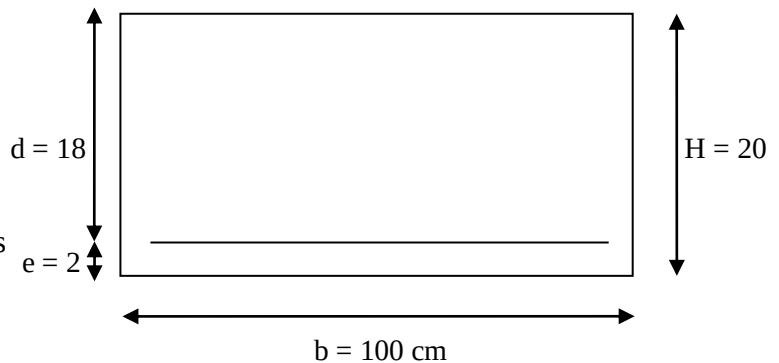


Fig. III-5-4: Schéma statique de ferrailage escalier à l'ELU.

• Aux appuis :

$$M_{uap} = 9.14 \text{ Kn.m}$$

$$\mu_{ua} = \frac{M_{ua}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{9.14}{1 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.02$$

$$\mu_{ua} = 0.02 < \mu_l = 0.392 \dots\dots\dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ua} = 0.02 \longrightarrow \beta = 0.990$$

$$A_{sa} = \frac{M_{ua}}{\beta \times d \times f_{su}} = \frac{9.14 \times 10^5}{0.990 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 1.47 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2 \quad \text{avec } St = 20 \text{ cm}$$

• En travée :

$$\mu_{ut} = \frac{M_{ut}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{25.9}{1 \times 0.18^2 \times 14.2 \times 10^3} = 0.056$$

$$\mu_{ut} = 0.056 < 0.392 \dots\dots\dots \text{SSA}$$

$$\mu_{ut} = 0.056 \longrightarrow \beta = 0.971$$

$$A_{st} = \frac{25.9 \times 10^5}{0.971 \times 18 \times 348 \times 10^2} = 4.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 5\text{HA}12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{avec } St = 20 \text{ cm}$$

III-5-3-2) Armatures de répartition :

• Aux appuis :

$$A_r = \frac{A_{sa}}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.982 \text{ cm}^2$$

Soit 5HA8/ml = 2.51cm² avec St = 20cm

- En travée :

$$A_r = \frac{A_{st}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.412 \text{ cm}^2$$

Soit : 5HA8/ml = 2.51cm² avec St = 20cm

III-5-3-3) Vérification à l'ELU :

a) Condition de non fragilité :

- Armatures longitudinales :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times d \times b \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 18 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 > 2.17 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

b) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u \quad (\text{Art A -5-1-1 / BAEL91})$$

$$T_u^{\max} = 32.13 \text{ Kn}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{32.13 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.178 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{cj}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 3.33 \text{ MPa}, 5 \text{ MPa} \} = 3.33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = 0.178 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

c) Influence de l'effort tranchant sur les appuis : [Art A.5.1.313/BAEL 91]

- * Influence sur le béton :

$$\text{On doit vérifier que : } T_{\max} \leq 0.4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} a \times b \quad \text{Avec : } a \leq 0.9d$$

$$T_u^{\max} = 32.13 \text{ KN} \leq 0.4 \frac{25 \times 10^3}{1.5} \times 0.9 \times 0.18 \times 1 = 1080 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

*** Influence sur l'Acier :**

On doit vérifier que : $A_{sa} \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (T_{max} + \frac{Ma}{0.9 \times d}) = \frac{1.5}{400} (32.13 \times 10^3 - \frac{9.14 \times 10^6}{0.9 \times 180}) = 91.08 \text{ mm}^2$

$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 > 0.9108 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

d) Vérification de la condition d'adhérence et d'entraînement au niveau des appuis (Art 6-1-3/BAEL 91) :

$\tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} = \frac{32.13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18 \times 3.14 \times 1.2 \times 5} = 0.0105 \text{ MPa.}$

Avec : $\sum u_i$: somme des périmètres utiles des armatures d'appuis.

$\bar{\tau}_{su} = \Psi_s \times f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa, avec: } \Psi = 1.5 \text{ pour les aciers HA}$

$\tau_{se} = 0.0105 < \bar{\tau}_{su} = 3.15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

→ Donc pas de risque d'entraînement des barres.

e) Ancrage des barres (BAEL91 modifié 99-A-6-1-2) :

$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_s} = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.32 \text{ cm. Avec } \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$

→ L'épaisseur dans laquelle seront ancrées les barres est insuffisante.

Le **BAEL** propose de munir les barres d'un crochet normal de longueur d'encombrement

$l_c = 0.4 \times l_s = 0.4 \times 42.32 = 16.93 \text{ cm}$

Soit : $l_c = 17 \text{ cm.}$

f) Espacement des barres :

- Armatures principales (horizontales) :

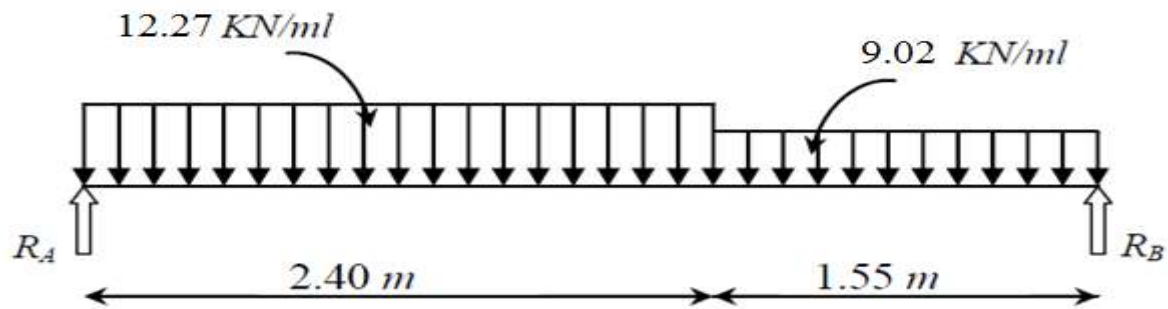
$S_{t \max} = 20 \text{ cm} \leq \min\{3h ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

- Armatures de répartition :

$S_{t \max} = 20 \text{ cm} \leq \min\{4h ; 45 \text{ cm}\} = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

III-5-4) Calcul et vérifications à l'état limite service :

$q_{sv} = 12.27 \text{ Kn/ml.} \quad ; \quad q_{sp} = 9.02 \text{ Kn/ml.}$

Fig. III-5-5: Schéma statique de calcul de la 1^{ère} volée à l'ELS.

Réactions d'appuis :

D'après les formules de la RDM :

$$\sum F = 0 ; \quad R_A + R_B = 43.43 \text{ KN.}$$

$$\sum M/A = 0 ; \quad 3.95R_B = [(12.27 \times 2.4) \times 1.2] + [(9.02 \times 1.55) \times 3.175]$$

$$R_B = 20.18 \text{ Kn.}$$

$$\sum M/B = 0 ; \quad R_A = 23.25 \text{ Kn.}$$

Calcul des efforts tranchants et moments fléchissant :

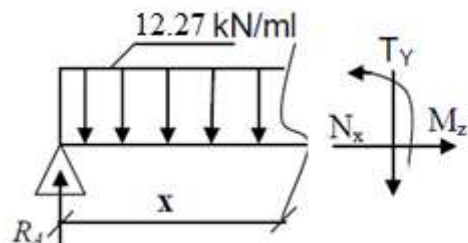
➤ 1er tronçon : $0 \leq x \leq 2.40 \text{ m}$

• Efforts tranchants :

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = -12.27x + 23.25$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0) = 23.25 \text{ Kn}$$

$$x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow T_y(2.4) = -6.2 \text{ Kn}$$



• Moments fléchissant :

$$\sum F = 0 ; \quad M_z = -12.27 \frac{x^2}{2} + 23.25x$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow M_z(0) = 0 \text{ Kn.m}$$

$$x = 2.40 \text{ m} \Rightarrow M_z(2.4) = 20.45 \text{ Kn.m}$$

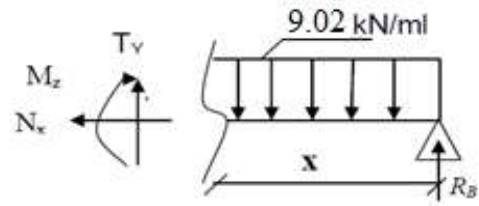
➤ 2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1.55 \text{ m}$

• Efforts tranchants :

$$\sum F = 0 ; \quad T_y = 9.02x - 20.18.$$

$$x = 0 \text{ m} \Rightarrow T_y(0) = -20.18 \text{ Kn}$$

$$x = 1.55 \text{ m} \Rightarrow T_y(1.55) = -6.20 \text{ Kn}$$



- **Moments fléchissant :**

$$\sum F = 0 \quad ; \quad M_z = -9.02 \frac{x^2}{2} + 20.18x$$

$$x = 0 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z(0) = 0 \text{ Kn.m}$$

$$x = 1.55 \text{ m} \quad \Rightarrow \quad M_z(1.55) = 20.45 \text{ Kn.m}$$

- **Moment maximum :**

Dans le tronçon $0 \leq x \leq 2.4$

$$M_{\max} \text{ pour } T_y(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T_y = -12.27x + 23.25 = 0$$

$$\Rightarrow x = 1.9 \text{ m}$$

$$M_z(1.9) = M_{\max} = 22.03 \text{ Kn.m.} \quad \Rightarrow \quad M_{\max} = 22.03 \text{ Kn.m}$$

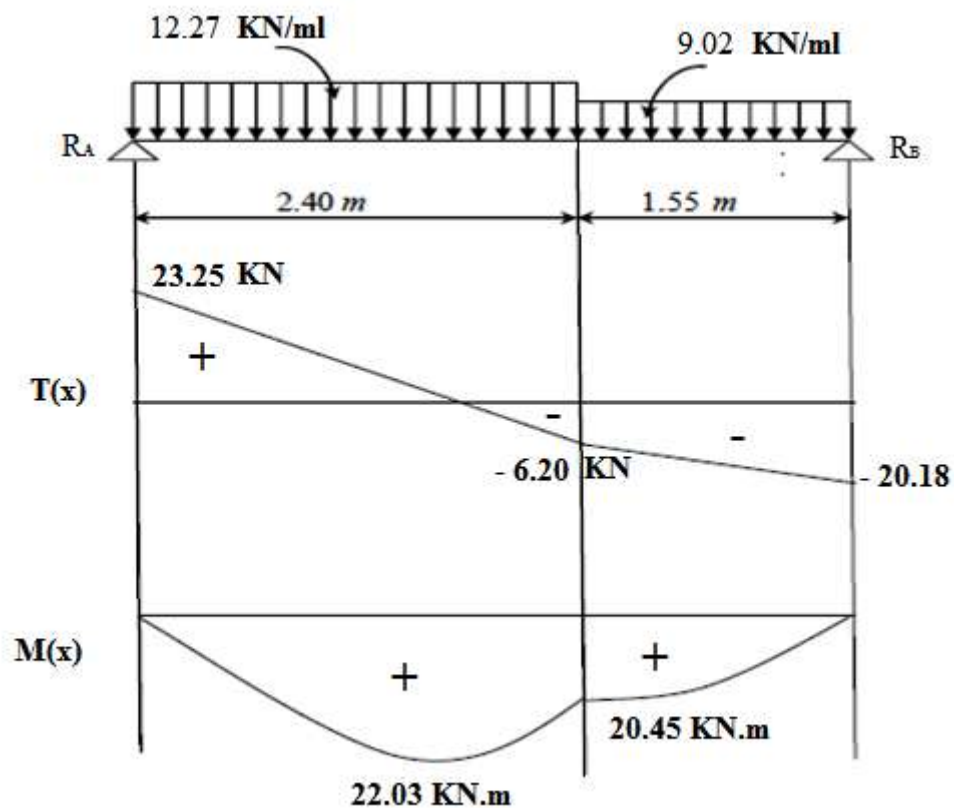
Remarque :

Compte tenu du semi encastrement aux extrémités, on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment $M_{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

$$M^{\text{ap}} = (-0.3)M_{\max} = (-0.3) \times (22.03) = -6.61 \text{ Kn.m}$$

$$M^t = (0.85)M_{\max} = (0.85) \times (22.03) = 18.73 \text{ Kn.m}$$

Diagrammes des efforts internes :



Diagrammes des moments et des efforts tranchants à l'ELS.

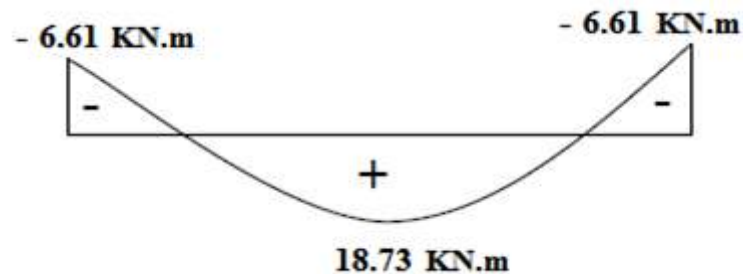


Diagramme des moments fléchissant réduits.

III-5-4-1) Vérification à L'ELS :

a) Vérification des contraintes dans le béton : (A.4.5.2 BAEL 91)

Il faut vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} \leq \overline{\sigma_{bc}}$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

Avec :
$$\sigma_{st} = \frac{M_{st}^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}}$$

En travée :

La section adoptée à l'ELU en travée est :

$$A_{st} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5HA12/ml$$

$$M_{st} = 18.73 \text{ Kn.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314 \quad \beta_1 = 0.9122 \longrightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{18.73 \times 10^6}{0.9122 \times 180 \times 565} = 201.89 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{201.89}{41.82} = 4.83 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 4.83 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sur appuis :

La section adoptée à l'ELU aux appuis est :

$$A_{sa} = 5.65 \text{ cm}^2 = 5HA12/ml$$

$$M_{sa} = 6.61 \text{ Kn.m}$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{sa}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 18} = 0.314 \quad \beta_1 = 0.912 \longrightarrow K_1 = 41.82$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_a^s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{6.61 \times 10^6}{0.925 \times 180 \times 565} = 70.26 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k} = \frac{70.26}{41.82} = 1.68 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.68 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU aux appuis sont suffisantes à l'ELS.

b) Vérification de la flèche : (B.6.5.2 BAEL 91)

Selon les règles du **BAEL 91** le calcul de la flèche n'est indispensable que si les conditions suivantes sont vérifiées.

$$\frac{h}{L} > \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = \frac{20}{425} = 0.047 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

Donc la première condition n'est pas vérifiée, le calcul de la flèche est obligatoire.

➤ **Calcul de la flèche :**

On doit vérifier la formule suivante :

$$f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I} \leq \bar{f}$$

Avec : I : moment d'inertie totale de la section homogène.

$$I_0 = (y_1^3 + y_2^3) \times \frac{b}{3} + 15 \times A_{st}(y_2 - c)^2$$

$$y_1 = \frac{b \times \frac{h^2}{2} + 15 \times d}{b \times h + 15 \times A_{st}} = \frac{100 \times \frac{20^2}{2} + 15 \times 5.65 \times 18}{20 \times 100 + 15 \times 5.65} = 10.32 \text{ cm} \longrightarrow y_1 = 10.32 \text{ cm.}$$

$$y_2 = 20 - 10.32 = 9.68 \text{ cm} \longrightarrow y_2 = 9.68 \text{ cm.}$$

$$I = (10.32^3 + 9.68^3) \times \frac{100}{3} + 15 \times 5.65 \times (9.68 - 2)^2$$

$$I = 71870.22 \text{ cm}^2$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_c 28} = 10818.87 \text{ MPa.} \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa.}$$

$$f = \frac{5}{384} \times \frac{q_s^{max} \times L^4}{E_v \times I} = \frac{5}{384} \times \frac{12.27 \times 4.25^4}{10818.87 \times 10^3 \times 71870.22 \times 10^{-8}} = 0.0067 \text{ m}$$

$$f = 0.67 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{425}{500} = 0.85 \text{ cm.} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

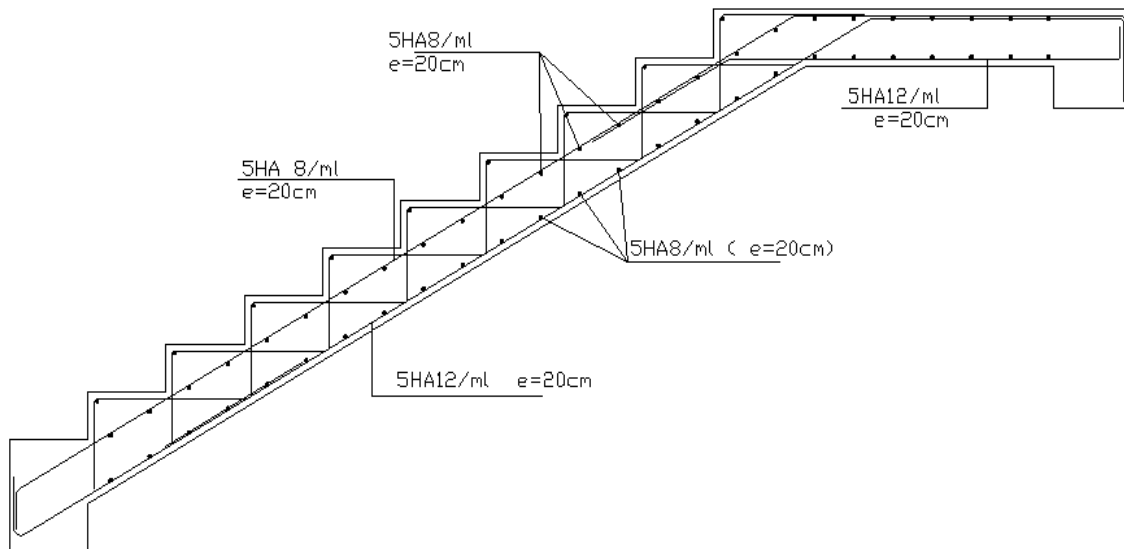


Fig. III-5-6 : Ferraillage des escaliers.

III-6) Calcul de la poutre palière :

Introduction :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, le poids du mur et la réaction du palier. Elle est partiellement encastree dans les poteaux. Sa portée est de 2.8 m.

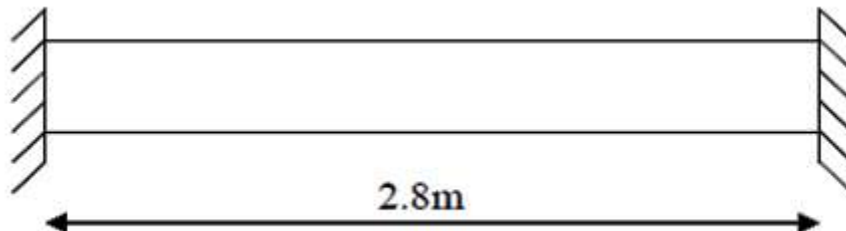


Fig III-6-1: Schéma de la poutre palière.

III-6-1) Pré-dimensionnement :

D'après le chapitre 02 on a : $H_t = 30\text{cm}$ et $B = 25\text{ cm}$

➤ **Détermination des charges :**

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875\text{ KN/ml}$
- poids du mur : $G_M = 2.44 \times (1.53 - 0.15) = 3.37\text{ KN/ml}$
- Réaction du palier à l'ELU : $R_u = 27.98\text{ KN/1ml}$
- Réaction du palier à l'ELS : $R_s = 20.18\text{ KN/1ml}$

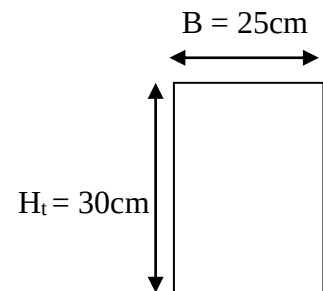


Fig III-6-2 : Section de poutre.

III-6-2) Calcul à l'ELU:

a) Calcul des efforts internes :

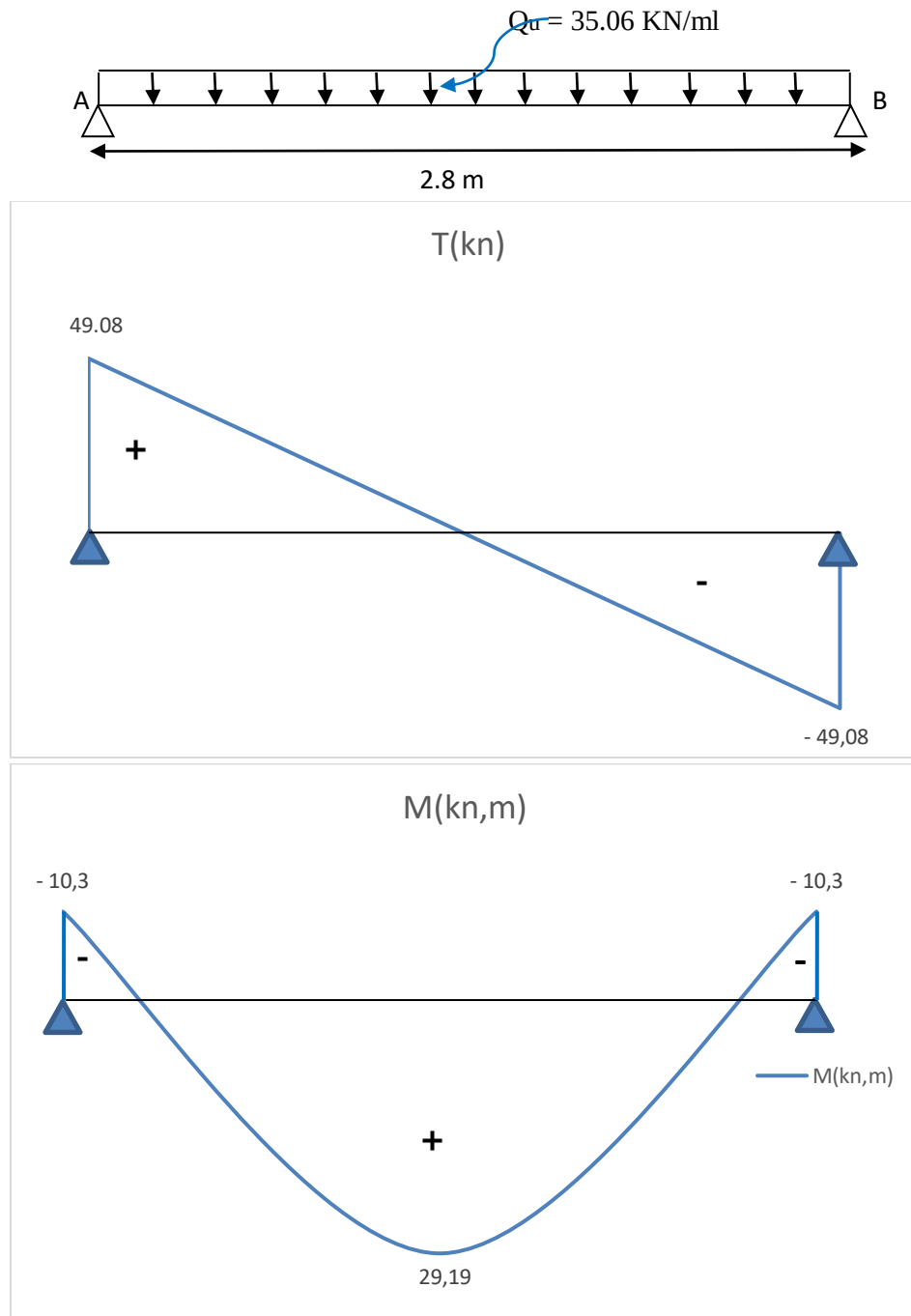
$$q_u = 1.35G + R_u$$

$$q_u = 1.35 \times (1.875 + 3.37) + 27.98 = 35.06\text{ KN/ml}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Moment isostatique : } M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{35.06 \times 2.8^2}{8} = 34.35\text{ KN.m} \\ \text{Effort tranchant : } T_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{35.06 \times 2.8}{2} = 49.08\text{ KN} \end{array} \right.$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\left\{ \begin{array}{l} M_{uap} = - 0.3M_u = - 10.30\text{ KN.m} \\ M_{utr} = 0.85M_u = 29.19\text{ KN.m} \end{array} \right.$$



Diagrammes de l'effort tranchant et du moment fléchissant

b) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm}$; $d = 27 \text{ cm}$; $c = 3 \text{ cm}$; $b = 25 \text{ cm}$.

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{29.19 \times 1000}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.112$$

$$\mu_t = 0.112 < \mu_r = 0.936 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.112 \Rightarrow \beta = 0.940$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{29.19 \times 1000}{0.940 \times 27 \times 348} = 3.30 \text{ cm}^2$$

On prend :

$$A_{ut} = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2$$

Aux appuis :

$$\mu_{ap} = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{10.3 \times 1000}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.039 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_{ap} = 0.039 \Rightarrow \beta_1 = 0.980$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{10.3 \times 1000}{0.980 \times 27 \times 348} = 1.12 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend : } A_{ap} = 2 \text{ HA } 12 + 1 \text{ HA } 10 = 3.05 \text{ cm}^2$$

• **Calcul à l'ELU:**

1) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) En travée : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2 \\ \text{b) Aux appuis : } A_{ap} = 3.05 \text{ cm}^2 > A_{min} = 0.815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL):

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 2.5 \text{ MPa} , 4 \text{ MPa} \right\}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{49.08 \times 1000}{250 \times 270} = 0.727 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.727 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

❖ **Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):**

a) Influence sur les aciers :

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(49.08 \times 10^3 + \frac{10.3 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = 2.62 \text{ cm}^2$$

$$A_{sap} = 3.05 \text{ cm}^2 > 2.62 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

$$T_{umax} = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_{umax} = 405 \text{ KN} > T_u = 49.08 \text{ KN} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Vérification de l'adhérence aux appuis:

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9 \times d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi = 2 \times 3.14 \times 1.4 + 1.2 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{49.08 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 12.56 \times 10} = 1.61 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.61 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

→ Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

3) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14, 8.57, 25 \} = 8.57 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8** → $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

4) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \geq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm}, 16.8 \text{ cm} \}$$

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

c) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm}$$

5) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec :} \quad \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40 \times \Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm}$.

III-6-3) Vérification à l'ELS :

a) Combinaison des charges :

$$q_s = G + R_s$$

$$q_s = 1.875 + 3.37 + 20.18 = 25.425 \text{ KN/ml}$$

- Moment isostatique :

$$M_s = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{25.425 \times 2.8^2}{8} = 24.91 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$T_s = \frac{q_s \times l}{2} = \frac{25.425 \times 2.8}{2} = 35.59 \text{ KN}$$

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$M_{sap} = - 0.3M_s = -7.47 \text{ KN.m}$$

$$M_{str} = 0.85M_s = 21.17 \text{ KN.m}$$

b) Vérification des contraintes :

Etat limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

1. Aux appuis :

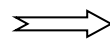
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{app}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.05}{25 \times 27} = 0.452$$

$$\rho_1 = 0.452 \Rightarrow \beta_1 = 0.898 \Rightarrow K_1 = 34.01$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{app} \times \beta \times d} = \frac{7.47 \times 10^6}{305 \times 0.898 \times 270} = 101.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{103.04}{34.01} = 2.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



Condition est vérifiée.

2. En travée :

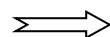
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.893 \Rightarrow K_1 = 31.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{21.17 \times 10^6}{339 \times 0.893 \times 270} = 259 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{259}{31.73} = 8.16 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 8.16 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



Condition est vérifiée.

III-6-4) Vérification de la flèche :

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

➤ $\frac{h}{L} = \frac{0.3}{2.8} = 0.107 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition est vérifiée.

➤ $\frac{h}{L} = \frac{0.3}{2.8} = 0.107 \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} = \frac{21.61}{10 \times 24.91} = 0.086$ Condition est vérifiée.

➤ $\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{3.39}{27 \times 25} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition est vérifiée.

→ Par conséquent le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ Etat limite de déformation :

La fissuration étant peu nuisible la vérification des contraintes dans les aciers n'est pas nécessaire.

Conclusion :

Les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

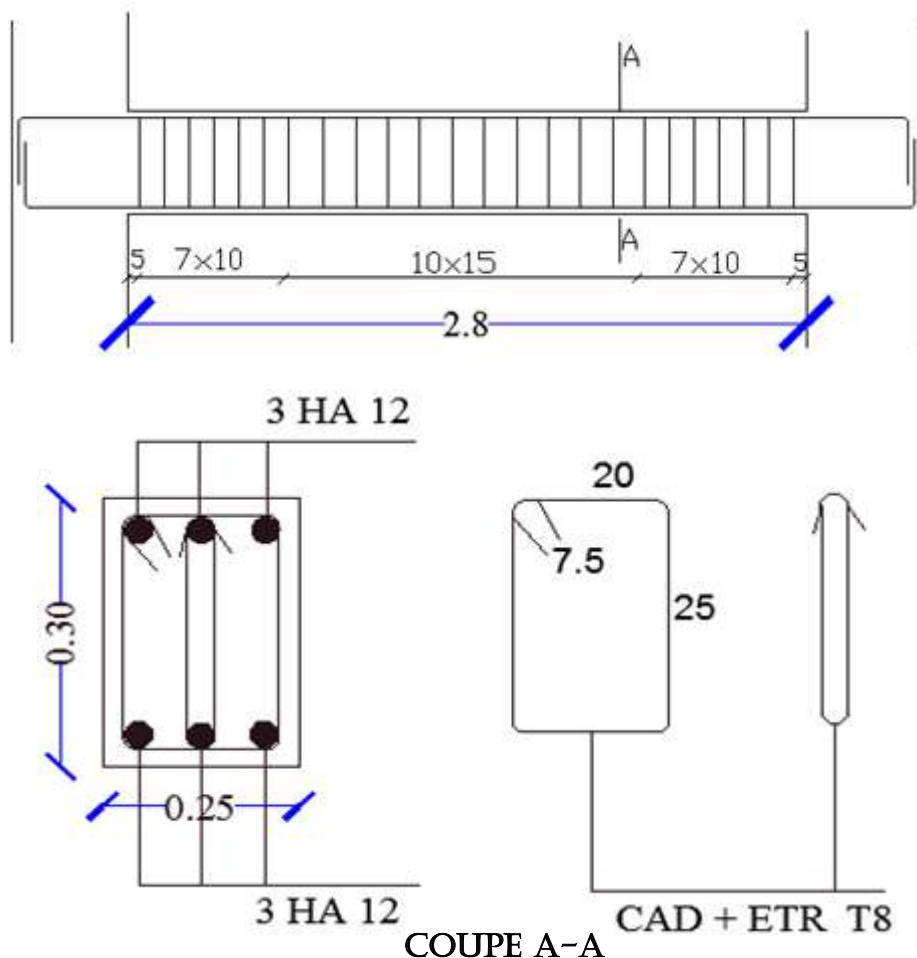


Fig III-6-3: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III-7) La poutre de chaînage :**Introduction :**

Les poutres de chaînage sont des poutres en béton armé; elle repose sur deux appuis des poutres principales elle supporte son poids propre et le poids des cloisons extérieures ; ceinturant les façades à chaque étage au niveau du plancher, cela les aide à rester solidaire de la structure, elles servent de porte à faux.

Et pour le ferrailage on prend le cas le plus défavorable dans les deux sens (transversale, longitudinal).

III-7-1) Pré-dimensionnement :

D'après le chapitre 02 on a : $H_t = 30 \text{ cm}$ et $B = 25 \text{ cm}$

➤ Détermination des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{ KN/ml}$
- poids du mur : $G_M = 2.44 \times (3.06 - 0.35) = 6.612 \text{ KN/ml}$
- Poids du plancher : $(5.68 \times 0.65 / 2) = 1.846 \text{ KN/ml}$
- $G_t = 10.33 \text{ KN /ml}$

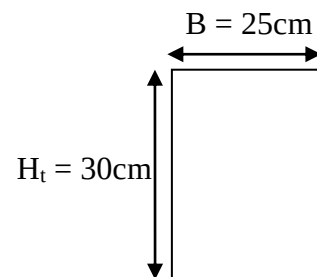


Fig III.7.1 section de poutre

• La surcharge d'exploitation :

$$Q = 2.5 \times (0.65/2) = 0.81 \text{ KN/ml.}$$

• Combinaisons de charges :

$$\text{-ELU : } q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 10.33 + 1.5 \times 0.81 = 15.16 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{-ELS : } q_s = G + Q = 10.33 + 0.81 = 11.14 \text{ KN/ml.}$$

III-7-2) Etude de la poutre à l'ELU :**III-7-2-1) Calcul des efforts :**

- Calcul des moments :

On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times \frac{q_u l^2}{8} = 0.85 \times \frac{15.16 \times 4^2}{8} = 25.772 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times \frac{q_u l^2}{8} = -0.3 \times \frac{15.16 \times 4^2}{8} = - 9.096 \text{ KN.m}$$

- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_u \times L/2 = 15.16 \times 4/2 = 30.32 \text{ KN/ml}$$

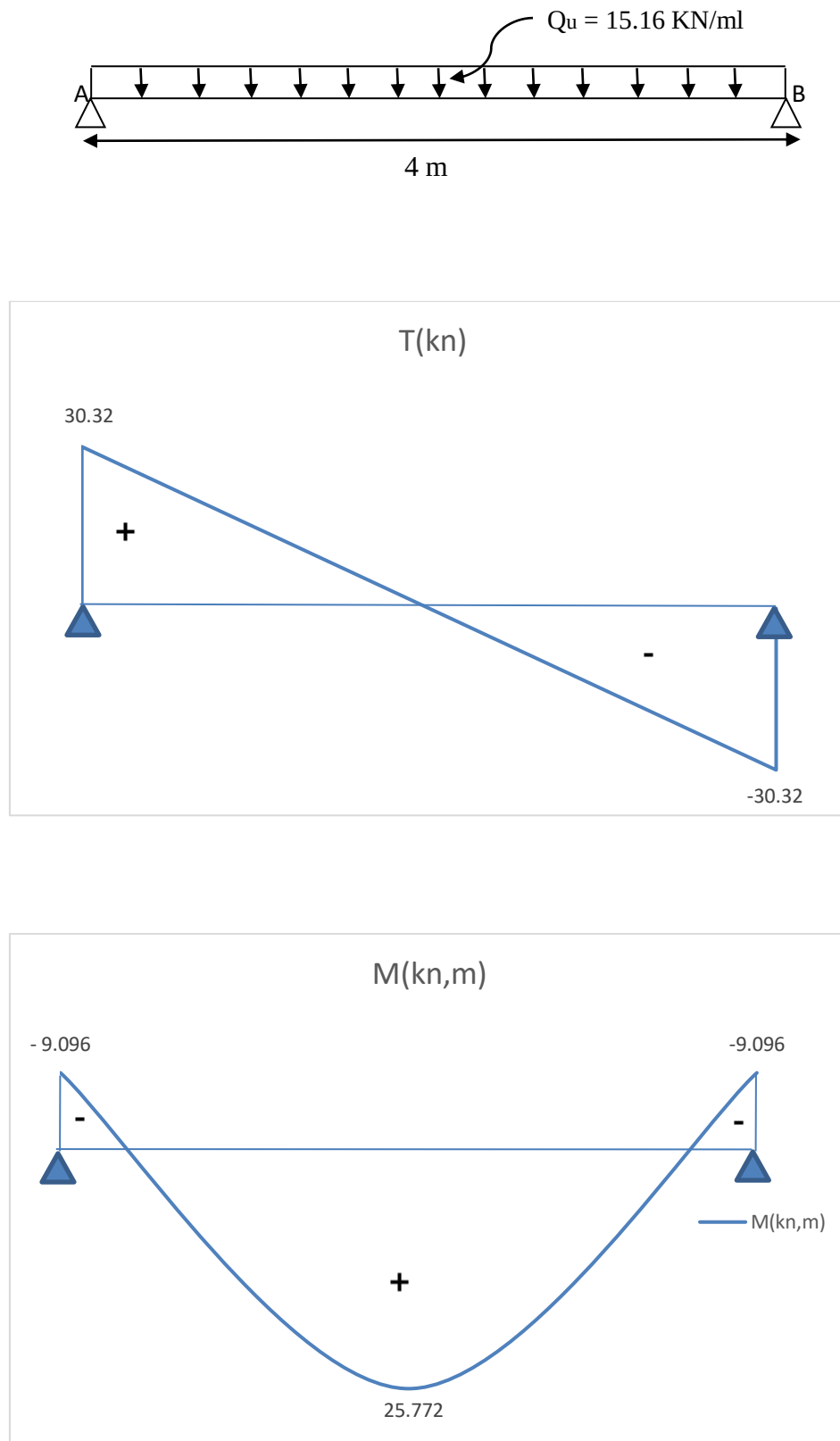


Figure III-7 -2 : Diagramme des efforts internes à L'ELU.

d) Ferrailage :

En travées : $h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; c = 3 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm}.$

$$\mu_t = \frac{M_t}{b \times f_{bu} \times d^2} = \frac{25.772 \times 1000}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.099$$

$$\mu_t = 0.099 < \mu_r = 0.936 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_t = 0.099 \Rightarrow \beta = 0.934$$

$$A_t = \frac{M_{ut}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{25.772 \times 1000}{0.947 \times 27 \times 348} = 2.896 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_t = 3 \text{ HA } 12 = 3.39 \text{ cm}^2.$

Aux appuis :

$$\mu_{ap} = \frac{M_{ap}}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{9.096 \times 1000}{25 \times 27^2 \times 14.2} = 0.036 < \mu_r = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_{ap} = 0.044 \Rightarrow \beta_1 = 0.982$$

$$A_{ap} = \frac{M_{ap}}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{9.096 \times 1000}{0.982 \times 27 \times 348} = 0.985 \text{ cm}^2$$

On prend : $A_{ap} = 2 \text{ HA } 12 + 1 \text{ HA } 10 = 3.05 \text{ cm}^2$

III-7-2-3) Vérification à l'ELU :**2) Condition de non fragilité (Art-A-4.2, 1 BAEL):**

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 25 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 0.815 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{a) En travée : } A_t = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \\ \text{b) Aux appuis : } A_{ap} = 3.05 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.815 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification de la section du béton à l'effort tranchant (Art-5-1-2-1 BAEL):

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \left\{ 2.5 \text{ MPa} , 4 \text{ MPa} \right\}$$

(Fissuration préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{30.32 \times 1000}{250 \times 270} = 0.449 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.449 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

3) Influence de l'effort tranchant aux voisinages des appuis (Art. 5.1.3.2, BAEL):**a) Influence sur les aciers :**

$$A_{ap} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(T_U + \frac{M_u}{0.9 \times d} \right) = \frac{1.15}{400} \left(30.32 \times 10^3 + \frac{9.096 \times 10^6}{0.9 \times 270} \right) = 1.95 \text{ cm}^2$$

$$A_{ap} = 3.05 \text{ cm}^2 > 1.95 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b) Influence sur le béton :

$$T_{\text{umax}} = 0.4 \times b \times 0.9 \times d \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.4 \times 250 \times 0.9 \times 270 \times \frac{25}{1.5} = 405 \text{ KN}$$

$$T_{\text{umax}} = 405 \text{ KN} > T_u = 30.32 \text{ KN} \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Vérification de l'adhérence aux appuis:**

$$\tau_u = \frac{T_u}{0.9d \sum U_i} \leq \bar{\tau}_u = \Psi \times f_{t28}$$

$\sum U_i$ = Somme des périmètres utiles des armatures.

$$\sum U_i = n \times \phi \times \pi = 2 \times 3.14 \times 1.4 + 1.2 \times 3.14 = 12.56 \text{ cm}$$

$$\tau_u = \frac{30.32 \times 1000}{0.9 \times 270 \times 12.56 \times 10} = 0.993 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.993 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Il n'y a pas risque d'entraînement des barres.

3) Les armatures transversales :

Les diamètres des armatures transversales doivent être tel que :

$$\Phi < \min \left\{ \Phi_L, \frac{h}{35}, \frac{b}{10} \right\} = \min \{ 14, 8.57, 25 \} = 7.14 \text{ mm}$$

On prend un cadre et un étrier en **HA8** $\rightarrow A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

4) Ecartement des barres :

D'après le **RPA2003 Art 7.5.2.2**, l'espacement est donné selon deux zones :

a) En zone nodale :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad S \leq \frac{A_t}{0.003 \times b} = \frac{2.01}{0.003 \times 25} = 26.80 \text{ cm}$$

$$S_t \geq \min \left\{ \frac{h}{4}, 12\Phi \right\} = \min \{ 7.5 \text{ cm}, 16.8 \text{ cm} \}$$

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

a) En zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{30}{2} = 12.5 \quad \text{on prend } S_t = 15 \text{ cm}$$

5) Ancrage des barres (A-6-1-2) :

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_s}$$

$$\text{Avec :} \quad \tau_s = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 42.33 \text{ cm}$$

Forfaitairement : $L_s = 40\Phi = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm.}$

III-7-3) Vérification à l'ELS :**a) Calcul des efforts :**

- Calcul des moments :

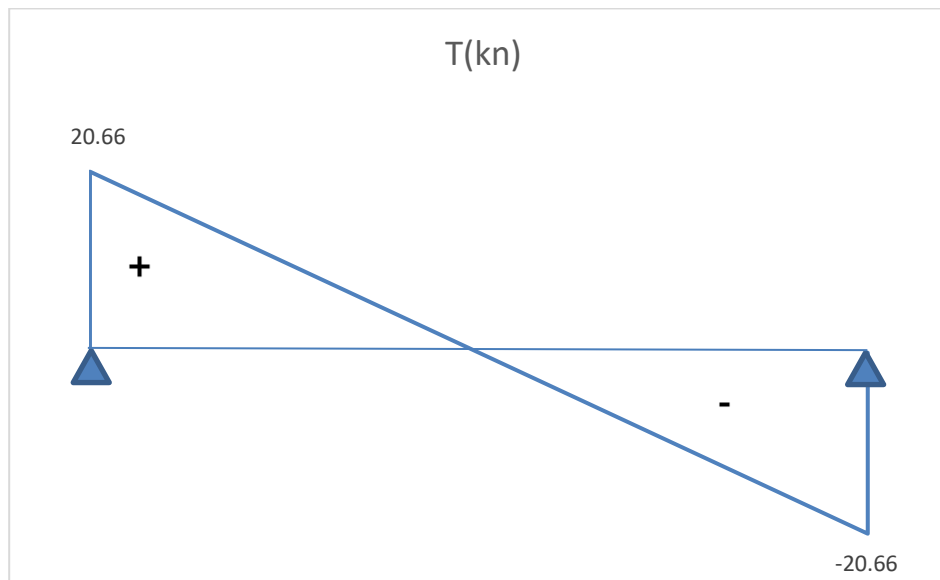
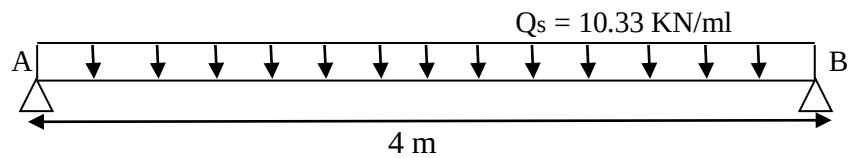
On tenant compte de l'effet de semi encastrement on aura :

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times \frac{q_s l^2}{8} = 0.85 \times \frac{10.33 \times 4^2}{8} = 17.561 \text{ KN.m}$$

$$\text{Aux appuis : } M_a = -0.3 \times \frac{q_s l^2}{8} = -0.3 \times \frac{10.33 \times 4^2}{8} = -6.198 \text{ KN.m}$$

- Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A = R_B = q_s \times L/2 = 10.33 \times 4/2 = 20.66 \text{ KN/ml}$$



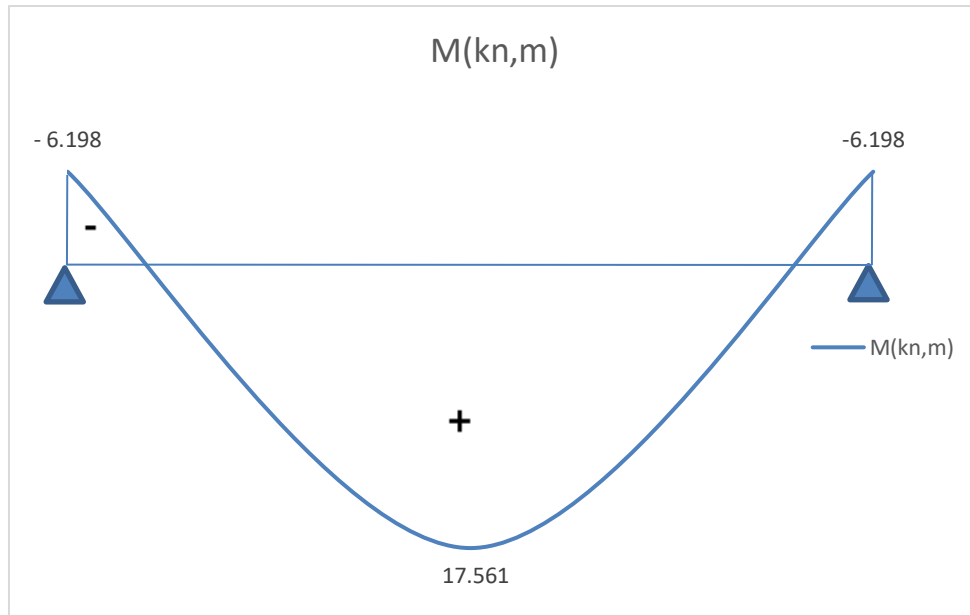


Figure III-7-3 : Diagramme des efforts internes à L'ELS.

b) Vérification des contraintes :

Etat limite de compression du béton : $\bar{\sigma}_{bc} \leq 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

3. Aux appuis :

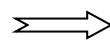
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{app}}{b \times d} = \frac{100 \times 3.05}{25 \times 27} = 0.452$$

$$\rho_1 = 0.452 \rightarrow \beta_1 = 0.898 \rightarrow K_1 = 34.01$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{A_{app} \times \beta \times d} = \frac{6.198 \times 10^6}{305 \times 0.898 \times 270} = 83.81 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{83.81}{34.01} = 2.46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.46 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



Condition est vérifiée.

1. En travée :

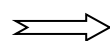
$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 3.39}{25 \times 27} = 0.502$$

$$\rho_1 = 0.502 \Rightarrow \beta_1 = 0.893 \Rightarrow K_1 = 31.73$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_t}{A_s \times \beta \times d} = \frac{17.561 \times 10^6}{339 \times 0.893 \times 270} = 214.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{214.84}{31.73} = 6.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.77 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$



Condition est vérifiée.

b) Vérification de la flèche :

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

- $\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.0875 > \frac{1}{16} = 0.0625$ Condition est vérifiée.
- $\frac{h}{L} = \frac{35}{400} = 0.0875 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{17.561}{10 \times 20.66} = 0.085$ Condition est vérifiée.
- $\frac{A}{B_0 \times d} = \frac{3.39}{30 \times 27} = 0.005 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$ Condition est vérifiée.

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Conclusion:

Suite aux différents calculs et vérifications effectués, nous adoptons pour le ferrailage des balcons celui adopté précédemment :

Les armatures longitudinales:

- En travée : **3HA12**
- Aux appuis : **2HA12 + 1HA10**

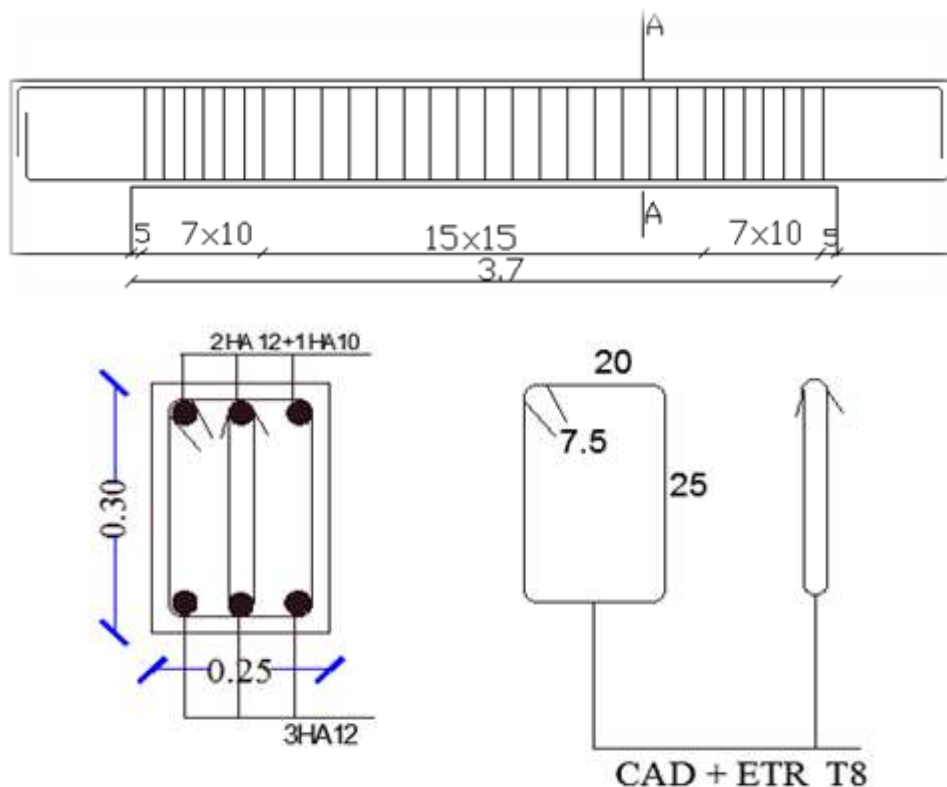
Les armatures transversales : Cadre et épingle en HA8

Fig III-7-4: Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.

CHAPITRE IV :

MODÉLISATION DE LA STRUCTURE

IV-1) Introduction :

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente réellement est souvent complexe et demande un calcul très fastidieux, donc le calcul manuel est peu fiable. Pour cela l'utilisation de l'outil informatique est devenue indispensable afin d'avoir des résultats proches des résultats réels dans des délais réduits.

Plusieurs programmes de calcul automatiques sont faits afin de formuler le problème de calcul des structures et ils sont basés sur la méthode des éléments finis (MEF) qui est une généralisation de la méthode de déformation pour les cas de structures ayant des éléments plans ou volumineux. La méthode considère la structure comme un assemblage discret d'éléments finis, ces derniers sont connectés entre eux par des nœuds situés sur les limites de ces éléments.

Cette méthode va nous permettre le calcul automatique de diverses structures, on dispose de nombreux programmes permettant l'étude statique et dynamique des structures dont ETABS, ROBOT, SAP...etc. Pour notre étude nous avons utilisé ETABS.

IV-2) Description du logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analysis Building Systems):

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments et ouvrages de Génie Civil à la fois facile et très efficace pour le calcul vis-à-vis des forces horizontales dues au séisme, il permet aussi :

- La modélisation de tous types de structures.
- La prise en compte des propriétés des matériaux.
- Le calcul et le dimensionnement des éléments.
- L'analyse des effets dynamiques est statique.
- La visualisation des déformées, des efforts internes, des modes de vibration ...etc
- Le transfert de données avec d'autres logiciels.

IV-3) Etapes de modélisation :

Les étapes de modélisation peuvent être résumées comme suit :

- 1- Introduction de la géométrie du modèle.
- 2- Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.
- 3- Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc.).
- 4- Affectation des éléments définis au modèle.
- 5- Définition des charges statiques (G, Q).
- 6- Introduction du spectre de réponse (E) selon le **RPA99 version 2003**.
- 7- Définition de la charge sismique E.
- 8- Chargement des éléments.
- 9- Introduction des combinaisons d'actions.

Étape 01 : Introduction de la géométrie du modèle (unités, grilles, niveaux)

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

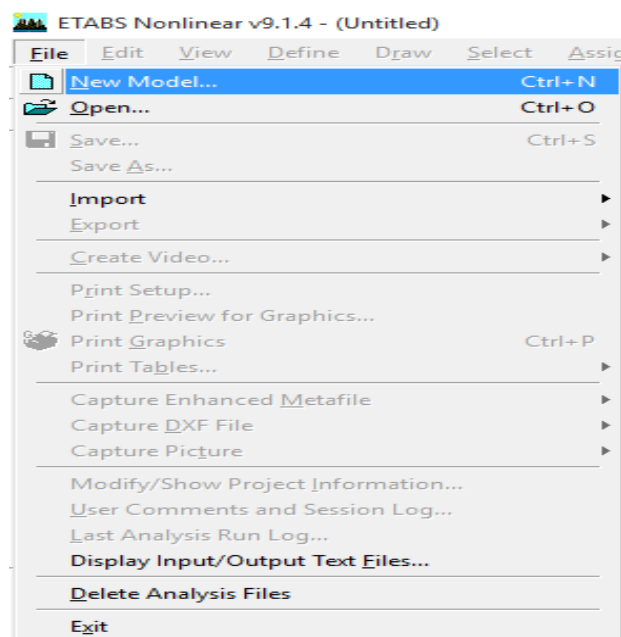
a- Choix de l'unité :

On doit choisir un système d'unités pour la saisie des données dans L'ETABS.

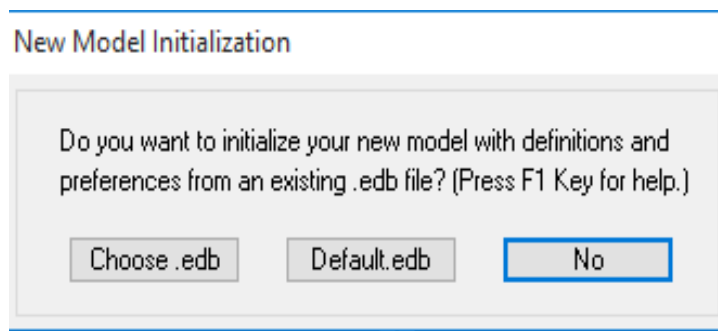
Au bas de l'écran, on sélectionne **KN-m** qui sera notre unité de travail.

**b- Géométrie de base:**

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **file** puis **New model**.



La fenêtre suivante s'ouvre et on clique sur **No**.



La fenêtre qui va s'ouvrir alors permet d'introduire :

- Le nombre de lignes suivant x-x.
- Le nombre de lignes suivant y-y.

Building Plan Grid System and Story Data Definition

Grid Dimensions (Plan)

☒ Uniform Grid Spacing

Number Lines in X Direction: 6

Number Lines in Y Direction: 8

Spacing in X Direction: 6,

Spacing in Y Direction: 6,

☐ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

Story Dimensions

☒ Simple Story Data

Number of Stories: 10

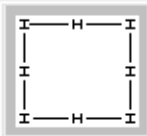
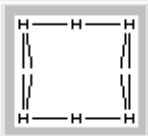
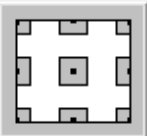
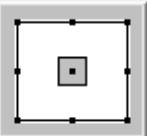
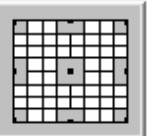
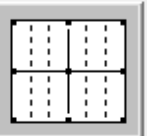
Typical Story Height: 3,06

Bottom Story Height: 4,42

☐ Custom Story Data Edit Story Data...

Units: KN-m

Add Structural Objects

 Steel Deck
 Staggered Truss
 Flat Slab
 Flat Slab with Perimeter Beams
 Waffle Slab
 Two Way or Ribbed Slab
 **Grid Only**

OK Cancel

c- Modification de la géométrie de base:

On clique sur **Custom Grid Spacing** → **Edit** → **Grid Spacing**

☒ Custom Grid Spacing

Grid Labels... Edit Grid...

☒ Custom Story Data

Edit Story Data...

Pour introduire le nombre d'étages et les hauteurs des différents étages :

On clique sure **Custom Story Data** → **Edit Story Data**

Nombre d'étages ↔

Hauteur de l'étage courant ↔

Hauteur du RDC ↔

Story Dimensions

☐ Simple Story Data

Number of Stories: 10

Typical Story Height: 3,06

Bottom Story Height: 4,42

☒ Custom Story Data

Edit Story Data...

On introduit les distances des trames suivent X-X et Y-Y.

Define Grid Data

Edit Format

X Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	A	0.	Primary	Show	Top	
2	B	3,2	Primary	Show	Top	
3	C	7,2	Primary	Show	Top	
4		9,95	Secondary	Hide	Top	
5	D	10,8	Primary	Show	Top	
6		12,25	Secondary	Hide	Top	
7		12,45	Secondary	Hide	Top	
8	E	13,9	Primary	Show	Top	
9	F	17,5	Primary	Show	Top	
10	G	21,5	Primary	Show	Top	

Y Grid Data

	Grid ID	Ordinate	Line Type	Visibility	Bubble Loc.	Grid Color
1	1	0.	Primary	Show	Left	
2		1,65	Secondary	Show	Left	
3	2	4,25	Primary	Show	Left	
4		5,7	Secondary	Hide	Left	
5		5,75	Secondary	Show	Left	
6	3	7,05	Primary	Show	Left	
7	7	9,95	Secondary	Show	Left	
8	4	11,05	Primary	Show	Left	
9	5	13,85	Primary	Show	Left	
10	6	17,1	Primary	Show	Left	

Units: **KN-m**

Display Grids as:
☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines
☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: **1,25**

Reset to Default Color
 Reorder Ordinates

OK Cancel

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
12	TERASSE	3,06	35,02	No	NONE	No	0.
11	ET9	3,06	31,96	No	RDC	No	0.
10	ET8	3,06	28,9	No	RDC	No	0.
9	ET7	3,06	25,84	No	RDC	No	0.
8	ET6	3,06	22,78	No	RDC	No	0.
7	ET5	3,06	19,72	No	RDC	No	0.
6	ET4	3,06	16,66	No	RDC	No	0.
5	ET3	3,06	13,6	No	RDC	No	0.
4	ET2	3,06	10,54	No	RDC	No	0.
3	ET1	3,06	7,48	No	RDC	No	0.
2	RDC	4,42	4,42	No	NONE	No	0.
1	BASE		0.				

Reset Selected Rows

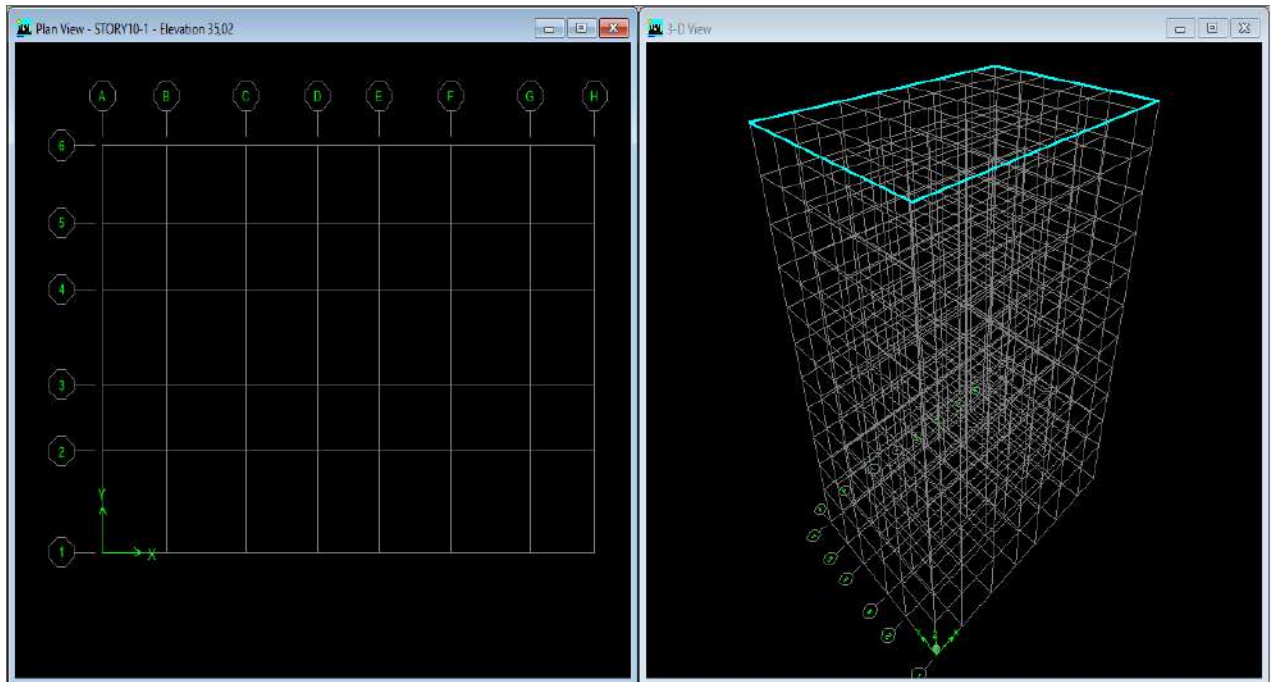
Height: **3,06** Reset
 Master Story: **No** Reset
 Similar To: **NONE** Reset
 Splice Point: **No** Reset
 Splice Height: **0** Reset

Units: **KN-m**

Change Units

OK Cancel

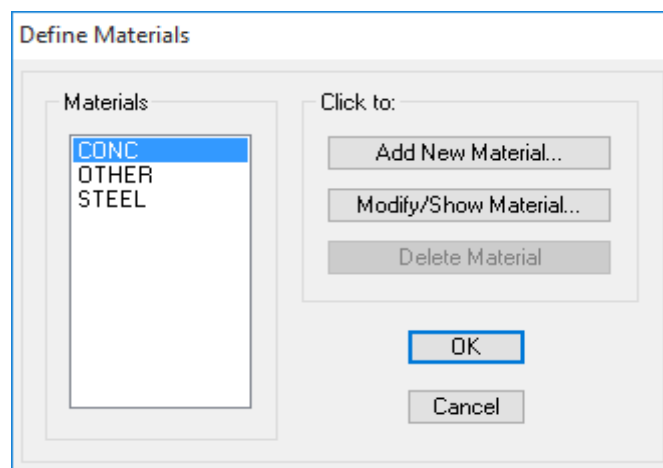
Après introductions des données précédentes (hauteur d'étage) comme indiqué sur l'image, on valide et on obtient deux fenêtres représentant la structure l'une en 3D et l'autre en 2D.



Étape 02 : Spécification des propriétés mécaniques des matériaux.

Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux.

Define → Materials properties → CONC → Modify/Show Material



Dans la boîte de dialogue qui apparaît on aura à définir les propriétés mécaniques des matériaux utilisés.

Material Property Data

Material Name CONC	Display Color Color 
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic	Type of Design Design Concrete
Analysis Property Data	Design Property Data (Eurocode 2-2004)
Mass per unit Volume 2.5	Charact. Conc Cyl Strength, fck 25000
Weight per unit Volume 25	Bending Reinf. Yield Stress, fyk 400000
Modulus of Elasticity 32164200	Shear Reinf. Yield Stress, fywk 400000
Poisson's Ratio 0.2	☐ Lightweight Concrete
Coeff of Thermal Expansion 9.900E-06	Shear Strength Reduc. Factor
Shear Modulus 13401750	
OK	Cancel

Material Property Data

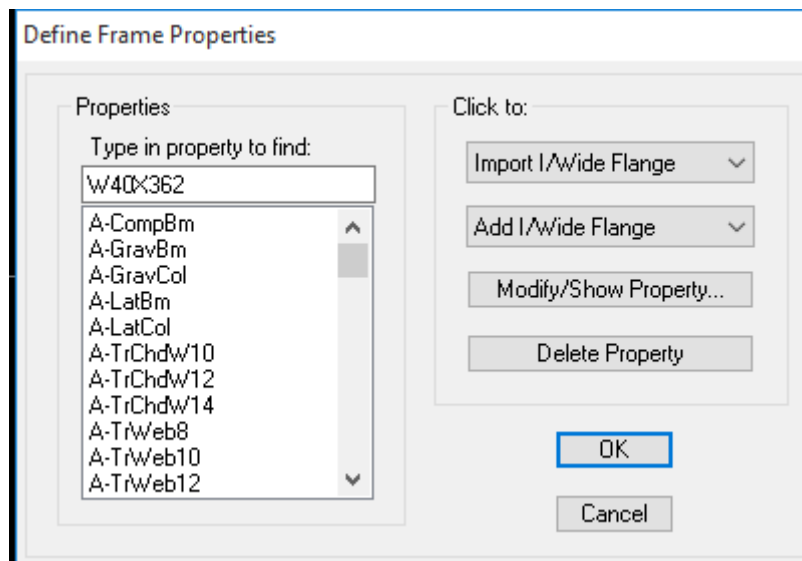
Material Name OTHER	Display Color Color 
Type of Material ☒ Isotropic ☐ Orthotropic	Type of Design Design None
Analysis Property Data	Design Property Data
Mass per unit Volume 0	
Weight per unit Volume 0	
Modulus of Elasticity 1.999E+08	
Poisson's Ratio 0.3	
Coeff of Thermal Expansion 1.170E-05	
Shear Modulus 76884615	
OK	Cancel

Étape03: Spécification des propriétés géométriques des éléments (poteaux, poutres, voile...etc) :

On va définir chaque élément de la structure (les poutres , les poteaux, les voiles... etc)

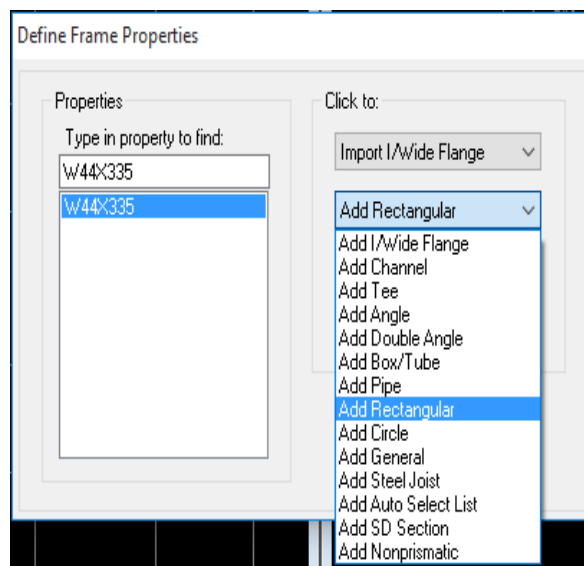
Define → Frame sections

Dans l'icône Propriétés on sélectionne tout les coffrages donnés par défaut dans la colonne puis on clique sur **Delete Property**.



Pour introduire les coffrages des poutres et des poteaux on clique sur :

Add I/Wide Flange → Add Rectangular



La fenêtre si dessous vas s'afficher et les valeurs à introduire varie selon que ce soit des :

- Poutres principales 30×40 cm².
- Poutre secondaire 30×35 cm².
- Poutres de chainage 20×30 cm².
- Poteaux 45×45 cm².
- Poteaux 40×40 cm².
- Poteaux 35×35 cm².

The image shows two overlapping dialog boxes from a structural analysis software. The 'Rectangular Section' dialog on the left has a 'Section Name' field with 'POT40x40', 'Properties' and 'Property Modifiers' buttons, a 'Material' dropdown set to 'CONC', 'Dimensions' fields for 'Depth (t3)' and 'Width (t2)' both set to '0,4', a 'Concrete' section with a 'Reinforcement...' button, and a 'Display Color' green square. The 'Reinforcement Data' dialog on the right has a 'Design Type' section with 'Column' selected, a 'Configuration of Reinforcement' section with 'Rectangular' selected, a 'Lateral Reinforcement' section with 'Ties' selected, a 'Rectangular Reinforcement' section with 'Cover to Rebar Center' set to '0,0457', 'Number of Bars in 3-dir' and 'Number of Bars in 2-dir' both set to '3', 'Bar Size' and 'Corner Bar Size' both set to '#9', and a 'Check/Design' section with 'Reinforcement to be Checked' selected. Both dialogs have 'OK' and 'Cancel' buttons.

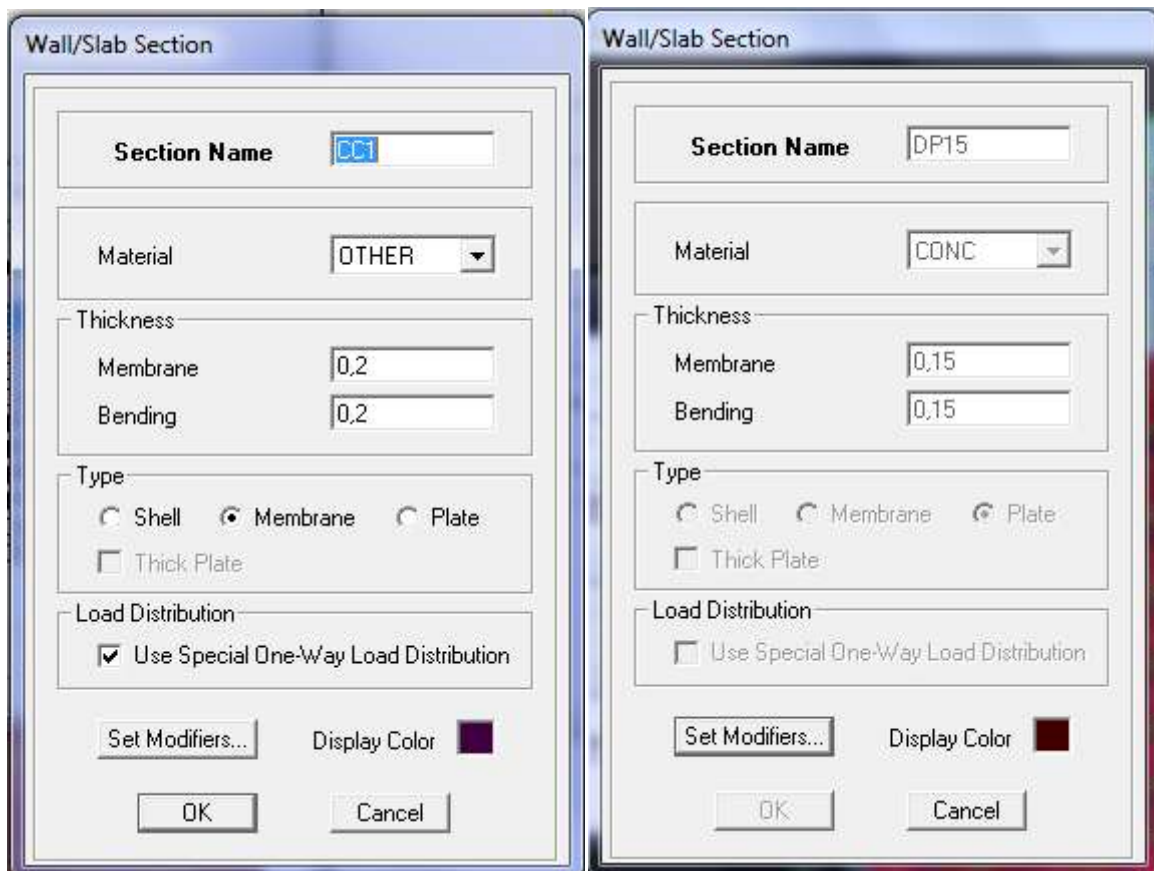
Remarque :

Pour les poutres la même chose que les poteaux, sauf qu'au lieu de cocher sur **column** on coche sur : **beam**.

This image shows the 'Rectangular Section' dialog box with the 'Section Name' field set to 'PP30x40'. The 'Material' dropdown is still 'CONC'. In the 'Dimensions' section, 'Depth (t3)' is '0,4' and 'Width (t2)' is '0,3'. The 'Concrete' section has a 'Reinforcement...' button. The 'Display Color' is now a blue square. The 'OK' and 'Cancel' buttons are at the bottom.

➤ **Dalle pleines, voiles et raidisseur :**

On clique sur **Define** puis **Wall/slab/Deck Sections**.

1) *SLAB = Dalles:*2) *WALL = Voiles:*

Define → Wall/slab/deck section.

On clique sur **Add New wall**, une nouvelle fenêtre va apparaître; là où il faut introduire un nom pour la section du voile et son épaisseur.

Etape 04: affectation des éléments défini au model:

Pour affecter les sections définies aux différents éléments on doit suivre les étapes suivantes :

Pour les poteaux :

Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de poteaux à placer selon l'étage correspondant :

- { RDC - 01er étage : $45 \times 45 \text{ cm}^2$
- { 02 03 - 04 étages : $40 \times 40 \text{ cm}^2$
- { 05- 06 - 07-08 - 09 étages : $35 \times 35 \text{ cm}^2$

On place les poteaux dans leur place conformément au plan d'architecte.

Pour les poutres :

Une boîte de dialogue apparaît et on sélectionne dans **Property of Object** le type de la poutre à placer :

- { Poutre principale 30×40
- { Poutre secondaire 30×35

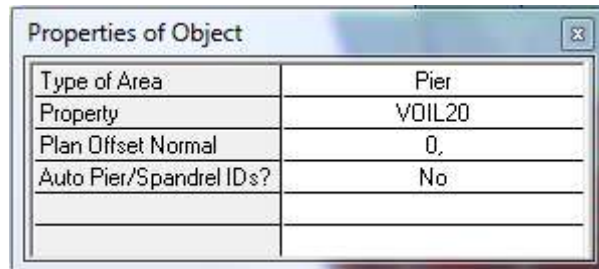
Sélectionne les lignes porteuses de cet élément pour qu'il soit placé.

Pour les dalles pleines : 

Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property DP**.

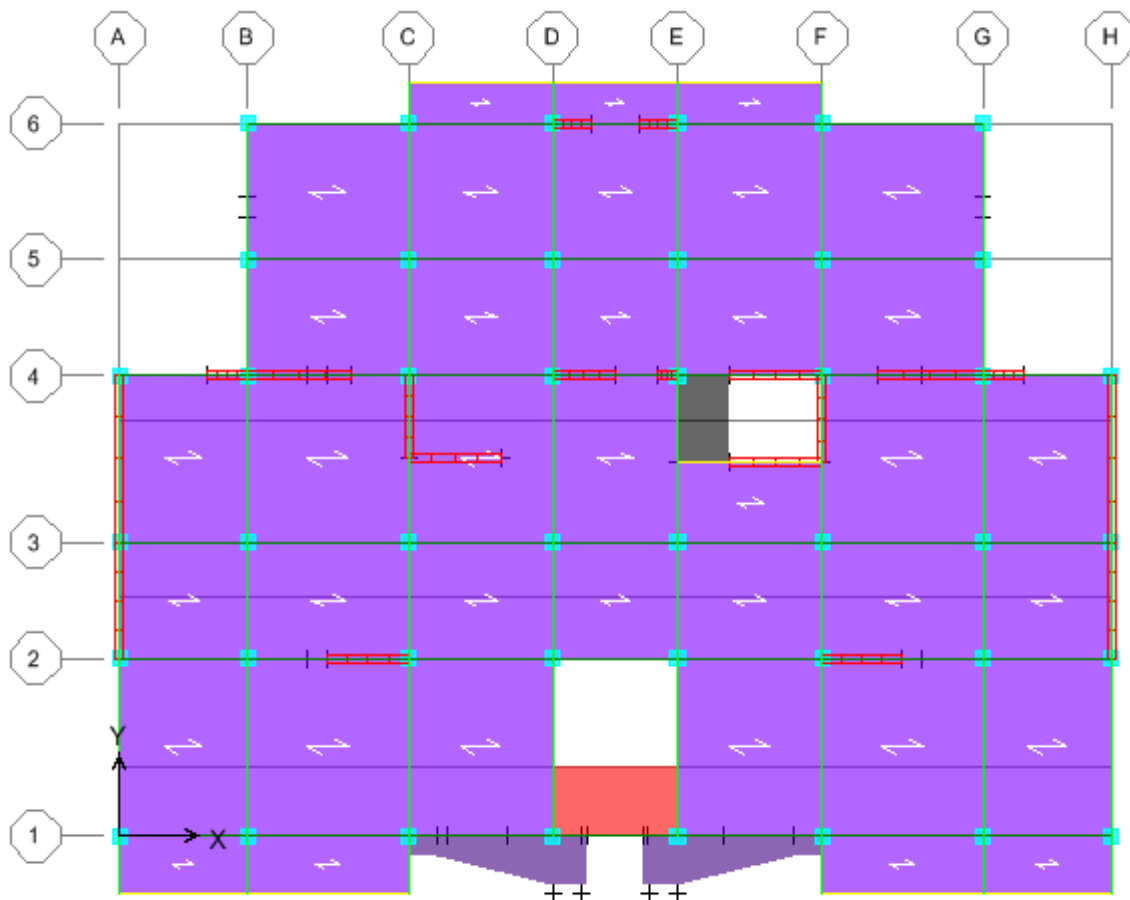
Pour les voiles : 

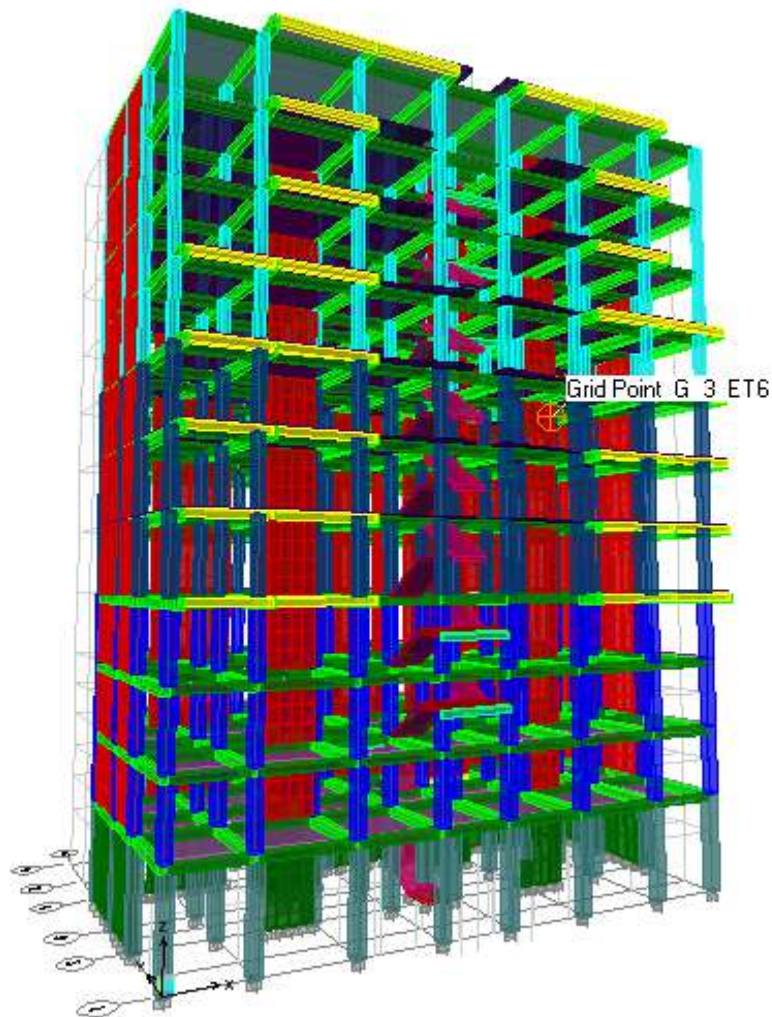
Dans la boîte de dialogue qui apparaît, on sélectionne dans **Property VOILE**.



Pour la disposition des voiles : avant de faire la disposition on a lancé d'abord l'analyse pour voir le comportement de notre structure (rotation période, l'animation) puis on a opté pour cette disposition ci-dessous.

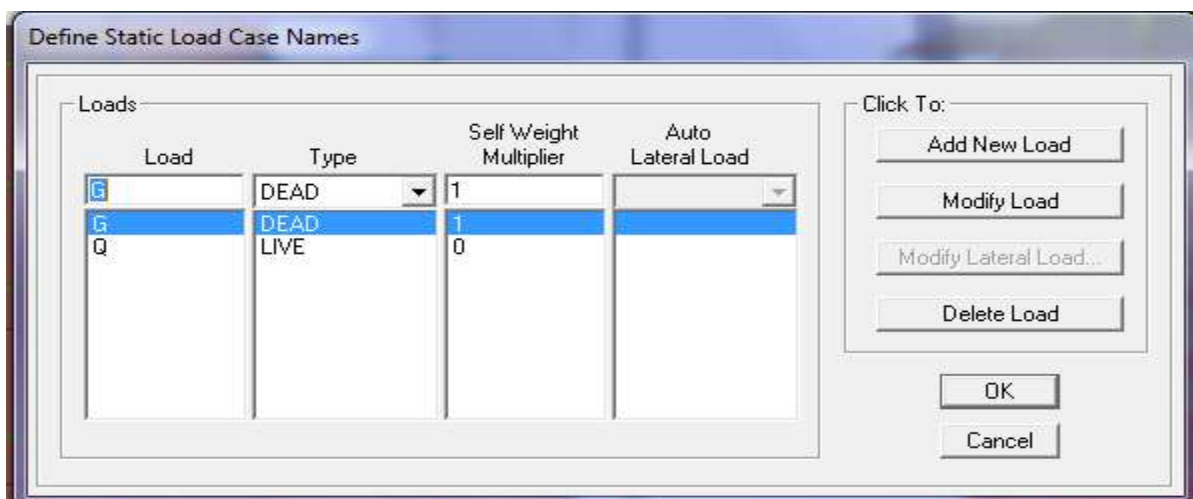
Toutes les étapes précédente nous ferons aboutir à la structure suivante :





Etape 5 : Définition des charges statiques :

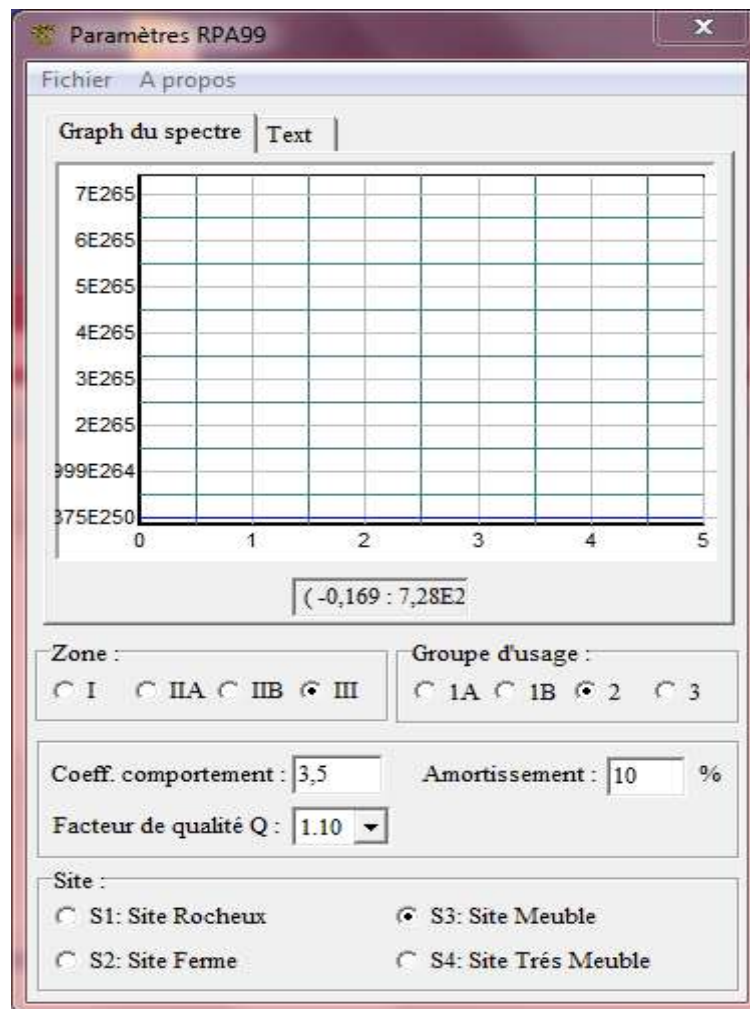
La structure est soumise à des charges permanentes (G) et des surcharges d'exploitation (Q) pour les définir on clique sur  , au bien **Define Static** → **Load Cases**



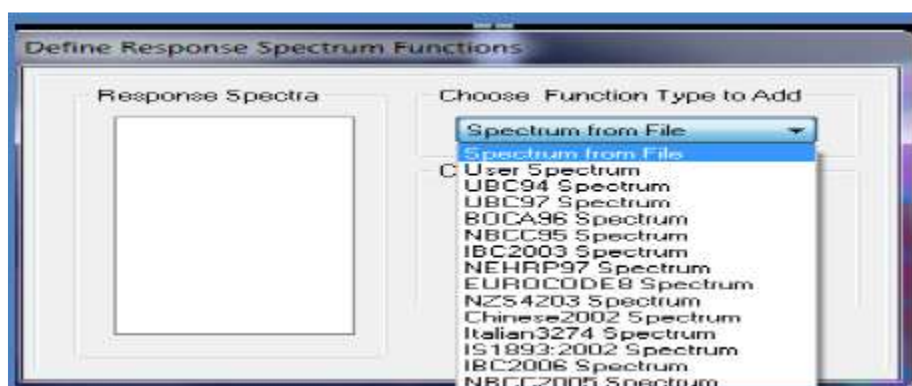
Etape 06 : Introduction du spectre de réponse (E) selon le RPA99 /version2003.

La création du spectre de réponse se fait avec l'utilisation du logiciel de calcul RPA99.

On ouvre le logiciel en cliquant sur l'icône.



Pour injecter le spectre dans le logiciel ETABS on clique sur
Define Reponse → Spectrum Function → Spectrum from file



Response Spectrum Function Definition

Function Name: RPAX

Function Damping Ratio: 0,05

Function File:

File Name: c:\users\vesdi\desktop\nouveau dossier\rpa.txt

Header Lines to Skip: 0

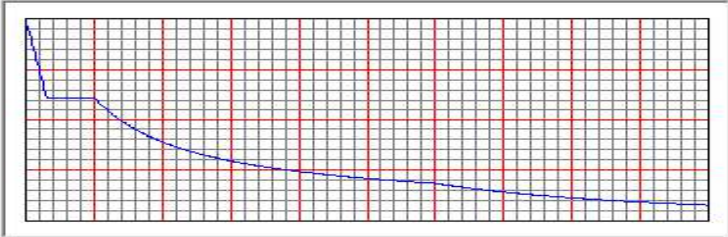
Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Convert to User Defined View File

Function Graph:



Display Graph 0,0,0,0

OK Cancel

Response Spectrum Function Definition

Function Name: RPAY

Function Damping Ratio: 0,05

Function File:

File Name: c:\users\vesdi\desktop\nouveau dossier\rpa.txt

Header Lines to Skip: 0

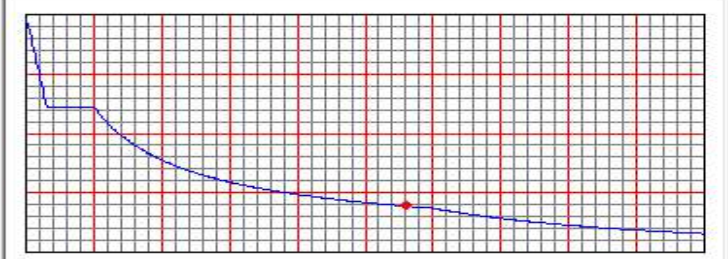
Values are:

☐ Frequency vs Value

☒ Period vs Value

Convert to User Defined View File

Function Graph:



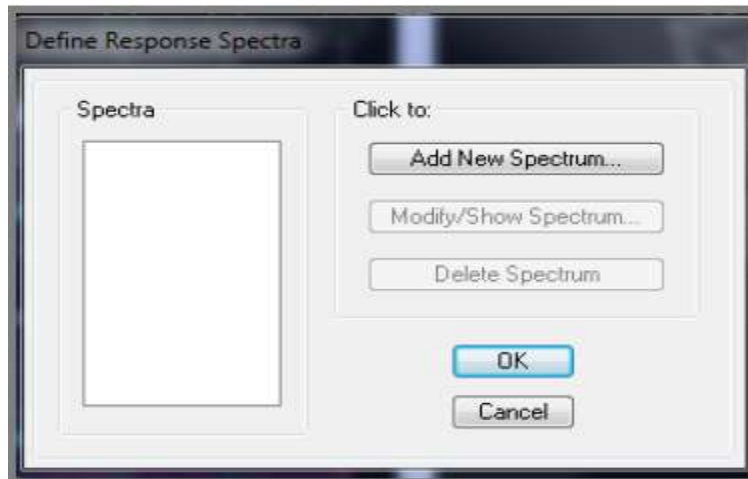
Display Graph (2,8088 , 0,062)

OK Cancel

Étape 07: Définition de la charge sismique E.

Consiste à la définition du chargement E (séisme) pour cela on clique sur

Define → **Reponses spectrum** où bien on cliquant sur l'icône :



Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EX

Structural and Function Damping

Damping 0,1

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF ☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1	RPAX	9,81
U2		
UZ		

Excitation angle 0,

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05

Override Diaph. Eccen.

Response Spectrum Case Data

Spectrum Case Name EY

Structural and Function Damping

Damping 0,1

Modal Combination

☒ CQC ☐ SRSS ☐ ABS ☐ GMC

f1 f2

Directional Combination

☒ SRSS ☐ ABS ☐ Orthogonal SF ☐ Modified SRSS (Chinese)

Input Response Spectra

Direction	Function	Scale Factor
U1		
U2	RPAY	9,81
UZ		

Excitation angle 0,

Eccentricity

Ecc. Ratio (All Diaph.) 0,05

Override Diaph. Eccen.

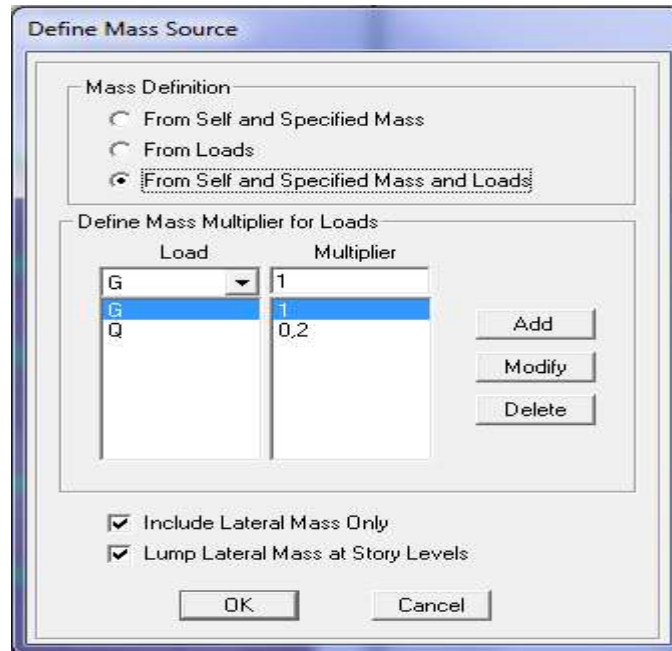
➤ **Définition de la masse sismique :**

Masse source (masse revenant à chaque plancher)



Dans notre cas l'ouvrage est à usage d'habitation donc $\beta = 0.2$

On introduit ces masses dans ETABS en passe par ces étapes.



Étapes 08: Chargement des éléments.

Terrasse } $G = 5.68 \text{ KN / m}^2$
 $H = 3.06$ } $Q = 1 \text{ KN / m}^2$

Dalle salle } $G = 3.5 \text{ KN / m}^2$
 machine } $Q = 1 \text{ KN / m}^2$

Etage } $G = 5.6 \text{ KN / m}^2$
 Courant } $Q = 1.5 \text{ KN / m}^2$
 $H = 3.06$

Balcon } $G = 5.55 \text{ KN / m}^2$
 } $Q = 3.5 \text{ KN / m}^2$

Etage de } $G = 5.6 \text{ KN / m}^2$
 Service } $Q = 2.5 \text{ KN / m}^2$

Porte } $G = 5.55 \text{ KN / m}^2$
 à faux } $Q = 1.5 \text{ KN / m}^2$

Par la méthode de bardage:

➤ **Dalle plaine :** $G_t = 5.61 \text{ KN / m}^2$ et $Q = 3.5 \text{ KN / m}^2$

$$G = G - (e \times 25) = 5.61 - (0.15 \times 25) = 1.86 \text{ KN / m}^2$$

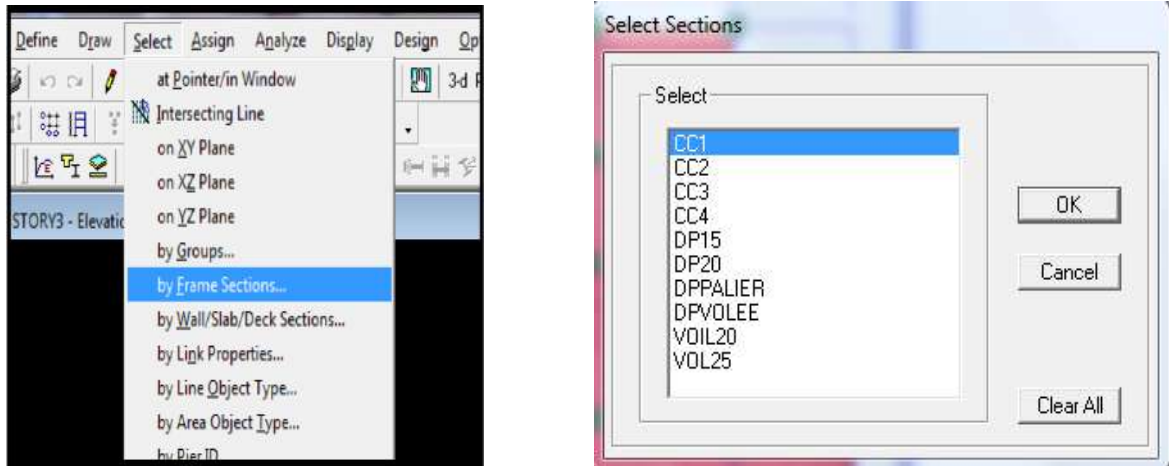
$$Q = 3.5 \text{ KN / m}^2$$

Remarque : La même chose pour la dalle de la salle machine.

Pour charger les planchers:

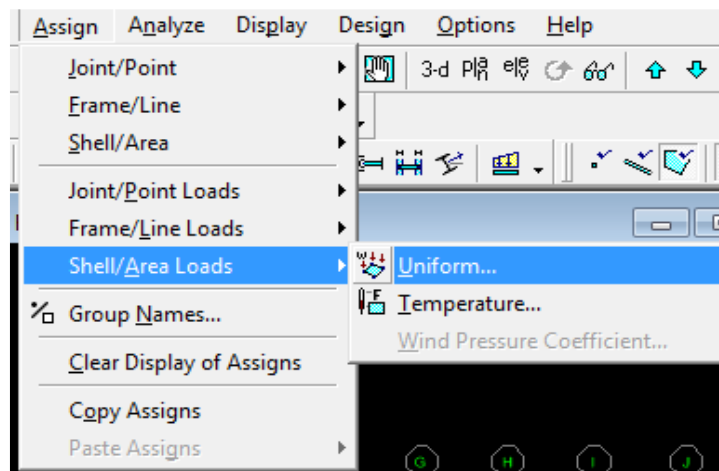
Pour le chargement de plancher corps creux, nous allons les sélectionner comme suit:

Select by Wall/Slab/Deck Sections, on sélectionne corps creux :

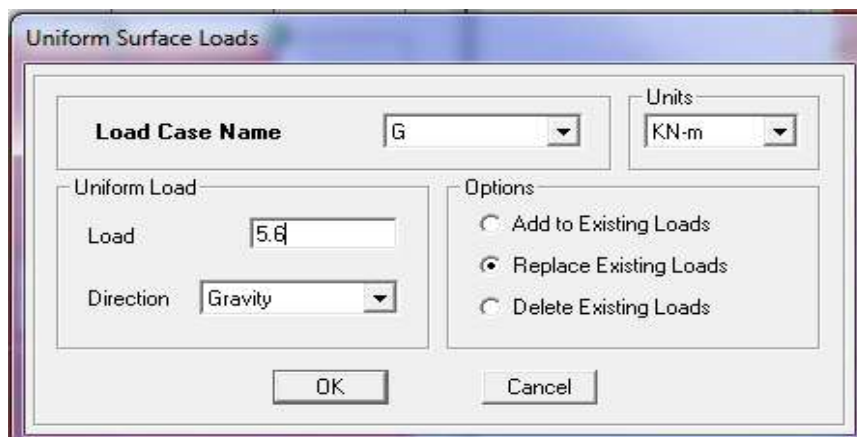


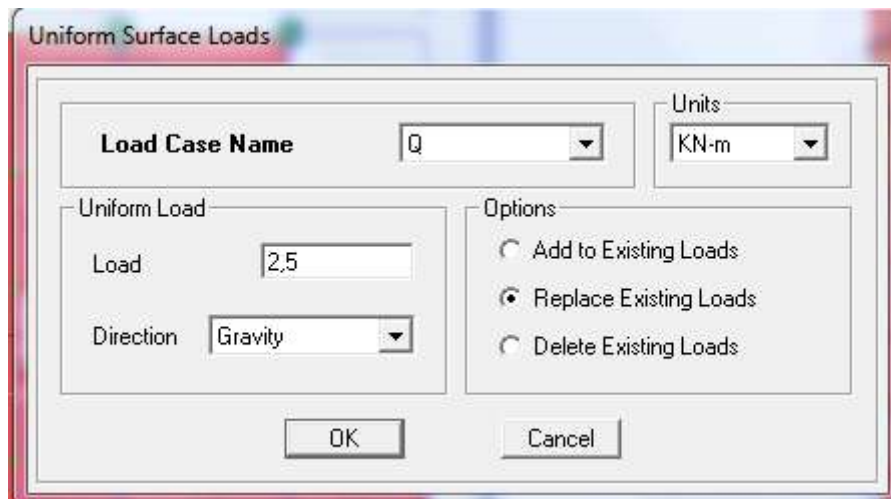
Assign → **Shell/area** → **loads Uniform**

Ou bien avec l'icone 



Et on introduit les valeurs des charges et surcharges d'étage de service.





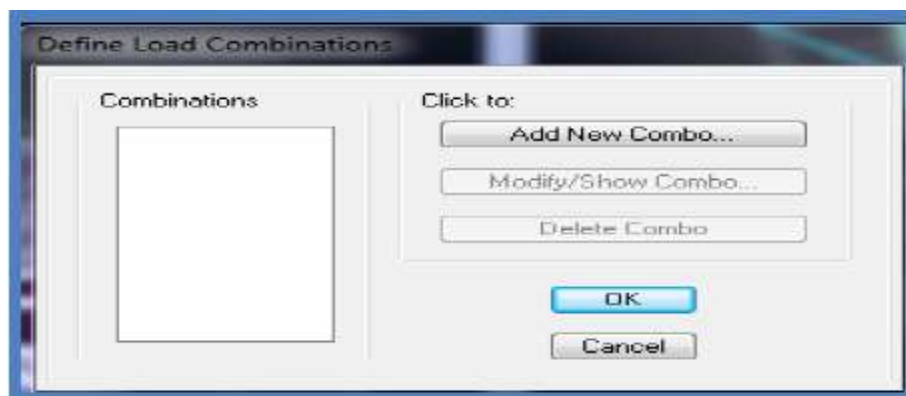
Étape 09: introduction des combinaisons d'actions :

- **Combinaison aux états limites :**
 $ELU : 1.35G + 1.5 Q$
 $ELS : G + Q$
- **Combinaison accidentelle du RPA :**
 $GQE : G + Q \pm E$
 $0.8GE : 0.8G \pm E$

Pour les introduire dans le logiciel on suit cet enchainement comme suite :

Define → Load combinations → Add New Combo.

On aura la fenêtre suivante puis on clique sur **Add New Combo.**



On introduit les noms des combinaisons et le facteur multiplicateur :

Load Combination Data

Load Combination Name: ELU

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1.35
G Static Load	1.35
Q Static Load	1.5

Add
Modify
Delete

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: ELS

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1
G Static Load	1
Q Static Load	1

Add
Modify
Delete

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: GQEX

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	1
G Static Load	1
Q Static Load	1
EX Spectra	1

Add
Modify
Delete

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name: PBGEX

Load Combination Type: ADD

Define Combination

Case Name	Scale Factor
G Static Load	0.8
G Static Load	0.8
EX Spectra	1

Add
Modify
Delete

OK Cancel

➤ **Attribution des diaphragmes au déferent plancher du modèle :**

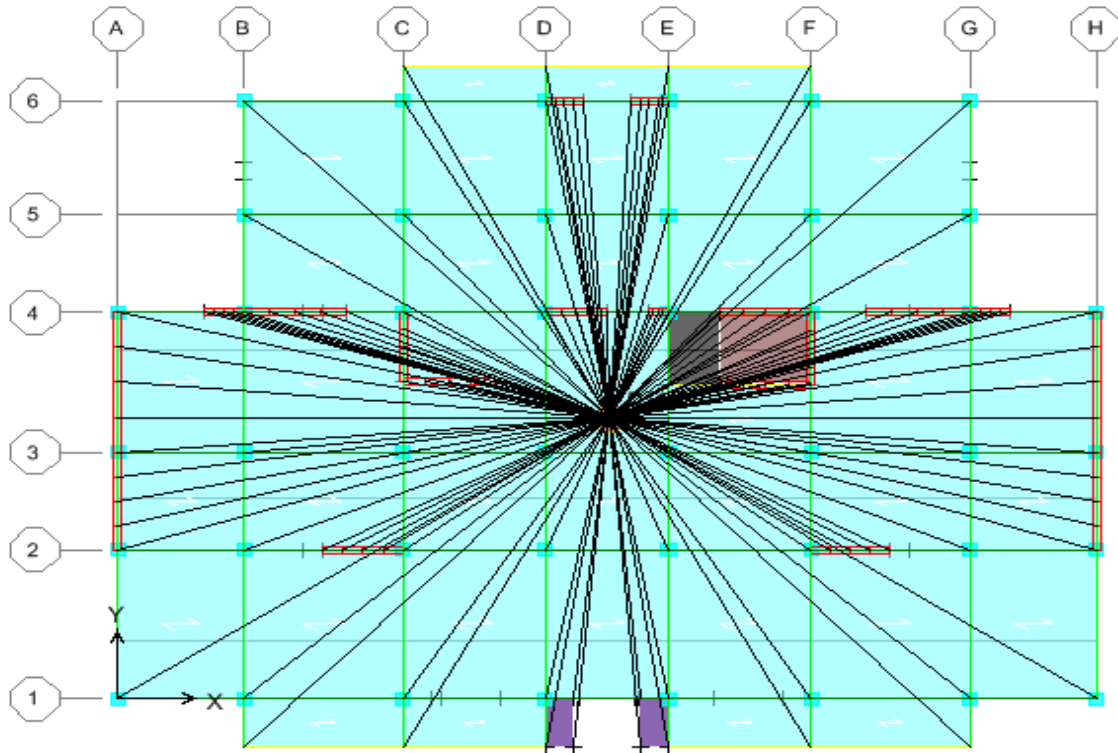
Comme les planchers sont supposés infiniment rigides, on doit relier les nœuds du même plancher à leurs nœuds maitres de telle sorte qu'ils puissent former un diaphragme, ceci a pour effet de réduire le nombre d'équations à résoudre par *ETABS*. On sélectionne le premier étage puis :

Set Plain View → STORY1 → OK

Sélections de la vues en plan du premier étage.

Define Diaphragm → OK

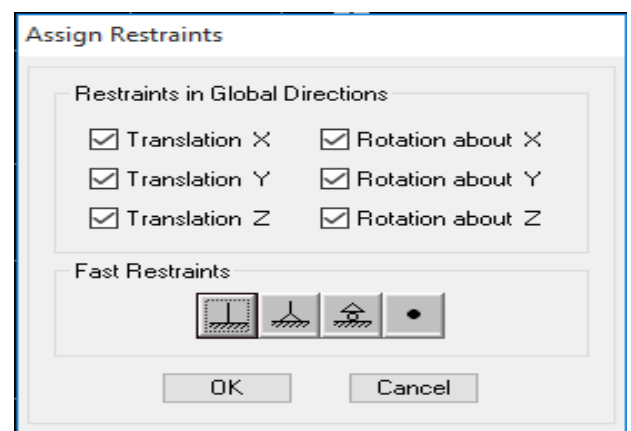
Le premier diaphragme apparaît alors avec la même façon on réalise les diaphragmes qui vont suivre mais cette fois en cliquant sur **Add New Diaphragm** puis en clique sur **OK** pour valider et on refait les mêmes opérations pour tous les autres planchers.



Remarque :

On doit définir les appuis (encastrer les poteaux et les voiles à la base du bâtiment), pour les faire on se place à la base et on sélectionne tout puis on clique sur l'icône 

La fenêtre suivante s'affiche :



Après avoir terminé toutes les étapes on lance l'analyse on cliquant sur **F5** ou bien

Display → run analyse

CHAPITRE V :

VÉRIFICATIONS AU RPA

Introduction :

Le séisme peut être défini comme des mouvements transitoires et passagers qui provoquent une libération brutale d'énergies accumulées dans la région où il se manifeste. Ces mouvements s'effectuent généralement le long d'une faille préexistante affectant des roches de l'écorce terrestre et en fonction de leur intensité, peuvent provoquer des dommages importants et même la ruine des constructions, d'où la nécessité de protéger les vies humaines et leurs biens matériels en tenant compte de ce phénomène naturel dans la conception des constructions.

Pour cela, le règlement parasismique Algérien prévoit des mesures nécessaires à la conception et à la réalisation de la construction de manière à assurer un degré de protection acceptable.

V-1) Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le **RPA99/version 2003** prévoit d'utiliser soit :

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

❖ Condition d'application de la méthode statique équivalente :

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

- a) Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :
- $$\left\{ \begin{array}{l} - H \leq 65m \text{ en zones I, II}_a, \text{ II}_b \\ - H \leq 30m \text{ en zone III.} \end{array} \right.$$
- b) Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le **RPA (Art 4.1.2)** en plus de la hauteur énoncée en 'a'.

❖ Condition d'application de la méthode d'analyse modale spectrale :

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

✓ Présentation de la méthode modale spectrale :

Dans cette méthode on recherche pour chaque mode de vibration le maximum d'effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets vont être combinés suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

✓ **Principe de la méthode d'analyse dynamique par accélérographes :**

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

IV-2) Vérification des conditions de la MSE :

- Boumerdes, zone III - $35.02m > 30m$	}	Condition non vérifiée donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

⇒ *Donc on va choisir la Méthode dynamique modale spectrale.*

IV-3) Méthode dynamique modale spectrale :

IV-3-1) Spectre de réponse de calcul (RPA. Art4.3.3.)

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Spectre de réponse est en fonction des paramètres suivant :

A) La zone : notre structure est implantée à Boumerdes qui est considéré comme **zone (III)**.

A : Coefficient d'accélération de zone, donné par **le tableau 4.1 (RPA99/version 2003)**

Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment **A-zoneIII = 0.25**

B) Le groupe (RPA. Art.3.2) :

Groupe 2 : Ouvrages courants ou d'importance moyenne

V-4): Vérification des conditions du RPA:**1-Vérification de la période :**

Estimation de la période fondamentale « T » de la structure peut être estimée de la formule :
 Le RPA 2003 donne une formule empirique suivante : $T = C_T h_n^{3/4}$ (4-6 RPA 2003)

Avec :

h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau(n).

C_t : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

Il est donné le tableau 4.6 (RPA99 Version 2003). $C_t = 0.05$

$$T = 0.05 \times 35.02^{0.75} = 0.719 \text{ s}$$

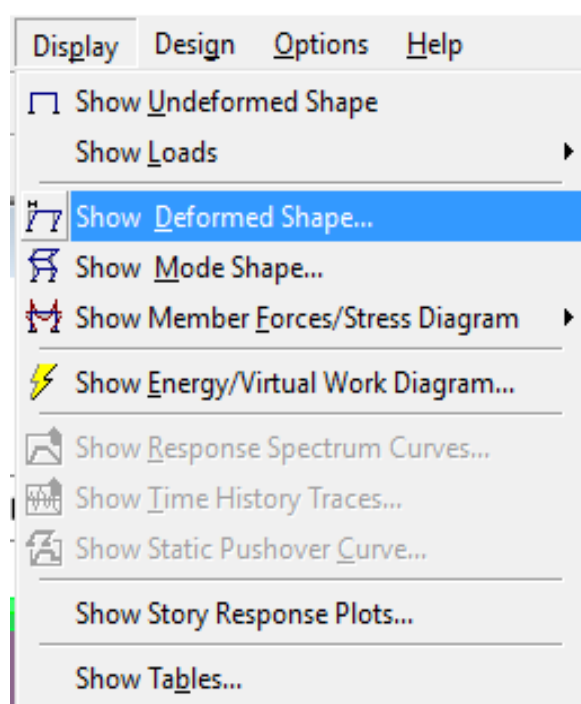
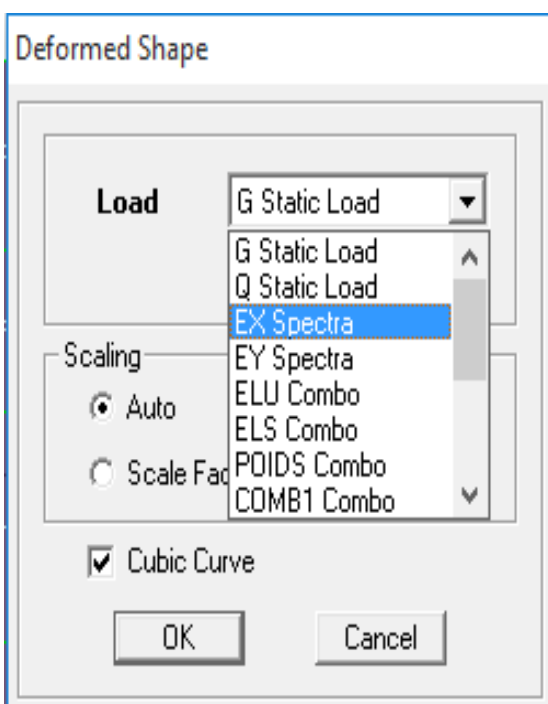
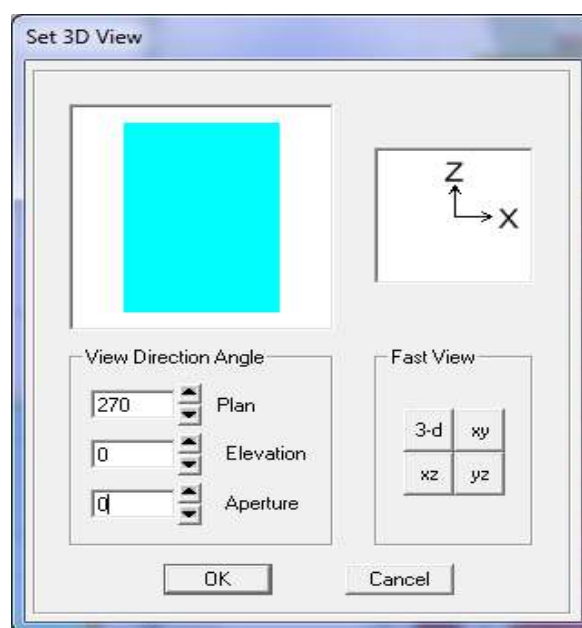
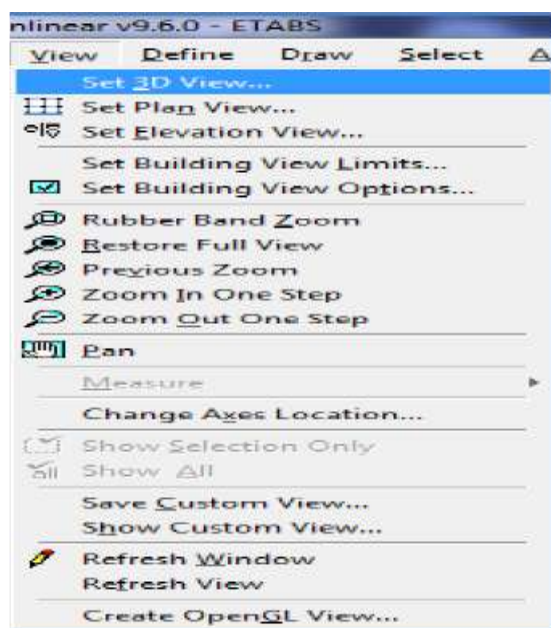
✓ **Détermination de la période par ETABS :**

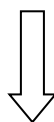
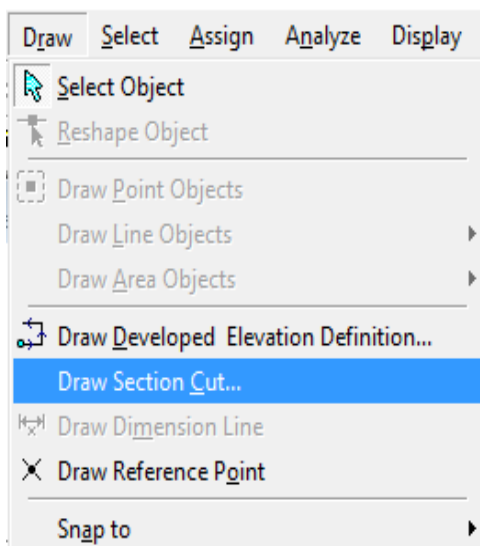
Display → Show tables → Modal information → Building modal information
 → Table: modal participating mass ratios → OK

Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
1	0,866125	59,8563	0,7086	0,0000	59,8563	0,7086	0,0000	1,1061
2	0,771972	0,5400	60,3776	0,0000	60,3963	61,0862	0,0000	94,8946
3	0,596659	3,7307	0,1616	0,0000	64,1270	61,2478	0,0000	0,2543
4	0,248208	13,8743	0,0426	0,0000	78,0013	61,2904	0,0000	0,0069
5	0,190082	0,0271	18,1971	0,0000	78,0283	79,4875	0,0000	2,6369
6	0,145310	0,1884	0,0260	0,0000	78,2167	79,5136	0,0000	0,0035
7	0,122389	7,0081	0,0084	0,0000	85,2248	79,5220	0,0000	0,0005
8	0,086150	0,0062	6,8910	0,0000	85,2310	86,4130	0,0000	0,6164
9	0,074865	4,1824	0,0041	0,0000	89,4134	86,4171	0,0000	0,0002
10	0,065833	0,1039	0,0064	0,0000	89,5172	86,4235	0,0000	0,0007
11	0,063545	0,0777	0,0003	0,0000	89,5949	86,4239	0,0000	0,0000
12	0,053578	0,0000	3,6333	0,0000	89,5950	90,0571	0,0000	0,1752
13	0,052496	2,3306	0,0005	0,0000	91,9255	90,0576	0,0000	0,0000
14	0,050692	0,0040	0,0067	0,0000	91,9295	90,0644	0,0000	0,0005
15	0,049809	0,0946	0,0001	0,0000	92,0241	90,0644	0,0000	0,0000

$$T_{\text{empirique}} \times 1.3 > T_{\text{ETABS}} \quad 1.3 \times 0.719 = 0.93 > 0.86 \implies \text{Condition vérifiée.}$$

2- Type de contreventement (justification du type de contreventement):





Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	-2,8165	1,5844
End Point	29,95	1,3038

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	13,5668	1,4441	0,	359,5093

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-3,146E-08	-3,465E-08	51194,792	3,146E-08	3,465E-08	-49019,75
Moment	342591,46	63722,332	1,265E-07	-326749,4	-61202,44	-1,265E-07

Close Refresh

Pour avoir l'effort tranchant repris par le voile on décoche toutes les cases sauf **Walls**
On obtient le tableau suivant :

Niveaux	Charges (KN)			Pourcentages %	
	Total	Portique	Voiles	Portique	Voiles
10	4459.54	2303.26	2156.27	51.6479278	48.3518479
9	8737.5	4665.086	4072.42	53.3915422	46.6085265
8	13027.47	7048.85	5978.62	54.1075896	45.8924104
7	17350.57	12643.725	8387.22	72.8721016	48.3397375
6	21799.9	14989.48	9982.59	68.759398	45.7919073
5	26249.22	15276.42	10972.5	58.197615	41.8012421
4	30698.55	18189.71	12508.84	59.2526683	40.7473317
3	34993.245	23124.47	14155.12	66.0826682	40.451007
2	39566.291	24065.779	15661.16	60.8239448	39.5820776
1	44162.85	26525.57	17637.27	60.0630847	39.9368927
RDC	51194.72	24623.84	27462.24	48.0983976	53.6427194
Moyenne				59.3906307	44.6496091

➤ Vérification à L'ELU :

Display → Show Deformed Shape → ELU → OK → Draw Section Cut

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -3.487 Y: 0

End Point X: 28.2538 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 12.3834 Y: 1.3055 Z: 0 Angle: 359.8794

Include: ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0.	0.	0.	-7.9326	20.0539	-40049.68
Moment	0.	0.	0.	-318312.8	1608.8814	69.3598

Close Refresh

Effort vertical total V = 76917.41 KN

Effort vertical pour le voile V = 40049.68 KN

72199.76 KN → 100%

40049.68 KN → x = 55.47 %



X = 55.47 % > 20%

➤ Vérification à L'ELS :

Display → Show Deformed Shape → ELS → OK → Draw Section Cut

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

Start Point X: -5.5174 Y: 0

End Point X: 33.2341 Y: 0

Resultant Force Location and Angle

X: 13.8584 Y: 1.5847 Z: 0 Angle: 359.4554

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	0	0	0	-1.6967	6.9277	-20175.444
Moment	0	0	0	-174516.96	-32689.77	3.3378

Close Refresh

Effort vertical total $V = 52622.14 \text{ KN}$

Effort vertical pour le voile $V = 20175.444 \text{ KN}$

$$\left. \begin{array}{ll} 56114.3 \text{ KN} & \rightarrow 100\% \\ 29288.929 \text{ KN} & \rightarrow x = 52.19\% \end{array} \right\} X = 52.19\% > 20\%$$

➤ Conclusion :

En comparant les deux résultats, on voit bien que dans les deux sens (longitudinal et transversal) le système de contreventement doit travailler conjointement par les voiles. Dans ce cas : notre système de contreventement (voile porteurs) assuré par des voiles.

Le RPA prescrit pour ce système de contreventement << voile porteur, assuré par des voiles avec justification d'interaction - voiles >>, les recommandations suivantes :

Les voiles de contreventement doivent reprendre plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc : $R = 3.5$

3-Vérification du nombre de modes :

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.

Display → Show Tables → Modal Information → Building Modal Information

Modal Participating Mass Ratios								
Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
15	0,866125	59,8563	0,7086	0,0000	59,8563	0,7086	0,0000	1,1061
2	0,771972	0,5400	60,3776	0,0000	60,3963	61,0862	0,0000	94,8946
3	0,596659	3,7307	0,1616	0,0000	64,1270	61,2478	0,0000	0,2543
4	0,248208	13,8743	0,0426	0,0000	78,0013	61,2904	0,0000	0,0069
5	0,190082	0,0271	18,1971	0,0000	78,0283	79,4875	0,0000	2,6369
6	0,145310	0,1884	0,0260	0,0000	78,2167	79,5136	0,0000	0,0035
7	0,122389	7,0081	0,0084	0,0000	85,2248	79,5220	0,0000	0,0005
8	0,086150	0,0062	6,8910	0,0000	85,2310	86,4130	0,0000	0,6164
9	0,074865	4,1824	0,0041	0,0000	89,4134	86,4171	0,0000	0,0002
10	0,065833	0,1039	0,0064	0,0000	89,5172	86,4235	0,0000	0,0007
11	0,063545	0,0777	0,0003	0,0000	89,5949	86,4239	0,0000	0,0000
12	0,053578	0,0000	3,6333	0,0000	89,5950	90,0571	0,0000	0,1752
13	0,052496	2,3306	0,0005	0,0000	91,9255	90,0576	0,0000	0,0000
14	0,050692	0,0040	0,0067	0,0000	91,9295	90,0644	0,0000	0,0005
15	0,049809	0,0946	0,0001	0,0000	92,0241	90,0644	0,0000	0,0000

La condition du RPA est vérifiée au 13^{ème} Mode ⇒ Condition vérifiée.

4-Vérification de l'effort tranchant à la base :

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:

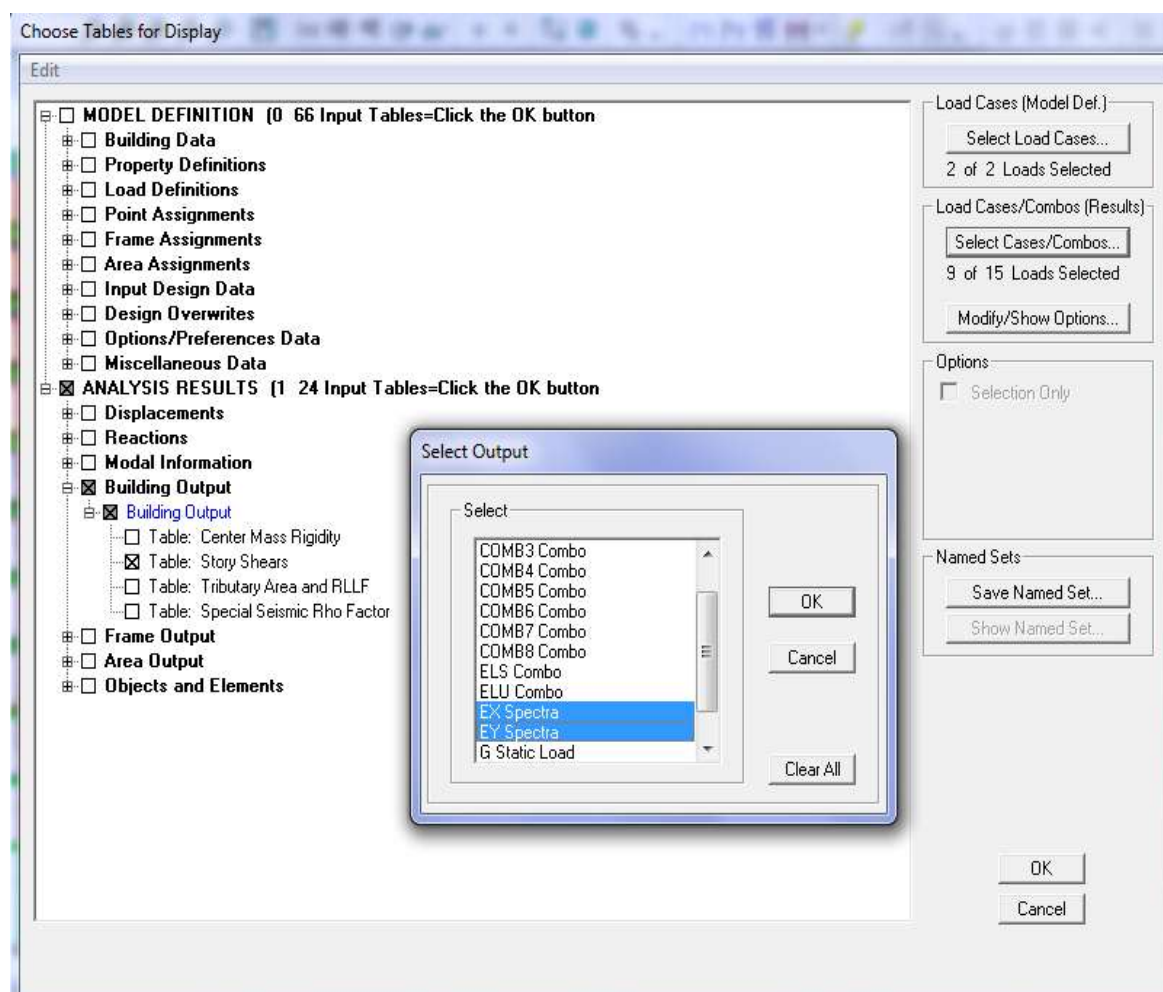
$$V_{base,MSM} \geq 80\% V_{base,MSE} \quad (\text{RPA99 version 2003 /Art 4.3.6})$$

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales.

a- $V_{base,MSM}$:

L'effort tranchant sous E :

Display → Show Tables → Select Cases/ Combos E spectra → Story Shears → OK



Story	V _x	V _y
Story1	8481.51	9326.31

Le poids de la structure :

Story	Pt
Story1	52086.09

b- V_{base.MSE} :

D'après RPA99 la force sismique totale « V » qui s'applique à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule.

$$V_{\text{base MSE}} = \frac{ADQ}{R} W_T \quad (\text{RPA99 version 2003 / Art 4})$$

- **A**: coefficient d'accélération de zone (**Tableau 4.1 RPA99 version 2003**)

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone III} \\ \text{Groupe 2} \end{array} \right\} A = 0.25$$

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen

Il dépend de la période T du bâtiment, de l'amortissement et de la période T₂ associée au site sa valeur est calculer par l'une des trois (03) équations :

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{5/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5 \eta (T_2 / T)^{5/3} (3 / T)^{5/3} & T \geq 3 \end{cases}$$

Avec :

η : facteur de correction d'amortissement.

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \longrightarrow \eta = 0.763$$

ξ : pourcentage d'amortissement critique en fonction des remplissages pour un voile en BA, mur en maçonnerie $\xi = 10 \%$

- T₂ : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Site	S1	S2	S3	S4
T ₂ (s)	0.3	0.4	0.5	0.7

→ T₂ = 0.5

- Estimation de la période fondamentale T :

le RPA 2003 donne une formule empirique suivent :

$$T = C_T h_n^{3/4} \quad (\text{RPA99 version 2003/Art 4.6})$$

Avec :

H_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

$$h_n = 35.02 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage et donné par le tableau (**4.6.RPA99**) $C_T = 0.05$

$$T = 0.05 \times 35.02^{3/4} = 0.719$$

$$T_2 = 0.5s < T = 0.719 < 3s$$

Donc la valeur de D est : D = 1.9

- **R** : coefficient de comportement de la structure (Tableau 4-3). Il est selon le système de Contreventement pour les voiles porteurs en béton armé R = 3.5

$$V_{\text{base MSE}} = \frac{ADQ}{R} W_T = \frac{0.25 \times 1.9 \times 1.15}{3.5} W_T = 0.157 W$$

$$V_{\text{base MSE}} = 0.157 \times 52086.09 = 8169.39 \text{ KN}$$

➤ Vérification :

$$\left. \begin{array}{l} V_x (\text{MSM}) = 8481.51 \text{ KN} > 80\% V_x = 6535.51 \text{ KN} \\ V_y (\text{MSM}) = 9326.31 \text{ KN} > 80\% V_y = 6535.51 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

5- Effort normal réduit :

On entend effort normale réduit le rapport :

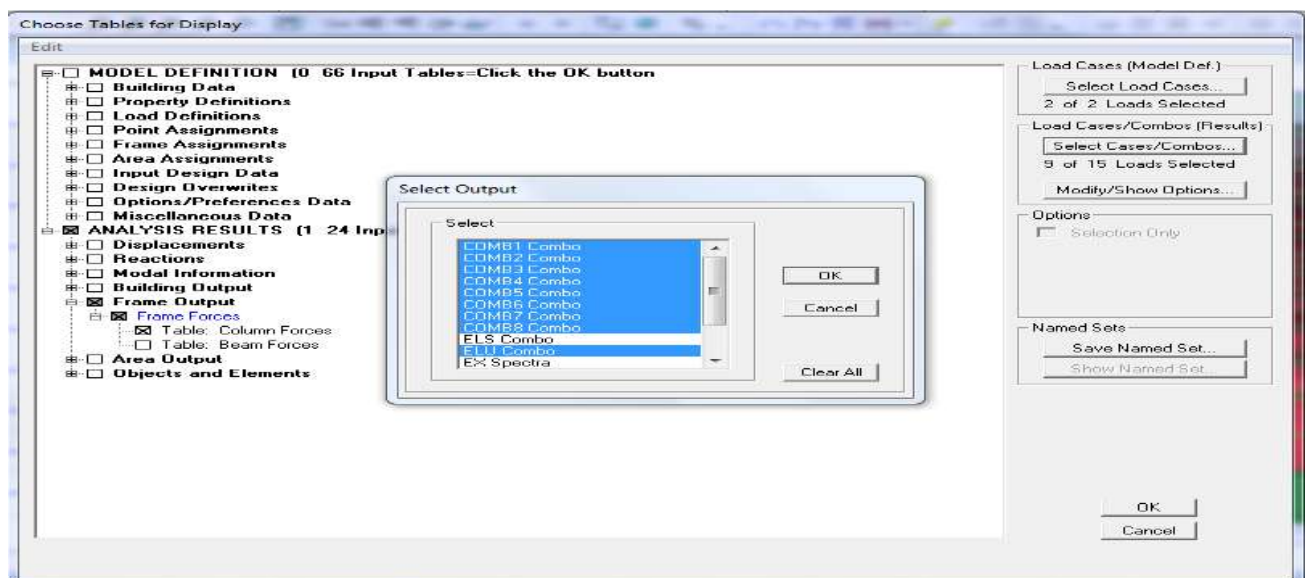
$$V = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{RPA99 version 2003 Art 7.1.3})$$

B_c : Section du poteau.

N_d : Effort normal max dans les poteaux sous : $(0.8G \pm E \text{ et } G + Q \pm E)$

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton.

Display → Show Tables → Select Cases/ 8 combos + ELU → Column Forces → OK



$$N_d \text{ max} = 1734.71 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1734.71}{0.5 \times 0.5 \times 25000} = 0.278 \leq 0.3 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

6 - Vérification de l'excentricité:

Dans cette étape, on doit vérifier l'écartement du centre de torsion par rapport au centre de gravité et le comparer à la valeur 5% de la longueur de la construction et cela dans les deux sens.

Pour cela, on procède de la manière suivante :

Display → show tables → Analysis Results → building output

Story	Diaphragm	XCM	YCM	XCR	YCR	ex = $X_{cm} - X_{cr}$	ey = $y_{cm} - y_{cr}$	5%lx	5%ly
RDC	D1	12.458	8.698	12.594	10.615	-0.136	-1.917	1.25	0.995
ET1	D2	12.401	8.32	12.55	10.506	-0.149	-2.186	1.25	0.995
ET3	D3	12.408	8.328	12.562	10.491	-0.154	-2.163	1.25	0.995
ET2	D3	12.407	8.162	12.57	10.366	-0.163	-2.204	1.25	0.995
ET4	D5	12.408	8.159	12.577	10.258	-0.169	-2.099	1.25	0.995
ET5	D6	12.408	8.159	12.582	10.196	-0.174	-2.037	1.25	0.995
ET6	D7	12.409	8.156	12.587	10.167	-0.178	-2.011	1.25	0.995
ET7	D8	12.41	8.154	12.592	10.167	-0.182	-2.013	1.25	0.995
ET8	D9	12.41	8.195	12.596	10.179	-0.186	-1.984	1.25	0.995
ET9	D10	12.37	8.242	12.599	10.198	-0.229	-1.956	1.25	0.995
Terrasse	D11	12.429	8.016	12.601	10.221	-0.172	-2.205	1.25	0.995

7- Vérification des déplacements :

Le déplacement horizontal à chaque niveau (K) de la structure est calculé comme suit :

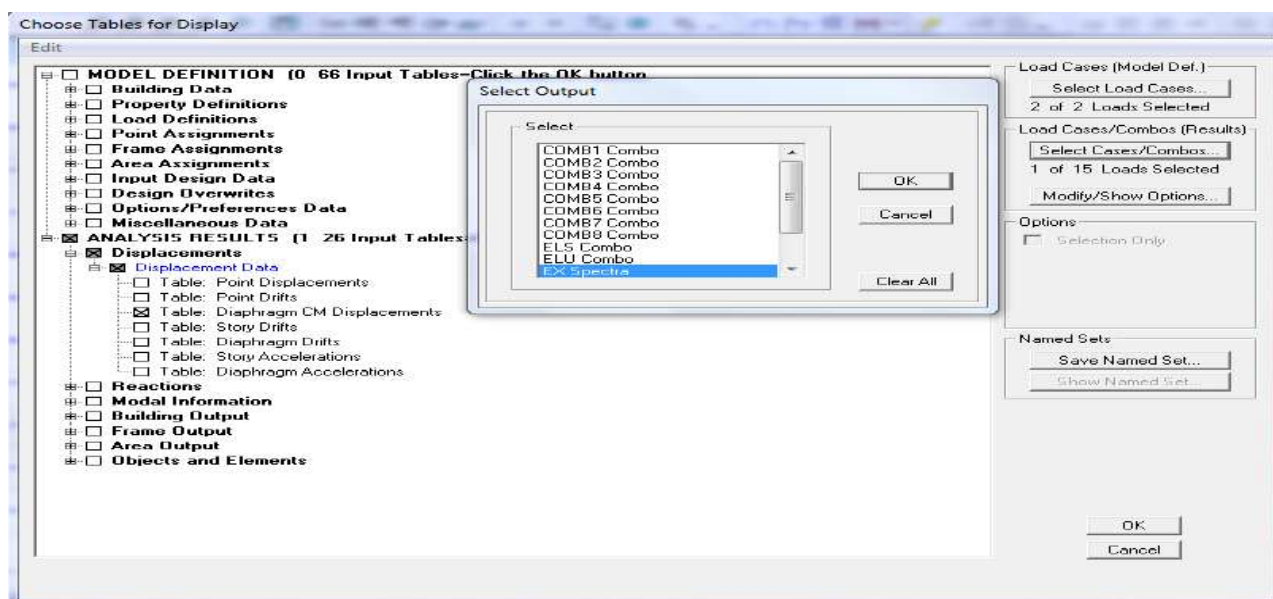
$$\delta K - 1 - \delta K \leq 1 \% h \quad (\text{RPA99 version 2003/ art 4.19})$$

H : hauteur de l'étage.

δK : Déplacement du aux forces sismique.

Les résultats des déplacements sont calculés par le logiciel **ETABS**.

Display → Show Tables → Displacements → Diaphragm CM



Suivant X :

Story	Diaphragm	Load	UX	Dx	1 % h	Obs
Terrasse	D11	EX	0.0476	0.0476	0.0306	vérifiée
ET9	D10	EX	0.0434	0.0042	0.0306	vérifiée
ET8	D9	EX	0.0391	0.0043	0.0306	vérifiée
ET7	D8	EX	0.0344	0.0047	0.0306	vérifiée
ET6	D7	EX	0.0291	0.0053	0.0306	vérifiée
ET5	D6	EX	0.0235	0.0056	0.0306	vérifiée
ET4	D5	EX	0.0178	0.0057	0.0306	vérifiée
ET3	D4	EX	0.0122	0.0056	0.0306	vérifiée
ET2	D3	EX	0.0071	0.0051	0.0306	vérifiée
ET1	D2	EX	0.0031	0.004	0.0306	vérifiée
RDC	D1	EX	0.0008	0.0023	0.0442	vérifiée

Suivant Y :

Story	Diaphragm	Load	UY	Dy	1 % h	Obs
Terrasse	D11	EY	0.0422	0.0422	0.0306	vérifiée
ET9	D10	EY	0.0374	0.0048	0.0306	vérifiée
ET8	D9	EY	0.0324	0.005	0.0306	vérifiée
ET7	D8	EY	0.0274	0.005	0.0306	vérifiée
ET6	D7	EY	0.0223	0.0051	0.0306	vérifiée
ET5	D6	EY	0.0174	0.0049	0.0306	vérifiée
ET4	D5	EY	0.0127	0.0047	0.0306	vérifiée
ET3	D4	EY	0.0085	0.0042	0.0306	vérifiée
ET2	D3	EY	0.0049	0.0036	0.0306	vérifiée
ET1	D2	EY	0.0021	0.0028	0.0306	vérifiée
RDC	D1	EY	0.0005	0.0016	0.0442	vérifiée

⇒ Le déplacement horizontal à chaque niveau de la structure est vérifié.

8-Vérification de l'effet P- Δ :

Il faut calculer le coefficient $\theta = \frac{\Delta \times P}{h \times V}$ (RPA99 version 2003 /Art 5.9)

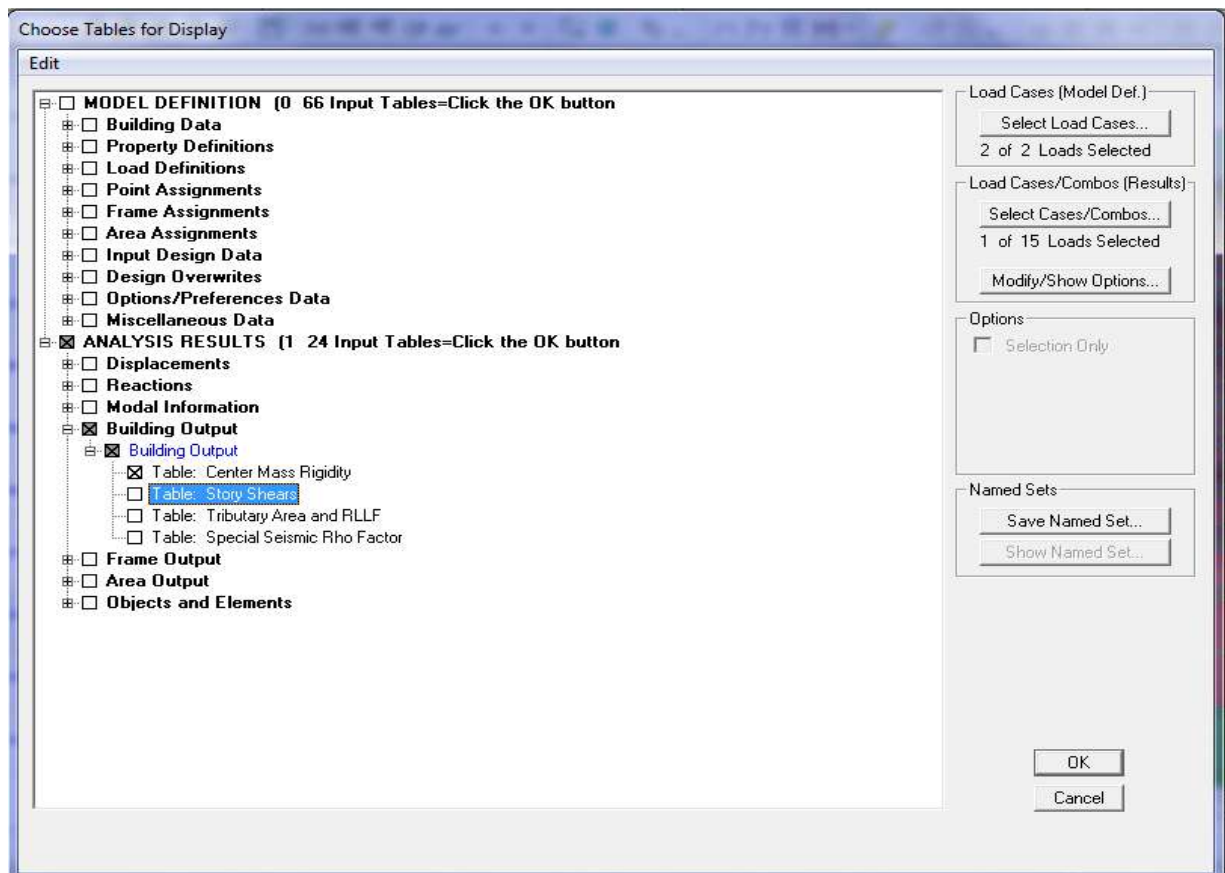
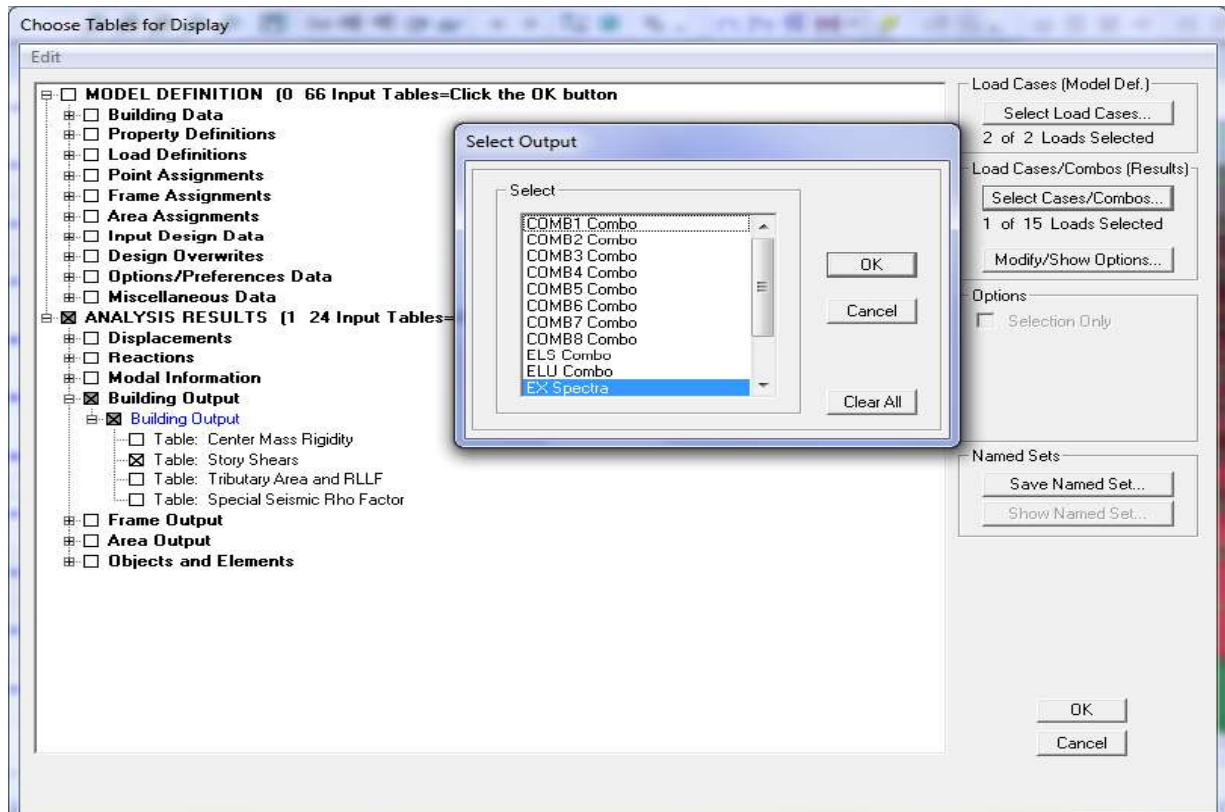
➤ Si $\theta < 0.10$: l'effet de 2^{ème} ordre sont négligés.

P : Poids total de la structure.

V:Effort tranchant à l'étage considéré

H:Hauteur de l'étage.

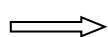
Δ :Le déplacement.



Center Mass Rigidity								
Story	Diaphragm	MassX	MassY	XCM	YCM	CumMassX	CumMassY	XCCM
TERASSE	D1	990,3865	990,3865	12,458	8,698	990,3865	990,3865	12,458
ET1	D2	638,7424	638,7424	12,401	8,320	638,7424	638,7424	12,401
ET2	D3	635,0944	635,0944	12,408	8,328	635,0944	635,0944	12,408
ET3	D4	643,6885	643,6885	12,407	8,162	643,6885	643,6885	12,407
ET4	D5	631,4782	631,4782	12,408	8,159	631,4782	631,4782	12,408
ET5	D6	631,4782	631,4782	12,408	8,159	631,4782	631,4782	12,408
ET6	D7	618,7312	618,7312	12,409	8,156	618,7312	618,7312	12,409
ET7	D8	608,2205	608,2205	12,410	8,154	608,2205	608,2205	12,410
ET8	D9	605,5864	605,5864	12,410	8,195	605,5864	605,5864	12,410
ET9	D10	598,0420	598,0420	12,370	8,242	598,0420	598,0420	12,370
TERASSE	D11	524,2384	524,2384	12,429	8,016	524,2384	524,2384	12,429

Story Shears								
Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
TERASSE	POIDS	Top	3438,88	0,00	0,00	0,000	26862,046	-42523,0
TERASSE	POIDS	Bottom	4459,54	0,00	0,00	0,000	35843,517	-55268,0
ET9	POIDS	Top	7592,84	0,00	0,00	0,000	61109,599	-93773,0
ET9	POIDS	Bottom	8737,51	0,00	0,00	0,000	70363,423	-108049,0
ET8	POIDS	Top	11882,81	0,00	0,00	0,000	95738,105	-146850,0
ET8	POIDS	Bottom	13027,48	0,00	0,00	0,000	104991,929	-161127,0
ET7	POIDS	Top	16205,91	0,00	0,00	0,000	130335,018	-200337,0
ET7	POIDS	Bottom	17350,58	0,00	0,00	0,000	139588,841	-214614,0
ET6	POIDS	Top	20529,01	0,00	0,00	0,000	164931,931	-253824,0
ET6	POIDS	Bottom	21799,90	0,00	0,00	0,000	175231,414	-269659,0
ET5	POIDS	Top	24978,34	0,00	0,00	0,000	200574,503	-308869,0
ET5	POIDS	Bottom	26249,23	0,00	0,00	0,000	210873,986	-324705,0
ET4	POIDS	Top	29427,66	0,00	0,00	0,000	236217,076	-363915,0
ET4	POIDS	Bottom	30698,55	0,00	0,00	0,000	246516,558	-379750,0
ET3	POIDS	Top	33876,99	0,00	0,00	0,000	271859,648	-418960,0
ET3	POIDS	Bottom	35290,93	0,00	0,00	0,000	283344,211	-436563,0
ET2	POIDS	Top	38278,73	0,00	0,00	0,000	307788,230	-473413,0
ET2	POIDS	Bottom	39726,94	0,00	0,00	0,000	310763,577	-484447,0

Story	h(m)	P	dx	Dy	Vy	Vx	θ_x	θ_y
Terrasse	3.06	4459.54	0.0476	0.0422	1922.35	1716.97	0.04040293	0.03199253
ET9	3.06	8737.51	0.0042	0.0048	3485.33	3084.37	0.0038882	0.00393245
ET8	3.06	13027.48	0.0043	0.005	4706.09	4188.16	0.00437103	0.00452323
ET7	3.06	17350.58	0.0047	0.005	5708.28	5124.07	0.00520086	0.00496658
ET6	3.06	21799.9	0.0053	0.0051	6558.95	5926.69	0.00637084	0.00553948
ET5	3.06	26249.23	0.0056	0.0049	7299.44	6628.84	0.00724679	0.0057584
ET4	3.06	30698.55	0.0057	0.0047	7941.13	7224.56	0.00791516	0.00593761
ET3	3.06	35290.93	0.0056	0.0042	8474.37	7714.39	0.00837198	0.00571589
ET2	3.06	39726.94	0.0051	0.0036	8895.86	8075.91	0.00819865	0.00525386
ET1	3.06	44162.86	0.004	0.0028	9188.17	8331.96	0.00692865	0.0043981
RDC	3.06	52086.09	0.0023	0.0016	9326.31	8481.51	0.00461589	0.00292019



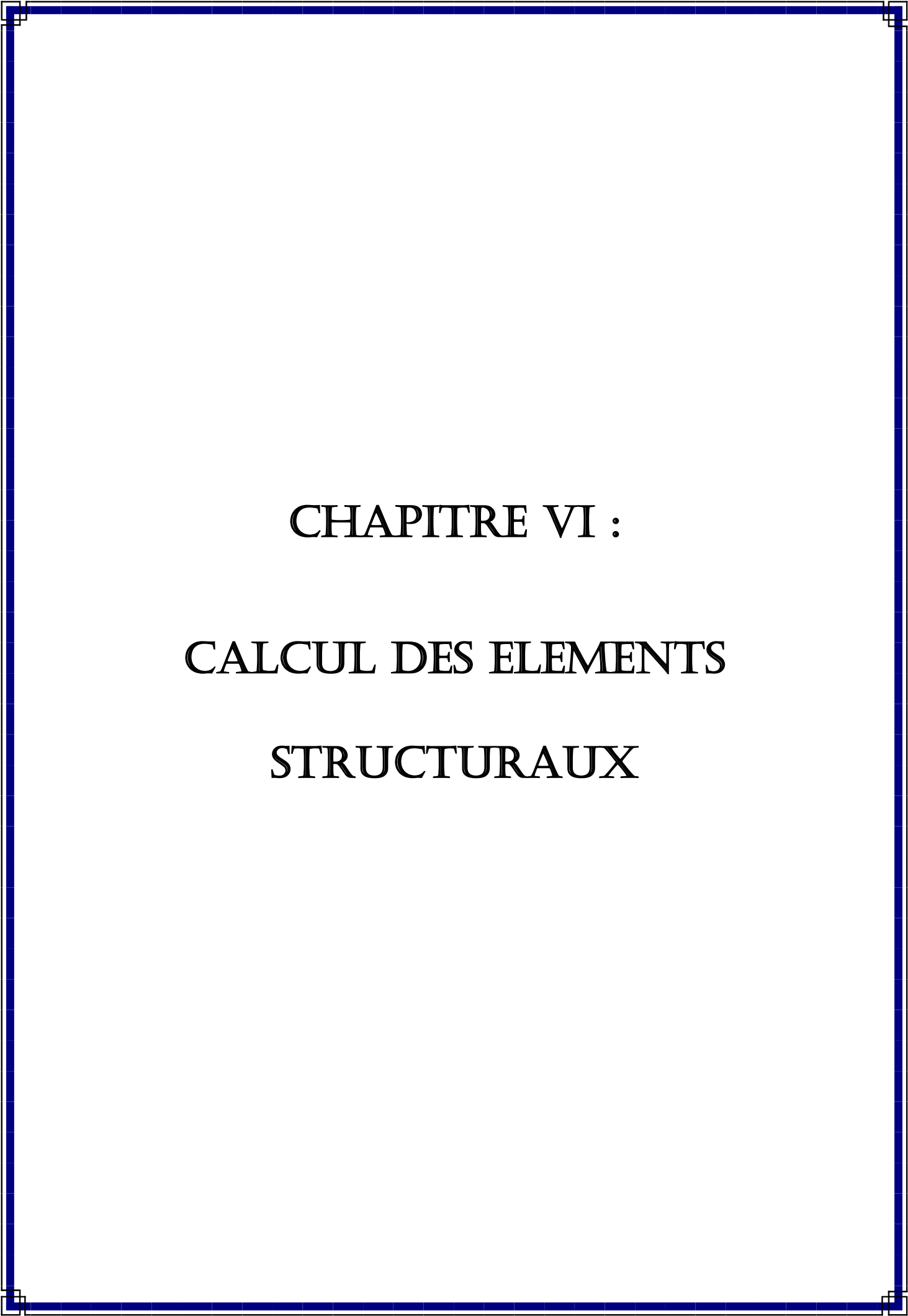
On constate que l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

Conclusion :

D'après les résultats obtenus si dessus on peut conclure que :

- La période est vérifiée.
- Le pourcentage de participation massique est vérifié.
- Les déplacements relatifs et le déplacement maximal sont vérifiés.
- L'effort tranchant à la base est vérifié.
- l'effet du 2° ordre est vérifié.
- L'excentricité est vérifiée.
- Les efforts normaux dans les poteaux sont vérifiés.

Nous pouvons passer à la détermination des efforts internes et le ferrailage de la structure.

A thick blue border with a decorative corner element at each of the four corners, framing the entire page content.

CHAPITRE VI :

CALCUL DES ELEMENTS

STRUCTURAUX

Introduction :

Ce chapitre est l'objectif principal de toute notre étude et dans lequel nous allons déterminer les sections d'armatures nécessaires pour chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable issue du chapitre précédent.

Notre structure dans sa globalité est constituée de trois types d'éléments structuraux qui sont :

- ✓ Les poteaux et les voiles seront calculés en flexion composée.
- ✓ Les poutres seront calculées à la flexion simple.

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la conception de notre structure sont citées dans le tableau suivant :

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	f_{bu} (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1.5	25	14.17	1.15	400	348
Accidentelle	1.15	25	21.74	1	400	400

Tableau VI.1 : Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

VI-1) Ferrailage des poteaux :**VI-1-1) Introduction :**

Pour le ferrailage des poteaux on adopte le même ferrailage pour chaque trois niveaux, on aura donc les zones suivantes :

- Zone 1 :** RDC [poteaux (50×50)]
- Zone 2 :** du 1^{er} au 3^{ème} étage [poteaux (45×45)]
- Zone 3 :** du 4^{ème} au 6^{ème} étage [poteaux (40×40)]
- Zone 4 :** du 7^{ème} au 10^{ème} étage [poteaux (35×35)]

Un poteau est soumis à un effort normal « **N** » et à un moment de flexion « **M** » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées sous l'effet des sollicitations suivantes :

- ✓ Effort normal maximal N_{max} —————> Moment correspondant.
- ✓ Effort normal minimal N_{min} —————> Moment correspondant
- ✓ Moment maximal M_{max} —————> Effort normal correspondant

Nous pouvons alors avoir l'un des trois cas suivants :

- ✓ Section partiellement comprimée SPC.
- ✓ Section entièrement tendue SET.
- ✓ Section entièrement comprimée SEC.

➤ **Combinaisons des charges :**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les combinaisons suivantes :

- **Selon BAEL 91 :**

E.L.U : Situation durable :

1.35 G + 1.5 Q

- **Selon le R.P.A 99 :** Situation accidentelle (**Art 5.2**)

G + Q + E

0.8G ± E

Chacune des trois combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisit correspondra à la maximale des trois valeurs (le cas le plus défavorable).

VI-1-2) Recommandation du RPA 99/Version 2003 :

a-Armatures longitudinales :

D'après le RPA99 version 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique **III** est limité à :

- Le pourcentage minimal est de **0.9%** de la section du poteau.
- Le pourcentage maximal est de **4%** en zone courante et **6%** en zone de recouvrement.

Section du poteau (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min} = 0.9\% b \times h$ (cm ²)	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max} = 6\% b \times h$	Zone courante $A_{max} = 4\% b \times h$
(50×50)	22.5	150	100
(45×45)	18.225	121.5	81
(40×40)	14.4	96	64
(35×35)	11.025	73.5	49

Tableau VI.2 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA.

- Le diamètre minimal est de **12[cm]**.
- La longueur maximale de recouvrement $L_R = 50 \Phi_L^{\min}$ en **zone III**.
- La distance entre les barres longitudinales dont une face ne doit pas dépasser **20cm** en **zone III**
- Les jonctions par recouvrement doivent être, si possibles, à l'extérieur des zones nodales.

b - Armatures transversales :

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.
- ✓ Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_t \times f_e} \quad (\text{RPA99 version 2003/Art7.4.2.2})$$

Avec :

V_u : effort tranchant de calcul.

h_t : Hauteur totale de la section.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de rupture par effort tranchant.

A_t : Armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

$$\rho_a = \begin{cases} 2.5 \longrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \longrightarrow \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Avec :

λ_g : élancement géométrique.

La valeur **maximale** d'espacement en **zone III** est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :**

$$S_t \leq 10 \text{ cm}$$

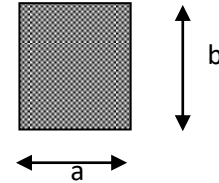
- Dans la zone courante:

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{b_1}{2} ; \frac{h_1}{2} ; 10\Phi_L^{\min} \right\}$$

Avec Φ le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau

- Calcul d'élancement : (élancement géométrique).

$$\lambda_g = \left\{ \frac{L_f}{a}, \frac{L_f}{b} \right\}$$



Avec :

a et b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de la déformation considérée.

L_f : longueur de flambement.

Quantité d'armatures transversales minimale : (RPA99 révisé 2003/Art7.4.22)

$\frac{A_t}{bS_t}$ En % est donné comme suite :

- Si $\lambda_g \geq 5 \Rightarrow 0,3\%$.
- Si $\lambda_g \leq 3 \Rightarrow 0,8\%$.
- Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \Phi_t$ minimum.

VI-1-3) Calcul des armatures à l'ELU:

Etapes de calcul en flexion composée:

1- Armatures longitudinales:

Si N_u est un effort de traction est:

- $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right)$ Alors la section est entièrement tendue.
- $e = \frac{M_u}{N_u} \geq \left(\frac{h}{2} - C \right)$. Alors la section est partiellement comprimée.

Si $e = \frac{M_u}{N_u} < \left(\frac{h}{2} - C \right) \longrightarrow$ Il faut vérifier en plus l'inégalité suivante :

$$N_u(d - c') - M_f \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc}$$

Avec :

M_f : Moment par rapport au centre de gravité des armatures intérieures.

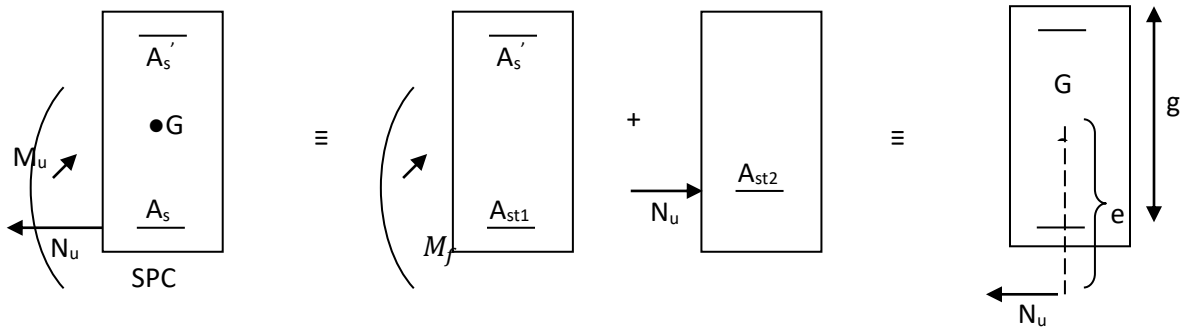
$$M_f = N_u \times g = N_u \left(\frac{h}{2} - c + e\right) = M_U + N_U \left(\frac{h}{2} - c\right)$$

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

$\gamma_b = 1.5$ et $\theta = 1$ Pour fissuration durable.

$\gamma_b = 1.15$ et $\theta = 0.85$ Pour fissuration accidentelle.

N_u : Effort de compression.



- Si l'inégalité est vérifiée, alors la section est partiellement comprimée, donc le calcul se fait comme suit :

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 f_{bc}}$$

1^{er} cas :

$\mu \leq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ La Section est simplement armée (SSA).

$$A_1 = \frac{M_f}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad \text{Avec :} \quad \sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$$

D'où la section réelle est :

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$$

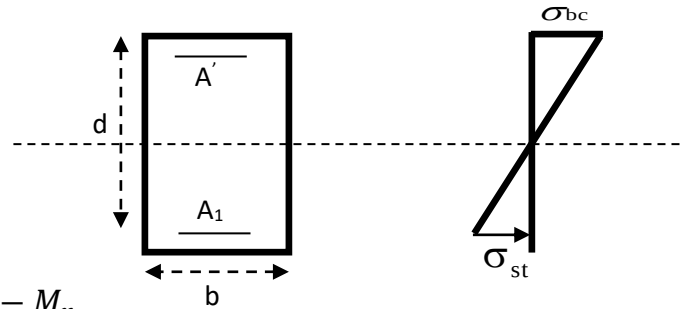
2^{ème} cas :

$\mu \geq \mu_\ell = 0.392 \Rightarrow$ La Section est doublement armée (SDA).

On calcul :

$$M_r = \mu_\ell b d^2 f_{bu}$$

$$\Delta M = M_f - M_r$$



Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

$$A_1 = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A' = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s} \quad \text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

La section réelle d'armature est $A'_s = A'$, $A_s = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s}$.

➤ Section entièrement comprimée (SEC) :

La section est entièrement comprimée si :

$$e = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right).$$

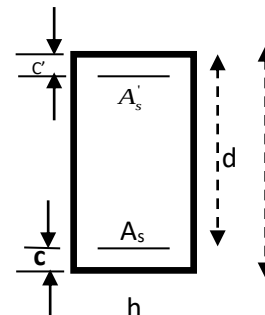
$$N_u(d - c') - M_f > \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc}.$$

Deux cas peuvent se présenter :

1^{er} cas :

Si les deux parties nécessitent des armatures comprimées c à d :

$$N(d - c') - M_f \geq \left(0.5 - \frac{c'}{h} \right) b h^2 f_{bc} \Rightarrow A_s > 0 \text{ et } A'_s > 0.$$



Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{M_f (d - 0.5h) b h f_{bc}}{(d - c') \sigma_s}$$

$$A_s = \frac{N_u - b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s} - A'_s.$$

2^{ème} cas :

Si la partie moins comprimée ne nécessite pas d'armatures inférieures comprimées c à d

$$\left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \langle N_u (d - c') \rangle \left(0.5 - \frac{c'}{h}\right) b \times h^2 \times f_{bc} \Rightarrow A_s \rangle 0 \text{ et } A'_s = 0$$

Les sections d'armatures sont :

$$A'_s = \frac{N_u - \Psi \times b \times h \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0$$

$$\text{Avec: } \Psi = \frac{0.351 + \frac{N(d-c') - M_f}{b \times h^2 \times f_{bc}}}{0.8571 - \frac{c'}{h}}.$$

Les résultats seront donnés par les tableaux qui suivent :

Calcul des armatures :

Niveaux	Combinaison	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	(b×h) (cm ²)	$e = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	Obs	A _{sup} (cm ²)	A _{inf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	Choix des armatures
RDC	ELU	N _{max} = 1734.71	M _{cor} = 6.017	50×50	0.35 < 22	SEC	0	0	22.5	24.12	12 HA 16
	08GEY _{max}	N _{min} = 1287.98	M _{cor} = 30.47		-2.36 < 22	SEC	0	0			
	GQEX _{max}	N _{cor} = 501.07	M _{max} = 48.719		9.72 < 22	SEC	0	0			
1 ^{er} étage / 3 ^{ème} étage	GQEY _{min}	N _{max} = 3836.87	M _{cor} = -123.85	45×45	-3.2 < 19.5	SEC	2.32	0	18.225	18.46	12 HA 14
	08GEY _{max}	N _{min} = -335.1	M _{cor} = 12.46		-3.7 < 19.5	SEC	3.39	4.99			
	08GMEX _{max}	N _{cor} = 537.47	M _{max} = 182.85		34 > 19.5	SPC	0	5.48			
4 ^{ème} étage / 6 ^{ème} étage	GQEY _{min}	N _{max} = 1802.86	M _{cor} = -61.134	40×40	-3.4 < 17	SEC	0	0	14.4	15.39	10HA 14
	08GEY _{max}	N _{min} = -1442.26	M _{cor} = 18.045		-1.25 < 17	SEC	0	0			
	GQEX _{min}	N _{cor} = 279.91	M _{max} = -173.11		-61.8 > 17	SPC	9.69	0			
7 ^{ème} étage / 10 ^{ème} étage	GQEX _{min}	N _{max} = 827.1	M _{cor} = - 25.34	35×35	-3.06 < 14.5	SEC	0	0	11.03	11.31	10 HA 12
	08GEX _{max}	N _{min} = -552.82	M _{cor} = 46.65		-8.44 < 14.5	SEC	2.89	10.93			
	GQEX _{min}	N _{cor} = 151.85	M _{max} = -115.47		-76 > 14.5	SPC	11.03	0			

A- Les armatures transversales :

Les armatures transversales sont disposées de manière à empêcher tout mouvement des aciers longitudinaux vers les parois du poteau, leurs but consiste essentiellement à :

- Reprendre les efforts tranchants sollicitant les poteaux aux cisaillements.
- Empêcher le déplacement transversal du béton.

➤ **Espacement des armatures transversal S_t :****a) D'après (Art .7.4.2.2/RPA99 version 2003) :**

$S_t \leq 10 \text{ cm}$ $\implies$ Nous adoptons $S_t = 10 \text{ cm}$ en zone nodale.

$$S_t \leq \min\left\{\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_L^{\min}\right\} = \min\{25; 25; 12\} = 12 \text{ cm}$$

Nous adoptons $\implies S_t = 12 \text{ cm}$ en zone courante.

b) D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99) :

$$S_t \leq \min\{15\phi_L^{\min}, 40\text{cm}, (a + 10) \text{ cm}\} = \min\{21\text{cm}; 40\text{cm}; 60 \text{ cm}\}$$

$$S_t \leq 21\text{cm} \text{ Soit } S_t = 15\text{cm}$$

➤ **Diamètre des aciers :****D'après (Art A.8.1.3/BAEL91 modifié 99) :**

$$\phi_t \geq (\phi_L^{\max}/3) \Rightarrow \phi_t \geq 16/3 = 5.33\text{mm} \quad \text{Soit} \quad \phi_t = 8\text{mm}$$

Avec :

$\phi_L^{\max}$: Diamètre maximal des armatures longitudinales.

Nous adoptons $A_t = 2.01 \text{ cm}^2$ en **4HA8**

- La quantité d'armatures transversales minimale d'après (Art 7.4.2.2/RPA 99-VERSION 2003) :

Niveaux	Poteaux (cm)	L_0 (m)	L_f (m)	$\lambda_g = \frac{L_f}{a}$	
RDC	50 × 50	4.42	3.094	6.188	$\lambda_g > 5$
1er étage / 3 ^{ème} étage	45 × 45	3.06	2.142	4.76	$3 < \lambda_g < 5$
4 ^{ème} étage / 6 ^{ème} étage	40 × 40	3.06	2.142	5.355	$\lambda_g > 5$
7 ^{ème} étage / 10 ^{ème} étage	35 × 35	3.06	2.142	6.12	$\lambda_g > 5$

$$\lambda_g \geq 5 \quad \Longrightarrow \quad A_t^{\min} = 0.3\% St \times b$$

$$3 < \lambda_g < 5 \quad \Longrightarrow \quad A_t^{\min} = 0.36\% St \times b$$

Niveaux	Poteaux	λ_g	$A_t^{\min}$		Aad (cm ²)	Observation	
			Zone courante St= 12cm	Zone nodale St= 10cm		Zone courante	Zone nodale
RDC	50 × 50	$\lambda_g > 5$	1.8	1.5	2.01	CV	CV
1er étage / 3 ^{ème} étage	45 × 45	$3 < \lambda_g < 5$	1.94	1.62	2.01	CV	CV
4 ^{ème} étage / 6 ^{ème} étage	40 × 40	$\lambda_g > 5$	1.44	1.2	2.01	CV	CV
7 ^{ème} étage / 10 ^{ème} étage	35 × 35	$\lambda_g > 5$	1.26	1.05	2.01	CV	CV

➤ **Longueur de scellement droit Art A.6.2.23 / BAEL91 modifié 99 :**

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

Avec : $\tau_{su} = 0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les HA16 : } L_s = 56.44 \text{ cm} \\ \text{Pour les HA14 : } L_s = 49.38 \text{ cm} \\ \text{Pour les HA12 : } L_s = 42.33 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Longueur de recouvrement :**

Pour $f_e = 400 \text{ MPa} \implies L_r = 40\phi$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour les HA16 : } L_r = 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm} \\ \text{Pour les HA14 : } L_r = 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm} \\ \text{Pour les HA12 : } L_r = 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ **Délimitation de la zone nodale :**

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6} ; b_1 ; h_1 ; 60 \text{ cm} \right) = \max \left(\frac{442}{6} ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm} \right) = 73.67 \text{ cm} = 0.736 \text{ m} \approx 0.75 \text{ m}$$

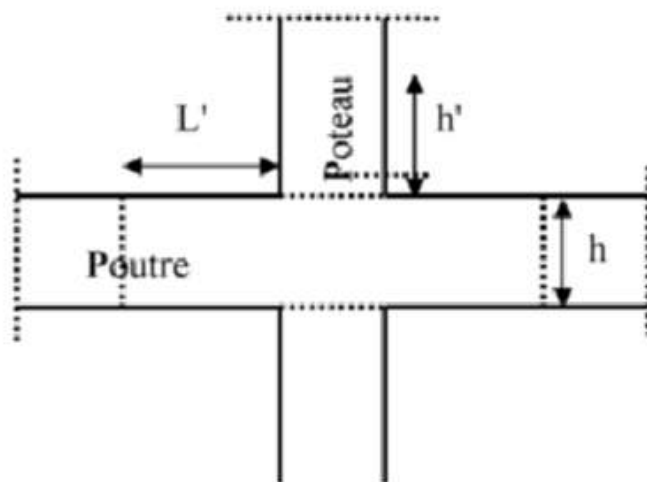


Figure VI.1.1 : Délimitation de la zone nodale.

VI-1-4) Vérification à l'ELU :

1- Vérification des contraintes tangentielles (RPA99 version 2003/Art 7.4.3.3) :

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 :

$$\tau_b = \frac{T}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\left[\begin{array}{ll} \rho_d = 0.075 & \text{si } \lambda g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{si } \lambda g < 5 \end{array} \right.$$

Pour : $\lambda g \geq 5$

Donc $\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPa}$

Pour : $\lambda g < 5$

Donc $\tau_b \leq \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPa}$

Poteaux	B (cm)	d (cm)	T (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\tau_b = \frac{T}{b \times d}$ (MPa)	$\tau_b \leq \tau_{bu}$
50 × 50	50	47	49.32	1.875	0.21	CV
45 × 45	45	42	38.81	1	0.20	CV
40 × 40	40	37	34.33	1.875	0.23	CV
35 × 35	35	32	39.25	1.875	0.35	CV

Conclusion : Les contraintes tangentielles sont vérifiées.

2- Condition de non fragilité :

La condition de non fragilité dans le cas de la flexion composée est :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times b \times d$$

Poteaux	A_{min} Cm²	A_{adoptée}	OBS
50 × 50	2.83	24.12	CV
45 × 45	2.28	18.46	CV
40 × 40	1.78	15.39	CV
35 × 35	1.35	11.31	CV

VI-1-5) Vérification à l'ELS:

Les sections adoptées seront vérifiées à l'ELS ; pour cela on détermine les contraintes max du béton et de l'acier à fin de les comparer aux contraintes admissibles

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

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \text{Contrainte admissible de l'acier : } \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

A l'aide du logiciel **SOCOTEC** on a tiré les valeurs des contraintes du béton et l'acier afin de les vérifiées aux contraintes admissibles.

Le calcul des contraintes est résumé dans les tableaux suivants :

Niveaux	Effort Normal (KN)	Moment (KN.m)	$e = \frac{M_u}{N_u}$ (cm)	Obs	A (cm ²)	σ_b^{sup}	σ_b^{inf}	σ_s^{sup}	σ_s^{inf}	Obs
RDC	Nmax = 1260.79	Mcor = 4.32	0.34	SEC	24.12	4.04	3.79	60.3	57	CV
	Nmin = 45.71	Mcor = 0.329	0.72	SEC		0.15	0.13	2.25	2	CV
	Ncor = 938.96	Mmax = 29.05	3.1	SEC		3.75	2.08	54.7	32.7	CV
1 ^{er} étage / 3 ^{ème} étage	Nmax = 1121.46	Mcor = 7.885	0.7	SEC	18.46	4.67	4.03	69.4	61.1	CV
	Nmin = 154.71	Mcor = 6.561	4.24	SEC		0.87	0.33	12.5	5.52	CV
	Ncor = 951.51	Mmax = 24.34	2.55	SEC		4.68	2.7	68.2	42.5	CV
4 ^{ème} étage / 6 ^{ème} étage	Nmax = 773.6	Mcor = - 3	-0.38	SEC	15.39	3.58	3.93	54.1	58.5	CV
	Nmin = 77.76	Mcor = -1.887	-2.43	SEC		0.27	0.49	4.27	7.05	CV
	Ncor = 358.45	Mmax = - 20.93	-5.84	SEC		0.53	2.95	10.7	41.5	CV
7 ^{ème} étage / 10 ^{ème} étage	Nmax = 456.15	Mcor = - 3.28	-0.72	SEC	11.31	2.62	3.21	40.1	47.4	CV
	Nmin = - 6.13	Mcor = - 3.49	56.9	SPC		0	0.34	-13.3	3.33	CV
	Ncor = 68.9	Mmax = -23.37	-33.92	SPC		0	2.95	- 46.2	35.8	CV

Tableau VI.1.1: Vérification des contraintes à l'ELS

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées, donc les armatures à l'ELU sont satisfaisantes l'ELS.

➤ **Les plans de ferrailages des poteaux :**

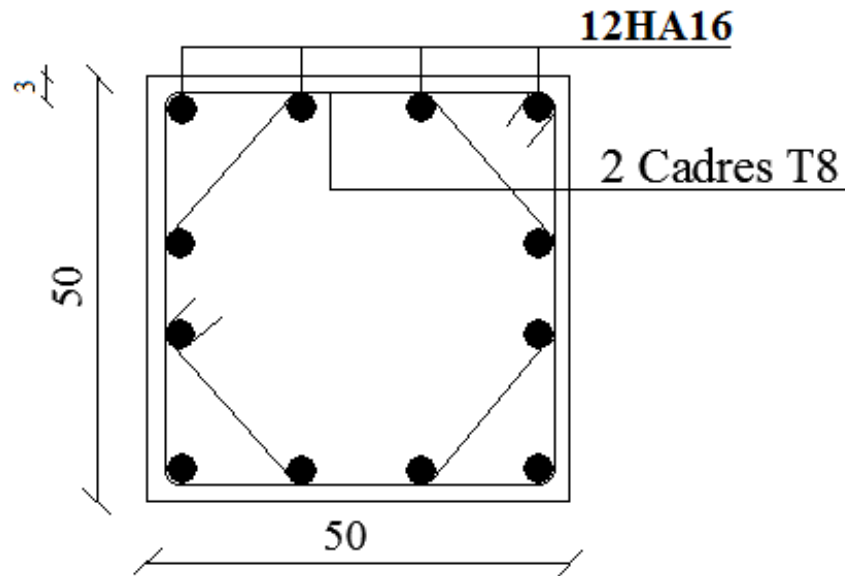


Figure VI.1.2 : Coupe de ferrailage des poteaux 50×50

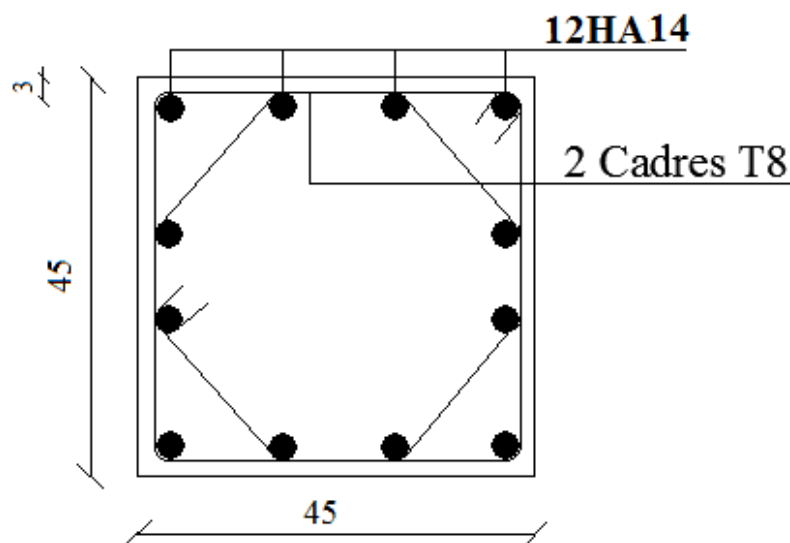


Figure VI.1.3 : Coupe de ferrailage des poteaux 45×45

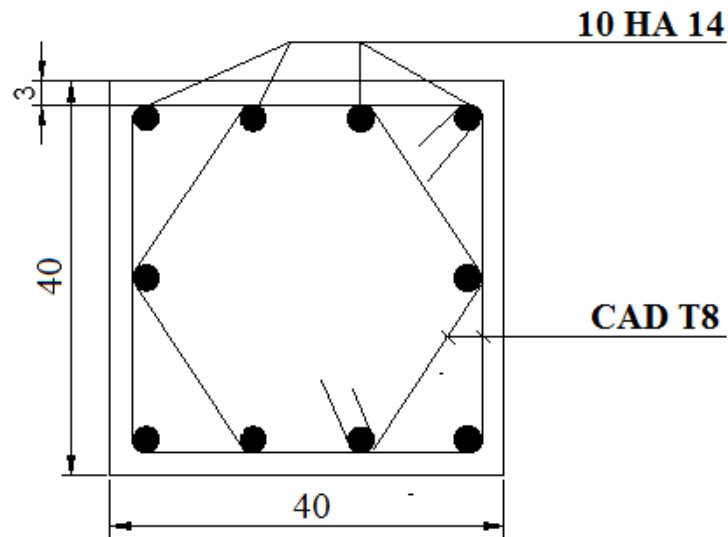


Figure VI.1.4 : Coupe de ferrailage des poteaux 40×40

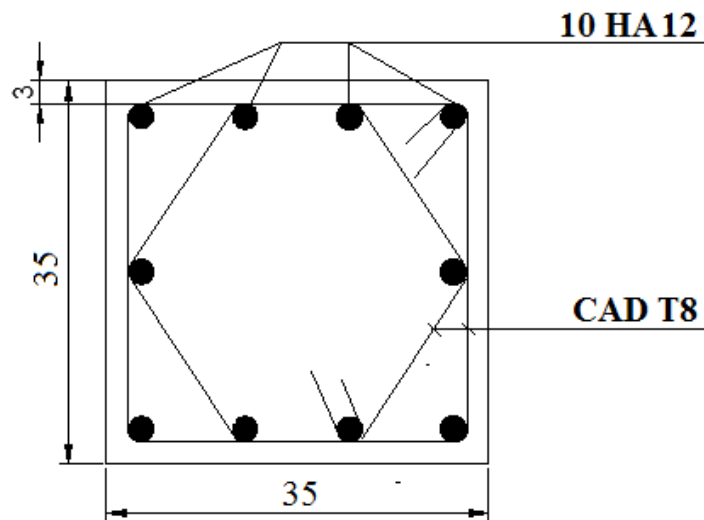


Figure VI.1.5 : Coupe de ferrailage des poteaux 35×35

Ferrailage des poutres

VI-2-1) Introduction :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts données par l'ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le RPA 99 et le BAEL 91 puis seront vérifiées à l'ELS :

- $1.35G + 1.5Q$: à *L'ELU*.
 $G + Q$: à *L'ELS*.
- $G + Q \pm E$: *RPA99 révisé 2003*.
 $0.8 G \pm E$: *RPA99 révisé 2003*.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal d'armature imposé par le RPA 99 en zone III.

VI-2-2) Recommandations du RPA99 :

1. Armatures longitudinales :

a) Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section.

- **Poutre principales** : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$.
- **Poutre secondaires** : $A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$.

b) Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4%** en zone courante.
- **6%** en zone de recouvrement.

- **Poutres principales** : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).
- **Poutres secondaires** : $A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 35 = 42 \text{ cm}^2$ (en zone courante).
 $A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2$ (en zone de recouvrement).

c) La longueur minimale de recouvrement est de **50Φ** en zone III.

d) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieure dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

2. Armatures transversales :

- Les quantités minimales des armatures transversales est de :
 $A_t \geq 0.003 \times S_t \times b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est de :
 → $S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\Phi_{\min} \right)$ en zone nodale.
 → $S_t \leq \frac{h}{2}$ en zone de recouvrement.

Avec : $\Phi_{\min}$: Le plus petit diamètre utilisé pour les armatures transversales.

- Les premières armatures transversales doivent être disposée à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI-2-3) Etapes de calcul des armatures longitudinales :

Dans le cas d'une flexion simple, on a les étapes de calcul suivantes :

Soit :

A_s : Section inférieure tendue ou' la moins comprimée selon le cas.

A_s : Section supérieure la plus comprimée.

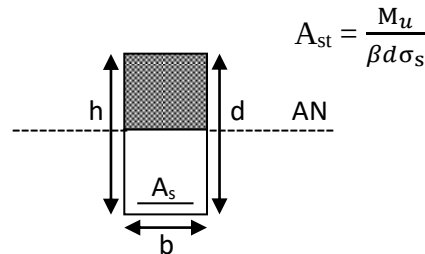
Un moment de flexion « M_u » supporté par la section.

On calcul le moment réduit : $\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}}$

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}, \quad \gamma_b = 1.5 \rightarrow f_{bc} = 14.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}, \quad \gamma_s = 1.15 \rightarrow \sigma_{st} = 348 \text{ MPa.}$$

Si $\mu_b \leq \mu_l = 0.392$ la section est simplement armée c à d la section ne comprendra que les aciers tendus alors :



Si $\mu_b > \mu_l = 0.392$ la section est doublement armée c. à .d la section ne comprendra des aciers tendus ainsi que des aciers comprimés.

$$\text{On calcul : } \begin{cases} M_l = \mu_r b d^2 f_{bc} \\ \Delta M = M_u - M_l \end{cases}$$

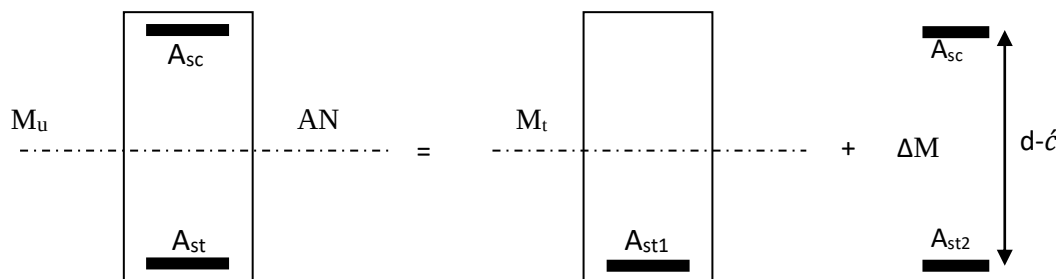
Avec :

M_r : moment ultime pour une section simplement armée.

M_u : moment maximum à l'ELU dans les poutres.

- **Armatures tendues :** $A_{st} = \frac{M_r}{\beta_r d \sigma_s} + \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$

- **Armatures comprimées :** $A_s = \frac{\Delta M}{(d - c') \sigma_s}$



Remarque:

Une part du moment de flexion équilibrée par les armatures comprimées doit être inférieure à 40% du moment total c.à.d. $\Delta M < 0.4M$ (**Art BAEL B66**).

❖ Le calcul des sections et le choix des armatures sont résumés dans les tableaux suivants:

1- Ferrailage des poutres principales (30x40) cm² :

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Liée	Travée	71.318	0.122	SSA	0.935	5.92	3HA14+3HA14 = 9.23
	Appuis	-114.66	0.196	SSA	0.890	10.01	3HA16+3HA14 = 10.65
Libre	Travée	68.296	0.117	SSA	0.937	5.66	3HA14+3HA14 = 9.23
	Appuis	-99.98	0.170	SSA	0.906	8.57	3HA14+3HA14 = 9.23

2- Ferrailage des poutres secondaires (30x35) cm² :

Zone	Localisation	M _u (KN.m)	μ	Obs	β	A _{cal} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Liée	Travée	82.715	0.189	SSA	0.895	8.29	3HA14+3HA14 = 9.23
	Appuis	-85.783	0.196	SSA	0.890	8.65	3HA14+3HA14 = 9.23
Libre	Travée	65.884	0.150	SSA	0.918	6.44	3HA12+3HA12= 6.78
	Appuis	-73.269	0.168	SSA	0.907	7.25	3HA14+3HA14= 9.23

Exemple de calcul pour les armatures en travées des poutres principales:

M_u = **71.318 KN.m**

-Calcul du moment réduit :

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 f_{bc}} = \frac{71.318 \times 10^3}{30 \times 37^2 \times 14.2} = \mathbf{0.122}. \quad f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}.$$

$$\mu = 0.122 \leq \mu_l = 0.392 \longrightarrow \mathbf{SSA}$$

$$\mu = 0.122 \longrightarrow \beta = 0.935 \text{ (Tableau des sections rectangulaires en flexion simple)}$$

-Armatures principales:

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{71.318 \times 10^3}{0.935 \times 37 \times 348} = \mathbf{5.92 \text{ cm}^2}.$$

Même chose pour les poutres secondaires.

VI-2-4) Vérification du BAEL 91 :

➤ Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.21) :

$$A_{\text{adopté}} \geq A_{\min}$$

Poutres principales :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

$$D \text{ où } A_s = 9.23 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \quad (\text{Sur appuis})$$

Poutres secondaires :

$$A_{\min} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

$$D \text{ où } A_s = 6.78 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \quad (\text{En travée})$$

$$A_s = 9.23 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée} \quad (\text{Sur appuis})$$

➤ **Vérification de l'adhérence (BAEL 99/ Art A.6.1.1.3):**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28}$$

Avec : $\tau_{se} = \frac{V_u^{max}}{0.9d \sum U_i}$ $\sum U_i$: Somme des périmètres des barres.

Sens principal : $V_u^{max} = 95.29 \text{ KN}$

$$\sum U_i = \sum \phi \pi \phi = (3 \times 3.14 \times 1.6) + (3 \times 3.14 \times 1.4) = 28.26 \text{ cm}.$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{95.29 \times 10^3}{0.9 \times 370 \times 282.6} = 1.01 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 1.01 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

Sens secondaire : $V_u^{max} = 27.94 \text{ KN}$

$$\sum U_i = 6\pi\phi = 6 \times 3.14 \times 1.4 = 26.37 \text{ cm}$$

$$\tau_{se}^{max} = \frac{27.94 \times 10^3}{0.9 \times 320 \times 263.7} = 0.367$$

$$\bar{\tau}_{se} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} > 0.367 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.}$$

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle (BAEL 91 Art A.5.1.1):**

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{bd} \leq \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

La fissuration est peu nuisible donc $\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$

Sens principal:

$$V_u = T_{\max} = 95.29 \text{ KN}$$

D'où : $\tau_u = \frac{95.29 \times 1000}{300 \times 370} = 0.858 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Sens secondaire :

$$V_u = T_{\max} = 27.94 \text{ KN}$$

D'où : $\tau_u = \frac{27.94 \times 1000}{300 \times 320} = 0.291 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$

➤ **Influence de l'effort tranchant aux appuis (BAEL 91 Art 5.1.32) :**

• **Influence sur le béton :**

Il faut vérifier que : $V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times d \times b \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$

Sens principale :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.30 \times 0.37 \times 16.67 \times 10^2 = 666 \text{ KN.}$$

$$V_u = 95.29 \leq 666 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$V_u \leq 0.4 \times 0.9 \times 0.30 \times 0.32 \times 16.67 \times 10^2 = 576 \text{ KN.}$$

$$V_u = 27.94 \leq 576 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ Influence sur les armatures :

$$A_{\text{adopté}} \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9d} \right) \quad \text{Avec} \quad M_u^a : \text{est pris avec son signe.}$$

$$\text{Si} \quad \left(V_u + \frac{M_u^a}{0.9d} \right) < 0 \quad \text{la vérification n'est pas nécessaire.}$$

Sens principale :

$$\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = 95.29 + \frac{-114.66}{0.9 \times 0.37} = -249.03 \text{ KN}$$

Sens secondaire :

$$\left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = 27.94 + \frac{-85.78}{0.9 \times 0.32} = -269.90 \text{ KN}$$

Donc les armatures supplémentaires ne sont pas nécessaires.

✓ Calcul de longueur de scellement droit des barres :

$$l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\tau}_s}$$

$$\text{La contrainte d'adhérence } \bar{\tau}_s = 0.6 \Psi_s^2 f_{tj} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPa.}$$

- $\Psi_s = 1.5$ (Acier haute adhérence)
- $f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{cj} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\text{Pour les HA16 : } l_s = 56.43 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_s = 49.38 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_s = 42.33 \text{ cm}$$

Le BAEL admettent que l'ancrage d'une barre rectiligne est assuré lorsque la partie ancrée mesuré au moins $l_a = 0.4 \times l_s$

$$\text{Pour les HA16 : } l_a = 0.4 \times 56.43 = 23 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_a = 0.4 \times 49.38 = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_a = 0.4 \times 42.33 = 17 \text{ cm}$$

La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ en zone III selon le **RPA2003 ART (7.5.2.1)**:

$$\text{Pour les HA16 : } l_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA14 : } l_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$$

$$\text{Pour les HA12 : } l_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$$

➤ **Délimitation de la zone nodale et courante :****Zone Nodale :**

$$L' = 2 \times h \quad \text{Avec : } h : \text{ hauteur de la poutre.}$$

On aura :

$$L' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm. Poutres principales (30} \times 40\text{)}$$

$$L' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm. Poutres secondaires (30} \times 35\text{)}$$

Zone Courante :

$$L_{\text{Courante}} = L_{\text{Nue d'appui}} - 2L'$$

➤ **Etat limite de fissuration (la flèche) :**

On doit justifier l'état limite de déformation par un calcul de flèche, cependant on peut se dispenser de cette vérification si les trois conditions suivantes sont vérifiées :

Poutres principales :

- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{40}{425} = 0.094 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.1 > 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{10.65}{30 \times 37} = 0.0096 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Poutres secondaires :

- 1) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{400} = 0.0875 > 0.0625 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- 2) $\frac{h}{L_{\max}} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0.0945 > 0.085 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$
- 3) $\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{9.23}{30 \times 32} = 0.0096 \leq 0.0105 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Conclusion :

Les trois conditions sont vérifiées pour toutes les poutres, alors on se dispense de la vérification de la flèche.

VI-2-5) Vérification de RPA99 révisé 2003 :a) **Espacement d'armatures :****Sens principal :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{40}{4}; 12 \times 1.4; 30 \right) = 10\text{cm.} \quad \text{On opte pour: } S_t = \mathbf{10cm.}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm.} \quad \text{On opte pour: } S_t = \mathbf{20cm.}$$

Sens secondaire :

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}; 30\text{cm} \right)$$

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{4}; 12 \times 1.2; 30 \right) = 8.75\text{cm.} \quad \text{On opte pour: } S_t = \mathbf{8\text{cm.}}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm.} \quad \text{On opte pour: } S_t = \mathbf{17\text{cm.}}$$

b) Diamètre de l'armature transversale :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \Phi_L; \frac{b}{10} \right)$$

Sens principal :

$$\Phi_t \leq \min(1.14, 1.4, 3.0)$$

Sens secondaire :

$$\Phi_t \leq \min(1, 1.2, 3.0)$$

On prend pour les deux cas « principale et secondaire » un diamètre de **8mm**Soit en cadre et une épingle : **4HA8** $\rightarrow A_{\text{adop}} = 2.01\text{cm}^2$.**c) Armatures transversales minimales :**

$$\text{La quantité d'armatures minimales est : } A_t^{\text{min}} = 0.003 \times S_t \times b$$

Sens principal :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Sens secondaire :

$$A_t^{\text{min}} = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2.$$

$$A_t^{\text{adop}} \geq A_t^{\text{min}} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Disposition constructive :

Conformément au CBA 93 annexe E3, concernant la détermination de la longueur des chapeaux et des barres inférieures de second lit, il y'a lieu d'observer les recommandations suivantes qui stipulent que :

La longueur des chapeaux à partir des murs d'appuis est au moins égale 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.
- $\frac{1}{4}$ 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 nécessaire en travée est prolongées jusqu'aux appuis et les armatures de second lit sont arrêtées à une distance des appuis au plus égale à $\frac{1}{10}$ de la portée.

→ Les coupes de ferraillage des poutres sont indiquées dans les plans de ferraillage.

VI-3-1) Introduction :

Les voiles seront calculés en flexion composée sous les combinaisons les plus défavorables. Pour cela nous allons utiliser la méthode des contraintes.

VI-3-2) Exposé de la méthode de calcul:

Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes pour des bandes verticales de largeur « **d** » :

$$d \leq \min (h_e/2 ; 2l_c/3)$$

Avec : l_c : longueur de la zone comprimée.

h_e : hauteur libre de l'étage.

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

-Section entièrement comprimé : **(SEC)**

-Section partiellement comprimé : **(SPC)**

-Section entièrement tendue : **(SET)**

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en **4 zones** :

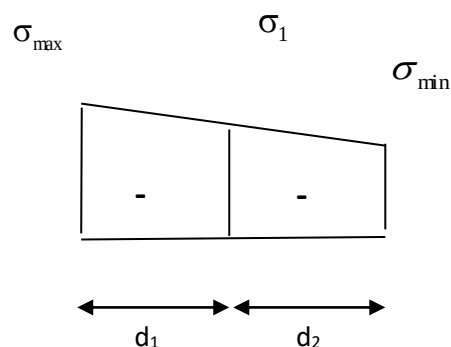
- **Zone I** : RDC
- **Zone II** : étage 1 /3
- **Zone III** : étage 4 /6
- **Zone IV** : étage 7 /10

❖ Ferraillage section entièrement comprimé SEC:

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$d_1 = d_2 \quad \text{donc} \quad d = l_c/2$$



✓ **Armatures verticales :**

La section d'armature d'une section entièrement comprimée:

B : Section du tronçon considéré

$$A_{vi} = \frac{N_i - B \times f_{bc}}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

✓ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

✓ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq 4 \text{ cm}^2 / \text{ml} \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

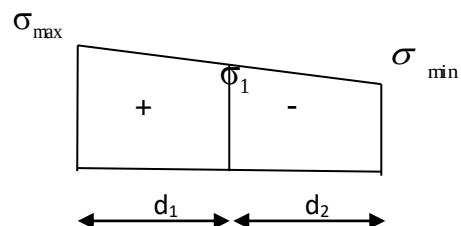
$$0.2 \% \leq \frac{A_{\min}}{B} \leq 0.5 \% \quad (\text{Art A.8.1, 21BAEL91}).$$

❖ **Ferrailage section entièrement tendue SET :**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\max} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$N_2 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$

$$d_1 = d_2 \quad \text{donc} \quad d = l/2$$



✓ **Armatures verticales:**

La section d'armature d'une section entièrement tendue :

B : section du tronçon considéré

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

✓ **Armatures horizontales**

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

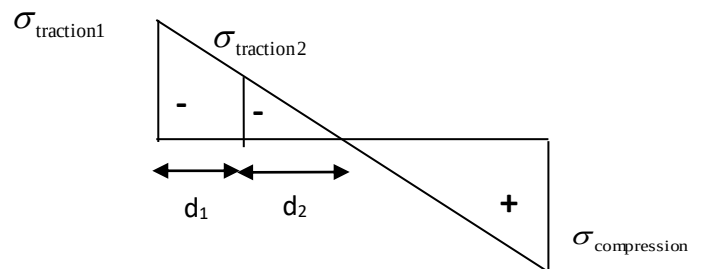
✓ **Armatures minimales :**

$$A_{\min} \geq \frac{B f_{t28}}{f_e} \quad (\text{Condition non fragilité BAEL art A4.2.1}).$$

$$A_{\min} \geq 0.002 B \quad (\text{Section min du RPA art 7.7.4.1}).$$

❖ **Ferrailage section partiellement comprimé SPC:**

$$N_1 = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \times d \times e$$



Avec : $d = l_t - d_1$

✓ Armatures verticales:

Même conditions que celles d'une section entièrement tendue.

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

Situation accidentelle : $\sigma_s = 400 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 18.48 \text{ Mpa}$

Situation courante : $\sigma_s = 348 \text{ Mpa}$; $f_{bc} = 14.20 \text{ Mpa}$

✓ Armatures horizontales

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10 Φ** et disposées de manière à servir de cadre armatures aux armatures verticales.

$$A_H \geq \frac{A_v}{4}$$

• Armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{1.4 \times T}{f_e} = \text{cm}^2$$

VI-3-3) Règles communes du RPA pour les aciers verticaux et horizontaux (Art_7.7.4.3):

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit :

➤ Globalement dans la section du voile A_v et $A_H \geq 0.15\% B$

➤ Zone courante : A_v et $A_H \geq 0.10\% B$

❖ Armatures transversales :

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, elles relient les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article **(7.7.4.3 du RPA 2003)**.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingle au mètre carré de surface.

❖ **Armature pour les potelets**

Il faut prévoir à chaque extrémité du voile un potelet armé par des barres verticales, dont la section de celle-ci est $\geq 4HA10$ ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

❖ **Dispositions constructives :**➤ **Espacement :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

Art 7.7.4.3 RPA99 (version 2003) ; e = épaisseur du voile

$S_t \leq \min (1.5e ; 30) \text{ cm}$

Aux extrémités des voiles l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur **1/10** de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à **15cm**.

➤ **Longueur de recouvrement :**

- **40Φ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

- **20Φ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous action de toutes les combinaisons.

➤ **Diamètre minimal :**

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser **1/10** de l'épaisseur du voile.

$$\left\{ \begin{array}{l} \varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 20 \text{ mm.} \\ \varphi_{\max} = \frac{e}{10} = 25 \text{ mm} \quad \text{Pour les voiles du rez-de-chaussée.} \end{array} \right.$$

Vérification des contraintes de cisaillement : Art (7.7.2 RPA):

La contrainte de cisaillement dans le béton τ_b doit être inférieure à la contrainte admissible.

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_0 \times d} \quad \text{Avec} \quad \bar{V} = 1.4 \times V_u$$

Avec : b_0 : Epaisseur du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0.9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

VI-3-4) Exigence du BAEL Art (5.1.1 BAEL 91) :

Il faut vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ avec τ_u : Contrainte de cisaillement.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

$$\text{Fissuration préjudiciable : } \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa.}$$

VI-3-5) Vérification à L'ELS :

A l'état limite de service il faudra vérifier que la contrainte de compression est inférieure à :

$$\sigma_{admissible} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15 \cdot A_s}$$

***Exemples de calculs :**

Ferraillage du voile longitudinal plein VL3 en Zones II :

Avec : $L = 2 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$; $B = 0.4 \text{ m}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = 2039.57 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = -1772.74 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right. \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

- Largeur de la zone tendue :

$$L_t = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + |\sigma_{\min}|} \times L = \frac{2039.57}{2039.57 + 1772.74} \times 2 = 1.06 \text{ m}$$

$$L_t = 1.06 \text{ m}$$

Largeur de la zone comprimée :

$$L_c = L - L_t = 2 - 1.06 = 0.93 \text{ m.}$$

Le découpage de diagramme est en deux bandes de longueur (d).

$$d \leq \min \left(\frac{he}{2} ; \frac{2}{3} L_t \right) \Rightarrow d = 0.7$$

Calcul des armatures :

- Ferraillage de la partie tendue : Soit un tronçon $d = 0.7 \text{ m}$

$$\frac{\sigma_{\max}}{L_t} = \frac{\sigma_1}{L_t - d} \quad \sigma_1 = 679.85 \text{ KN/m}^2$$

$$N_1 = \frac{\sigma_1 + \sigma_{\max}}{2} \times d \times e = 190.35 \text{ KN}$$

$$A_{v1} = \frac{N1}{\sigma_s} = \frac{190.35}{400 \times 10^{-1}} = 4.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures minimales (Art7.7.4.1 BAEL 91 Modifiée 99) [3] :**

$$\text{Max} \left(\frac{0.23 \times d \times e \times f_{t28}}{f_e} ; 0.002d \times e \right) = 2.8 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2.8 \text{ cm}^2$$

Les armatures de couture :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} = \frac{1.1 \times 1.4 \times 322.38 \times 10}{400} = 12.41 \text{ cm}^2$$

a) Sections d'armatures totales :

$$A_1 = A_{v1} + \frac{A_{vj}}{4} = 4.78 + \frac{12.41}{4} = 7.88 \text{ cm}^2 / \text{bande.}$$

➤ **Ferrailage adopté :**

$$A_1 = 13.56 \text{ cm}^2 / \text{bande}$$

On adopte: $2 \times (6\text{HA}12) = 13.56 \text{ cm}^2$; avec $St = 15\text{cm}$

- **Armatures horizontales :**

$$\text{D'après le BAEL 91 : } A_{\min(h)} = \max \left(\frac{A_1}{4} ; 0.0015 \times L \times e_p \right) = \max (1.97 ; 6)$$

Soit : $2 \times 4\text{HA}12 = 9.04 \text{ cm}^2 / 1\text{m de hauteur}$; avec $S_H = 25 \text{ cm}$

- **Armatures transversales (Art.7.7.4.3, RPA99/ version 2003) [1]:**

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au minimum par (04) épingle au mètre carré soit HA8.

➤ **Vérification des espacements :**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit satisfaire :

$$St \leq \min (1.5e, 30 \text{ cm}) = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

1) Vérification des contraintes de cisaillement :

• **Selon le RPA99/version 2003 :**

$$\tau_b = \frac{V}{e \cdot d'} = \frac{1.4 \times 322.38 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.25 \text{ MPa} ; \quad \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_b = 1.25 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_b = 5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• **D'après le BAEL 91/revisé99 :**

$$\tau_u = \frac{T}{e \cdot d} = \frac{322.38 \times 10^3}{200 \times 0.9 \times 2000} = 0.89 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.89 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = 2.5 \text{ MPa}$$

➤ **Vérification à l'ELS :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_s}{B + 15.A} = \frac{1107.72 \times 10^3}{200 \times 2000 + 15 \times 13.56 \times 10^2} = 2.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.63 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

VL1 = VL2 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	Hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,00	2,00	2,00	2,00
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,5	0,4	0,4	0,4
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	H		4,07	2,71	2,71	2,71
Solicitations de calcul	T (kN)		393,400	441,320	322,380	213,750
	N _{ser} (kN)		2401,44	1527,70	1107,72	701,31
	Vu (kN)		550,760	617,848	451,332	299,250
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		7061,730	3187,080	2039,570	2039,570
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		- 4393,540	- 1817,830	- 1772,740	- 1910,030
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	L _t		1,23	1,27	1,07	1,03
	L _c		0,77	0,73	0,93	0,97
	D		0,82	0,85	0,71	0,69
	σ_1		2353,910	1062,360	679,857	679,857
	N ₁		967,40	360,80	193,98	187,24
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		24,18	9,02	4,85	4,68
	A _{vj} (cm²)		15,15	16,99	12,41	8,23
	A'v1/bande/nappe		27,97	13,27	7,95	6,74
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		4,11	3,40	2,85	2,75
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		28,13	15,82	15,82	15,82
	Choix de A (cm²)		2*(7HA16)	2*(7HA12)	2*(7HA12)	2*(7HA12)
	S _t max		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		7,50	6,00	6,00	6,00
	AH adopté (cm²)		9,04	9,04	9,04	9,04
	Choix de la section		2(4HA12)	2(4HA12)	2(4HA12)	2(4HA12)
Armatures transversales	Espacement s _t (cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérification des contraintes	$\overline{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	1,224	1,716	1,254	0,831
	3,26 Mpa	τ_u	0,874	1,226	0,896	0,594
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	4,429	3,605	2,614	1,655

VL8 = VL3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,60	2,60	2,60	2,60
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,65	0,52	0,52	0,52
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	H		4,07	2,71	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T(kN)		1316,440	934,900	928,930	643,360
	N _{ser} (kN)		1616,07	1102,18	791,85	483,36
	Vu (kN)		1843,016	1308,860	1300,502	900,704
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		4961,820	3042,120	2759,950	2550,180
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		- 4513,120	- 2498,140	- 2753,860	- 2397,710
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt		1,36	1,43	1,30	1,34
	Lc		1,24	1,17	1,30	1,26
	D		0,91	0,95	0,87	0,89
	σ_1		1653,940	1014,040	919,983	850,060
	N ₁		750,65	386,05	319,28	303,77
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		18,77	9,65	7,98	7,59
	A _{vj} (cm ²)		50,68	35,99	35,76	24,77
	A'v1/bande/nappe		31,44	18,65	16,92	13,79
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,54	3,81	3,47	3,57
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		32,15	19,71	18,08	18,08
	Choix de A (cm ²)		2*(8HA16)	2*(6HA16+2HA14)	2*(8HA12)	2*(8HA12)
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		9,75	7,80	7,80	7,80
	AH adopté (cm ²)		11,304	11,304	11,304	11,304
	choix de la section		2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(5HA12)
Armatures transversales	Espacement st (cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	3,150	2,797	2,779	1,925
	3,26 Mpa	T _u	2,250	1,998	1,985	1,375
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	2,315	2,006	1,447	0,883

VT1 = VT3 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	H poutre(m)		0,40	0,40	0,40	0,40
	Hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		4,00	4,00	4,00	4,00
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		1	0,8	0,8	0,8
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	H		4,02	2,66	2,66	2,66
Solicitations de calcul	T (kN)		2663,750	2039,650	1567,070	965,020
	N _{ser} (kN)		1924,33	1161,02	826,10	502,39
	Vu (kN)		3729,250	2855,510	2193,898	1351,028
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		4829,770	3412,350	2351,330	1490,030
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		- 4750,010	- 3037,480	- 2086,550	- 2086,550
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt		2,02	2,12	2,12	1,67
	Lc		1,98	1,88	1,88	2,33
	D		1,34	1,33	1,33	1,11
	σ_1		1609,923	1267,782	875,735	496,677
	N ₁		1082,22	622,46	429,20	220,71
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		27,06	15,56	10,73	5,52
	A _{vj} (cm²)		102,55	78,53	60,33	37,15
	A'v1/bande/nappe		52,69	35,19	25,81	14,81
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		6,72	5,32	5,32	4,44
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		53,12	35,73	26,5	24,86
	Choix de A (cm²)		2*(7HA16+4HA20)	2*(9HA14+2HA16)	2*(9HA12+2HA14)	2*(11HA12)
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		15,00	12,00	12,00	12,00
	AH adopté (cm²)		15,38	11,304	11,304	11,304
	choix de la section		(10HA14)	(10HA12)	(10HA12)	(10HA12)
Armatures transversales	Espacement st (cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérifications des contraintes	$\overline{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	4,144	3,966	3,047	1,876
	3,26 Mpa	τ_u	2,960	2,833	2,176	1,340
	$\overline{\sigma}_{bc}=15\text{Mp}$	σ_{bc}	1,782	1,360	0,984	0,610

VT2 = VT4 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	H poutre(m)		0,40	0,40	0,40	0,40
	Hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,80	2,80	2,80	2,80
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,7	0,56	0,56	0,56
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	H		4,02	2,66	2,66	2,66
Sollicitations de calcul	T(kN)		1607,300	1211,800	946,460	596,370
	N _{ser} (kN)		1829,43	1102,19	805,53	502,13
	Vu (kN)		2250,220	1696,520	1325,044	834,918
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		7173,750	3455,670	2176,680	2061,240
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		- 6943,770	- 2814,800	- 1744,260	- 1508,560
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt		1,42	1,54	1,55	1,62
	Lc		1,38	1,26	1,25	1,18
	D		0,95	1,03	1,04	1,08
	σ_1		2391,250	1151,890	725,560	687,080
	N ₁		1134,10	473,99	300,75	296,22
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		28,35	11,85	7,52	7,41
	A _{vj} (cm ²)		61,88	46,65	36,44	22,96
	A'v1/bande/nappe		43,82	23,51	16,63	13,15
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,74	4,11	4,15	4,31
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		44,71	24,24	22,60	22,60
	Choix de A (cm ²)		2*(8HA16+2HA20)	2*(8HA12+2HA14)	2*(10HA12)	2*(10HA12)
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		11,18	8,40	8,40	8,40
	AH adopté (cm ²)		11,304	11,304	11,304	11,304
	choix de la section		(10HA12)	(10HA12)	(10HA12)	(10HA12)
Armatures transversales	Espacement st (cm)		20	20	20	20
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérification des contraintes	$\overline{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	3,572	3,366	2,629	1,657
	3,26 Mpa	T _u	2,551	2,404	1,878	1,183
	$\overline{\sigma}_{bc}=15\text{Mpa}$	σ_{bc}	2,385	1,830	1,360	0,860

VL9 = VL4 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	h poutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	Hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,00	1,00	1,00	1,00
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,25	0,2	0,2	0,2
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	h		4,07	2,71	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (kN)		593,670	342,610	263,500	191,930
	N _{ser} (kN)		608,74	394,46	291,49	174,32
	Vu (kN)		831,138	479,654	368,900	268,702
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		6720,940	3930,350	2415,160	2413,080
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		- 5493,540	- 3194,180	- 1902,370	- 2275,890
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt		0,55	0,55	0,56	0,51
	Lc		0,45	0,45	0,44	0,49
	d		0,37	0,37	0,37	0,34
	σ_1		2240,313	1310,117	805,053	804,360
	N ₁		410,91	192,73	120,09	110,39
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		10,27	4,82	3,00	2,76
	A _{vj} (cm²)		22,86	13,19	10,14	7,39
	A'v1/bande/nappe		15,99	8,12	5,54	4,61
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		1,83	1,47	1,49	1,37
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		16,07	9,04	9,04	9,04
	Choix de A (cm²)		2*(4HA16)	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)
	S _t max		30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	10	10	10
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		4,02	3,00	3,00	3,00
	AH adopté (cm²)		6,28	6,28	6,28	6,28
	choix de la section		2*(4HA10)	2*(4HA10)	2*(4HA10)	2*(4HA10)
Armatures transversales	Espacement s _t (cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²			
Vérifications des contraintes	$\overline{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	τ_b	3,694	2,665	2,049	1,493
	3,26 Mpa	τ_u	2,639	1,903	1,464	1,066
	$\overline{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	2,221	1,847	1,365	0,816

VL5 = VL10 :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II
	H poutre(m)		0,35	0,35
	Hauteur étage (m)		4,42	3,06
	L (m)		3,10	3,10
	e (m)		0,25	0,20
	B (m²)		0,775	0,62
	He		4,420	3,060
	H		4,07	2,71
Sollicitations de calcul	T (kN)		899,890	2269,960
	N _{ser} (kN)		2996,95	1720,27
	Vu (kN)		1259,846	3177,944
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		8472,170	3182,470
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		- 8056,120	- 2273,190
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00
	Lt		1,59	1,81
	Lc		1,51	1,29
	D		1,06	1,21
	σ_1		2824,057	1060,823
	N ₁		1495,82	511,55
Armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		37,40	12,79
	A _{vi} (cm²)		34,65	87,39
	A'v1/bande/nappe		46,06	34,64
Armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		5,30	4,82
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		46,64	36,17
	Choix de A (cm²)		(9HA16+9HA20)	2*(9HA16)
	S _i max		30	30
	Espacement (cm)		15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm²)		11,66	9,30
	AH adopté (cm²)		12,30	12,30
	choix de la section		2*(4HA14)	2*(4HA14)
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²	
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	1,806	5,695
	3,26 Mpa	T _u	1,290	4,068
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	3,547	2,551

VL11 :

Caractéristiques géométriques	Zone		II	III	IV
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	Hauteur étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		0,95	0,95	0,95
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,19	0,19	0,19
	He		3,060	3,060	3,060
	H		2,71	2,71	2,71
Solicitations de calcul	T (kN)		265,020	191,140	153,360
	N _{ser} (kN)		1090,24	989,58	658,44
	Vu (kN)		371,028	267,596	214,704
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		2127,910	1327,880	1362,050
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		- 767,410	- 925,200	- 964,590
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,70	0,56	0,56
	Lc		0,25	0,39	0,39
	D		0,47	0,37	0,37
	σ_1		709,303	442,627	454,017
	N ₁		132,06	66,09	67,33
	A _{v1} /bande (cm²)		3,30	1,65	1,68
armatures verticales	A _{vj} (cm²)		10,20	7,36	5,90
	A'v1/bande/nappe		5,85	3,49	3,16
	A _{min} /bande/nappe (cm²)		1,86	1,49	1,48
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		1,86	1,49	1,48
	A'v1 adopté (cm²)		6,78	6,78	6,78
	Choix de A (cm²)		2*(3HA12)	2*(3HA12)	2*(3HA12)
	Stmax		30	30	30
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	Espacement (cm)		10	10	10
	AH /nappe (cm²)		6,03	4,62	4,62
	AH adopté (cm²)		6,28	6,28	6,28
	choix de la section		2*(4HA10)	2*(4HA10)	2*(4HA10)
Armatures horizontales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	2,170	1,565	1,256
	3,26 Mpa	T _u	1,550	1,118	0,897
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	4,820	4,546	3,025

VL6 :

Caractéristiques géométriques	Zone		II	III	IV
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	Hauteur étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		1,56	1,56	1,56
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,312	0,312	0,312
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,71	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (kN)		414,720	284,810	265,210
	N _{ser} (kN)		836,52	761,11	482,49
	Vu (kN)		580,608	398,734	371,294
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		2532,810	2452,630	2198,860
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		- 1201,860	- 1775,820	- 1743,200
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		1,06	0,90	0,87
	Lc		0,50	0,66	0,69
	d		0,71	0,60	0,58
	σ_1		844,270	817,543	732,953
	N ₁		238,19	197,27	170,08
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		5,95	4,93	4,25
	A _{vj} (cm ²)		15,97	10,97	10,21
	A'v1/bande/nappe		9,95	7,67	6,80
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		2,82	2,41	2,32
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		11,30	11,30	11,30
	Choix de A (cm ²)		2*(5HA12)	2*(5HA12)	2*(5HA12)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		6,03	4,68	4,68
	AH adopté (cm ²)		6,28	6,28	6,28
	choix de la section		2*(4HA10)	2*(4HA10)	2*(4HA10)
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²		
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	2,068	1,420	1,322
	3,26 Mpa	T _u	1,477	1,014	0,944
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	2,403	2,241	1,420

VL7 :

Caractéristiques géométriques	Zone		II	III	IV
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		3,06	3,06	3,06
	L (m)		0,50	0,50	0,50
	e (m)		0,20	0,20	0,20
	B (m²)		0,1	0,1	0,1
	He		3,060	3,060	3,060
	h		2,71	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (kN)		178,290	284,810	265,210
	N _{ser} (kN)		274,00	761,11	482,49
	Vu (kN)		249,606	398,734	371,294
	$\sigma_{\max}$ (kN/m²)		4984,720	2452,630	2198,860
	$\sigma_{\min}$ (kN/m²)		- 3812,510	- 1775,820	- 1743,210
	σ_s (kN/m²)		400,00	400,00	400,00
	Lt		0,28	0,29	0,28
	Lc		0,22	0,21	0,22
	d		0,19	0,19	0,19
	σ_1		1661,573	817,543	732,953
	N ₁		125,53	63,23	54,51
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm²)		3,14	1,58	1,36
	A _{vj} (cm²)		6,86	10,97	10,21
	A'v1/bande/nappe		4,85	4,32	3,92
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm²)		0,76	0,77	0,74
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm²)		6,15	6,15	6,15
	Choix de A (cm²)		2*(2HA14)	2*(2HA14)	2*(2HA14)
	Stmax		30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		6,03	4,62	4,62
	AH adopté (cm2)		6,28	6,28	6,28
	choix de la section		2*(4HA10)	2*(4HA10)	2*(4HA10)
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m²		
Vérifications des Contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	2,773	4,430	4,125
	3,26 Mpa	T _u	1,981	3,165	2,947
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	2,012	5,961	3,779

VASC :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,3	2,3	2,3	2,3
	e (m)		0,25	0,2	0,2	0,2
	B (m ²)		0,575	0,46	0,46	0,46
	He		4,42	3,06	3,06	3,06
	h		4,07	2,71	2,71	2,71
Sollicitations de calcul	T (kN)		2042,26	1413,37	1396,25	935,57
	N _{ser} (kN)		4488,24	3345,72	2466,15	1497,95
	Vu (kN)		2859,164	1978,718	1954,75	1309,798
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		7847,71	3810,01	3335,32	2725,11
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		- 6290,2	- 3338,61	- 3361,83	- 2507,83
	σ_s (kN/m ²)		400	400	400	400
	Lt		1,28	1,23	1,15	1,2
	Lc		1,02	1,07	1,15	1,1
	d		0,85	0,82	0,76	0,8
	σ_1		2615,903	1270,003	1111,773	908,37
	N ₁		1113,23	415,15	339,59	290,13
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		27,83	10,38	8,49	7,25
	A _{vj} (cm ²)		78,63	54,41	53,76	36,02
	A'v1/bande/nappe		47,49	23,98	21,93	16,26
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,26	3,27	3,05	3,19
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		49,73	27,69	27,69	20,34
	Choix de A (cm ²)		(6HA16+12HA20)	2*(9HA14)	2*(9HA14)	2*(9HA12)
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		15	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm ²)		8,63	6,9	6,9	6,9
	AH adopté (cm ²)		9,04	9,04	9,04	9,04
	choix de la section		2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)
Armatures transversales	Espacement st (cm)		25	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	5,525	4,78	4,722	3,164
	3,26 Mpa	T _u	3,946	3,414	3,373	2,26
	$\bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$	σ_{bc}	7,232	6,743	5,057	3,072

VFL :

Caractéristiques géométriques	Zone		I	II	III	IV
	H poutre(m)		0,35	0,35	0,35	0,35
	Hauteur étage (m)		4,42	3,06	3,06	3,06
	L (m)		2,40	2,40	2,40	2,40
	e (m)		0,25	0,20	0,20	0,20
	B (m ²)		0,6	0,48	0,48	0,48
	He		4,420	3,060	3,060	3,060
	h		4,07	2,71	2,71	2,71
Solicitations de calcul	T (kN)		1168,080	639,710	395,370	254,370
	N _{ser} (kN)		3038,81	2160,67	1535,82	928,76
	Vu (kN)		1635,312	895,594	553,518	356,118
	$\sigma_{\max}$ (kN/m ²)		9428,410	4206,050	3286,850	2692,940
	$\sigma_{\min}$ (kN/m ²)		- 8112,730	- 3319,190	- 3223,330	- 2659,850
	σ_s (kN/m ²)		400,00	400,00	400,00	400,00
	Lt		1,29	1,34	1,21	1,21
	Lc		1,11	1,06	1,19	1,19
	d		0,86	0,89	0,81	0,80
	σ_1		3142,803	1402,017	1095,617	897,647
	N ₁		1351,41	501,52	354,02	289,02
armatures verticales	A _{v1} /bande (cm ²)		33,79	12,54	8,85	7,23
	A _{vj} (cm ²)		44,97	24,63	15,22	9,79
	A'v1/bande/nappe		45,03	18,70	12,66	9,67
armatures minimales	A _{min} /bande/nappe (cm ²)		4,30	3,58	3,23	3,22
Ferrailage adopté pour les armatures verticales	A'v1 adopté (cm ²)		45,21	20 ,34	20 ,34	20 ,34
	Choix de A (cm ²)		(10HA16+8HA20)	2*(9HA12)	2*(9HA12)	2*(9HA12)
	Stmax		30	30	30	30
	Espacement (cm)		10	15	15	15
Armatures horizontales	AH /nappe (cm2)		11,30	7,20	7,20	7,20
	AH adopté (cm2)		11,304	9,04	9,04	9,04
	choix de la section		2*(5HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)	2*(4HA12)
Armatures transversales	Espacement st(cm)		20	25	25	25
	At adoptées		4 épingles HA8 /m ²			
Vérifications des contraintes	$\bar{\tau}_b = 5\text{Mpa}$	T _b	3,028	2,073	1,281	0,824
	3,26 Mpa	T _u	2,163	1,481	0,915	0,589

CHAPITRE VII :

ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux ; fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII-1) Choix du type des fondations :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

Selon le rapport du sol:

- -La contrainte admissible est de **2.5 bars**

VII-2) Différentes fonctions des fondations :

- ✓ 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-3) Différents types de fondations :**✓ 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.

✓ 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.
- ✓ La résistance du sol.
- ✓ Le tassement.
- ✓ Le mode constructif.
- ✓ Stabilité totale de l'ouvrage.

Dans le cas de notre ouvrage, nous avons le choix entre les semelles filantes et le radier en fonction des résultats de dimensionnement, on adoptera le type de semelle convenable. La surface des semelles filantes doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

La surface de la semelle est donnée par : $S_s \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol}}$ avec : $\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar} = 250 \text{ KN /m}^2$

1- Semelles filantes :

a- Semelles filantes sous voiles :

Elles sont dimensionnées à ELS sous l'effort : $N_s = G + Q$

La largeur B de la semelle est déterminée par la formule suivante :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S} = \frac{G+Q}{B \times L} \quad \text{D'où} \quad B \geq \frac{N_s}{L \times \sigma_{sol}}$$

Avec :

B : La largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

G et Q : Charge et surcharge permanente revenant au voile considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivants :

Voile sens transversal					
Voile	L(m)	σ_{sol} (KN /m ²)	Ns (KN)	B (m)	S = B×L (m ²)
VT1	4	250	2071.11	2.07111	8.28444
VT3	4	250	1924.33	1.92433	7.69732
VT2	2.8	250	1805.72	2.5796	7.22288
VT4	2.8	250	1829.43	2.6134714	7.31772
La somme de la surface					30.52236

Tableau VII.1 : Surface des semelles filantes sous voile (sens transversal).

Voile sens longitudinale					
Voile	L(m)	Ns (KN)	σ_{sol} (KN/m ²)	B(m)	S = B×L(m ²)
VL1	2	2401.44	250	4.80288	9.60576
VL2	2	2405.48	250	4.81096	9.62192
VL3	2.6	1594.05	250	2.4523846	6.3762
VL4	1	709.75	250	2.839	2.839
VL5	3.1	2996.95	250	3.8670323	11.9878
VL8	2.6	1616.07	250	2.4862615	6.46428
VL9	1	608.74	250	2.43496	2.43496
VL10	3.1	2690.3	250	3.4713548	10.7612
La somme de la surface					60.09112

Tableau VII.2 : Surface des semelles filantes sous voile (sens longitudinale).

$S_v = \sum S_i = \sum B_i \times L_i = 90.61 \text{ m}^2$ Avec : S_v : Surface totale des semelles filantes voiles.

b- Semelles filantes sous poteaux :

1) Hypothèses de calcul :

Une semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire de contrainte 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.

2) Etape de calcul :

- Détermination de la résultante des charges : $R = \sum N_i$
- Détermination de coordonnée de la résultante R : $e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$
- Détermination de la distribution (par ml) des sollicitations de la semelle :

Si : $e > \frac{L}{6}$ $\Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.

Si : $e \leq \frac{L}{6}$ $\Rightarrow$ Répartition triangulaire.

$q_{\max} = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$	$q_{\min} = \frac{R}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$	$q\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{R}{L} \left(1 + \frac{3e}{L} \right)$

- Détermination de la largeur de la semelle : $B \geq \frac{ql/4}{\sigma_{sol}}$
- Détermination de la hauteur de la semelle : $\frac{L}{9} \leq h_t \leq \frac{1}{6}$

3) Application :

Dimensionnement des semelles filantes sous poteaux (fil des poteaux les plus sollicités).
On fera le calcul sur le portique transversal (B).

- Détermination de la résultante des charges:

Poteaux	Ns (KN)	Ms (KN m)	ei (m)	Ni*ei (KN M)
C4	1129.52	8.881	-8.55	-9657.396
C11	1260.79	4.323	-4.3	-5421.397
C18	1106.16	1.954	-1.5	-1659.24
C25	224.66	3.927	2.5	561.65
C31	876.65	1.796	5.3	4646.245
C36	202.76	3.702	8.55	1733.598
Sommes	4597.78	20.881		-9796.54

Tableau VII.3 : Présentation de la résultante des charges.

Coordonnées de la résultante des forces par rapport au centre de gravité de la semelle :

- Détermination de la résultante des charges :

$$R = \sum N_i = 4597.78 \text{ KN}$$

- Détermination des coordonnées de la structure :

$$e = \frac{\sum N_i \times e_i + \sum M_i}{\sum N_i}$$

$$e = \frac{-9796.54 + 20.881}{4597.78} = -2.13 \text{ m}$$

- Détermination de la distribution de la réaction de la semelle par mètre linéaire :

$$e = -2.13 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{17.1}{6} = 2.85 \text{ m} \quad \text{Répartition trapézoïdale}$$

- Nous avons une répartition trapézoïdale des contraintes sous la semelle:

$$q_{\max} = \frac{N}{L} \left(1 + \frac{6e}{L} \right) = \frac{4597.78}{17.1} \times \left(1 + \frac{6 \times (-2.13)}{17.1} \right) = 67.92 \text{ KN/m}$$

$$q_{\min} = \frac{N}{L} \left(1 - \frac{6e}{L} \right) = \frac{4597.78}{17.1} \times \left(1 - \frac{6 \times (-2.13)}{17.1} \right) = 472.59 \text{ KN/m}$$

$$q_{(L/4)} = \frac{N}{L} \times \left(1 + \frac{3 \times e}{L} \right) = \frac{4597.78}{17.1} \times \left(1 + \frac{3 \times 2.13}{17.1} \right) = 369.65$$

- Détermination de la largeur B de la semelle :

$$B \geq \frac{q_{L/4}}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{369.35}{250} = 1.47 \text{ m} \quad \text{on prend : } B = 1.5 \text{ m}$$

- $Sp = B \times L = 1.5 \times 17.1 = 25.65 \text{ m}^2 \quad Sp = 25.65 \text{ m}^2$

Avec : S_p : Surface totale des semelles filantes sous poteaux.

- Enfin la surface totale occupée par les semelles filantes est : $S_{tot} = S_v + n S_p$
 n : Nombre de portique dans le sens considéré.

$$S_{tot} = S_v + n S_p = 90.61 + 25.65 \times 6 = \mathbf{244.51 \text{ m}^2}$$

- La surface totale de bâtiment : $S_{bâtiment} = 24.55 \times 17.1 = \mathbf{419.8 \text{ m}^2}$
- Le rapport de la surface des semelles sur la surface de la structure est :

$$\frac{S_{tot}}{S_{bâtiment}} = \frac{244.51}{419.8} = 0.58$$

La surface totale des semelles représente **58 %** de la surface de bâtiment.

4) Conclusion :

En plus de la contrainte du sol σ_{sol} qui est modérée ($\sigma_{sol} = 2.5 \text{ bar}$) et la surface totale des semelles dépasse 50 % de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui nous amène à envisager un radier général nervuré comme fondation, ce type de fondation, présente plusieurs avantages qui sont :

- Une grande rigidité en son plan horizontal.
- Une bonne répartition des charges.
- Evite les tassements différentiels importants.
- Facilité de coffrage et de mise en œuvre du béton.
- Rapidité d'exécution.
- Facilité de ferrailage.

VII-4) Etude du radier :

Les radiers sont associés à un réseau orthogonal de nervures (longrines), de ce fait les radiers se comportent mécaniquement comme des planchers inversés, soumis à l'action mécanique de portance du sol.

a - Pré dimensionnement :

❖ Selon la condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$).

❖ Selon la condition forfaitaire :

➤ Sous poteaux :

a-1) La dalle : La dalle du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$h_d \geq L_{max} / 20 \quad ; \quad \text{Avec : } L_{max} = 4.25 \text{ m}$$

L_{max} : La plus grande distance entre deux files successives ainsi qu'une **hauteur minimale de 25 cm pour h_d** .

$$\text{A.N : } h_d \geq \frac{425}{20} = 21.25 \text{ cm} \rightarrow \text{soit : } \mathbf{h_d = 30cm}$$

a-2) La nervure:

La nervure (poutre) du radier doit avoir une hauteur h_n égale à :

$$H_n > \frac{L_{max}}{10} = \frac{425}{10} = 42.5 \text{ cm} \text{ on prend } h_n = 100 \text{ cm}$$

Largeur de la nervure :

$$0.4 h_n \leq b_n \leq 0.7 h_n \rightarrow 0.4 \times 100 \leq b_n \leq 0.7 \times 100$$

$$40 \leq b_n \leq 70 \quad \text{On prend : } b_n = 55 \text{ cm}$$

a-3) La dalle flottante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h \leq \frac{L_{max}}{40} \text{ donc } \frac{425}{50} \leq h \leq \frac{425}{40}$$

$$8.5 \leq h \leq 10.62 \text{ on prend : } h = 10 \text{ cm}$$

➤ **Sous voile :**

$$\frac{L_{max}}{8} \leq h \leq \frac{L_{max}}{5} \text{ donc } \frac{425}{8} \leq h \leq \frac{425}{5}$$

$$53.12 \leq h \leq 85 \text{ on prend : } h = 100 \text{ cm}$$

***Selon la condition de vérification de la longueur élastique :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \geq \frac{2}{\pi} \times L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol.

Le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times L_e \rightarrow \text{Ce qui conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times L_{max}\right)^4 \times \frac{3 \times K}{E}}$$

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 1m).

E : Module de déformation longitudinale déformée.

$$E = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.865 \text{ MPa}$$

L_{max} : Distance maximale entre deux nervures successives.

$$\text{D'où : } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \times 4.25\right)^4 \times \frac{3 \times 40}{10818.865}} = 0.841 \text{ m}$$

$$H \geq 0.841 \text{ on prend } h = 100 \text{ cm}$$

Conclusion :

Le choix définitif des dimensions du radier est le suivant :

- Hauteur des nervures suivant les deux sens : $h_n = 100 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b_n = 55 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle de radier : $h_d = 30 \text{ cm}$
- Hauteur de la dalle flottante : $h = 10 \text{ cm}$

b- surface minimale de radier :

Pour la détermination de la surface du radier il faut vérifier la condition suivante :

- **Calcul des charges nécessaires au radier :**
Combinaisons d'actions :

$$\left. \begin{array}{l} G = 49640.13 \text{ KN} \\ Q = 7772.19 \text{ KN} \end{array} \right\} \text{ (Les résultats de l'ETABS)}$$

$$L'ELU : N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 \times 49640.13 + 1.5 \times 7772.19 = 78672.46 \text{ KN}$$

$$L'ELS : N_s = G + Q = 49640.13 + 7772.19 = 57412.32 \text{ KN}$$

- **Détermination de la surface nécessaire du radier :**

$$L'ELU : S_{nrad}^{ELU} \geq \frac{N_u}{1.33 \times \sigma_{SOL}} = \frac{78672.46}{1.33 \times 250} = 236.61 \text{ m}^2$$

$$L'ELS : S_{nrad}^{ELS} \geq \frac{N_s}{\sigma_{SOL}} = \frac{57412.32}{250} = 229.67 \text{ m}^2$$

$$D'où : S_{nrad} = \max(S_{rad}^{ELU} ; S_{rad}^{ELS}) = 236.61 \text{ m}^2$$

$$S_{Bâtiment} > S_{rad} \quad \Rightarrow \quad 418.8 \text{ m}^2 > 236.61 \text{ m}^2$$

Commentaire :

La surface totale de l'immeuble est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal, que nous impose les règles de BAEL 91 modifier 99, et il sera calculer comme suit :

D'après le (BAEL99), on doit ajouter au radier un débord minimal de :

$$L_{deb} \geq \max\left(\frac{h}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max\left(\frac{100}{2}; 30 \text{ cm}\right) = 50 \text{ cm}$$

On opte pour un débord de : $L_{deb} = 50 \text{ cm}$

Donc la surface totale du radier :

$$S_{rad} = S_{batiment} + S_{débord} = 418.8 + (17.1 + 24.55) \times 2 \times 0.5 + 4 \times 0.5^2 = 461.45 \text{ m}^2$$

$$\text{Donc } \rightarrow S_{radier} = 461.45 \text{ m}^2$$

c) Détermination des efforts a la base du radier :

P_{radier} = poids de la dalle + poids de la nervure + poids du TVO + Poids de la dalle flottante

✓ **Poids de la dalle :**

$$P_{dalle} = S_{radier} \times h_d \times \rho_b$$

$$P_{dalle} = 461.45 \times 0.3 \times 25 = 3460.87 \text{ KN.}$$

$$P_{dalle} = 3460.87 \text{ KN}$$

✓ **Poids des nervures :**

$$P_{ner} = b_n(h_n - h_d)\rho_b \sum (l_x \times n + l_y \times m)$$

$$P_{ner} = 0.55 (1 - 0.3) \times 25 \sum (24.55 \times 6 + 17.1 \times 4)$$

$$P_{ner} = 2076.11 \text{ KN}$$

✓ **Poids du TVO :**

$$P_{TVO} = (S_{radier} - S_{ner}) \times (h_n - h_d) \times \rho_{tvo}$$

$$\text{Avec : } S_{ner} = b_n \sum (l_x \times n + l_y \times m) = 0.55 \sum (24.55 \times 6 + 17.1 \times 4) = 118.63 \text{ KN}$$

$$P_{TVO} = (461.45 - 118.63) \times (1 - 0.3) \times 17 = 4464.52 \text{ KN}$$

$$P_{TVO} = 4079.49 \text{ KN}$$

✓ **Poids De la dalle flottante :**

$$P_{df} = S_{radier} \times e_{pdf} \times \rho_b$$

$$P_{df} = 461.45 \times 0.1 \times 25 = 1153.62 \text{ KN.}$$

$$P_{df} = 1153.62 \text{ KN}$$

$$P_{radier} = 3460.87 + 2076.11 + 4079.55 + 1153.62 = 10588.91 \text{ KN}$$

$$P_{radier} = 10588.81 \text{ KN}$$

➤ **Poids totale de l'ouvrage :**

$$G_{tot} = G_{radier} + G_{bâtiment}$$

$$Q_{tot} = Q_{radier} + Q_{bâtiment}$$

$$G_{tot} = 10588.81 + 49640.13 = 60228.94 \text{ KN}$$

$$G_{tot} = 60228.94 \text{ KN}$$

La charge d'exploitation de le RDC :

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}^2 \text{ (usage bureau)}$$

$$Q_{tot} = 2.5 \times 461.45 + 7772.19 = 8925.81 \text{ KN}$$

$$Q_{tot} = 8925.81 \text{ KN}$$

***Combinaison d'actions :**

$$ELU: N_{u \text{ total}} = 1.35 G + 1.5 Q = 94697.784 \text{ KN}$$

$$ELS: N_{S \text{ total}} = N + G = 60228.94 + 8925.81 = 69154.75 \text{ KN}$$

VII-5) Quelques vérifications :

a. Vérification à la contrainte de cisaillement :

Il faut vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$b = 1 \text{ m}; d = 0.9 \times h_d = 0.9 \times 0.3 = 0.27 \text{ m}$$

$$T_u^{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2}$$

$$T_u^{\max} = \frac{94697.784 \times 1}{461.45} \times \frac{4.25}{2} = 436.08 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{436.08}{1 \times 0.27} = 1615.11 \text{ kN/m}^2 = 1.62 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min \left\{ \frac{15 \times 25}{1.5}; 4 \text{ MPa} \right\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

b. Vérification de la stabilité du radier :

La stabilité du radier consiste à la vérification des contraintes du sol sous le radier qui est sollicité par les efforts suivants :

- Efforts normaux (N) dus aux charges verticales.
- Moment de renversement (M) du au séisme dans le sens considéré.

$$M = M_0 + T_0 \times h$$

Avec :

$M_{j(K=0)}$: Moment sismique à la base de la structure.

$T_{j(K=0)}$: Effort tranchant à la base de la structure.

H: Profondeur de l'infrastructure.

Le diagramme trapézoïdal des contraintes nous donne :

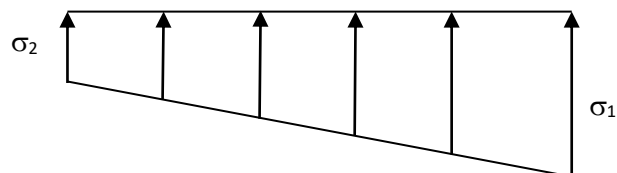


***Diagramme des contraintes :**

On doit vérifier que : **L'ELU** : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq 1.33 \times \sigma_{sol}$

L'ELS : $\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$

$$\text{Avec : } \sigma_{1,2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M}{I} \times V$$

➤ **Calcul du centre de gravité du radier :**

Les coordonnées du centre de gravité du radier seront calculées comme suite :

$$X_G = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.52 \text{ m} ; \quad Y_G = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 8.8 \text{ m}$$

Avec :

S_i : Aire du panneau considéré.

X_i, Y_i : Centre de gravité du panneau considéré.

➤ **Moment d'inertie du radier :**

$$I_{xx} = \frac{bh^3}{12} = \frac{25.05 \times 17.6^3}{12} = 11380.58 \text{ m}^4$$

$$= 23054.44 \text{ m}^4 \quad I_{yy} = \frac{hb^3}{12} = \frac{17.6 \times 25.05^3}{12}$$

***Sens longitudinal :**

$$M_x = 23523.631 + (8481.51 \times 0.70) = 29640.688 \text{ Kn.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{94697.784}{461.45} + \frac{29640.688}{23054.44} \times 12.52 = 221.31 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{94697.784}{461.45} - \frac{29640.688}{23054.44} \times 12.52 = 189.12 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 221.31 + 189.12}{4} = 213.26 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 213.26 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{69154.75}{461.45} + \frac{29640.688}{23054.44} \times 12.52 = 165.69 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Ns}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{yy}} \times V = \frac{69154.75}{461.45} - \frac{29640.688}{23054.44} \times 12.52 = 133.77 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 165.69 + 133.77}{4} = 157.71 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 157.71 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2 \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

***Sens transversal :**

$$M_y = 23182.46 + (9326.31 \times 1) = 32508.77 \text{ KN.m}$$

A l'ELU :

$$\sigma_1 = \frac{Nu}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{94697.784}{461.45} + \frac{32508.77}{11380.58} \times 8.8 = 230.36 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{Nu}{S_{rad}} - \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{94697.784}{461.45} - \frac{32508.77}{11380.58} \times 8.8 = 180.08 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 230.36 + 180.08}{4} = 217.79 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 217.79 \text{ KN/m}^2 < 1.33 \sigma_{sol} = 332.5 \text{ KN/m}^2 \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

A l'ELS :

$$\sigma_1 = \frac{Ns}{S_{rad}} + \frac{M_y}{I_{xx}} \times V = \frac{69154.75}{461.45} + \frac{32508.77}{11380.58} \times 8.8 = 175.01 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{xx}} \times V = \frac{69154.75}{461.45} - \frac{32508.77}{11380.58} \times 8.8 = 124.72 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3 \times 175.01 + 124.72}{4} = 162.43 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_m = 162.43 \text{ KN/m}^2 < \sigma_{sol} = 250 \text{ KN/m}^2$$

Condition vérifiée.

		ELU			ELS		
Contrainte		σ_1	σ_2	σ_m	σ_1	σ_2	σ_m
Sens	xx	221.31	189.12	213.26	165.69	133.77	157.71
	yy	230.36	180.08	217.79	175.01	124.72	162.43
σ_{max}		230.36 KN/m ²			175.01 KN/m ²		

Tableau VII.4 : Résumé des résultats des contraintes à l'ELU et à l'ELS.

➤ Vérification de l'effort de sous pression :

Cette vérification justifie le non soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

$$P \geq F_s \times S_{radier} \times \gamma_w \times Z$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier.**F_s** : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement $F_s = 1.5$ **γ_w** : Poids volumique de l'eau. ($\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$).**Z** : Profondeur de l'infrastructure. ($h = 1 \text{ m}$)

A.N :

$$P = 60228.94 \text{ KN.}$$

$$F_s \times S_{radier} \times \gamma_w \times Z = 1.5 \times 461.45 \times 10 \times 1 = 6921.75 \text{ KN}$$

$$P = 60228.94 \text{ KN} \gg 6921.75 \text{ KN} \implies \text{Pas de risque de soulèvement de la structure.}$$

➤ Vérification au poinçonnement :

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$.

$$N_u \leq \frac{0.045 \times U_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : Charge du poteau ou du voile à l'ELU.**U_c** : Périmètre de contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.**a** : Epaisseur du poteau ou du voile.**b** : Largeur du poteau ou du voile (une bande de 1m).**h** : Hauteur de la nervure égale à 100cm.

1) Vérification pour les poteaux :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.5 + 0.5 + 2 \times 1) \times 2 = 6m.$$

$$N_U = 1734.71 \leq \frac{0.045 \times 6 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4500 \text{ KN}$$

$$N_u = 1734.71 \text{ KN} \leq 4500 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2) Vérification pour les voiles :

$$U_c = (a + b + 2h) \times 2 = (0.25 + 1 + 2 \times 1) \times 2 = 6.5m$$

$$N_U = 3679.46 \leq \frac{0.045 \times 6.5 \times 1 \times 25000}{1.5} = 4875 \text{ KN}$$

$$N_u = 3679.46 \text{ KN} \leq 4875 \text{ KN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII-6) Ferrailage du radier :

Pour le ferrailage du radier on utilise les méthodes exposées dans le **(BAEL 91 modifié99)** on considère la dalle du radier comme un plancher renversé soumis à une charge uniformément répartie et encastrée sur quatre côtés.

Les nervures seront calculées comme des poutres continues sur plusieurs appuis, soumises aux charges des dalles et de la réaction du sol.

Deux cas se présentent :

1^{er} Cas : Si $\rho < 0.4$; le panneau de dalle travaille dans un seul sens (Flexion longitudinale négligée) : $M_{0x} = q_u \times \frac{l_x^2}{8}$; $M_{0y} = 0$

2^{ème} Cas : Si $0.4 \leq \rho \leq 1$; le panneau travaille dans les deux sens, les moments développés au centre de panneau pour des bandes de largeur d'unité valent :

$$\text{- Sens de } l_x : M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2$$

$$\text{- Sens de } l_y : M_{0y} = \mu_y \times M_{0x}$$

Les coefficients ($\mu_x ; \mu_y$) sont donnés par les tables de **PIGEAUD**.

$$\text{Avec : } \rho = \frac{l_x}{l_y} ; (l_x < l_y)$$

Remarque : Le ferrailage se fera pour une bande de 1m.

a- Ferrailage de la dalle :**➤ Identification du panneau le plus sollicité :**

Les panneaux étant soumis à des chargements voisins et afin d'homogénéiser le ferrailage et de faciliter la mise en pratique, on considérera pour les calculs le panneau le plus sollicité, ensuite on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4}{4.25} = 0.941 \quad \Longrightarrow \quad \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

➤ Les contraintes prises en compte dans les calculs :

$$\text{ELU: } \sigma_{\max} = 230.36 \text{ KN /m}^2$$

$$\text{ELS: } \sigma_{\max} = 175.01 \text{ KN /m}^2$$

Le poids du radier est entièrement repris par le sol, nous allons soustraire la contrainte due au poids propre de ce dernier de la contrainte moyenne max.

$$\text{ELU: } q_u = \left(\sigma_{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} \right) \times 1 \text{ m} = \left(230.36 - \frac{10588.91}{461.45} \right) \times 1 \text{ m} = 207.41 \text{ KN /ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \left(\sigma_{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} \right) \times 1 \text{ m} = \left(175.01 - \frac{10588.91}{461.45} \right) \times 1 \text{ m} = 152.06 \text{ KN /ml}$$

a.1: Le calcul à l'état limite ultime (ELU) :

$$\begin{cases} \rho = 0.941 \\ \nu = 0 \end{cases} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0419 \\ \mu_y = 0.864 \end{cases}$$

Moment isostatique :

$$\text{Sens } l_x \rightarrow M_{0x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 0.0419 \times 207.41 \times 4^2 = 139.05 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } l_y \rightarrow M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.864 \times 139.05 = 120.14 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les moments sur appuis et en travée sont choisis toute en respectant les conditions d'encastrement.

- Pour les panneaux de rive :
Moment sur appuis : $M_a = 0.3M_0$
Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$
- Pour les panneaux intermédiaires :
Moment sur appuis : $M_a = 0.5M_0$
Moment en travée : $M_t = 0.75M_0$

Afin de tenir compte des semi encastrement de cette dalle au niveau des nervures, les moments seront réduit comme suit :

- **Moments en travées :**
 $M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 139.05 = 104.29 \text{ KN.m}$
 $M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 120.14 = 90.11 \text{ KN.m}$
- **Moments aux appuis intermédiaires :**
 $M_x = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 139.05 = -69.53 \text{ KN.m}$
 $M_y = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 120.14 = -60.07 \text{ KN.m}$

a.2 : Ferrailage du panneau :

$$\mu_u = \frac{M_u^a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{69.53 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.067 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.965$$

$$A_x^a = \frac{M_u^a}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{69.53 \times 10^3}{0.965 \times 27 \times 348} = 7.67 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_x^a = 8HA12 = 9.05\text{cm}^2$ avec $St = 12\text{ cm}$

Les résultats de ferrailage de panneau le plus sollicité sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	Zone	Mu	μ	β	OBS	A (cm ²)	Ferrailage	A _{adoptée}	St (cm)
X-X	Appuis	- 69.53	0.067	0.965	SSA	7.67	8HA12	9.05	12
	Travée	104.29	0.1	0.947	SSA	11.72	8HA14	12.31	12
Y-Y	Appuis	- 60.07	0.058	0.97	SSA	6.6	8HA12	9.05	12
	Travée	90.11	0.087	0.954	SSA	10.05	8HA14	12.31	12

Tableau VII.5 : Résultats des ferrillages.

a.3) Vérifications à l'ELU :

➤ Condition de non fragilité : (Art B.7.4 BAEL.91/ modifié 99) :

Les conditions de non fragilité et de section minimale des armatures tendues, sont déterminées à partir d'un pourcentage de référence ω_0 qui dépend de la nuance des aciers, de leurs diamètres et de la résistance à la compression du béton. Pour notre cas, $\omega_0 = 0.8\text{ ‰}$ pour les HA FeE400.

-Armatures parallèles à l_x :

$$\omega_0 = \frac{A_{min}^x}{b \times h} \geq \omega_0 \quad \frac{3-\rho}{2} \quad A_{min}^x \geq \omega_0 \frac{3-\rho}{2} (b \times h)$$

Avec : $\omega_0 = 0.0008$ pour $f_e = 400\text{ MPa}$

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \times \frac{3 - 0.941}{2} (100 \times 30) \longrightarrow A_{min}^x = 2.47\text{cm}^2$$

-Armatures parallèles à l_y :

$$\omega_0 = \frac{A_{min}^x}{b \times h} \geq \omega_0 \longrightarrow A_{min}^x \geq \omega_0 \times (b \times h)$$

$$A_{min}^x \geq 0.0008 \times (100 \times 30) \longrightarrow A_{min}^x = 2.4\text{ cm}^2$$

Sens	Zone	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	OBS
X-X	Appuis	9.05	2.47	Condition vérifiée
	Travée	12.31		Condition vérifiée
Y-Y	Appuis	9.05	2.4	Condition vérifiée
	Travée	12.31		Condition vérifiée

Tableau VII.6 : Vérification de non-fragilité.

➤ **Vérification des espacements : (Art A8.2, 42 BAEL91 modifié 99) :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs ci-dessous, dans lesquels h désigne l'épaisseur totale de la dalle.

- **Dans le sens x-x :**

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm}) = \min(3 \times 30; 33\text{ cm}) = 33\text{ cm}$$

$$St = 12\text{ cm} < 33\text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- **Dans le sens y-y :**

$$St \leq \min(4h; 45\text{cm}) = \min(3 \times 30; 45\text{ cm}) = 45\text{ cm}$$

$$St = 12\text{ cm} < 45\text{ cm} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement :(Art .A.5.1.1 BAEL91 modifiée 99) :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right)$$

$$P = q_u \times l_x \times l_y = 207.41 \times 4 \times 4.25 = 3525.97\text{ KN.m}$$

$$\overline{\tau_u} = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{ MPa}\right) = 3.33\text{ MPa}$$

Sens x-x :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y} = \frac{3525.97}{3 \times 4.25} = 276.55\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{276.55 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.02\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.02\text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Sens y-y :

$$V_{max} = V_u = \frac{P}{3 \times l_y + l_x} = \frac{3525.97}{2 \times 4.25 + 4} = 282.08\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = \frac{282.08 \times 10^3}{1000 \times 270} = 1.04\text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.04\text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 3.33\text{ Mpa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

a.4) Le calcul à l'état limite de service (ELS) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0.941 \\ \nu = 0.2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.906 \end{array} \right.$$

*Moment isostatique :

$$\text{Sens } l_x \quad M_{0x} = \mu_x \times q_s \times l_x^2 = 0.0491 \times 152.06 \times 4^2 = 119.46\text{ KN.m}$$

$$\text{Sens } l_y \quad M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.864 \times 139.05 = 108.23\text{ KN.m}$$

- **Moments en travées :**

$$M_x = 0.75 M_{0x} = 0.75 \times 119.46 = 89.6 \text{ KN.m}$$

$$M_y = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 108.23 = 81.17 \text{ KN.m}$$

- **Moments aux appuis intermédiaires :**

$$M_x = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 119.46 = -59.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y = -0.5 M_{0y} = -0.5 \times 108.23 = -54.12 \text{ KN.m}$$

a.5) Vérification état limite de compression :

- **Contrainte dans les aciers :**

On doit vérifier que : $\sigma_s = \frac{M^{max}}{\beta \times d \times A_{st}} \leq \overline{\sigma_s} = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 12.31}{100 \times 27} = 0.45 \quad \rightarrow \quad \beta_1 = 0.898 \quad \rightarrow \quad K_1 = 34.02$$

$$\sigma_s = \frac{89.6 \times 10^6}{0.898 \times 270 \times 1231} = 300.2 \quad \sigma_s = 300.2 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 300.2 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans le béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = \frac{300.2}{34.02} \rightarrow \sigma_{bc} = 8.82 \text{ MPa} \text{ donc : } \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

Sens	Zone	Ms	A (ELU) Adoptée	ρ_1	β_1	K_1	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Vérification
X-X	Appuis	-59.73	9.05	0.34	0.909	39.95	268.9	348	6.73	15	CV
	Travée	89.6	12.31	0.45	0.898	34.02	300.2		8.82		CV
Y-Y	Appuis	-54.12	9.05	0.34	0.909	39.95	243.66		6.1		CV
	Travée	81.17	12.31	0.45	0.898	34.02	271.95		7.99		CV

Tableau VII.7 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion : Le ferrailage adopté pour la dalle du radier à l'ELU est satisfaisant.

b- Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie. Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur.

b.1) Sollicitation de calcul :

A L'ELU : $P_u = q_u = 207.41 \text{ KN/ml}$

$$M_u = \frac{-p_u \times l^2}{2} = \frac{-207.41 \times 0.4^2}{2} = -16.6$$

A L'ELS : $P_s = q_s = 152.06 \text{ kN/ml}$

$$M_s = \frac{-p_s \times l^2}{2} = \frac{-152.06 \times 0.4^2}{2} = -12.16$$

b.2) Calcul des armatures :

$b = 1 \text{ m}; d = 27 \text{ cm}$; $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{16.6 \times 10^3}{100 \times (27)^2 \times 14.2} = 0.0160 < 0.392 \Rightarrow \text{SSA} \rightarrow \beta = 0.992$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_{st}} = \frac{16.6 \times 10^3}{0.992 \times 27 \times 348} = 178 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_a = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$ avec $St = 20 \text{ cm}$

➤ Condition de non fragilité : (A.4.2.1 BAEL91/modifié 99) :

On doit vérifier que : $A_{adoptée} > A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$$A_{min} = 0.23 \times 100 \times 27 \times \frac{2.1}{400} = 3.26 \text{ cm}^2.$$

$$A_{adoptée} = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.26 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_r = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$ avec $St = 25 \text{ cm}$

b.3 : Vérification à l'ELS :

➤ Vérification de la contrainte dans les aciers :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_{st}}{b \times d} = \frac{100 \times 5.65}{100 \times 27} = 0.20 \rightarrow \beta_1 = 0.927 \rightarrow K_1 = 53.49$$

$$K = \frac{1}{K_1} = 0.018$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_{st}} = \frac{12.16 \times 10^3}{0.898 \times 270 \times 1231} = 85.98 \longrightarrow \sigma_s = 85.98 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 85.98 \text{ MPa} < \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

➤ Vérification état limite de compression dans le béton :

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_{st} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$

$$\sigma_{bc} = 0.018 \times 85.98 \quad \sigma_{bc} = 1.55 \text{ MPa}$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times 25 \quad \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

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 prolonger et constituerons ainsi le ferrailage du débord.

c-Ferraillage des nervures :

Afin d'éviter le soulèvement du radier, celui-ci est muni de nervures dans les deux sens. La nervure sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis ; soumise aux charges des dalles et de la réaction du sol. Les nervures sont considérées comme des poutres doublement encastrees. Les réactions du sol sont transmises aux nervures sous forme de charges triangulaires et trapézoïdales.

Pour le calcul du ferrailage, on choisit la nervure la plus sollicitée dans les deux sens :

$$b_n = 55 \text{ cm} ; \quad h_n = 100 \text{ cm}$$

Pour la détermination des efforts, on utilise le logiciel ETABS.

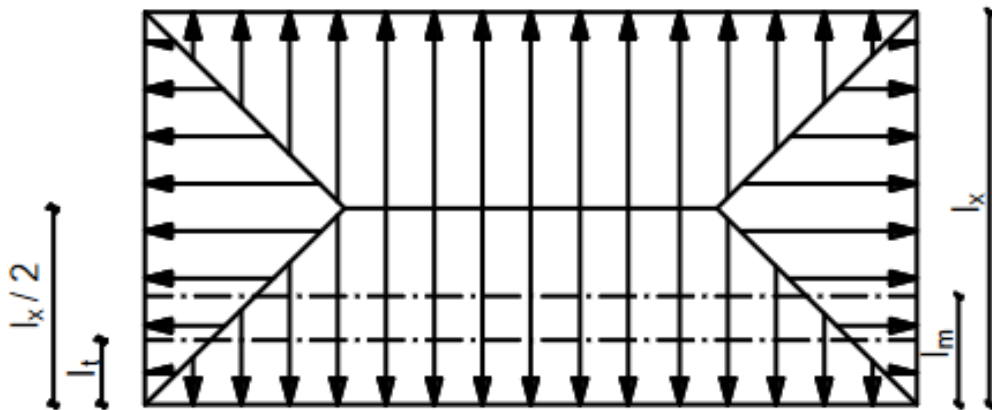


Figure VII.6 : Présentation des chargements.

1- Charges revenant à la nervure :

- **Pour les charges triangulaires :**

$$l_m = 0.333 l_x$$

$$l_t = 0.25 l_x$$

- **Pour les charges trapézoïdales :**

$$l_m = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{6} \right)$$

$$l_t = l_x \left(0.5 - \frac{\rho_x^2}{4} \right)$$

2- Charges à considérer :

- **Pour les moments fléchissant :**

$$q_{um} = q_u \times l_m$$

$$q_{sm} = q_s \times l_m$$

- **Pour les efforts tranchants :**

$$q_{ut} = q_u \times l_t$$

$$q_{st} = q_s \times l_t$$

3- Détermination des charges :

$$\text{ELU: } q_u = \left(\sigma_{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} \right) = \left(230.36 - \frac{10588.91}{461.45} - \frac{1509.9}{50.48} \right) = 177.5 \text{ KN /ml}$$

$$\text{ELS: } q_s = \left(\sigma_{\max} - \frac{\text{Grad}}{\text{Srad}} - \frac{\text{Gner}}{\text{Sner}} \right) = \left(175.01 - \frac{10588.91}{461.45} - \frac{1509.9}{50.48} \right) = 122.15 \text{ KN /ml}$$

Remarque :

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la File 3 dans le sens X-X , et la fille B dans le sens Y-Y.

➤ Sens longitudinal :

Travée	Panneau	l_x	L_y	P	Charge	l_m	L_t	q_u	q_s	Moment fléchissant				Effort tranchant			
										q_{um}	Σq_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	3.2	4.25	0.75	triangulaire	1.0656	0.8	177.5	122.15	189.14	378.29	130.16	260.33	142	284	97.72	195.44
	2	3.2	4	0.8	triangulaire	1.0656	0.8	177.5	122.15	189.14		130.16		142		97.72	
B-C	1	4	4.25	0.94	triangulaire	1.332	1	177.5	122.15	236.43	472.86	162.70	325.41	177.5	355	122.15	244.3
	2	4	4	1	triangulaire	1.332	1	177.5	122.15	236.43		162.70		177.5		122.15	
C-D	1	3.6	4.25	0.85	triangulaire	1.1988	0.9	177.5	122.15	212.78	425.57	146.43	292.87	159.75	319.5	109.935	219.87
	2	3.6	4	0.9	triangulaire	1.1988	0.9	177.5	122.15	212.78		146.43		159.75		109.935	
D-E	1	3.1	4.25	0.73	triangulaire	1.0323	0.775	177.5	122.15	183.23	366.47	126.09	252.19	137.56	275.13	94.67	189.3325
	2	3.1	4	0.775	triangulaire	1.0323	0.775	177.5	122.15	183.23		126.09		137.56		94.67	
E-F	1	3.6	4.25	0.85	triangulaire	1.1988	0.9	177.5	122.15	212.78	425.57	146.43	292.87	159.75	319.5	109.93	219.87
	2	3.6	4	0.9	triangulaire	1.1988	0.9	177.5	122.15	212.78		146.43		159.75		109.93	
F-G	1	4	4.25	0.94	triangulaire	1.332	1	177.5	122.15	236.43	472.86	162.70	325.41	177.5	355	122.15	244.3
	2	4	4	1	triangulaire	1.332	1	177.5	122.15	236.43		162.70		177.5		122.15	
G-H	1	3.2	4.25	0.75	triangulaire	1.0656	0.8	177.5	122.15	189.14	378.29	130.16	260.33	142	284	97.72	195.44
	2	3.2	4	0.8	triangulaire	1.0656	0.8	177.5	122.15	189.14		130.16		142		97.72	

Tableau VII.8 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens longitudinal.

➤ Sens transversal:

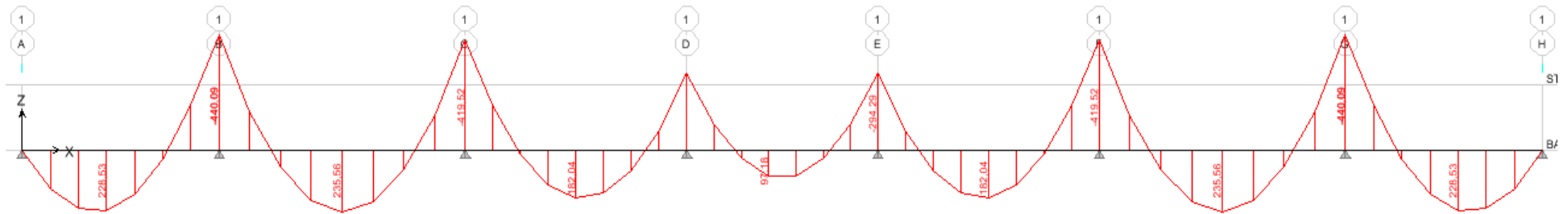
										Moment fléchissant				Effort tranchant			
Travée	Panneau	L_x	l_y	ρ	charge	l_m	L_t	q_u	q_s	Q_{um}	Σq_{um}	Q_{sm}	ΣQ_{sm}	Q_{ut}	ΣQ_{ut}	Q_{st}	ΣQ_{st}
A-B	1	4.25	4	1.06	trapézoïdale	1.32	0.92	177.5	122.15	235.25	437.21	113.05	191.74	164.28	278.62	113.05	191.74
	2	4.25	3.6	1.18	trapézoïdale	1.14	0.64	177.5	122.15	201.95		78.68		114.34		78.68	
B-C	1	2.8	4	0.7	triangulaire	1.17	1.06	177.5	122.15	207.91	406.30	129.11	248.39	187.61	360.95	129.11	248.39
	2	2.8	3.6	0.77	triangulaire	1.12	0.98	177.5	122.15	198.39		119.28		173.33		119.28	
C-D	1	4	4	1	triangulaire	1.33	1	177.5	122.15	236.66	445.57	122.15	215.64	177.5	313.36	122.15	215.64
	2	4	3.6	1.11	triangulaire	1.18	0.76	177.5	122.15	208.91		93.49		135.86		93.49	
D-E	1	2.8	4	0.7	triangulaire	1.17	1.06	177.5	122.15	207.91	406.30	129.11	248.39	187.61	360.95	129.11	248.39
	2	2.8	3.6	0.77	triangulaire	1.12	0.98	177.5	122.15	198.39		119.28		173.33		119.28	
E-F	1	3.25	4	0.81	triangulaire	1.27	1.09	177.5	122.15	224.96	435.04	132.97	250.58	193.23	364.13	132.97	250.58
	2	3.25	3.6	0.90	triangulaire	1.18	0.96	177.5	122.15	210.07		117.60		170.89		117.60	

Tableau VII.9 : Charges à l'ELU et l'ELS dans le sens transversal.

4- Détermination des sollicitations :

Pour le calcul des efforts, on utilisera le logiciel ETABS.

- Sens longitudinal :



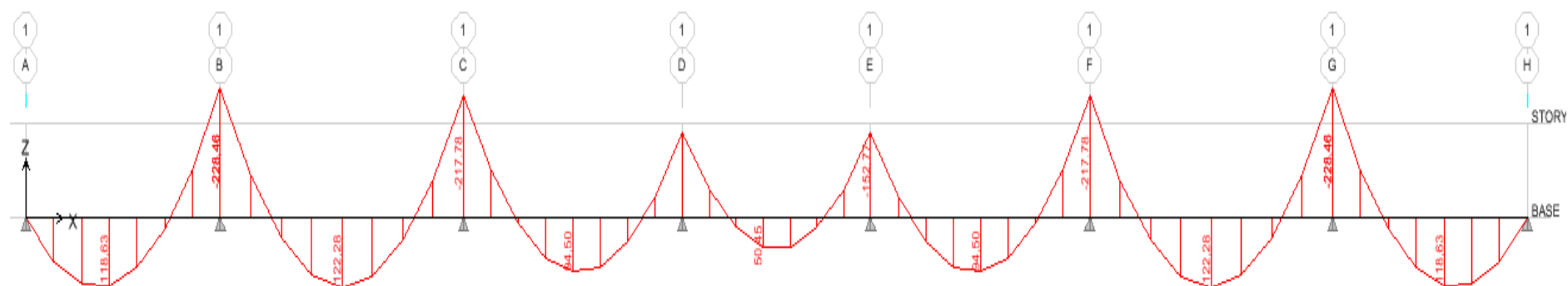


Figure VII.9 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

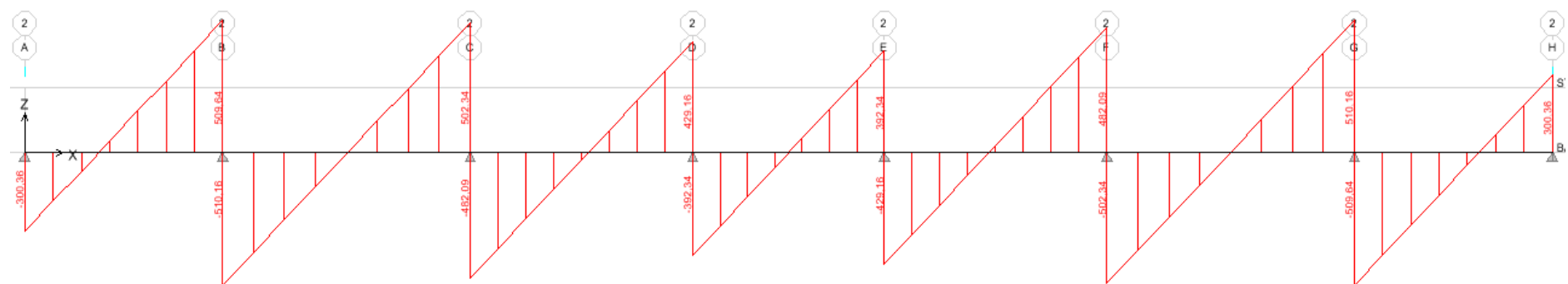


Figure VII.10 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

- Sens transversal :

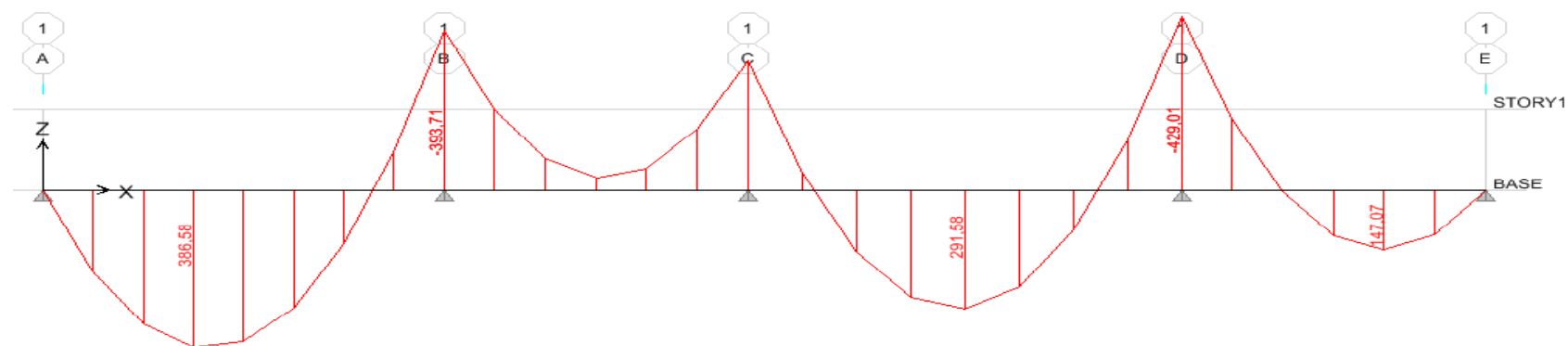


Figure VII.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

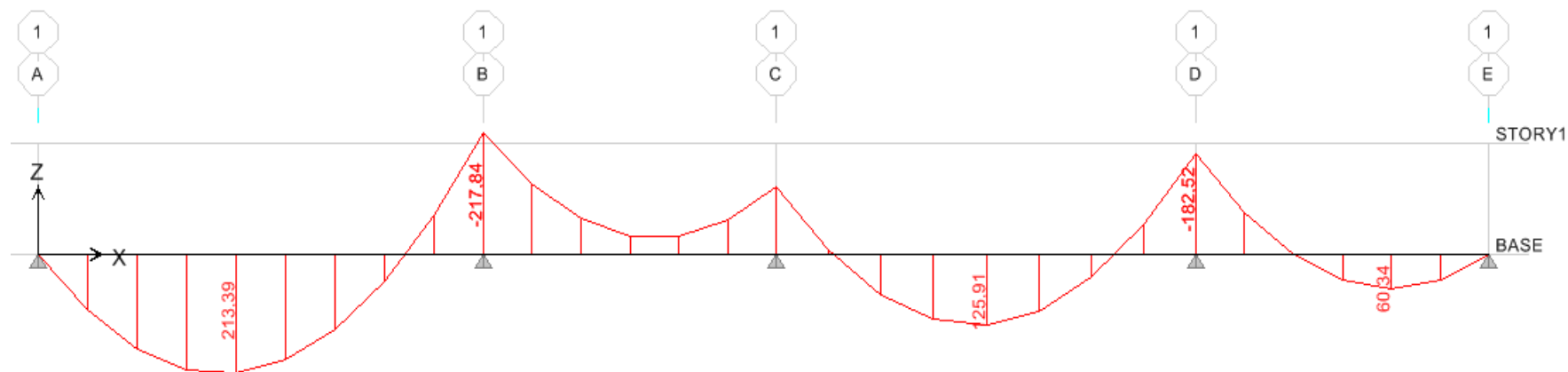


Figure VII.13 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

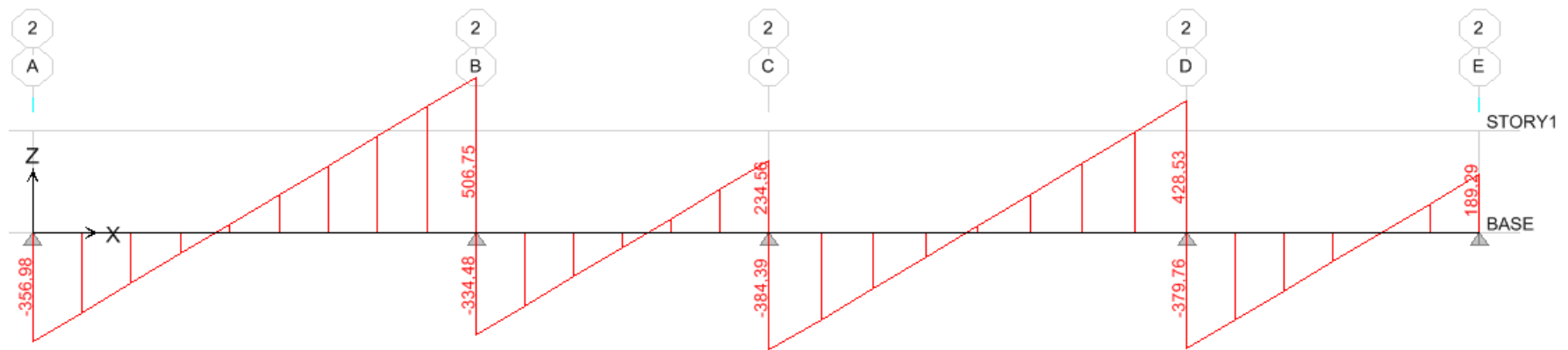


Figure VII.14 : Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

	Sens longitudinale		Sens transversal	
	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>	<i>ELU</i>	<i>ELS</i>
$M_a \text{ max (KN.m)}$	440.09	228.46	393.71	213.39
$M_t \text{ max (KN.m)}$	235.56	122.26	386.58	217.87
$T \text{ max (KN)}$	510.16		506.75	

Tableau VII.10 : Les efforts internes dans les nervures.

5- Calcul des Armatures :

➤ **Armatures longitudinales :** $b = 55 \text{ cm}$; $d = 97 \text{ cm}$

Le ferrailage adopté pour la nervure dans les deux sens est donné dans le tableau ci-dessous :

Sens	Zone	M_u (KN.m)	μ	β	Section	A (cm ²)	A adoptée (cm ²)
XX	<i>Appuis</i>	440.09	0.058	0.970	SSA	13.44	6HA16 filante + 2HA14 = 15.13
	<i>Travée</i>	235.56	0.032	0.984	SSA	7.09	6HA16 = 12.06
YY	<i>Appuis</i>	393.71	0.053	0.972	SSA	11.99	6HA16 filante + 2HA14 = 15.13
	<i>Travée</i>	386.58	0.052	0.973	SSA	11.76	6HA16 = 12.06

Tableau VII.11 : Le ferrailage adopté pour la nervure.

➤ **Armatures transversales :** (Art A.7.2.2 BAEL 91 modifiée 99)

Diamètre des armatures transversales :

$$\varphi_t \geq \frac{\varphi_{\max}}{3} = \frac{16}{3} = 5.33 \text{ mm} \quad \text{soit} \quad \varphi = 8 \text{ mm}$$

Espacement des armatures :

En zone nodale :

$$St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \varphi_{\max}\right) = \min\left(\frac{100}{4} ; 12 \times 1.6\right) = \min(25 ; 19.2) = 10 \text{ cm}$$

Soit **St = 10 cm** en *zone nodale*.

En zone courante :

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{100}{2} = 50 \text{ cm}$$

Soit **St = 20 cm** en *zone courante*.

➤ **Armatures transversales minimales : (Art 7.5.2.2 RPA 99 modifié 2003)**

$$A_{min} = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 20 \times 55 = 3.3 \text{ cm}^2$$

Soit : **$A_t = 5HA8 = 2.51 \text{ cm}^2$ (02 cadres et 01 étrier).**

➤ **Armatures de peau : (Art 4.5.34/ BAEL 91 modifiée 99)**

Les armatures de peau sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins (3cm²/ml) par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. En l'absence de ces armatures, on risquerait d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées.

Dans notre cas, la hauteur de la poutre est de 70cm, la quantité d'armatures de peau nécessaire est donc :

$$AP = 3 \text{ cm}^2 / \text{ml} \times 1 = 3 \text{ cm}^2 \quad \text{On opte pour : } \mathbf{AP = 2HA14 = 3.08 \text{ cm}^2}$$

6- Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité : (Art. A.4.2.1/ BAEL91 modifiées 99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 55 \times 97 \times \frac{2.1}{400} = 6.44 \text{ cm}^2$$

✓ **Aux appuis :**

$A_a = 15.13 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.44 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

✓ **En travées :**

$A_t = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{min} = 6.44 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée.**

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} < \bar{\tau}_u \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

✓ **Sens longitudinale : $T_u^{\max} = 510.16 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{510.16 \times 10^3}{550 \times 970} = 0.95 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

✓ **Sens transversal : $T_u^{\max} = 506.75 \text{ KN}$**

$$\tau_u = \frac{506.75 \times 10^3}{550 \times 970} = 0.94 \text{ Mpa} < 2.5 \text{ Mpa} \text{ Condition vérifiée.}$$

➤ **Etat limite de la compression du béton :**

✓ **Dans le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$**

$$\sigma_b = \frac{\sigma_{st}}{K_1} \quad ; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

✓ Dans l'acier : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} \quad \sigma_{st} = \frac{M_s}{A_s \times \beta_1 \times d} \quad \bar{\sigma}_{st} = 348 \text{ Mpa}$$

Sens	Zone	As (cm ²)	Ms	ρ_1	B1	K1	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	OBS
XX	<i>Appuis</i>	15.13	228.46	0.283	0.916	44.52	169.94	348	3.81	15	<i>C.V</i>
	<i>Travée</i>	12.06	122.26	0.226	0.924	50.79	113.11	348	2.22	15	<i>C.V</i>
YY	<i>Appuis</i>	15.13	213.39	0.283	0.916	44.52	158.73	348	3.56	15	<i>C.V</i>
	<i>Travée</i>	12.06	217.87	0.226	0.924	50.79	201.56	348	3.96	15	<i>C.V</i>

Tableau VII.12 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Conclusion générale

L'étude de ce projet nous a permis de mieux cerner une synthèse assez objective de toutes les connaissances acquises tout le long de notre formation en génie civil qui reste un domaine très vaste.

Suite à cela, ce modeste travail nous a permis d'appliquer les différents règlements à savoir : «BAEL91», «RPA99/ version2003» ainsi que les divers documents techniques.

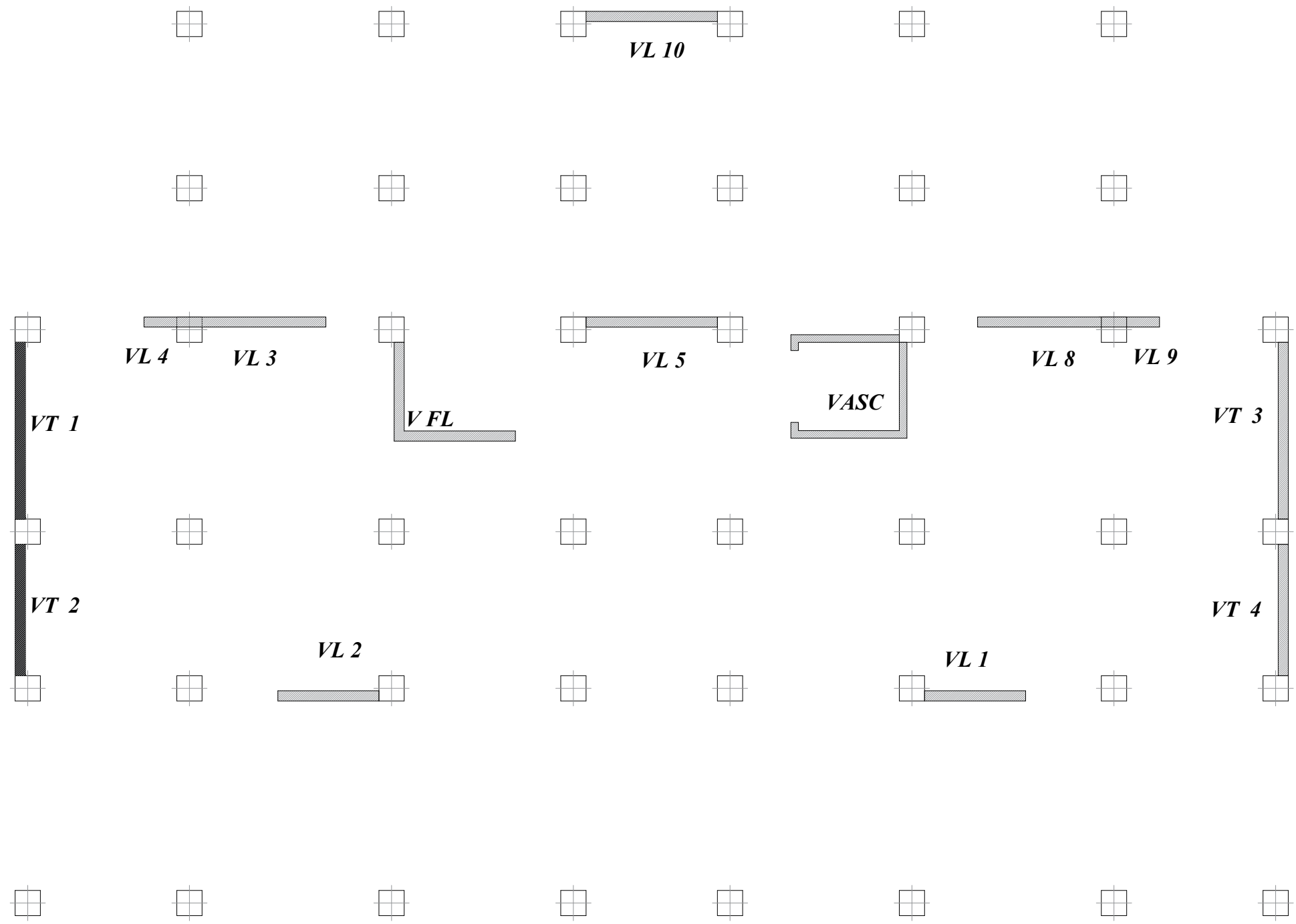
Les difficultés rencontrées lors des calculs nous ont permis de mieux comprendre le comportement de notre structure, ainsi qu'à travailler en parallèle avec d'autres personnes qui ont suffisamment d'expérience dans le domaine, de longues discussions ont apporté des connaissances importantes en plus pour nous.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de signaler que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

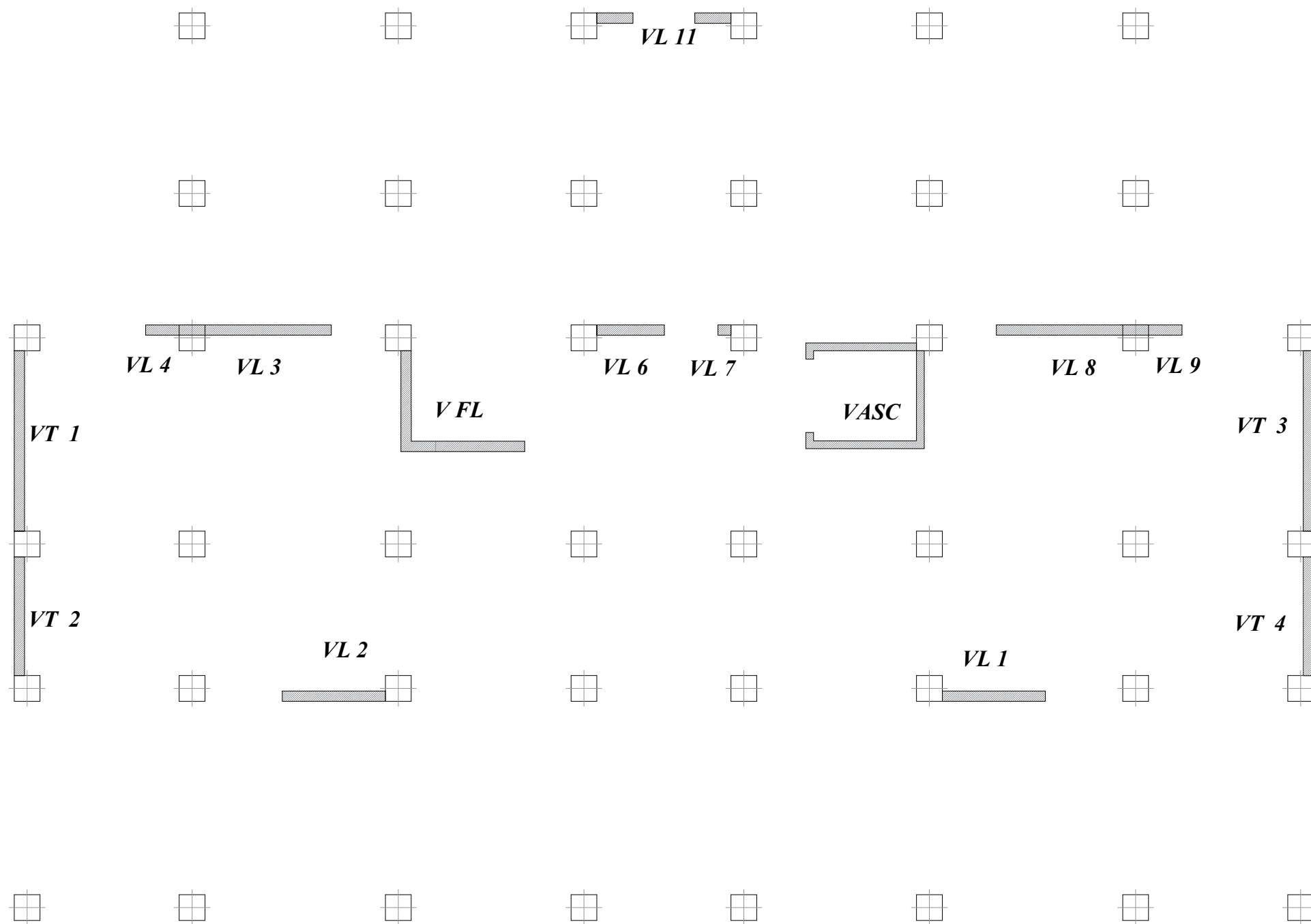
Nous avons constaté que l'élaboration d'un projet ne se base pas uniquement sur le calcul, mais plutôt sur la pratique et la réalisation sur chantier, qui induit des problèmes qu'il faudra gérer sur place, donc avoir les bons réflexes pour pouvoir réagir à toutes les situations d'urgence .

En fin nous souhaitons que ce modeste travail soit un support et un apport pour les promotions à venir.

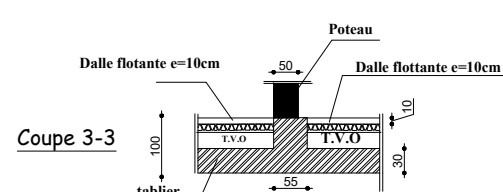
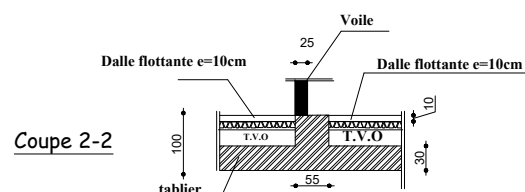
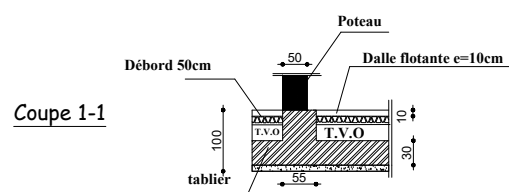
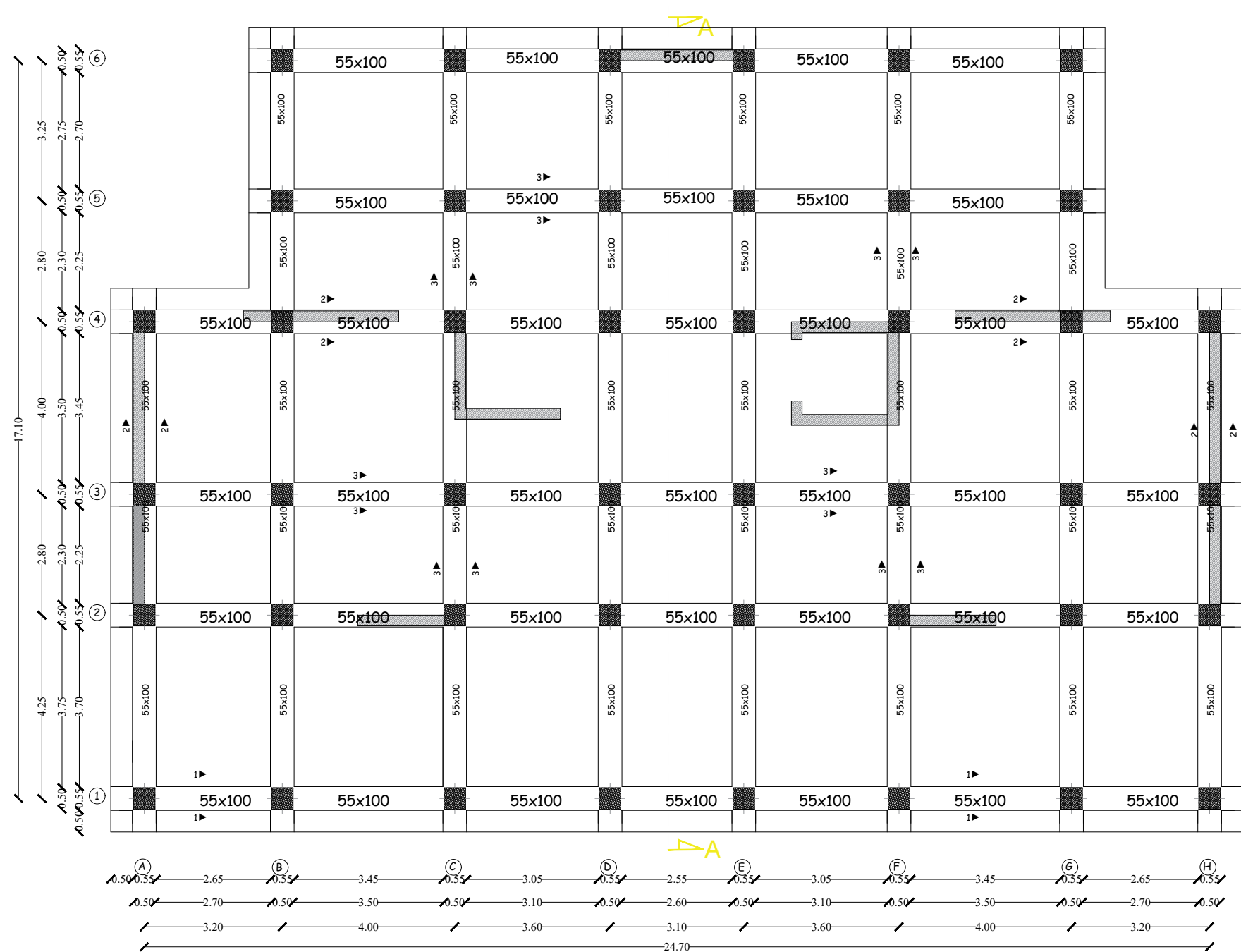
LES PLANS DE FERRAILLAGE



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
DISPOSITION DES VOILES 1 er et 2eme ETAGE	DATE 2020/2021
	PLANCHE N°



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
DISPOSITION DES VOILES ETAGE COURANT	DATE 2020/2021
	PLANCHE N°

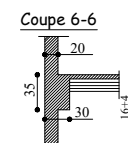
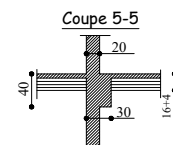
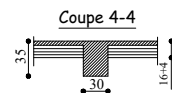
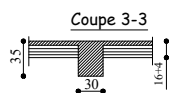
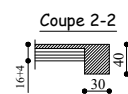
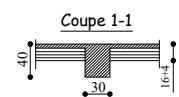
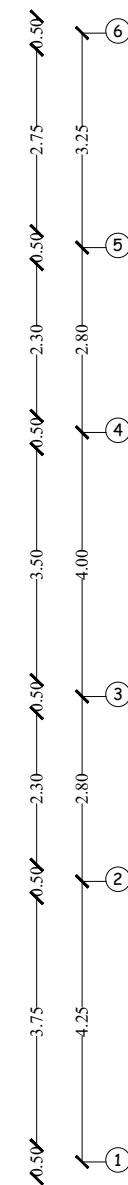
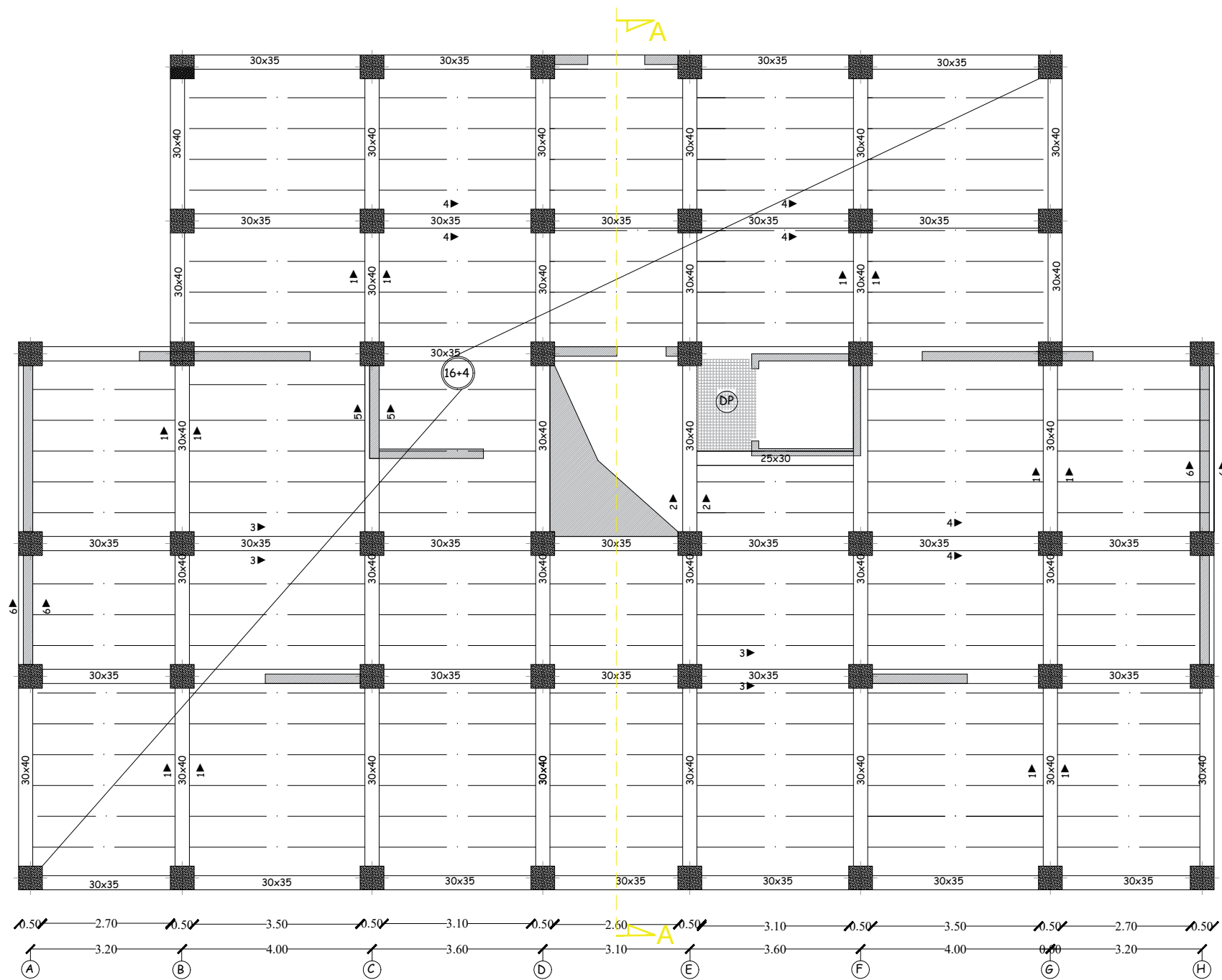


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
DES FONDATIONS
NIVEAU: 00

ECHELLE 1/50
DATE 2020/2021
PLAN N° 01

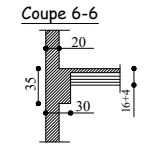
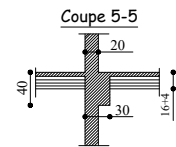
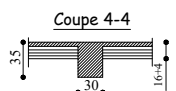
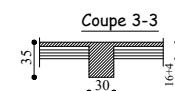
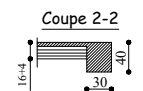
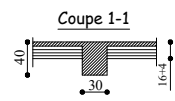
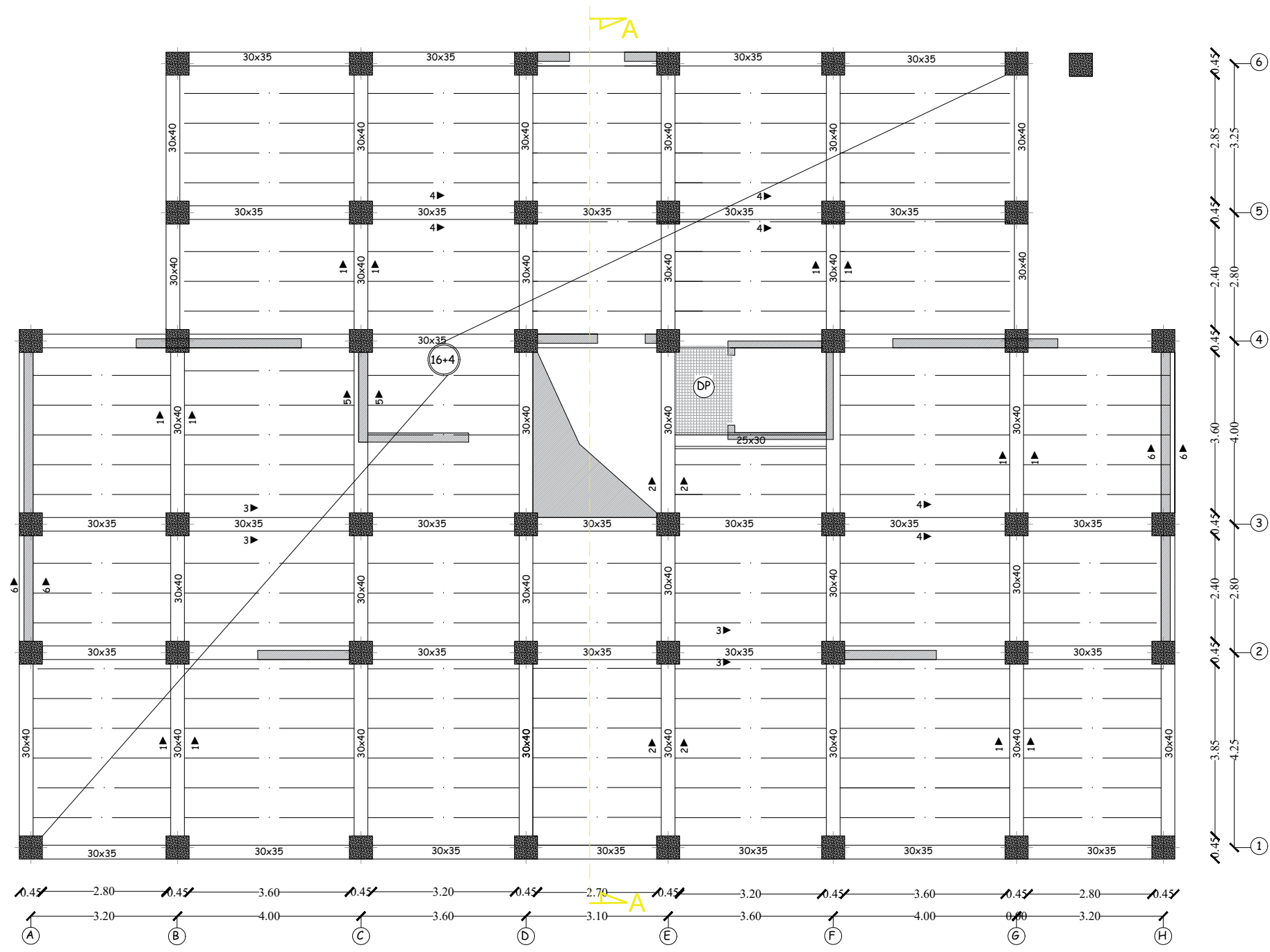


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

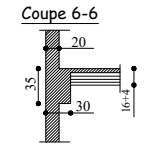
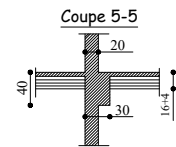
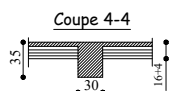
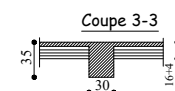
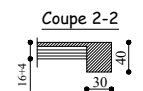
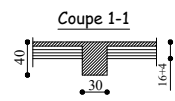
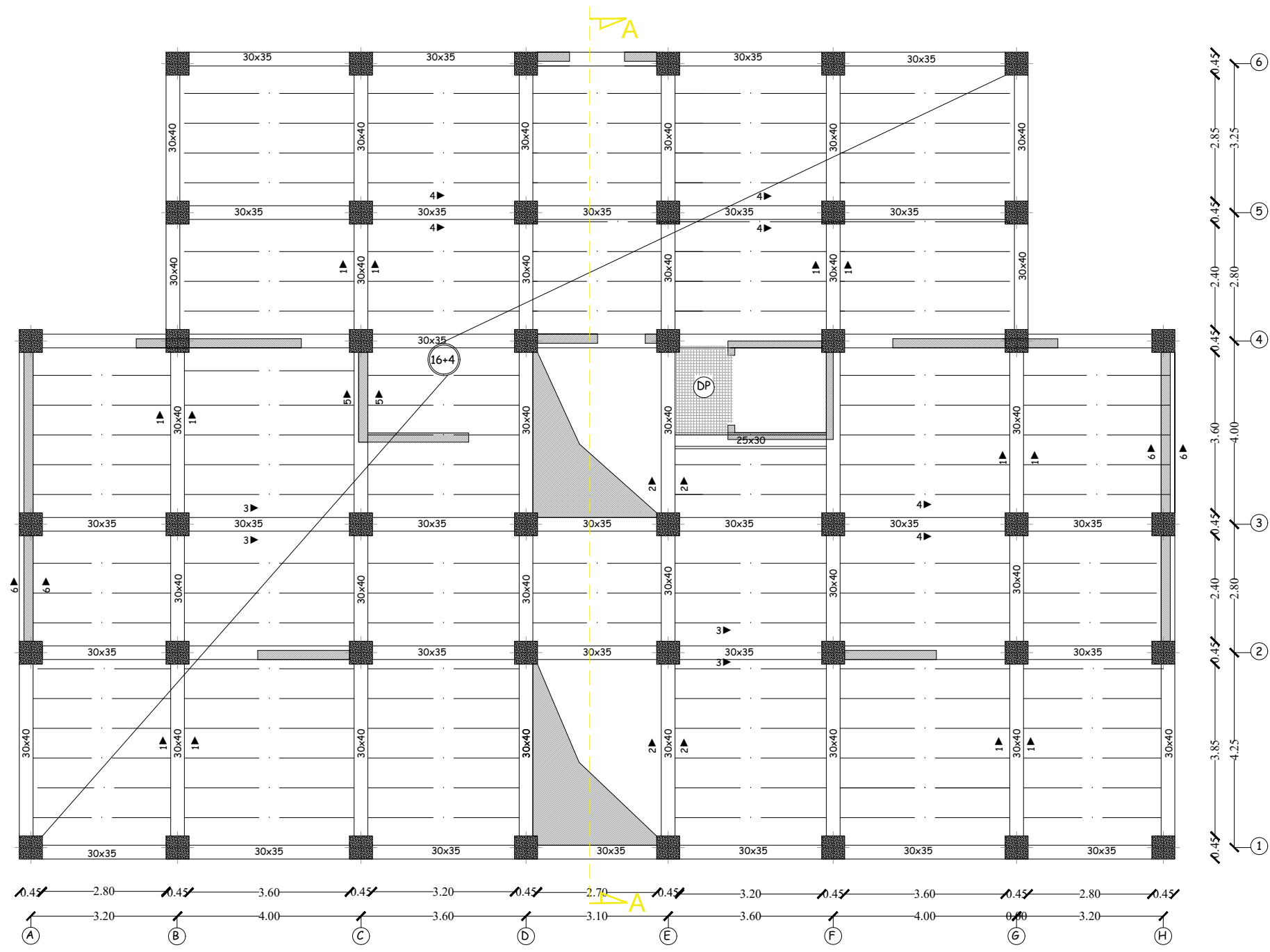
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER RDC
NIVEAU: 4.42

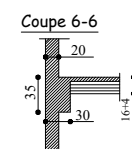
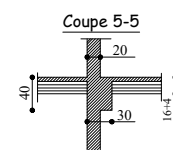
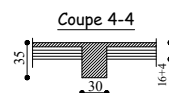
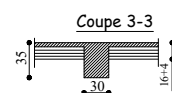
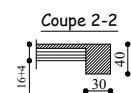
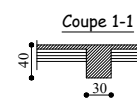
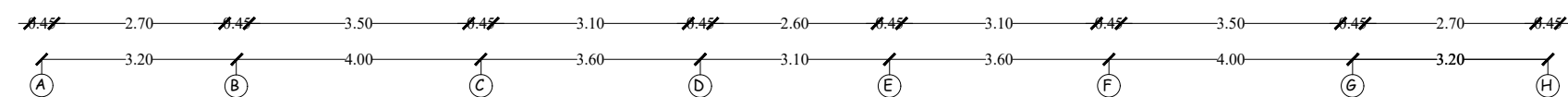
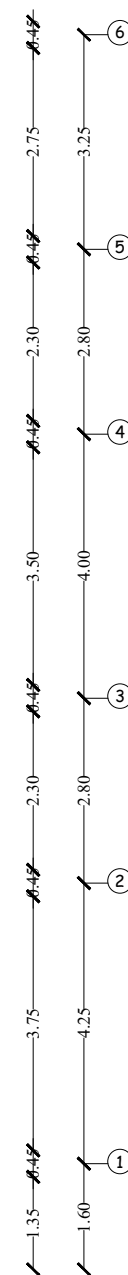
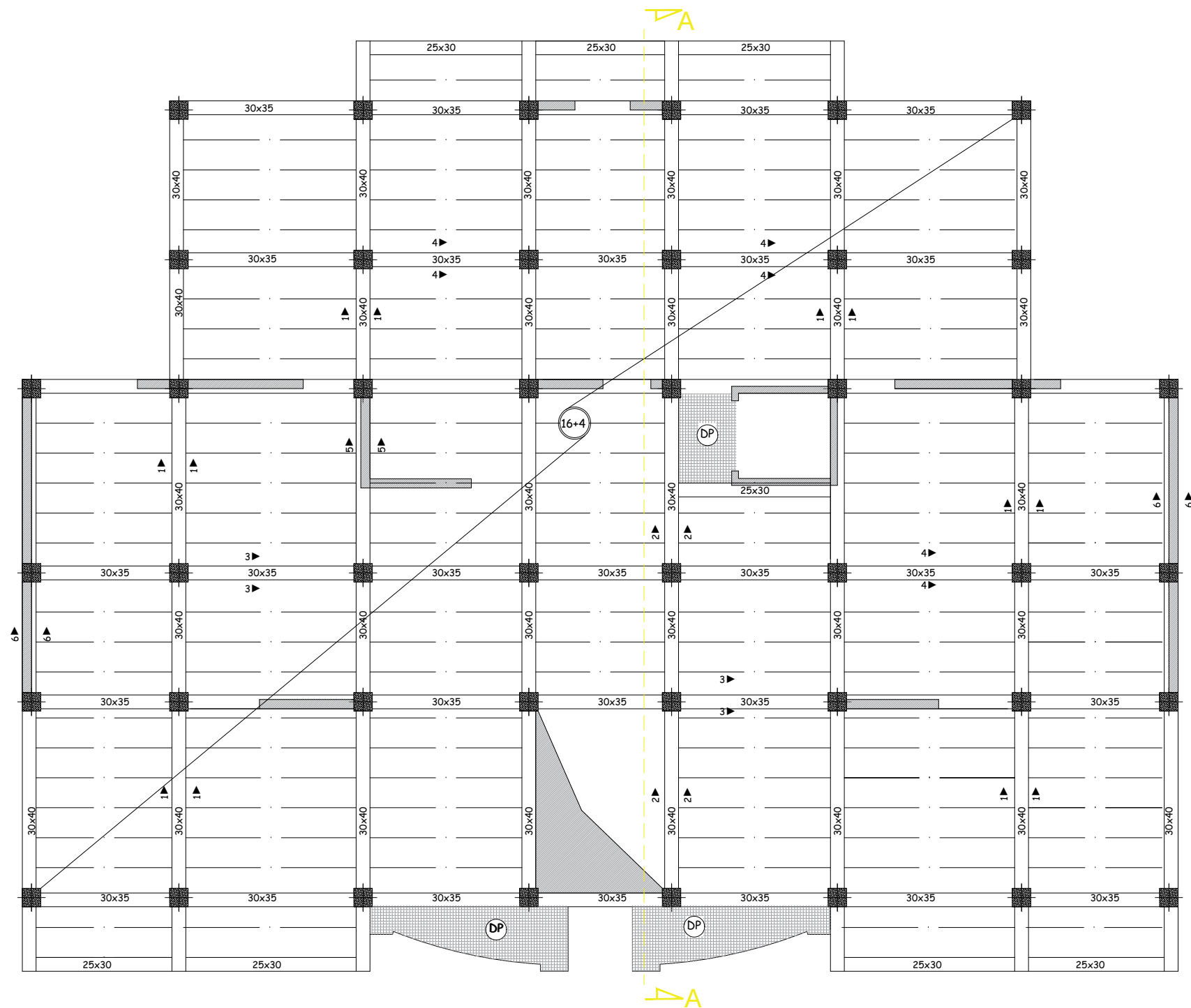
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021
PLAN	N° 02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE PLANCHER 1ER ETAGE NIVEAU: 7.48	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021 PLAN N° 03



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE PLANCHER 2eme ETAGE NIVEAU: 10.54	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021 PLAN N° 04

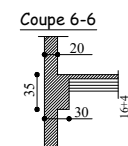
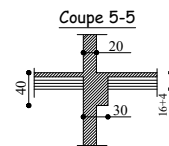
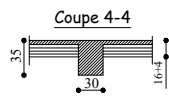
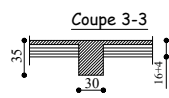
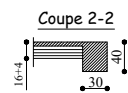
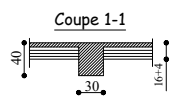
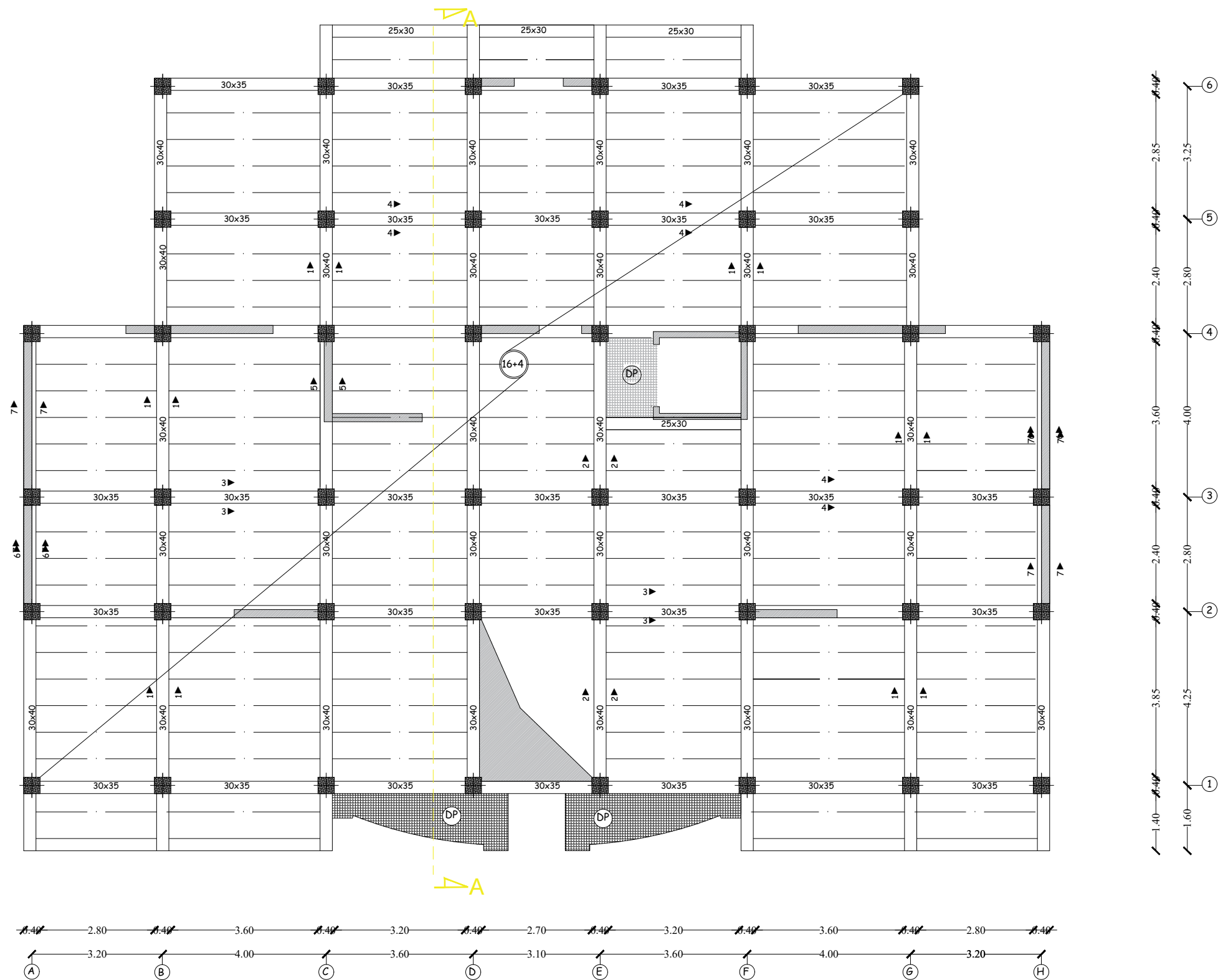


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL 2020/2021

Etudié par Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 3 eme ETAGE
NIVEAU: 13.6

ECHELLE
DATE
PLAN N° 05



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI, S

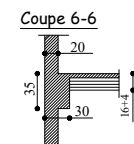
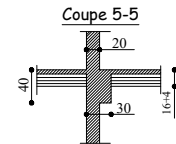
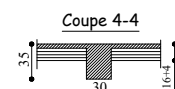
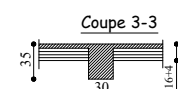
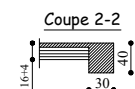
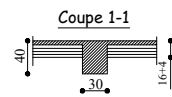
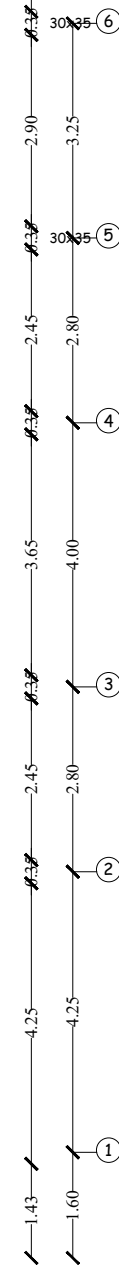
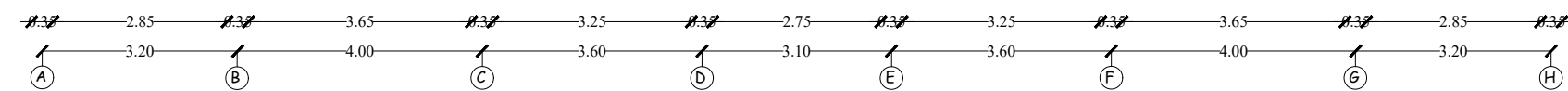
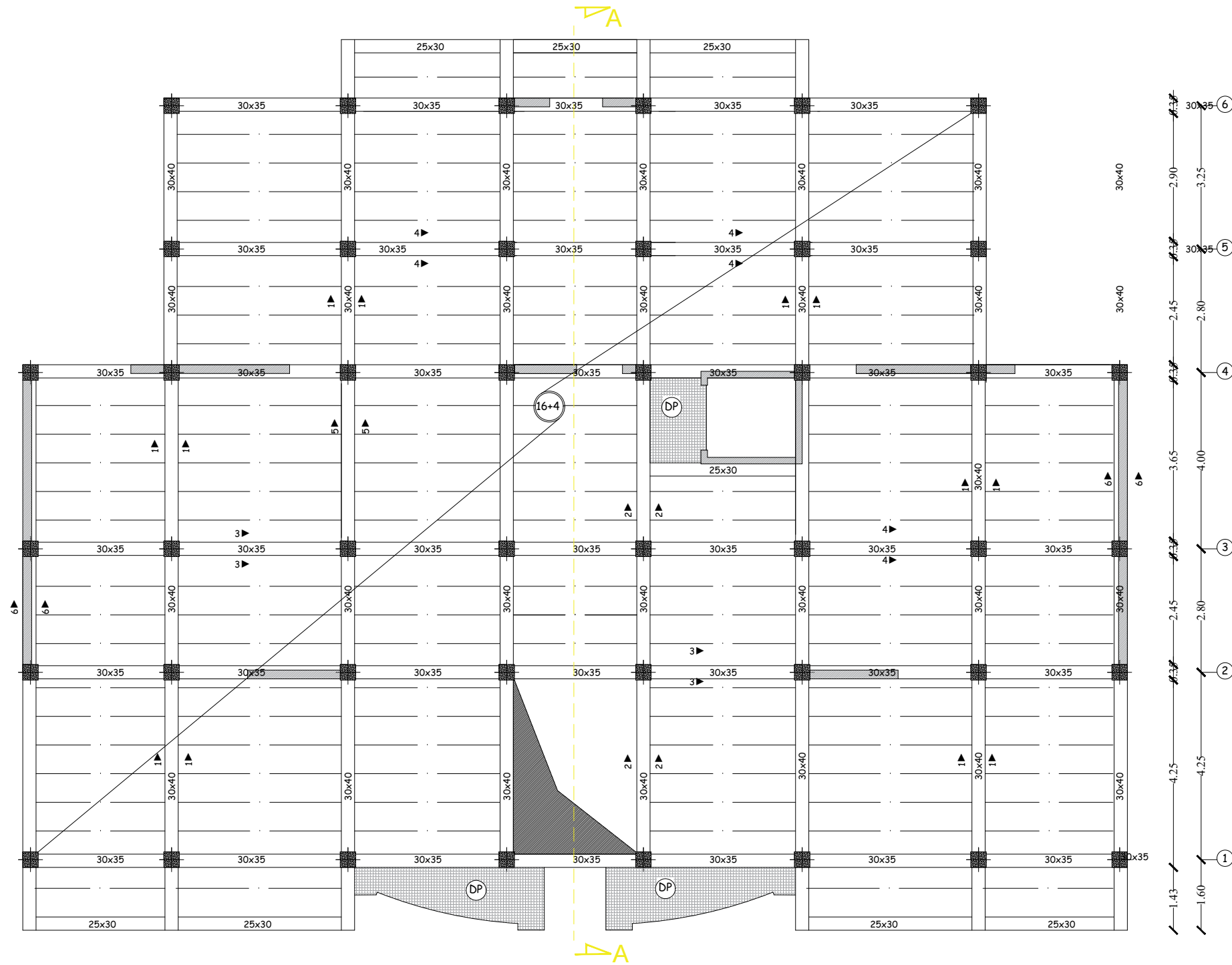
DESIGNATION:

PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 4,5,6eme ETAGE
NIVEAU: 16.66 - 22.78

ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

PLAN N° 06



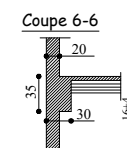
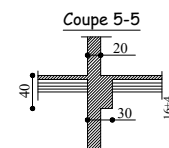
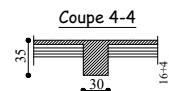
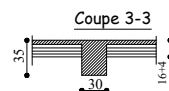
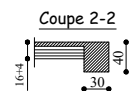
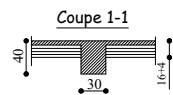
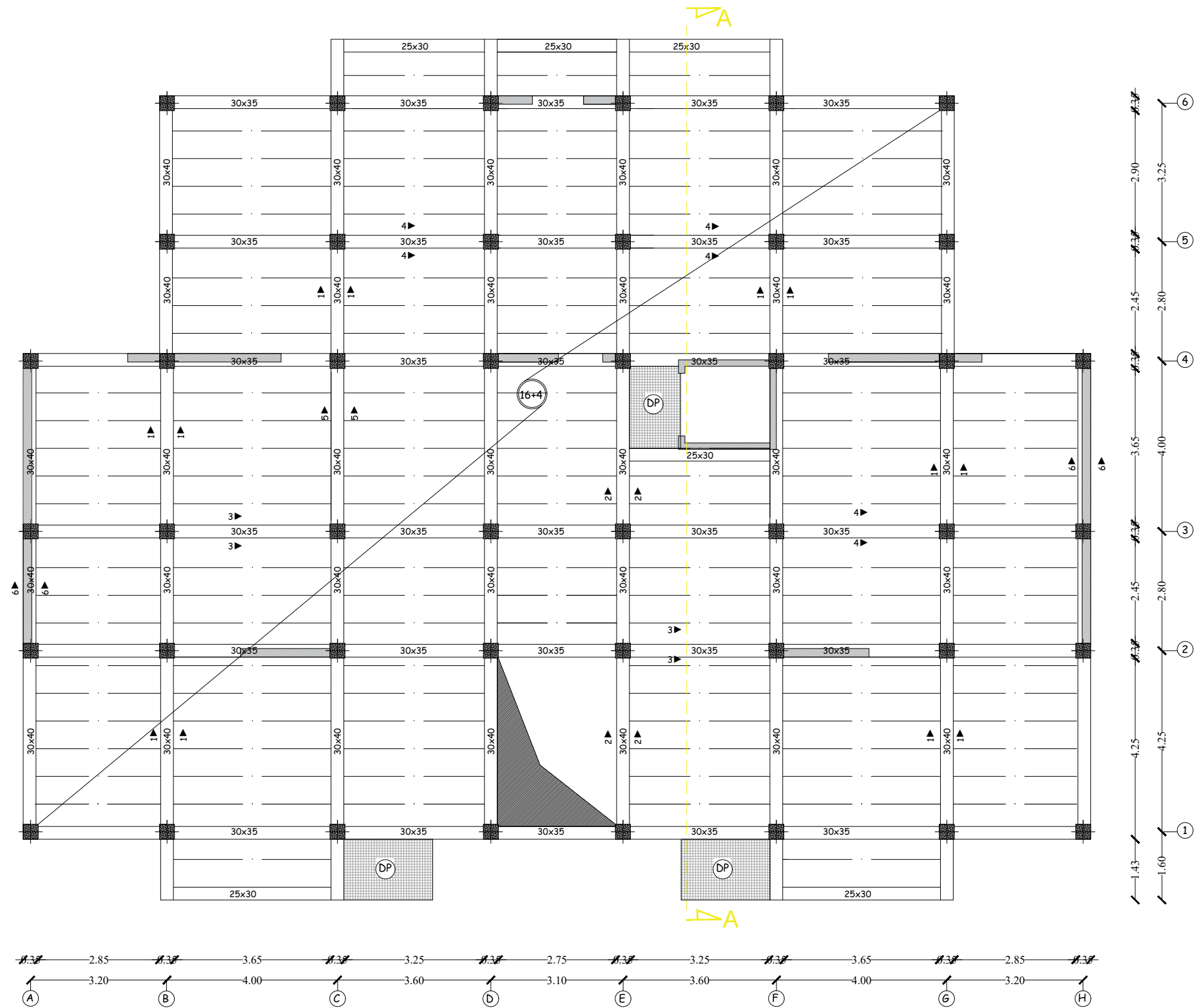
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par
Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 7.8 eme ETAGE
NIVEAU: 25.84 - 28.9

ECHELLE 1/50
DATE 2020/2021
PLAN N° 07

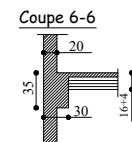
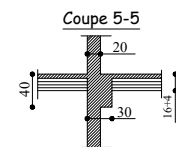
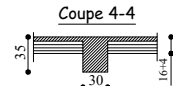
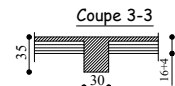
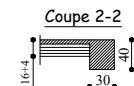
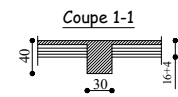
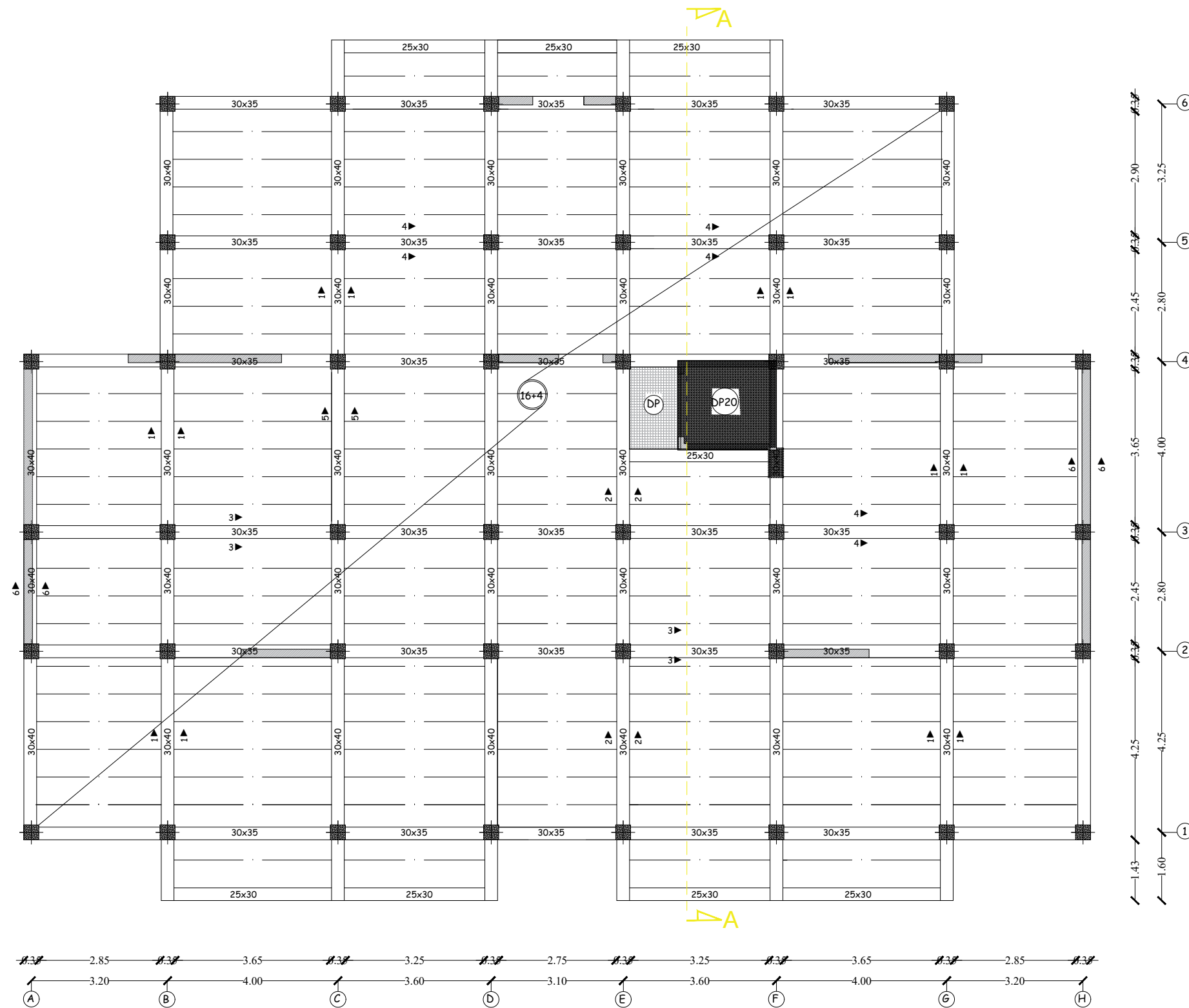


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 9^{eme} ETAGE
NIVEAU: 31.96

ECHELLE 1/50
DATE 2020/2021
PLAN N° 08



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S

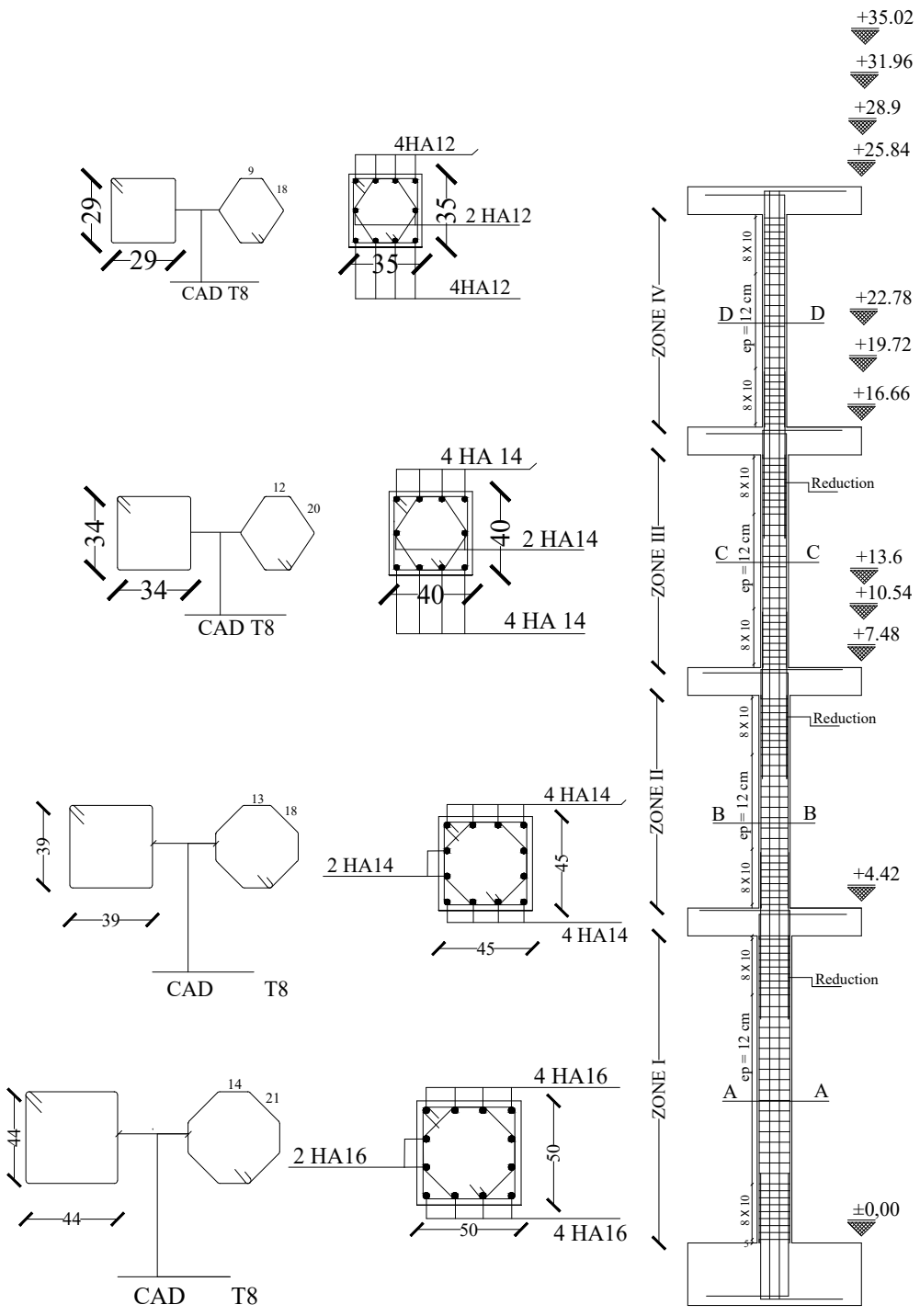
DESIGNATION:

PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER TERRASSE
NIVEAU: 35.02

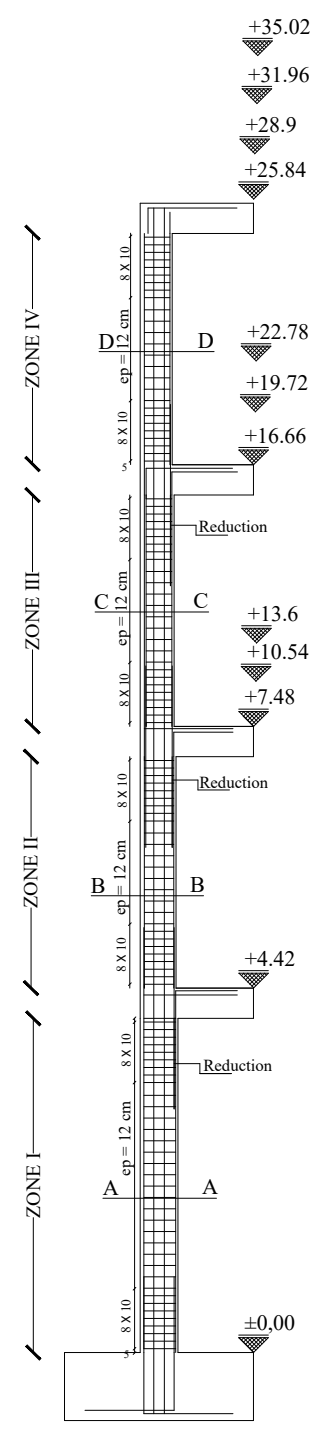
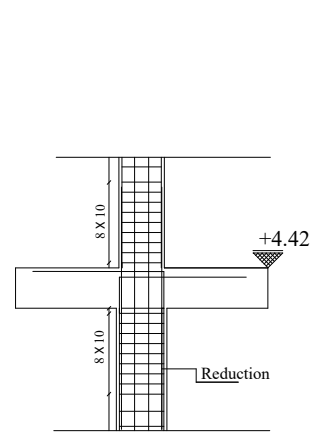
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

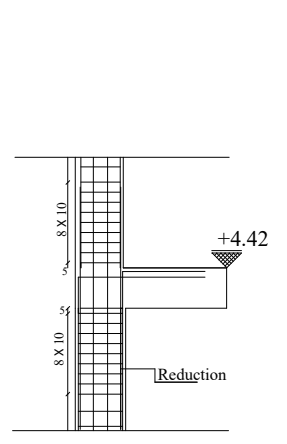
PLAN N° 09



POTEAUX CENTRAUX



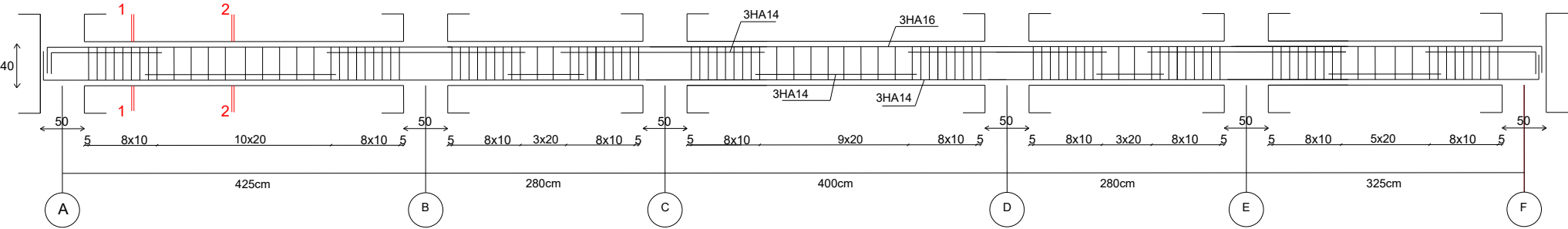
POTEAUX DE RIVE



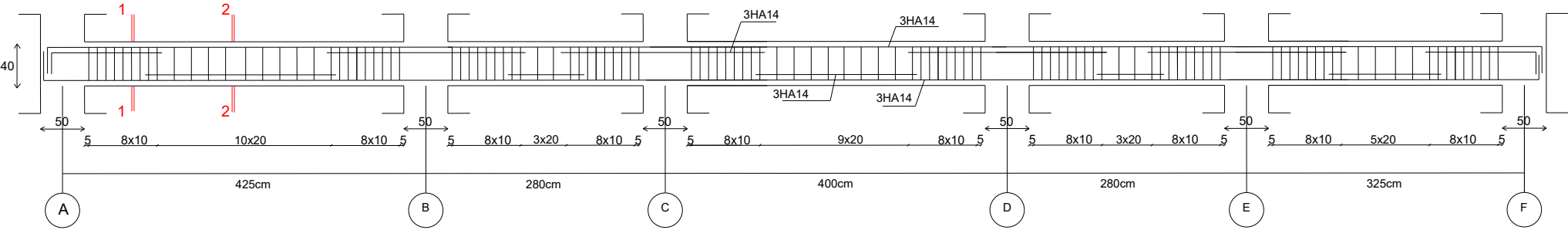
Note:
-Zone I : RDC ,
-Zone II : 1er, 2ème et 3ème étage
-Zone III: 4ème, 5ème, et 6ème étage
-Zone IV: 7ème 10ème étage
-La longueur de recouvrement :50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021

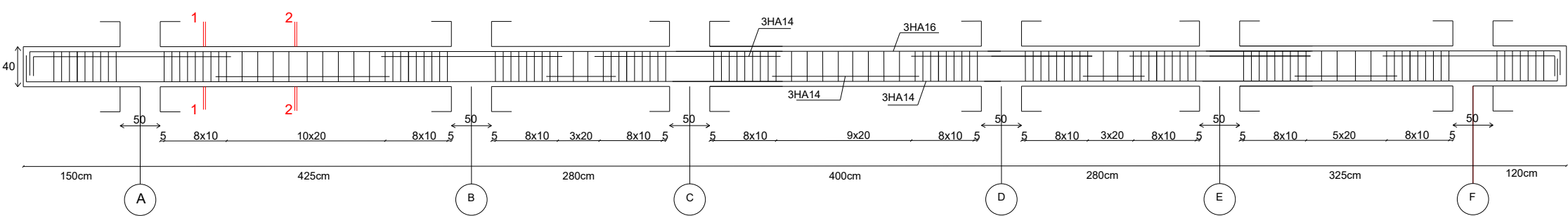
Poutres principales liée aux voiles (30x40) :



Poutres principales libres (30x40) :

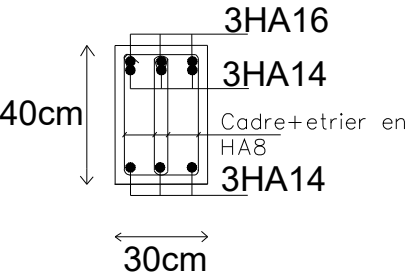


Poutres principales (30x40) :



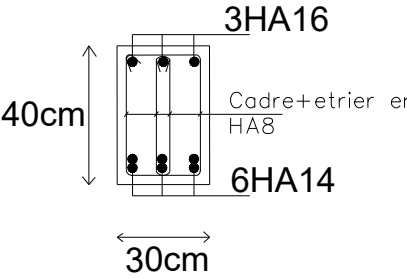
Aux appuis

Coupe 1-1



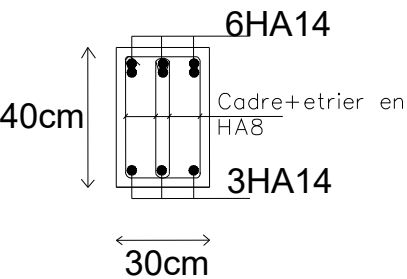
En travée

Coupe 2-2



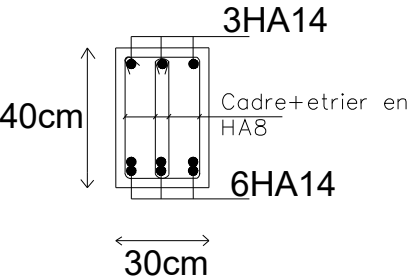
Aux appuis

Coupe 1-1



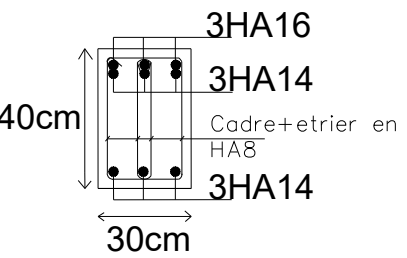
En travée

Coupe 2-2



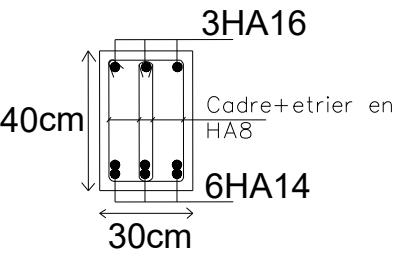
Aux appuis

Coupe 1-1



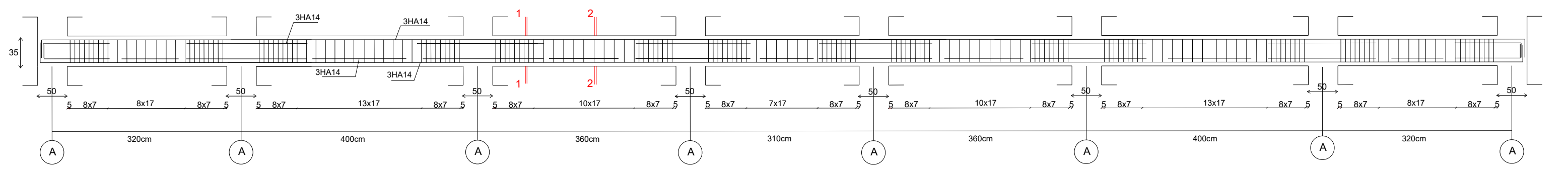
En travée

Coupe 2-2



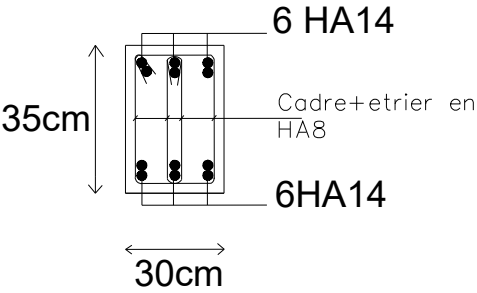
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABLS
DESIGNATION:	PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021
PLAN	N° 09

Poutres secondaires liée aux voiles (30x35) :



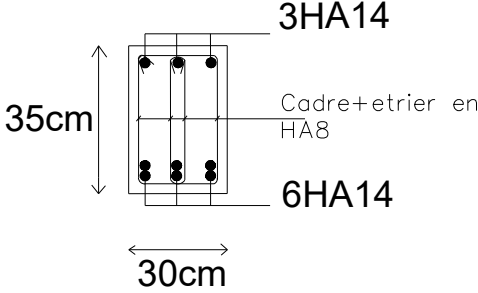
Aux appuis

Coupe 1-1

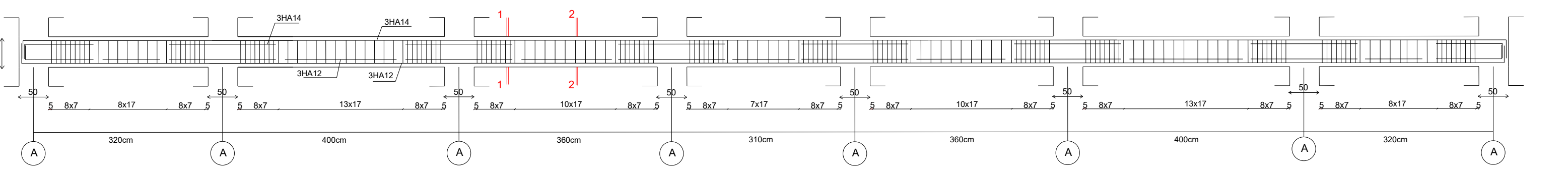


En travée

Coupe 2-2

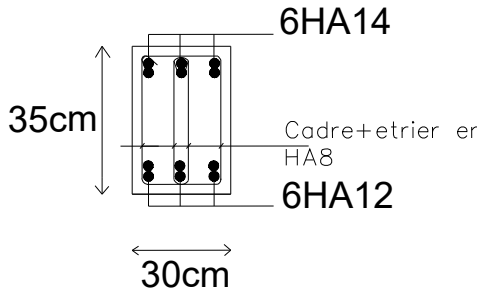


Poutres secondaires libres (30x35) :



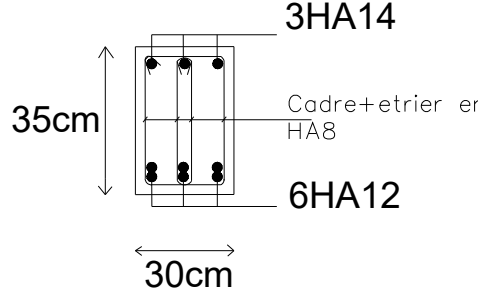
Aux appuis

Coupe 1-1



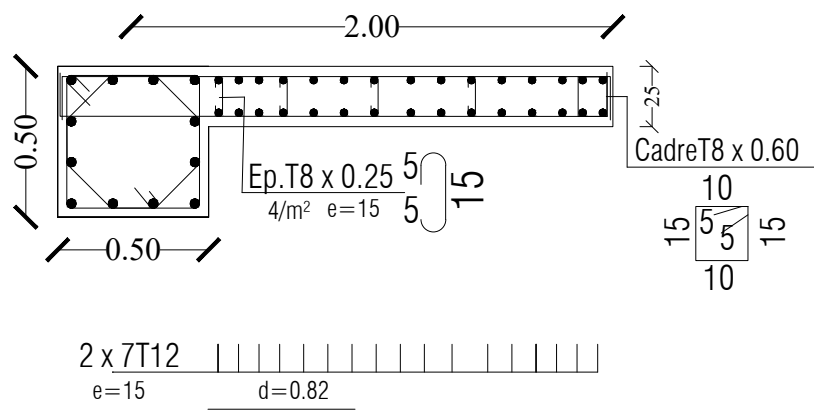
En travée

Coupe 2-2

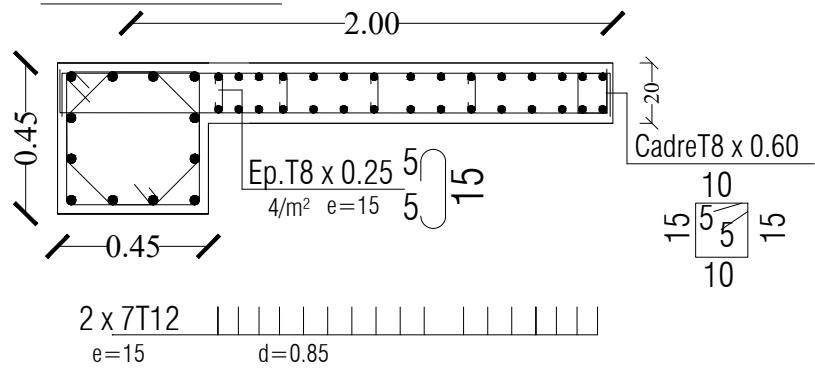


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFLANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABLS
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021 PLAN N° 09

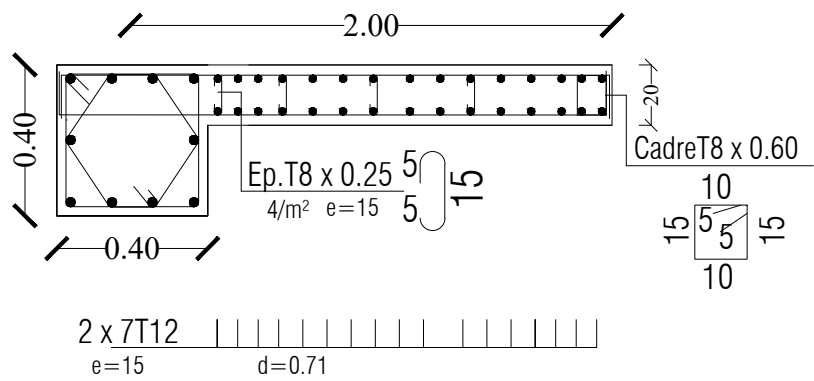
Zone -I-



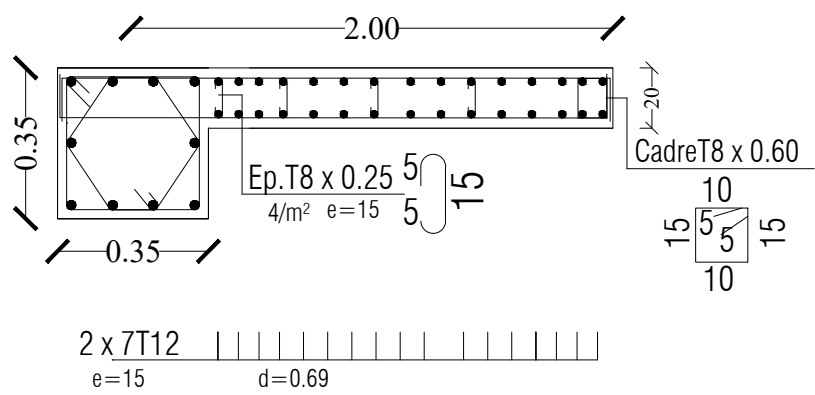
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

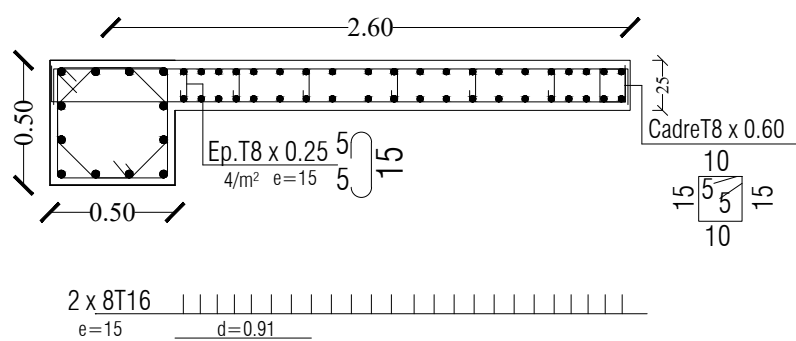
DESIGNATION:

FERAILLAGE DES VOILES
VL1 = VL2

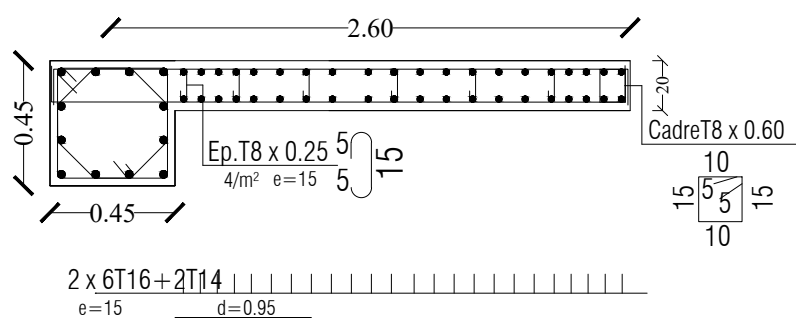
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

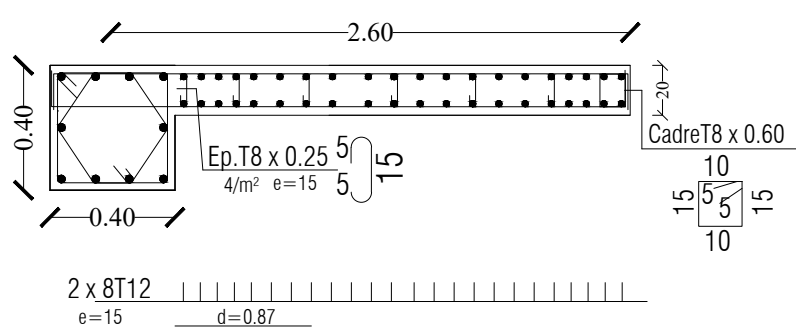
Zone -I-



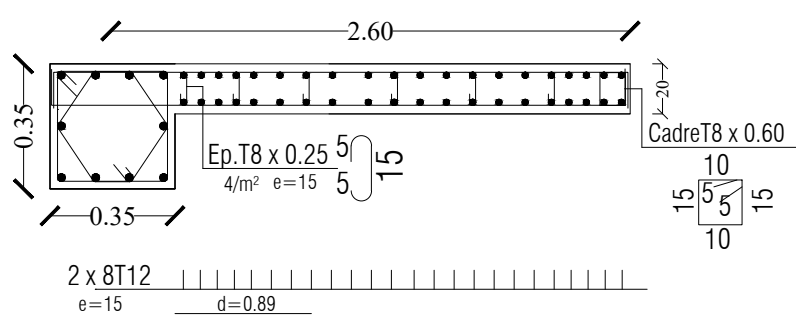
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

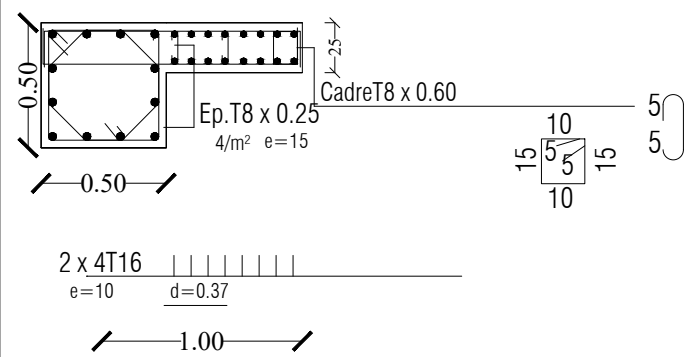
FERAILLAGE DES VOILES

VL3 = VL8

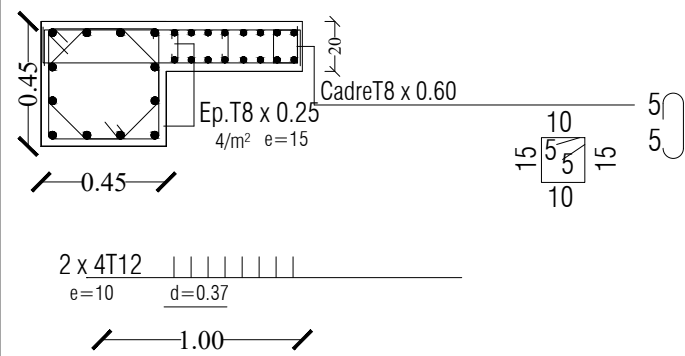
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

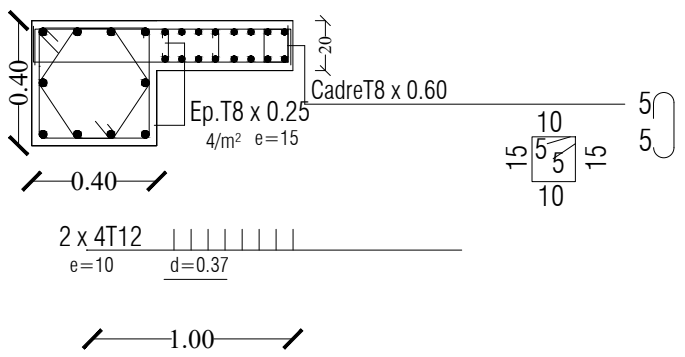
Zone -I-



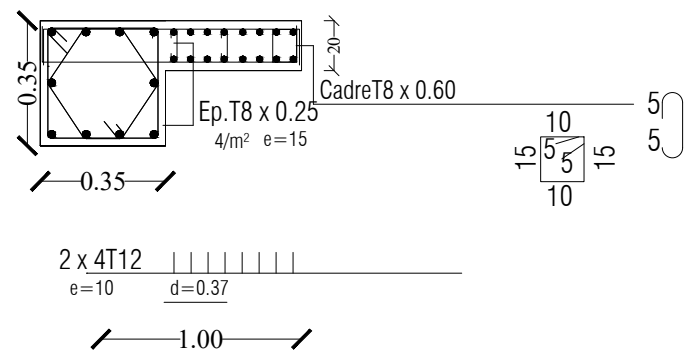
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

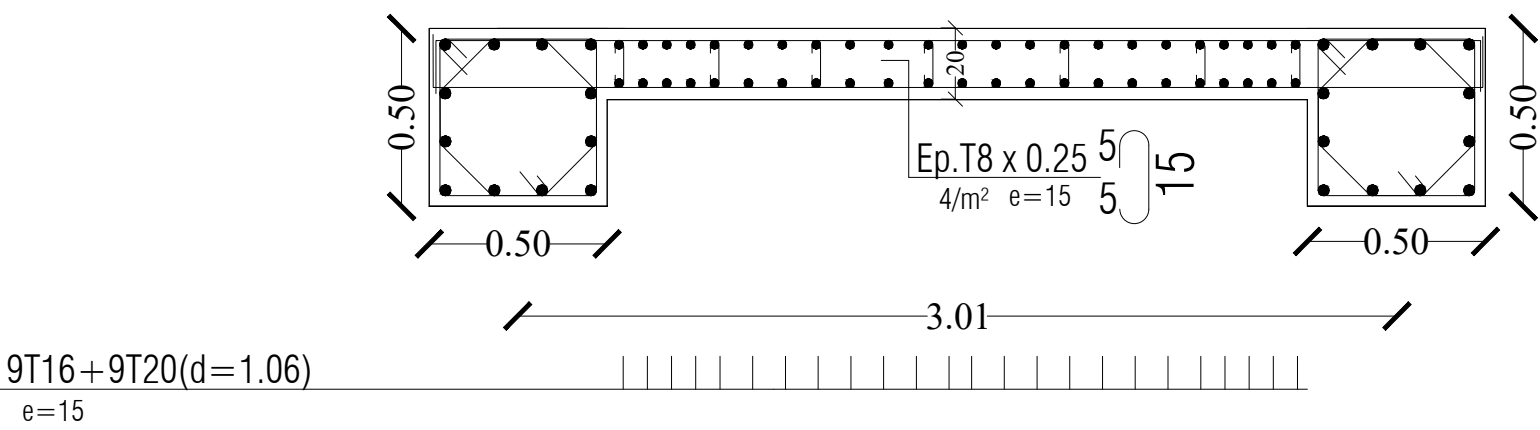
FERAILLAGE DES VOILES

VL4 = VL9

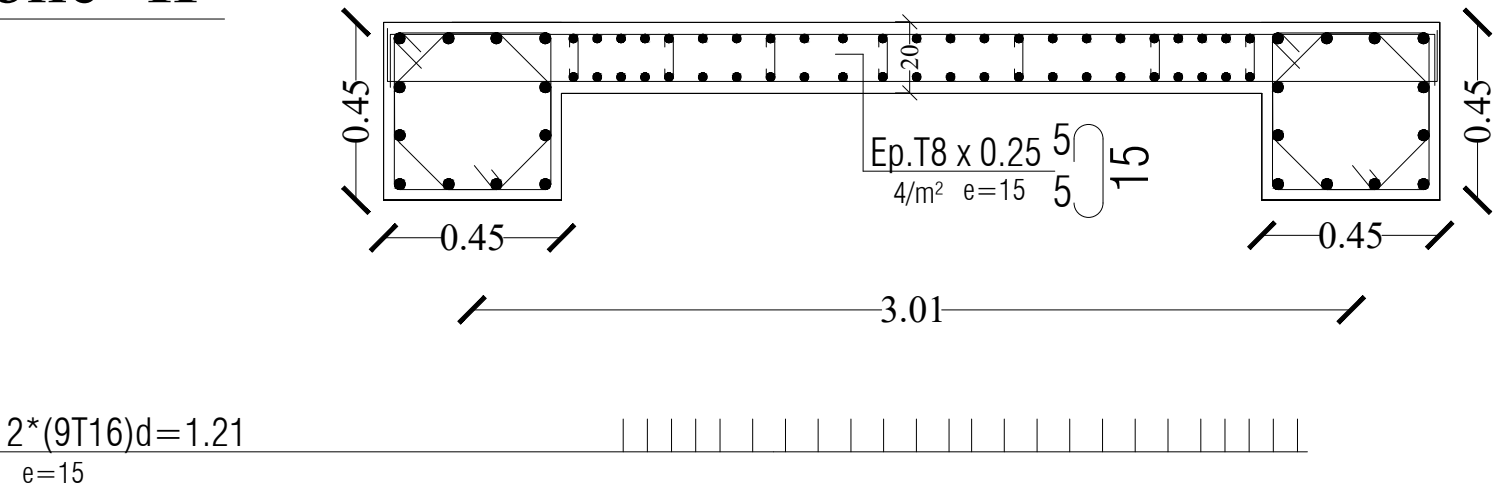
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

Zone -I-



Zone -II-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par
Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

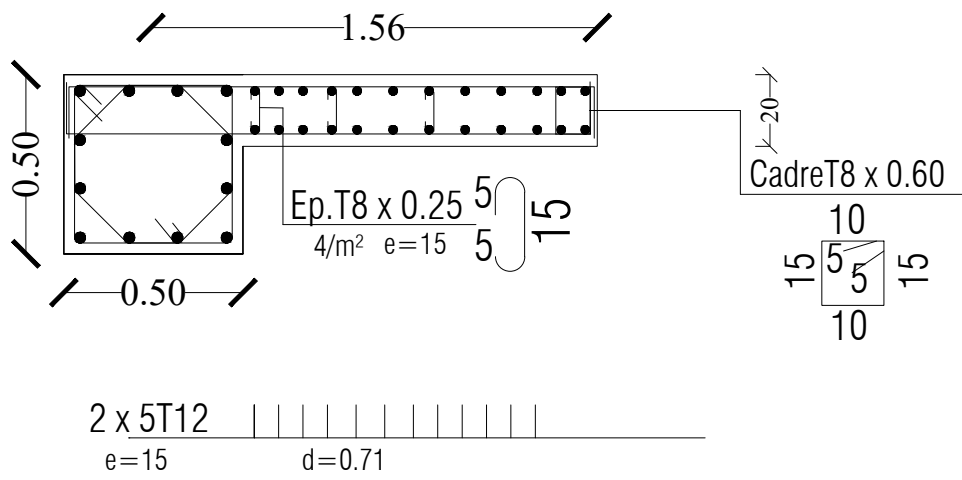
Dirigé par
Mme. LARABI .S

DESIGNATION:
FERAILLAGE DES VOILES
VL5 = VL10

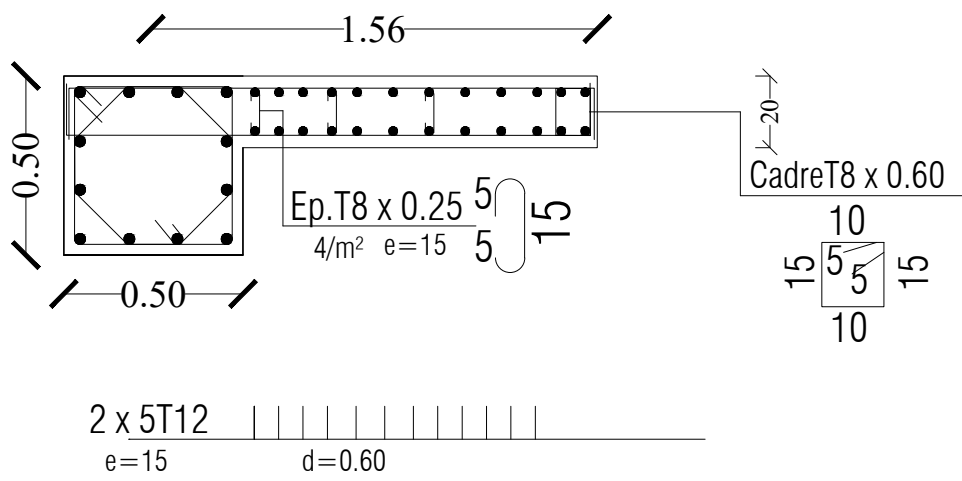
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

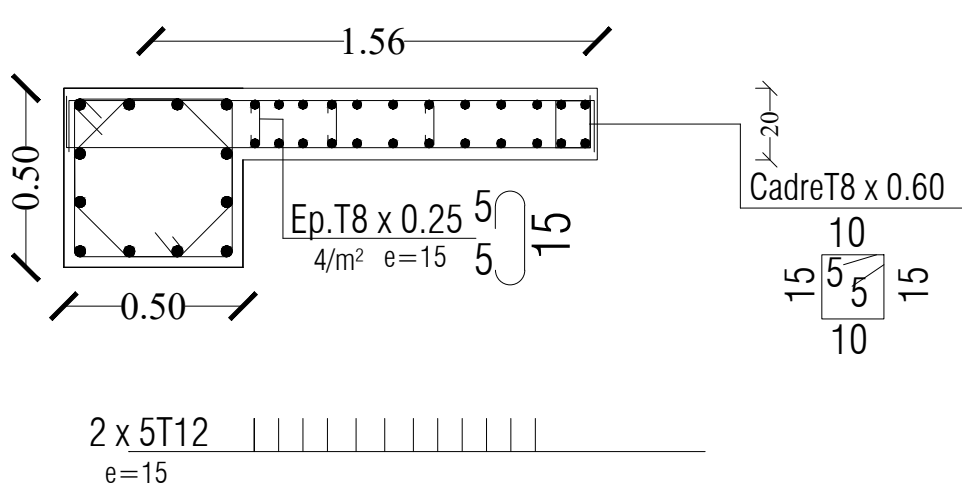
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

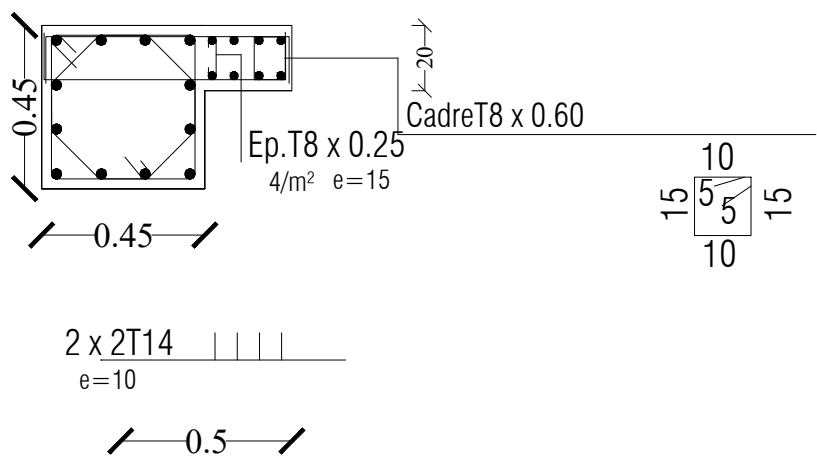
FERAILLAGE DE VOILE

VL6

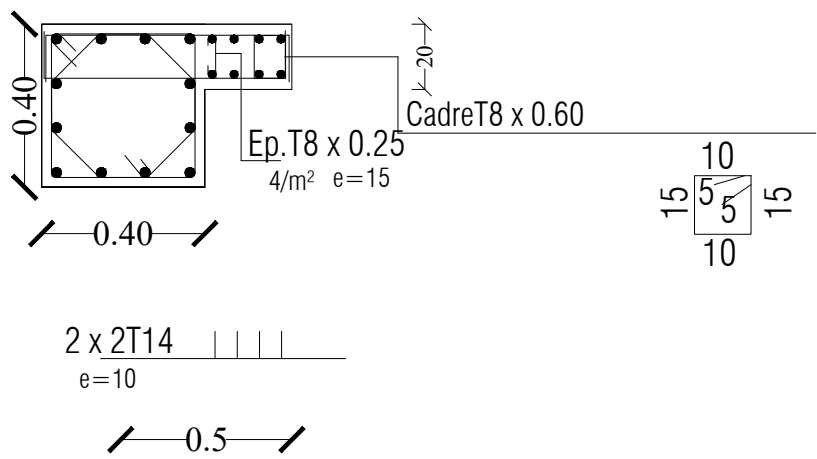
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

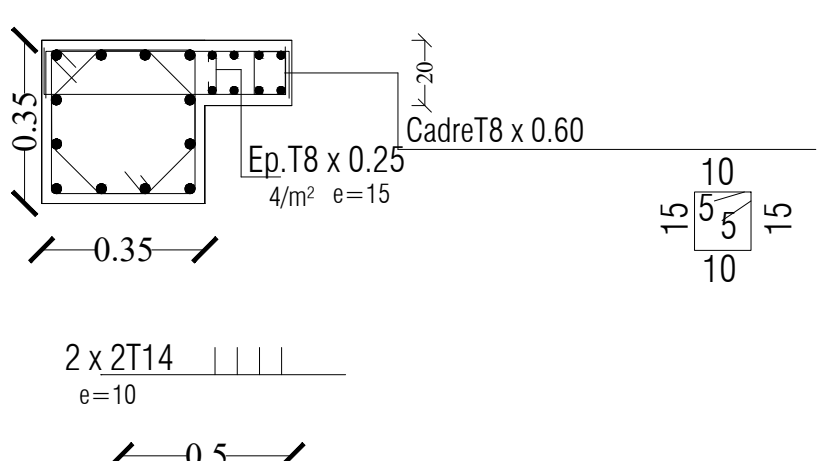
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

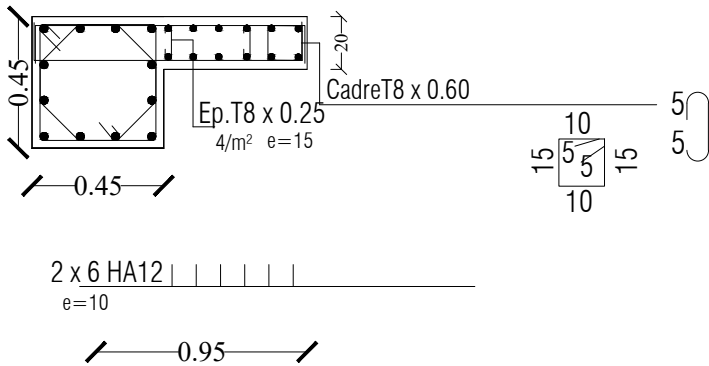
FERAILLAGE DE VOILE

VL7

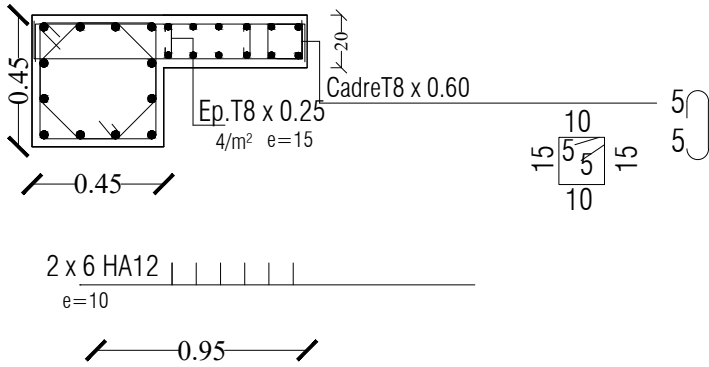
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

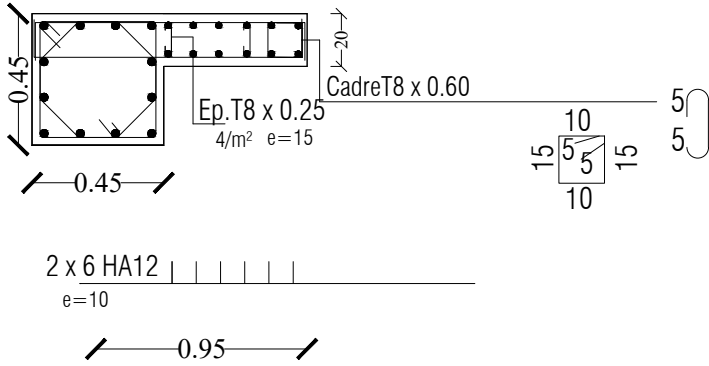
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

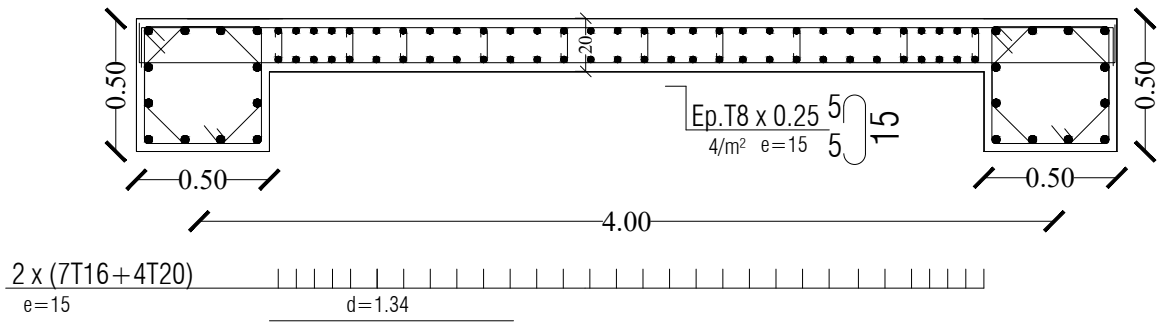
FERAILLAGE DE VOILE

VL11

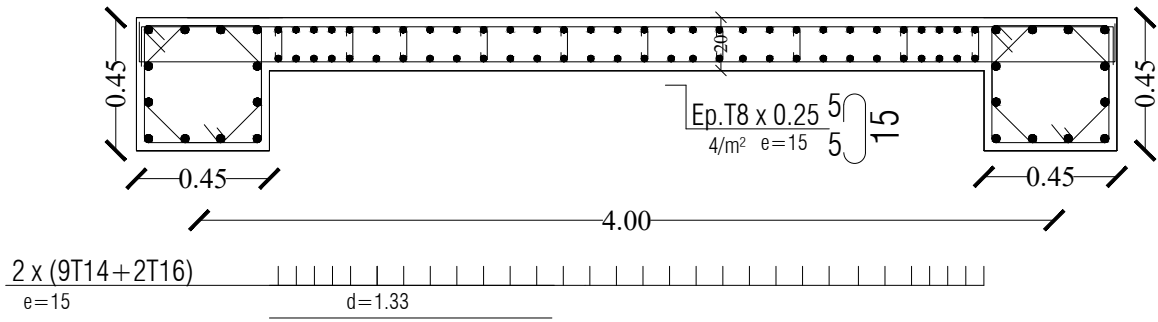
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

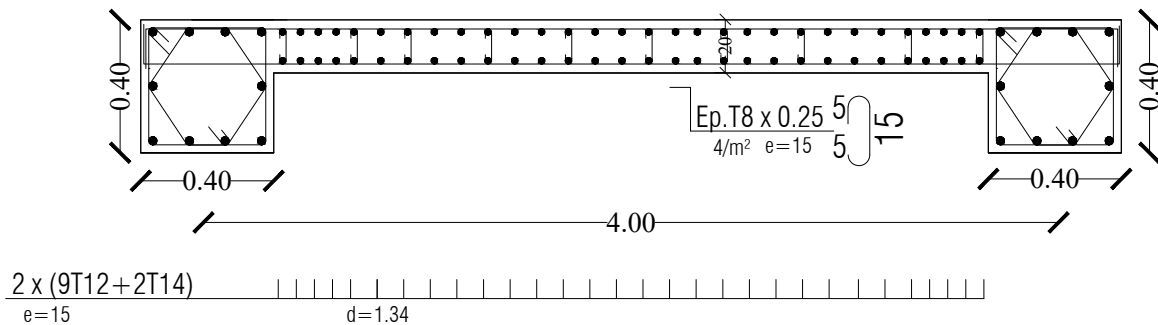
Zone -I-



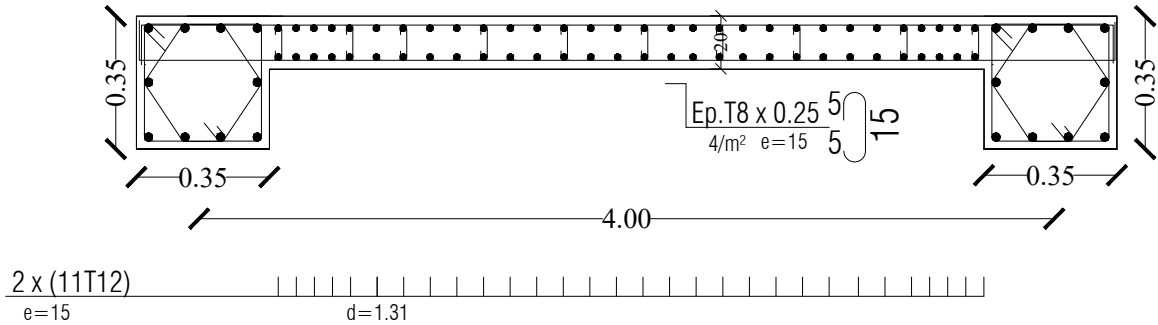
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFLANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

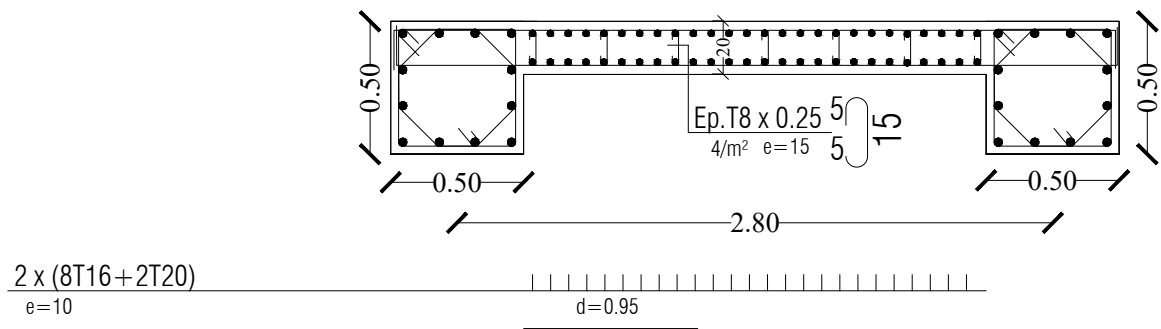
FERAILLAGE DES VOILES

VT1 = VT3

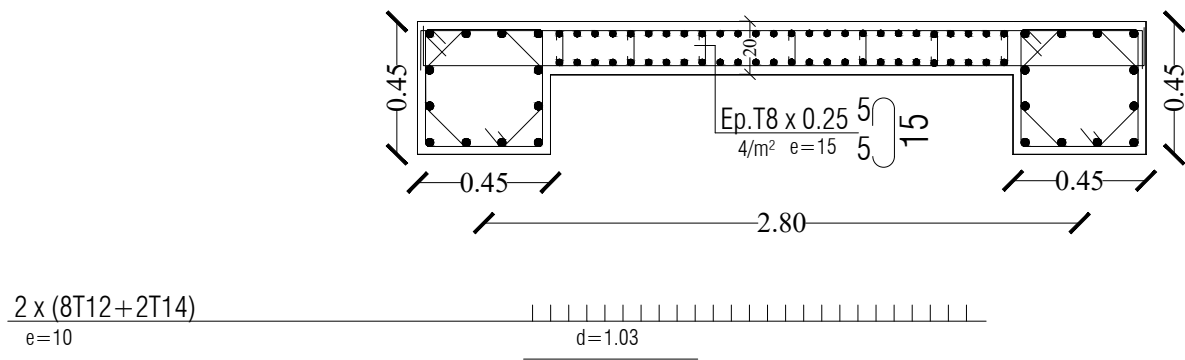
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

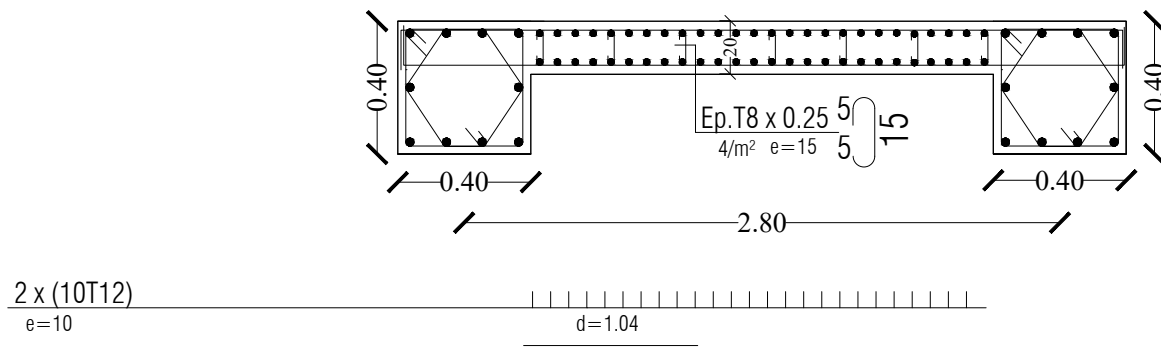
Zone -I-



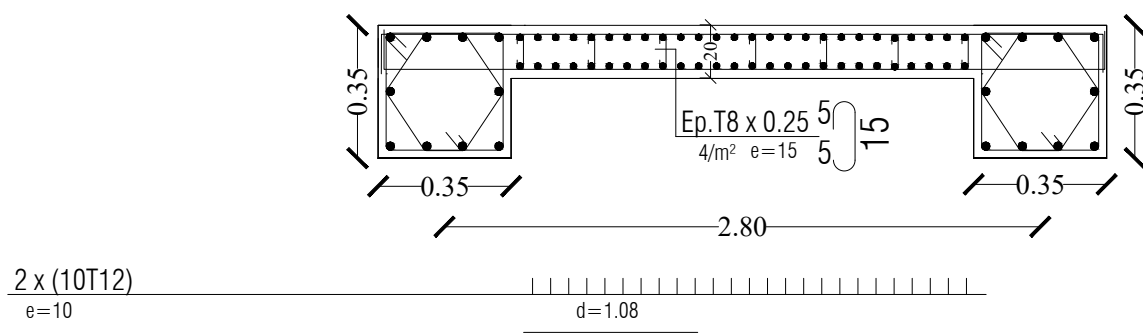
Zone -II-



Zone -III-



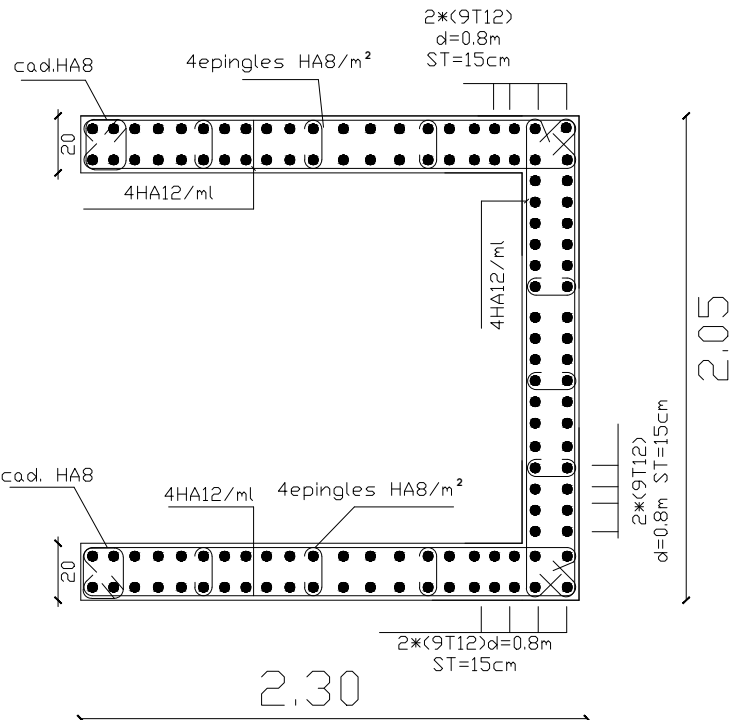
Zone -IV-



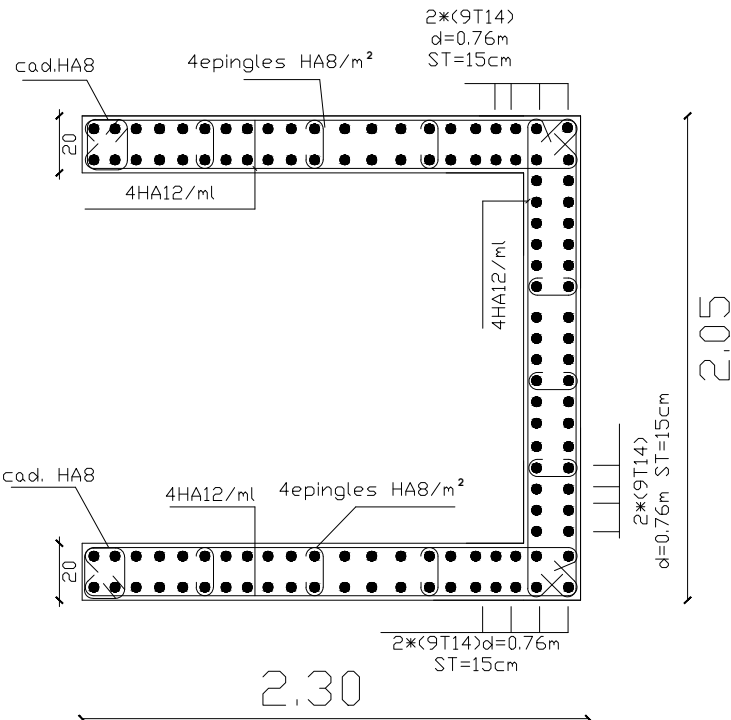
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI .S

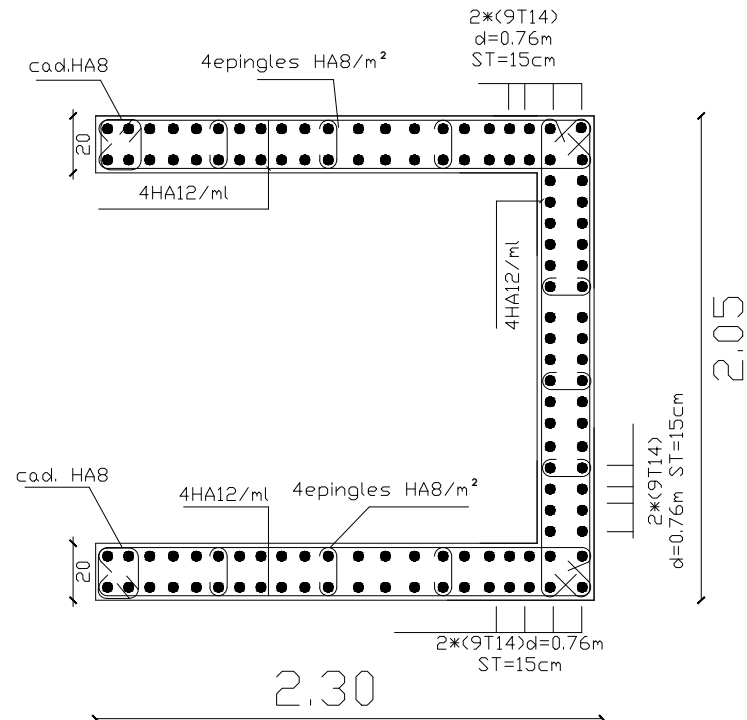
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
FERAILLAGE DES VOILES VT2 = VT4	DATE 2020/2021



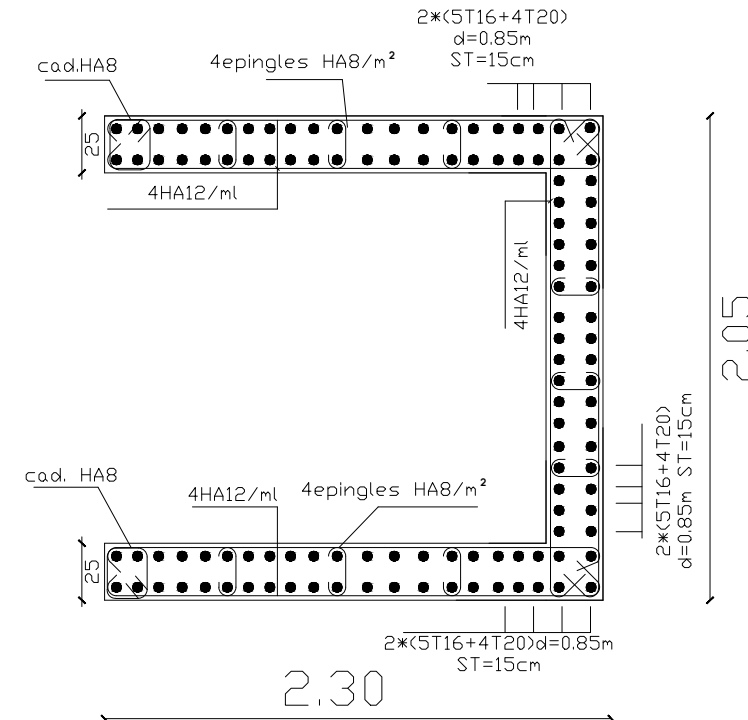
ZONE IV



ZONE III

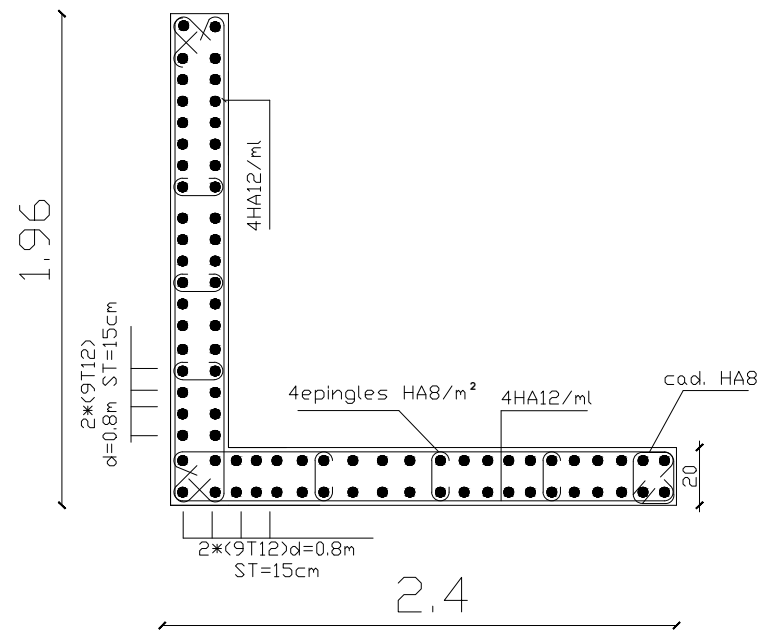


ZONE II

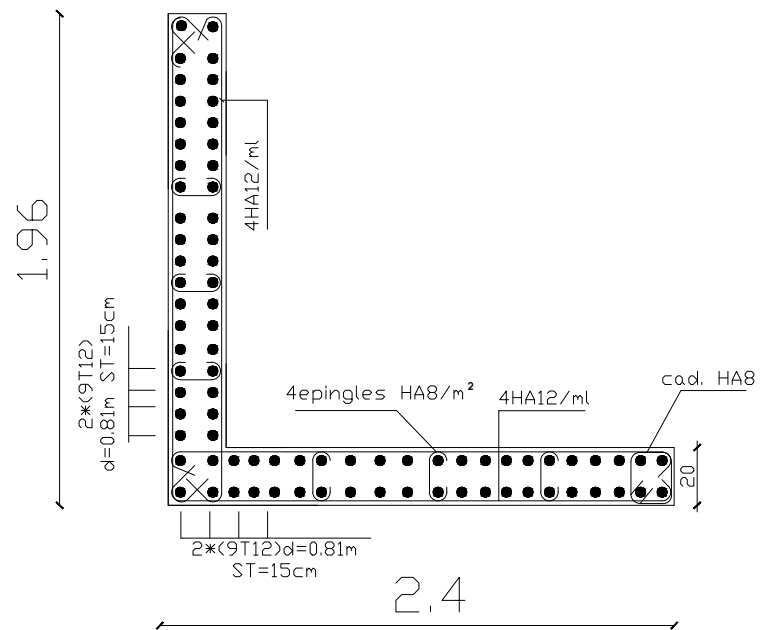


ZONE I

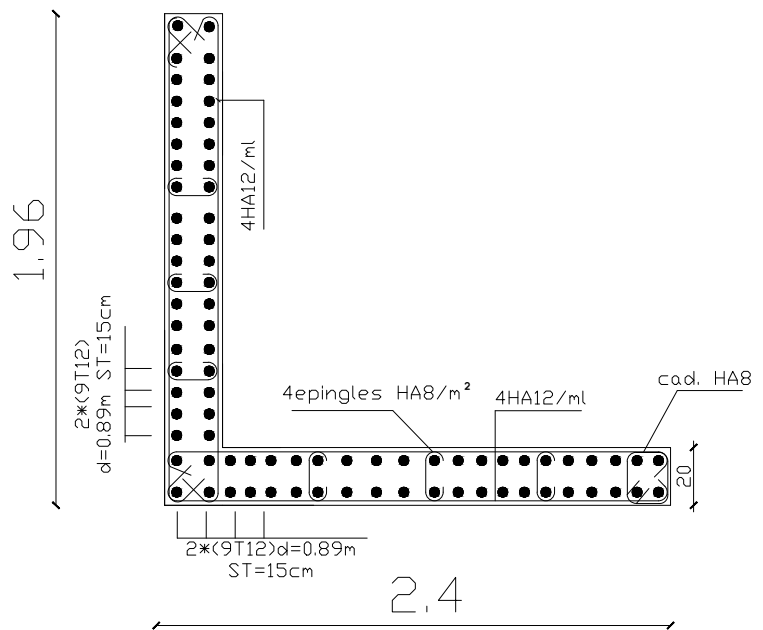
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI .S
DESIGNATION: FERAILLAGE DE VOILE VASC	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021



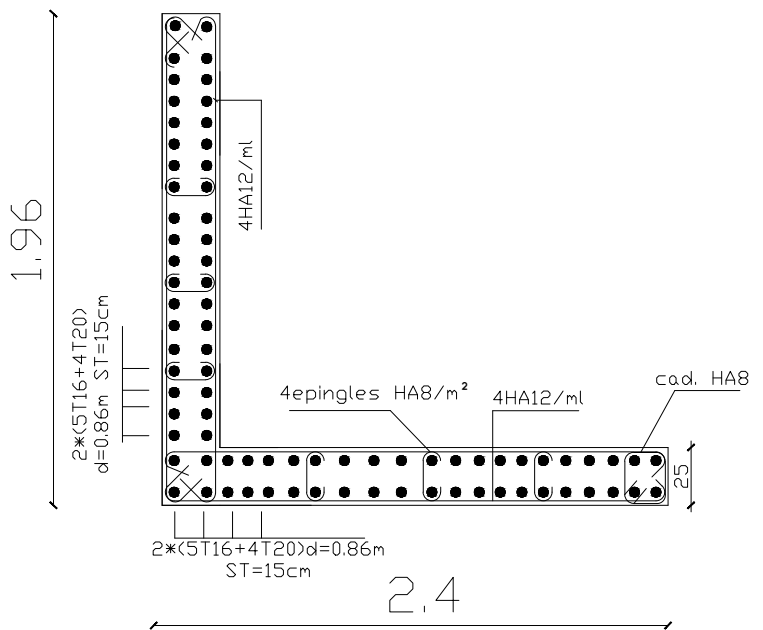
ZONE IV



ZONE III



ZONE II



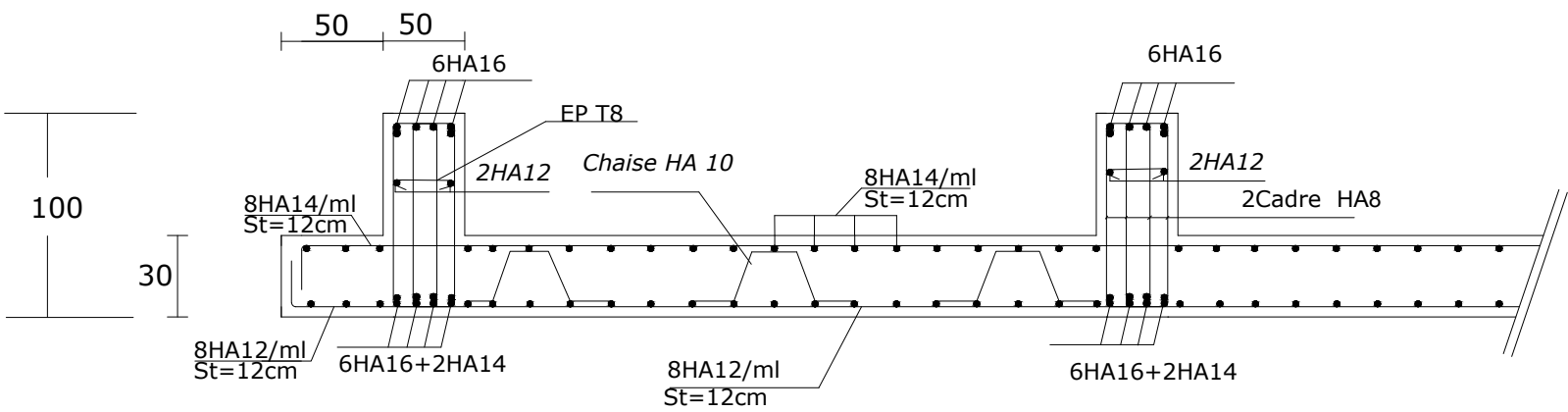
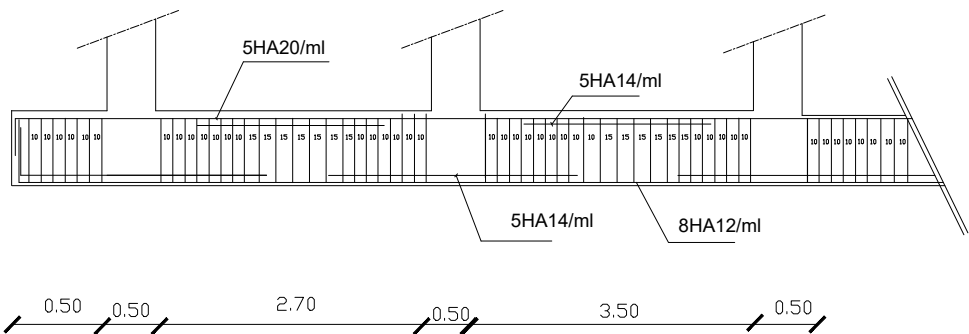
ZONE I

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. LARBI SOFLANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI .S

DESIGNATION:	FERAILLAGE DE VOILE	ECHELLE 1/50
	VFL	DATE 2020/2021

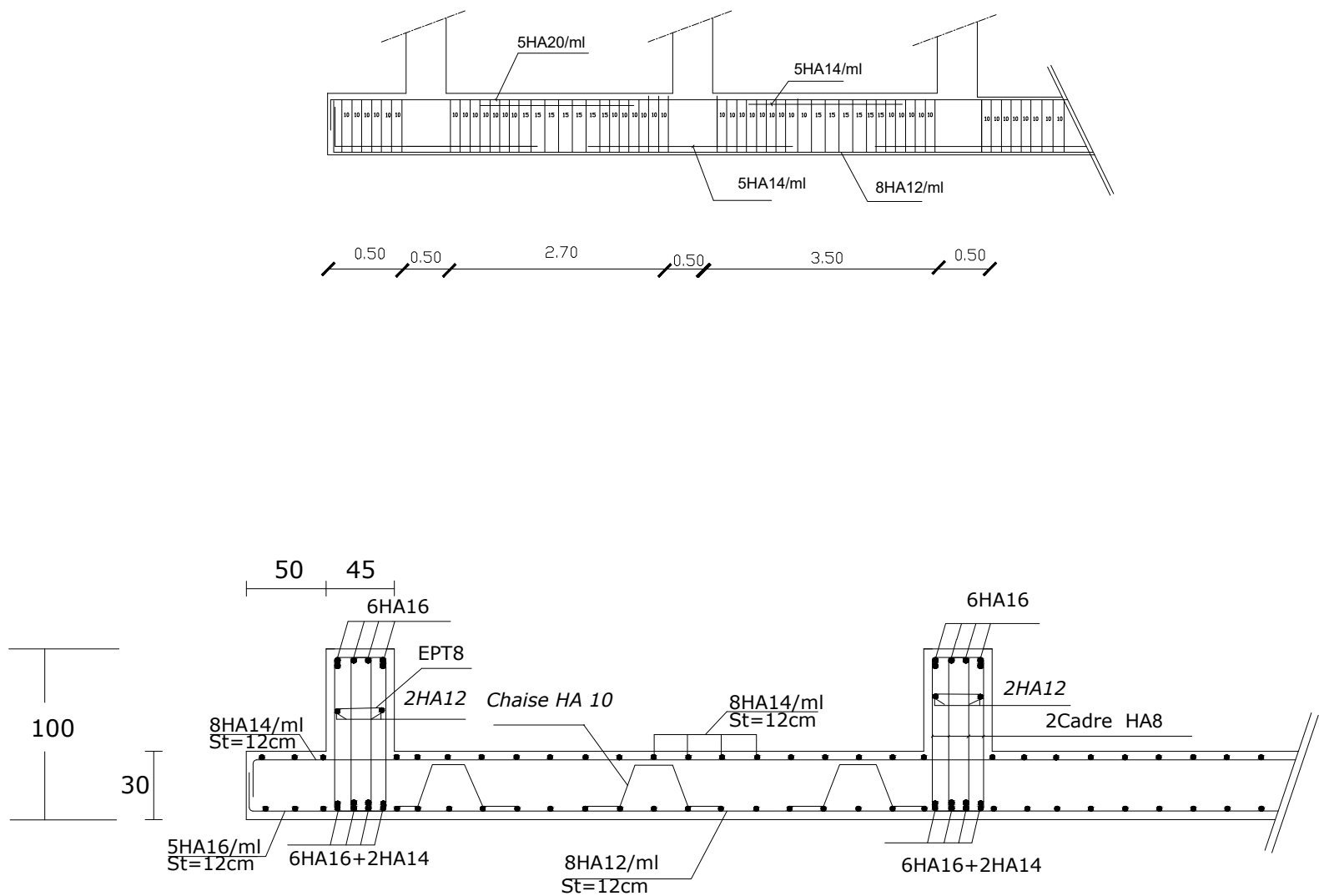
FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 100) sens longitudinale XX



Ferrailage du radier général Sens X-X

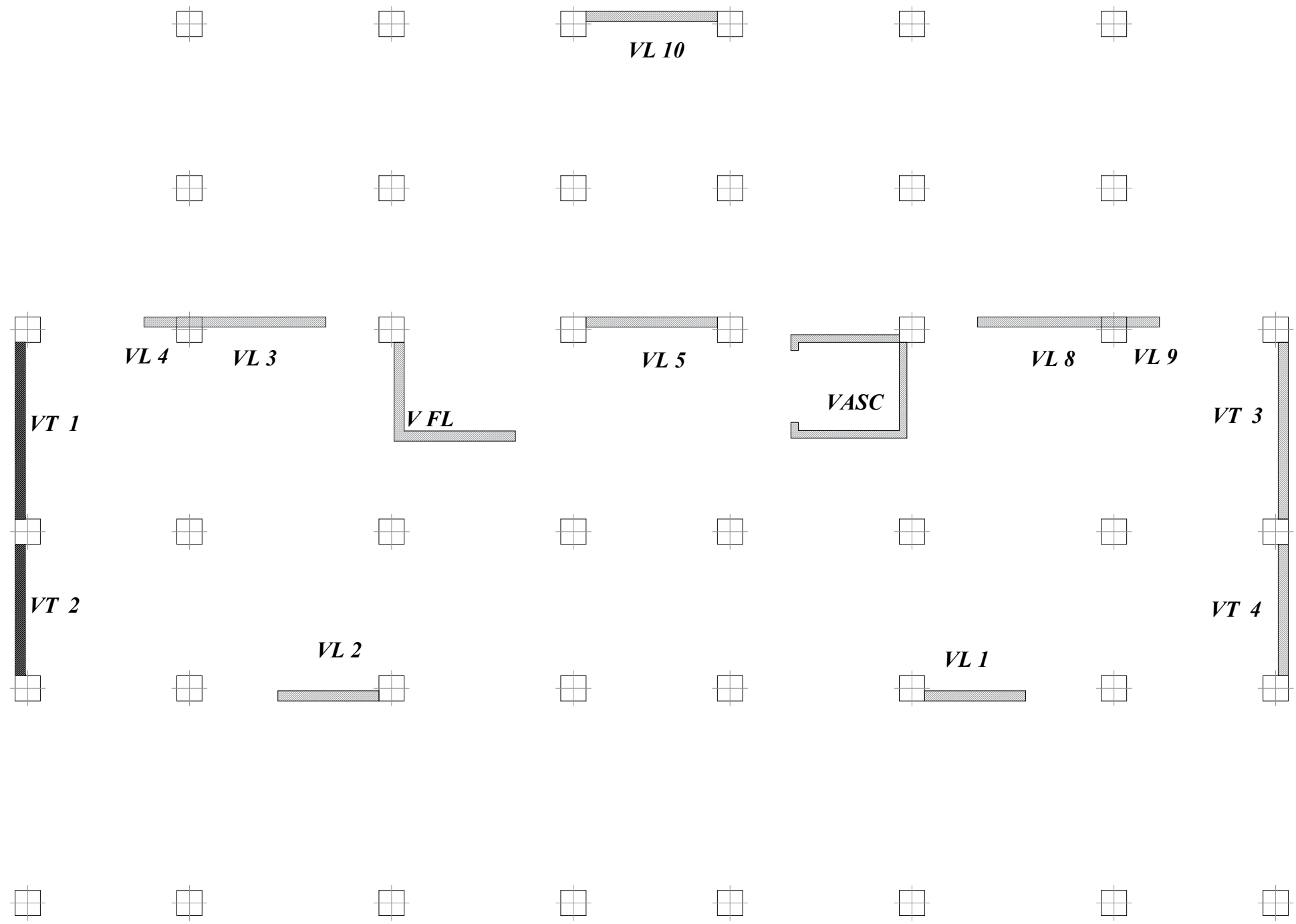
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION: FERRAILLAGE DU RADIER	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021

FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 100) sens transversale YY

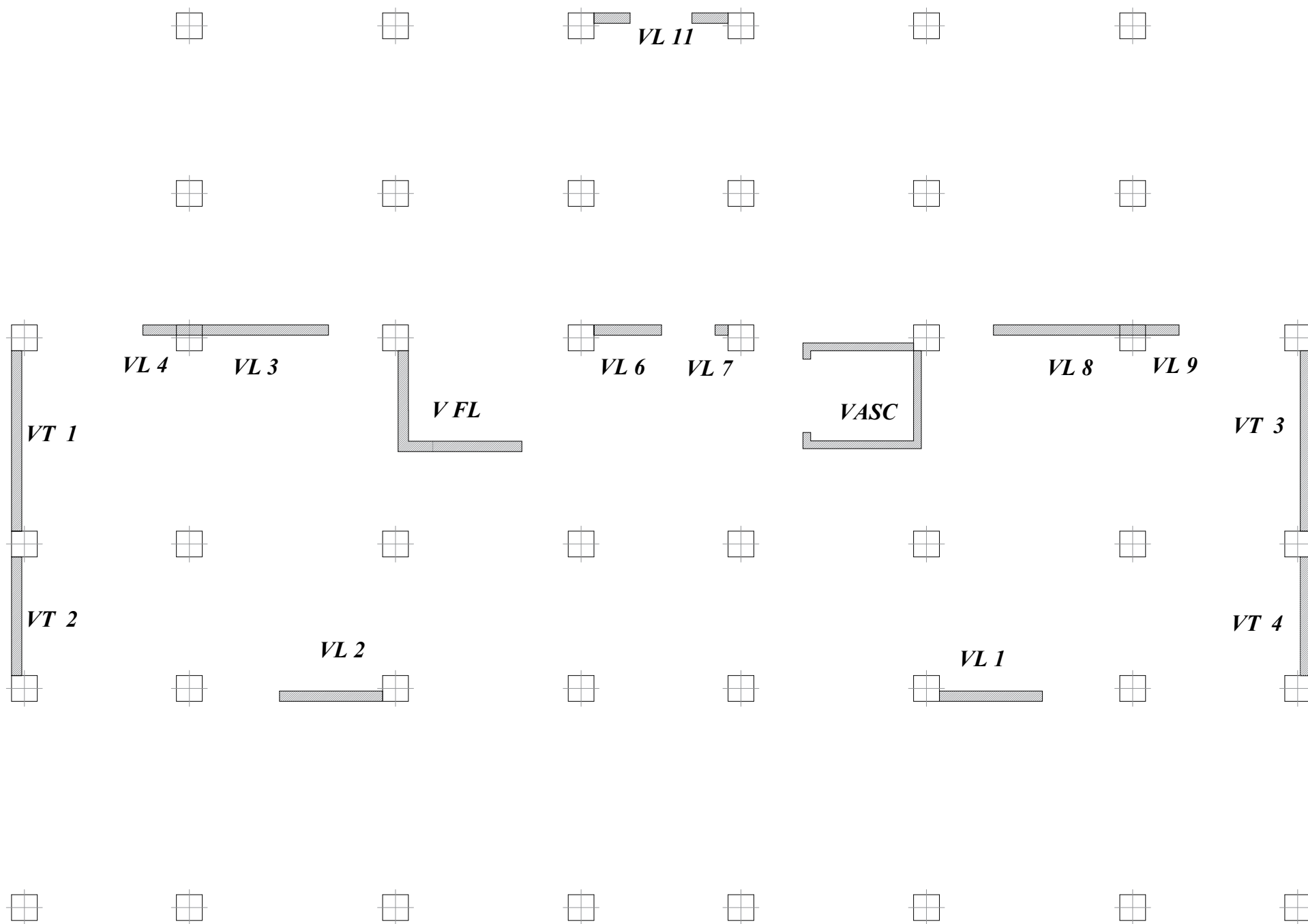


Ferrailage du radier général Sens y-y

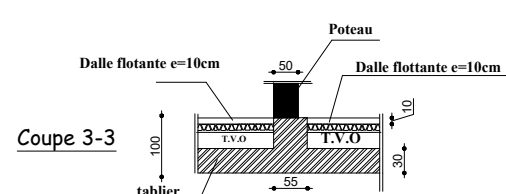
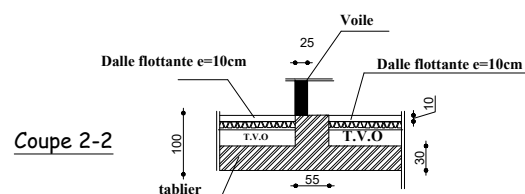
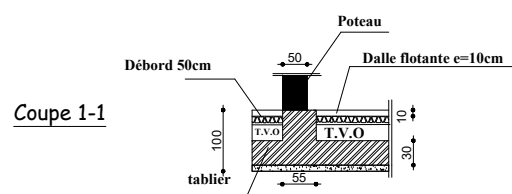
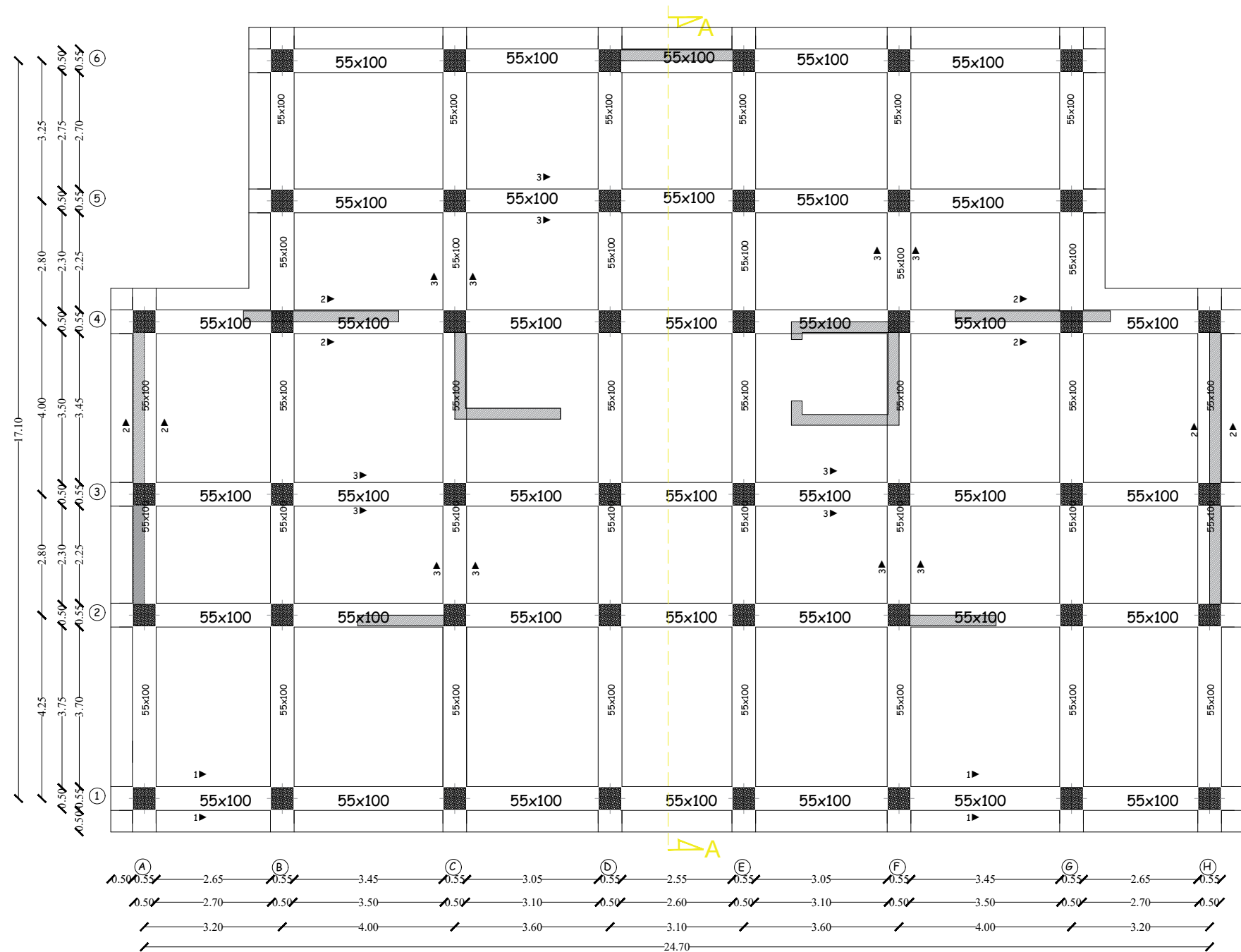
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFLANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	FERRAILLAGE DU RADIER
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
DISPOSITION DES VOILES 1 er et 2eme ETAGE	DATE 2020/2021
	PLANCHE N°



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
DISPOSITION DES VOILES ETAGE COURANT	DATE 2020/2021
	PLANCHE N°

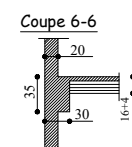
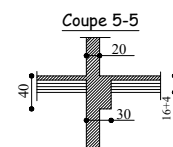
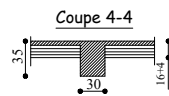
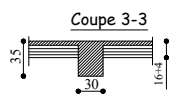
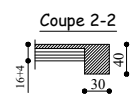
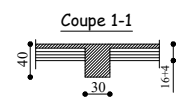
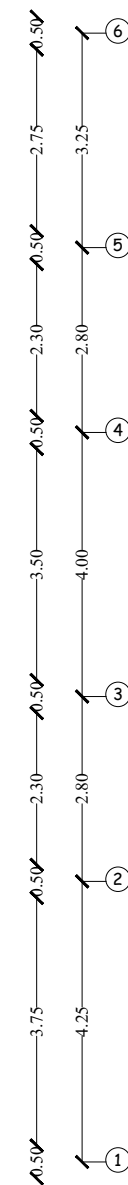
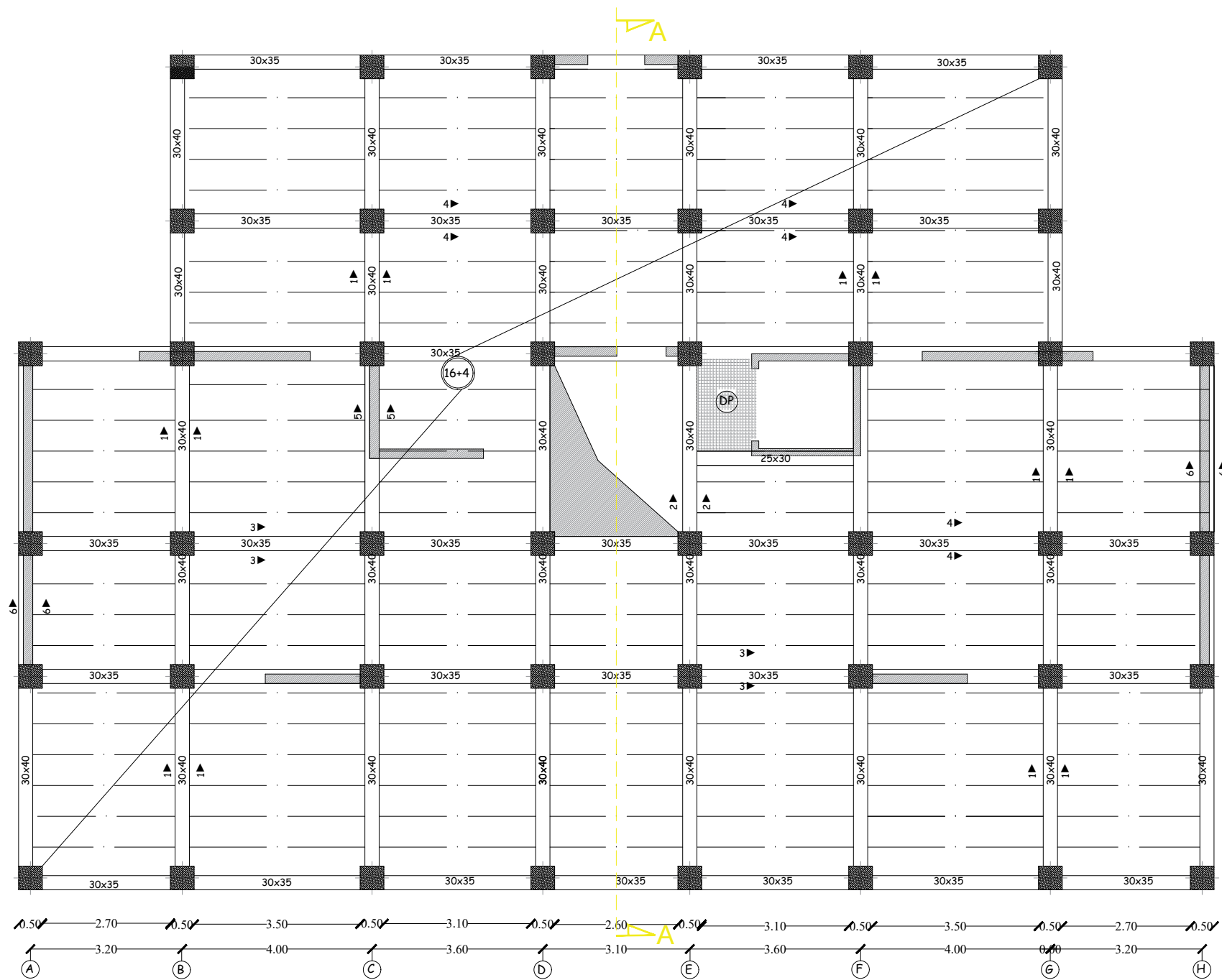


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
DES FONDATIONS
NIVEAU: 00

ECHELLE 1/50
DATE 2020/2021
PLAN N° 01

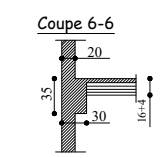
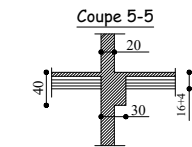
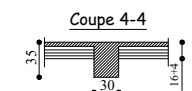
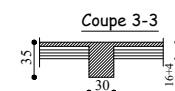
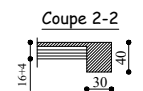
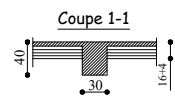
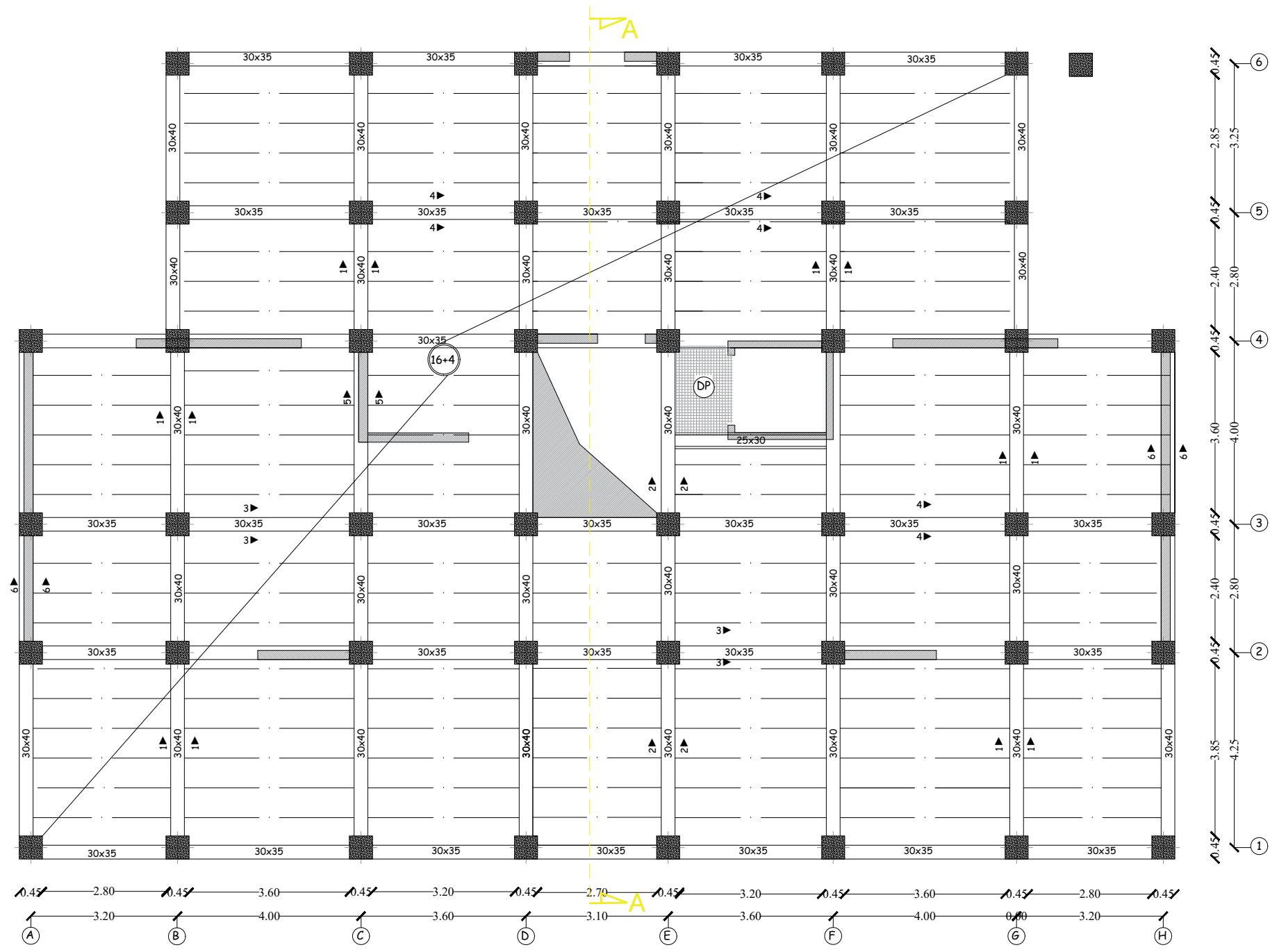


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

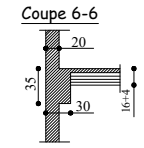
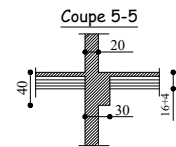
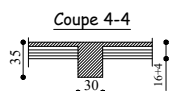
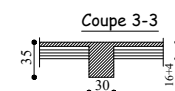
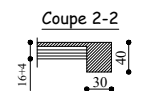
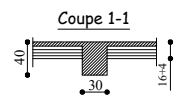
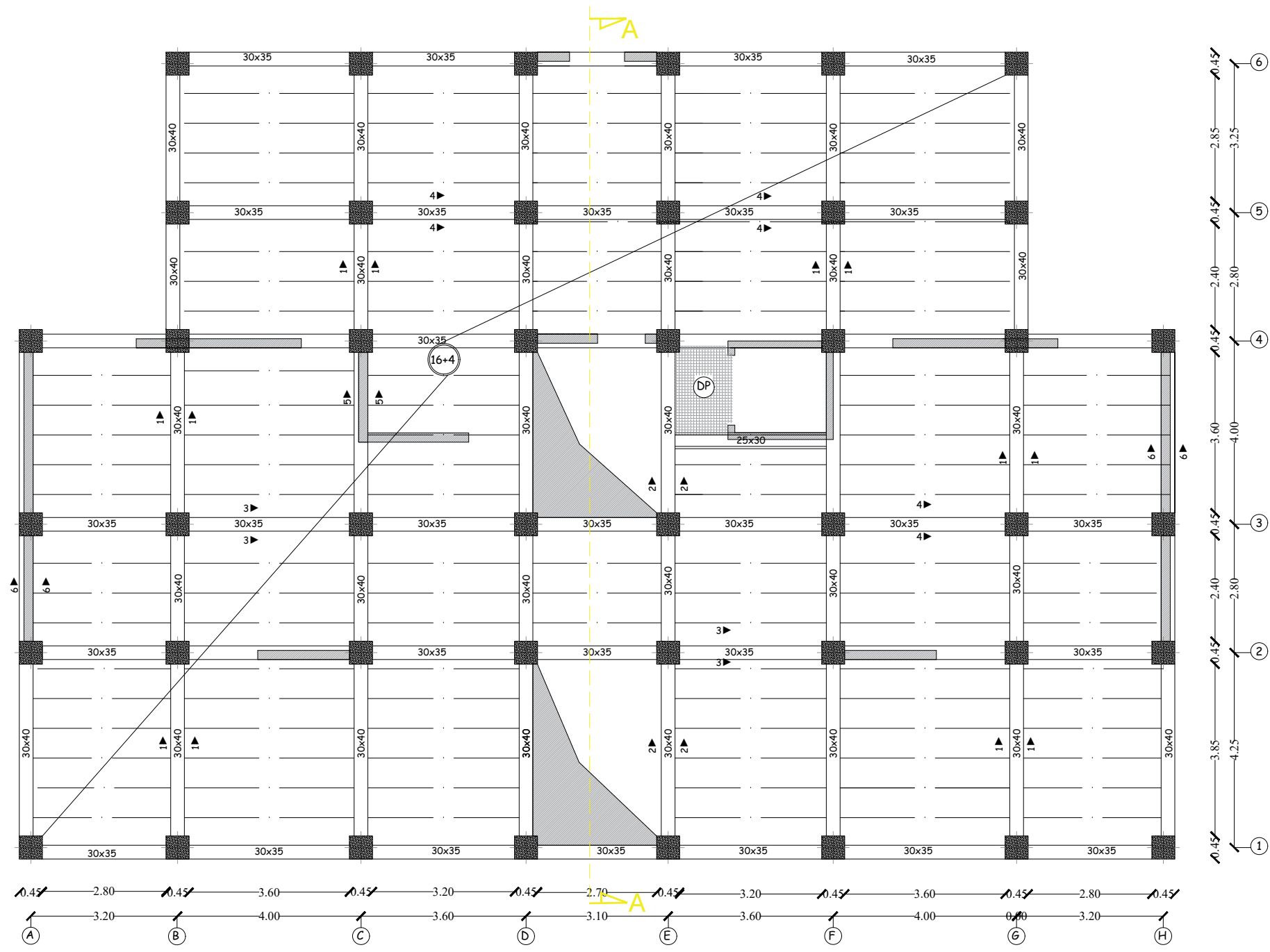
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER RDC
NIVEAU: 4.42

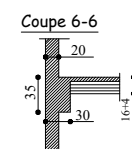
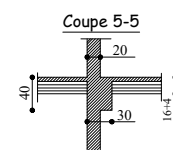
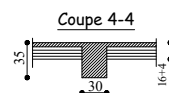
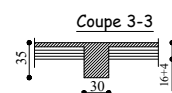
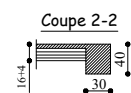
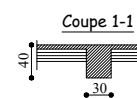
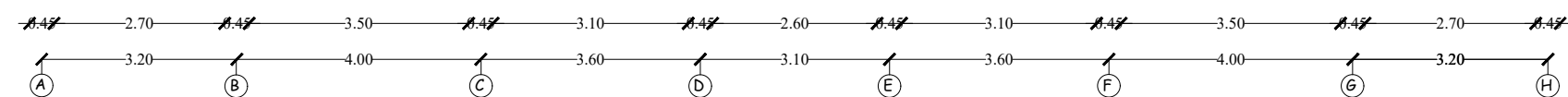
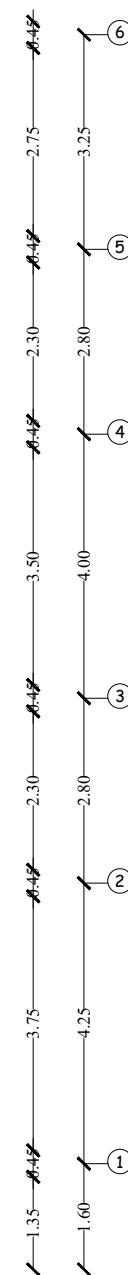
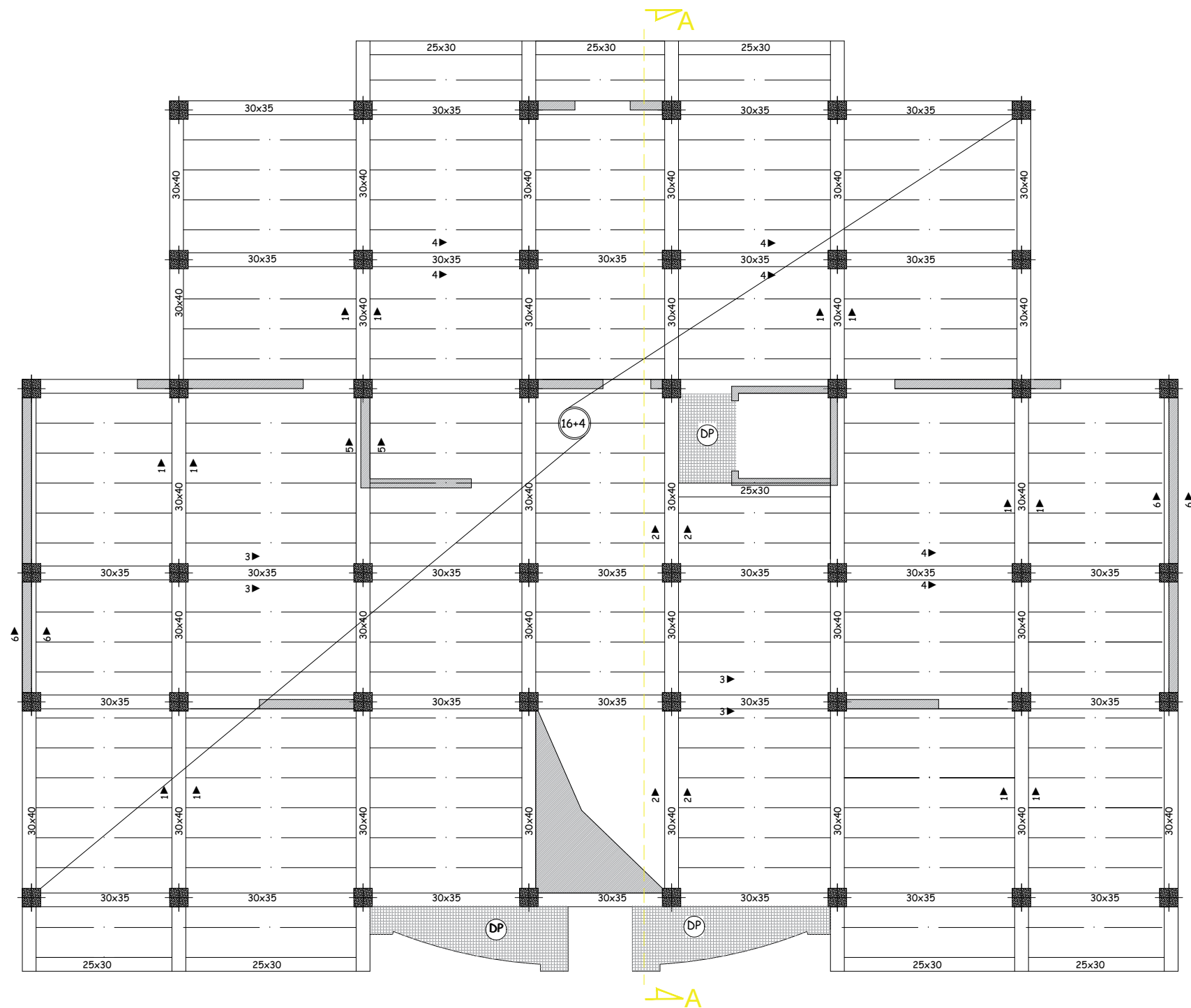
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021
PLAN	N° 02



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE PLANCHER 1ER ETAGE NIVEAU: 7.48	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021 PLAN N° 03



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION: PLAN DE COFFRAGE PLANCHER 2eme ETAGE NIVEAU: 10.54	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021 PLAN N° 04

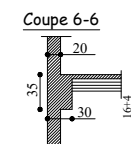
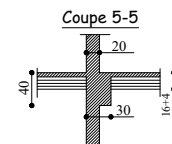
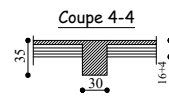
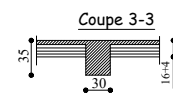
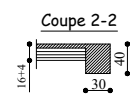
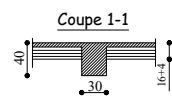
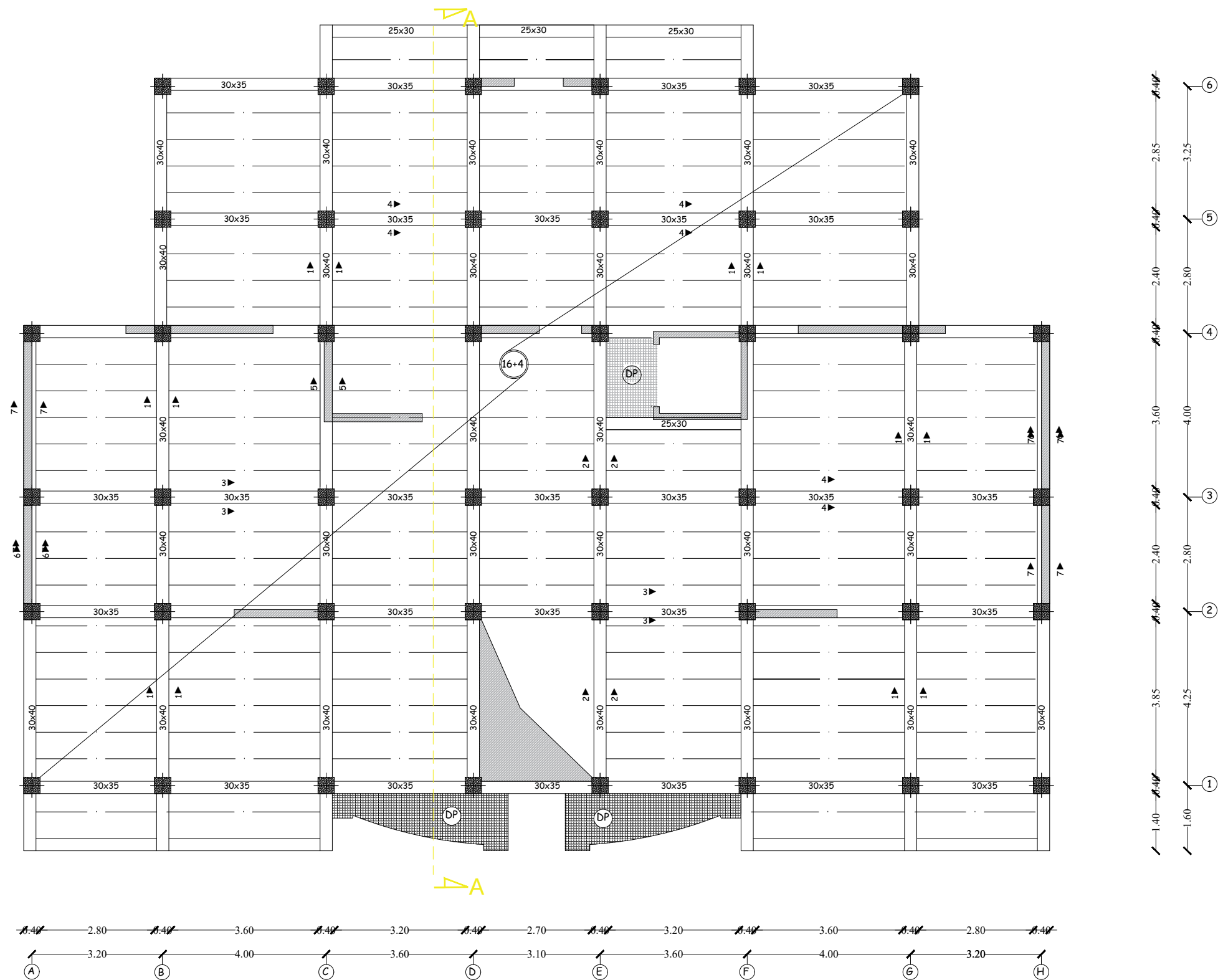


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULoud MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL 2020/2021

Etudié par Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par Mme. LARABI S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 3 eme ETAGE
NIVEAU: 13.6

ECHELLE
DATE
PLAN N° 05



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI, S

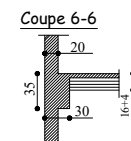
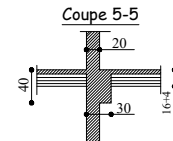
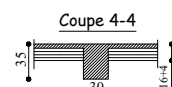
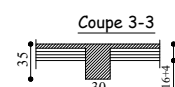
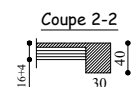
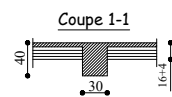
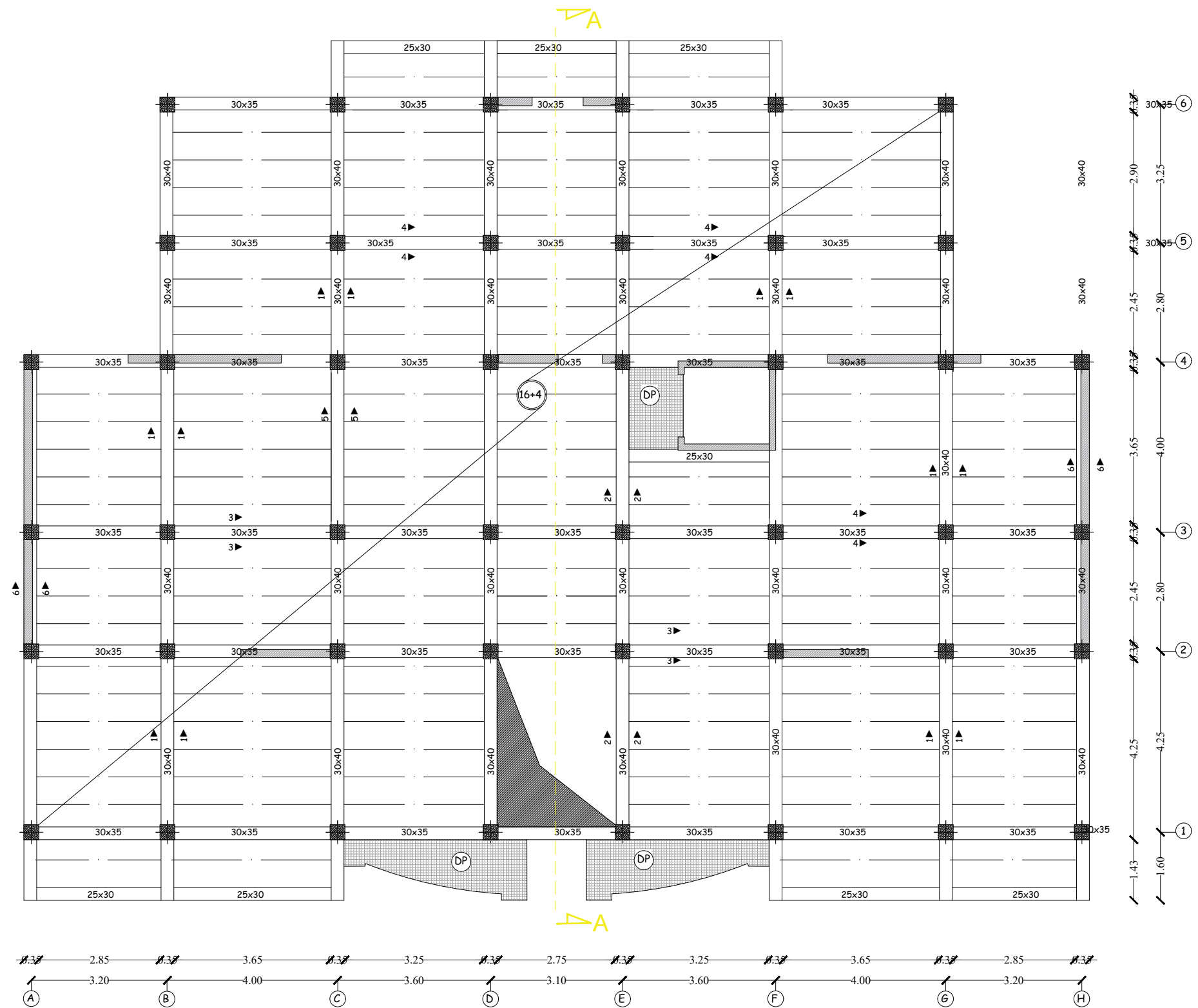
DESIGNATION:

PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 4,5,6eme ETAGE
NIVEAU: 16.66 - 22.78

ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

PLAN N° 06

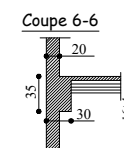
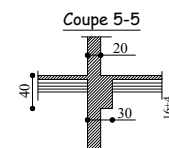
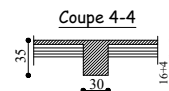
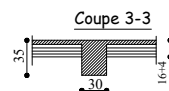
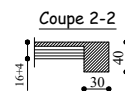
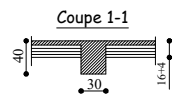
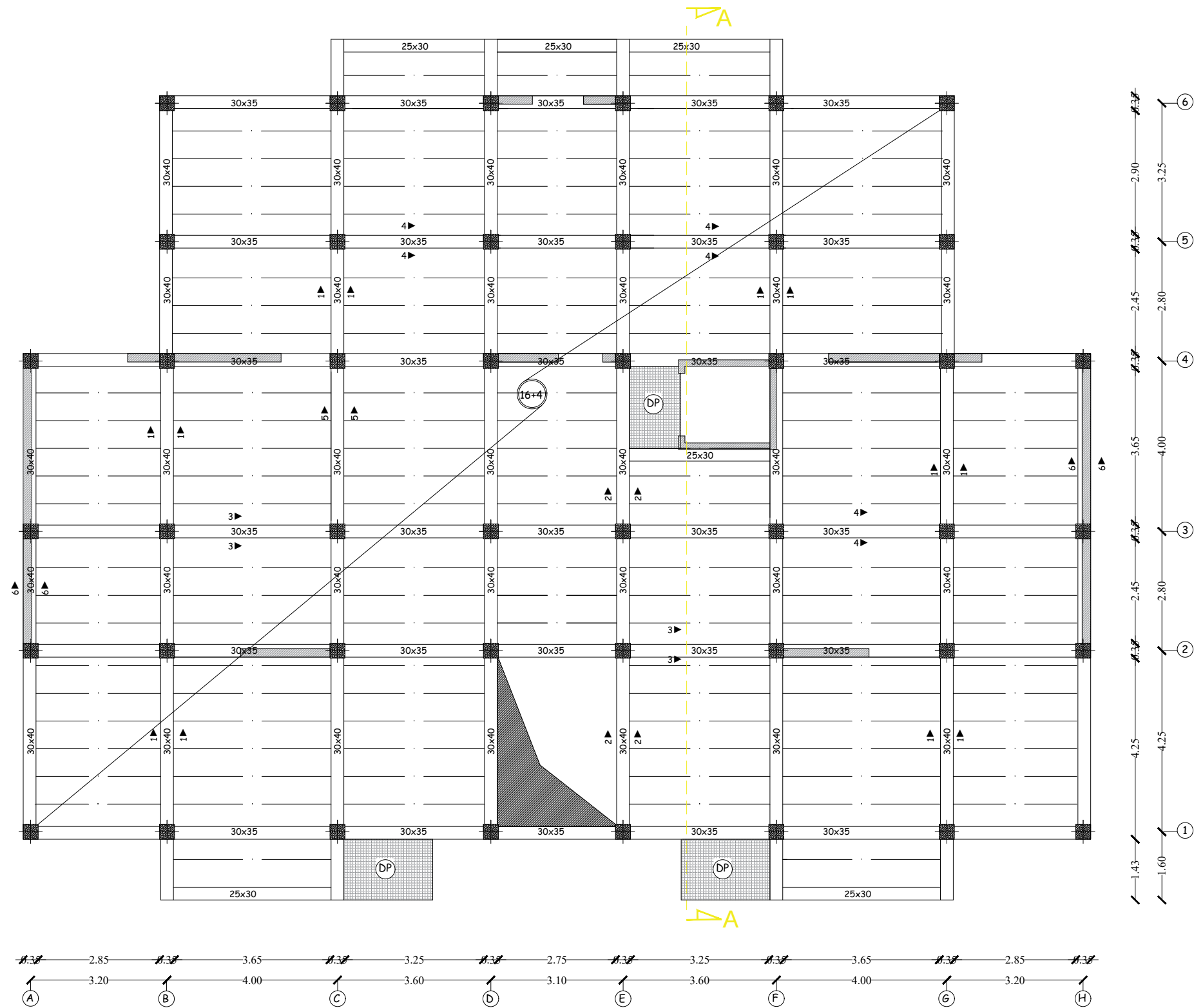


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 7.8 eme ETAGE
NIVEAU: 25.84 - 28.9

ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021
PLAN	N° 07

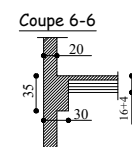
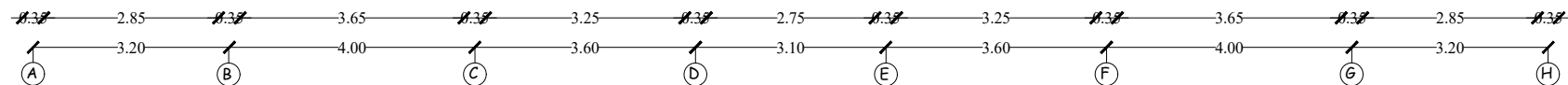


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

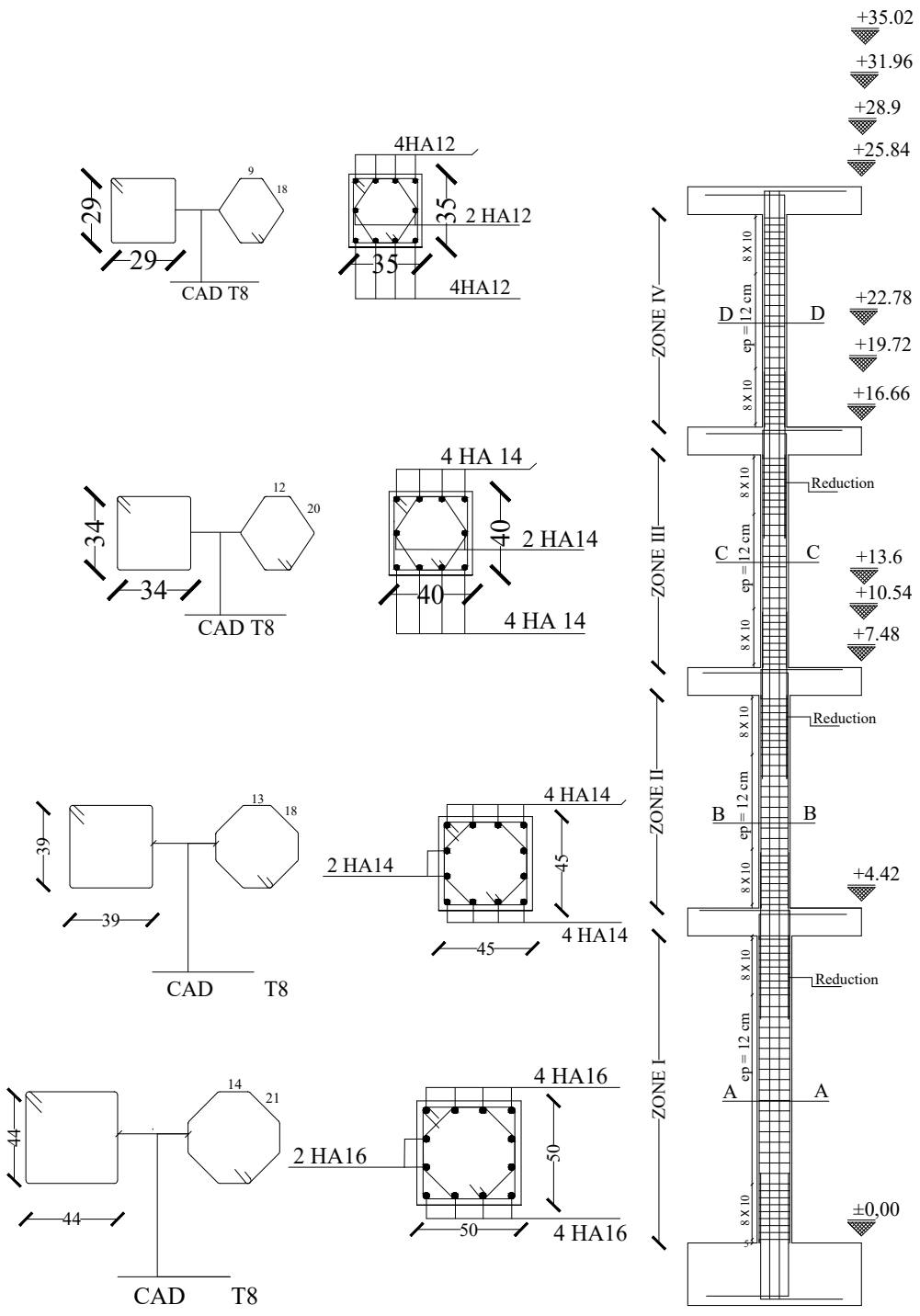
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S

DESIGNATION:
PLAN DE COFFRAGE
PLANCHER 9^{eme} ETAGE
NIVEAU: 31.96

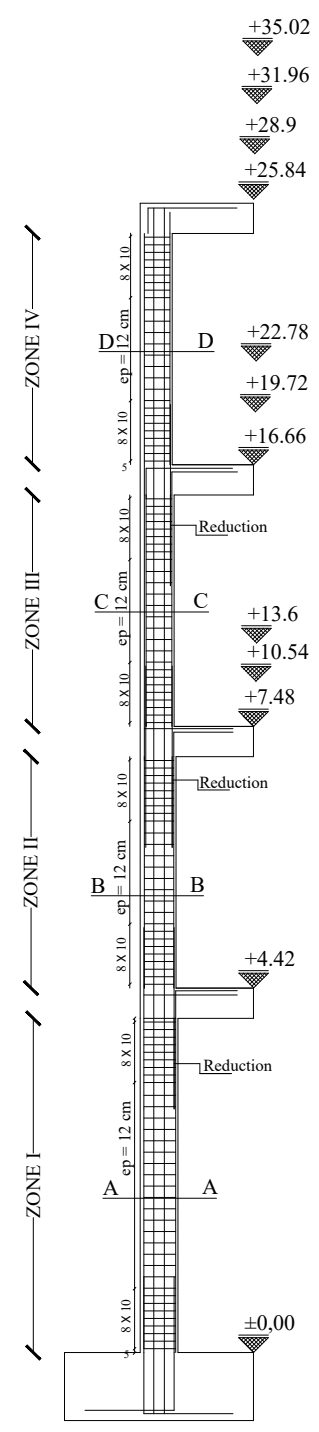
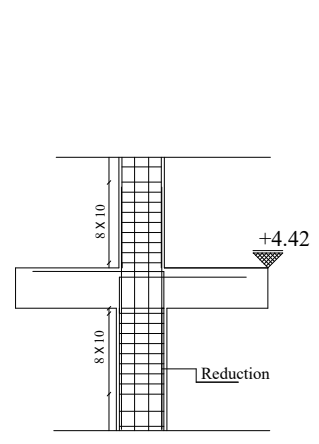
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021
PLAN	N° 08



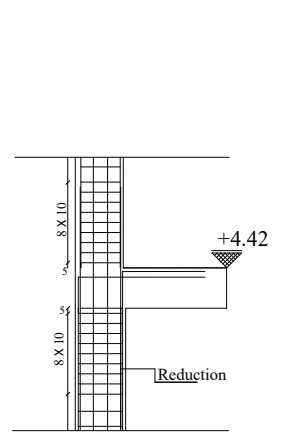
<u>DESIGNATION:</u> PLAN DE COFFRAGE PLANCHER TERRASSE NIVEAU: 35.02	<u>ECHELLE</u> 1/50
	<u>DATE</u> 2020/2021
	<u>PLAN</u> N° 09



POTEAUX CENTRAUX



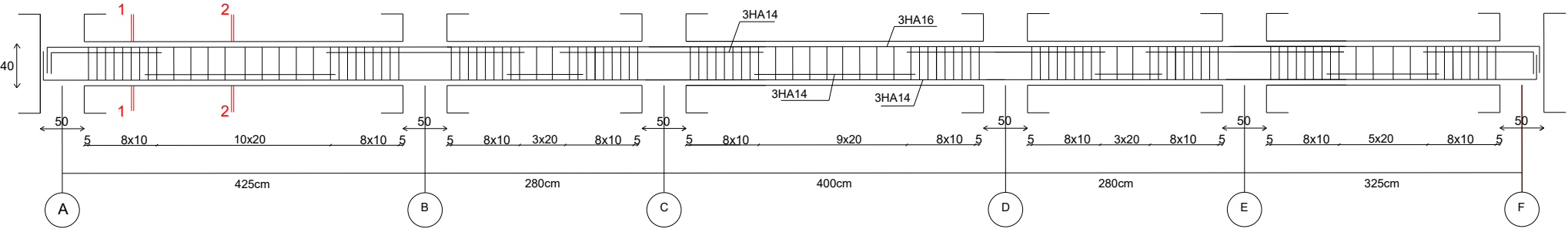
POTEAUX DE RIVE



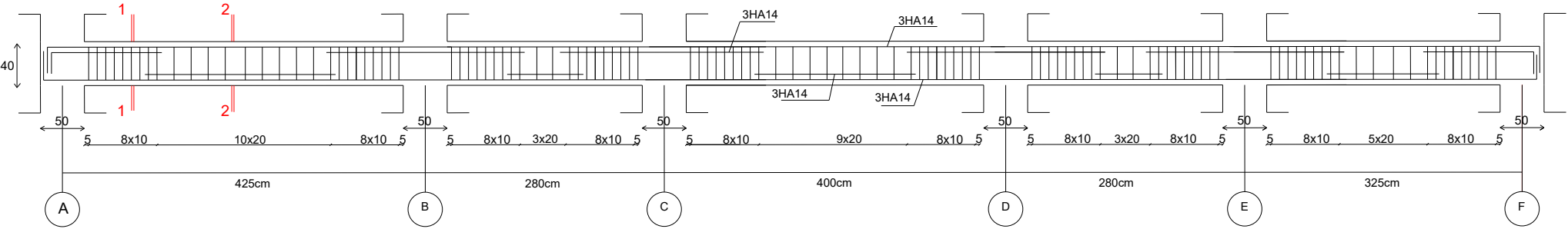
- Note:
- Zone I : RDC ,
 - Zone II : 1er, 2ème et 3ème étage
 - Zone III: 4ème, 5ème, et 6ème étage
 - Zone IV: 7ème 10ème étage
 - La longueur de recouvrement :50

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	PLAN DE FERRAILLAGE DES POTEAUX
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021

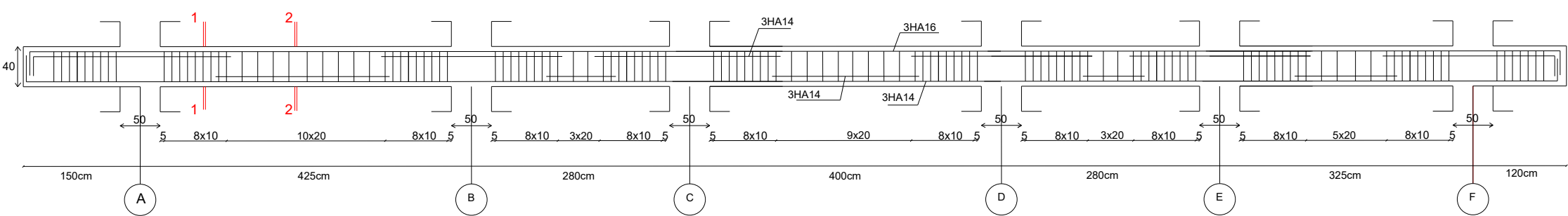
Poutres principales liée aux voiles (30x40) :



Poutres principales libres (30x40) :

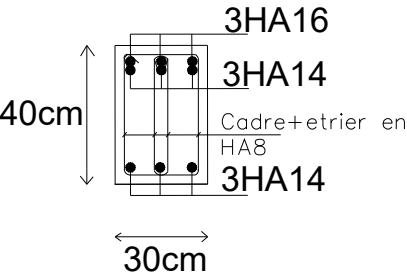


Poutres principales (30x40) :



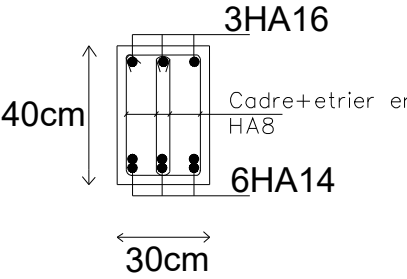
Aux appuis

Coupe 1-1



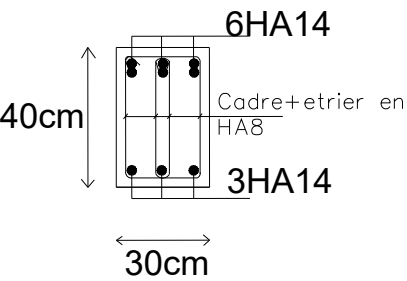
En travée

Coupe 2-2



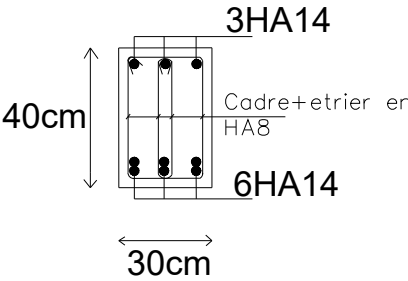
Aux appuis

Coupe 1-1



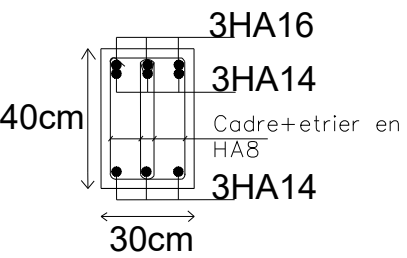
En travée

Coupe 2-2



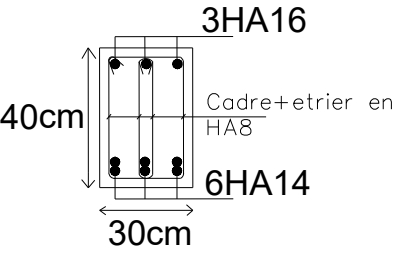
Aux appuis

Coupe 1-1



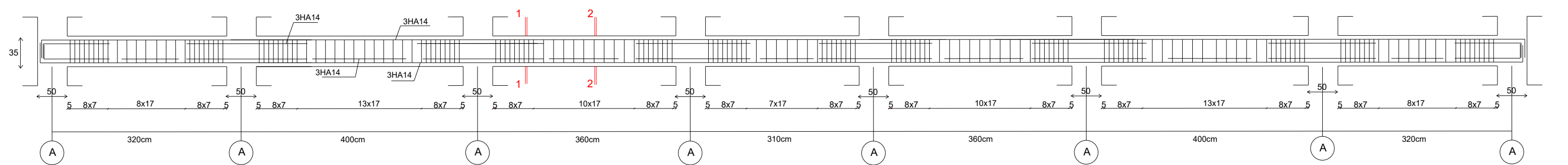
En travée

Coupe 2-2



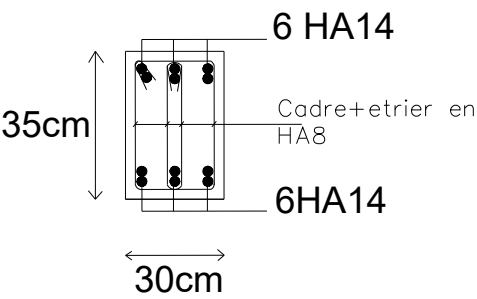
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABLS
DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	DATE 2020/2021
	PLAN N° 09

Poutres secondaires liée aux voiles (30x35) :



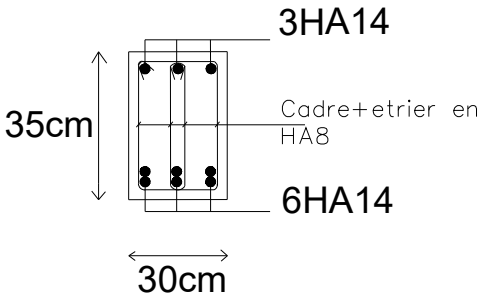
Aux appuis

Coupe 1-1

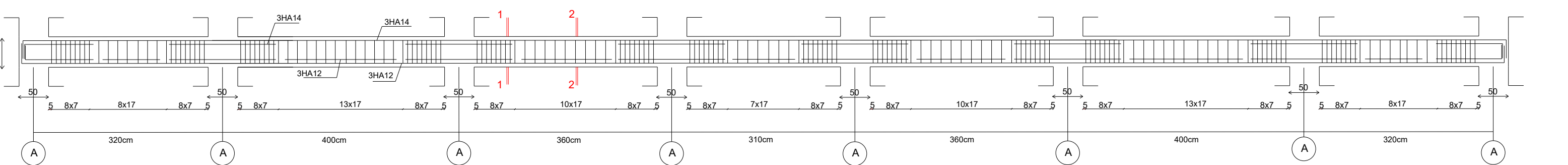


En travée

Coupe 2-2

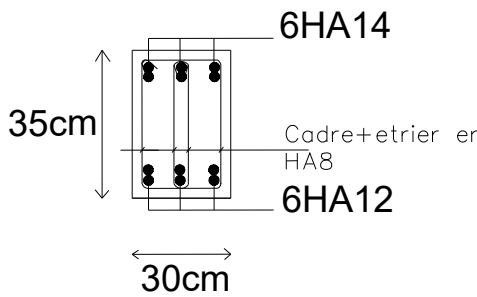


Poutres secondaires libres (30x35) :



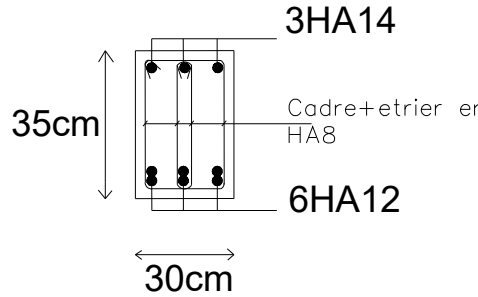
Aux appuis

Coupe 1-1



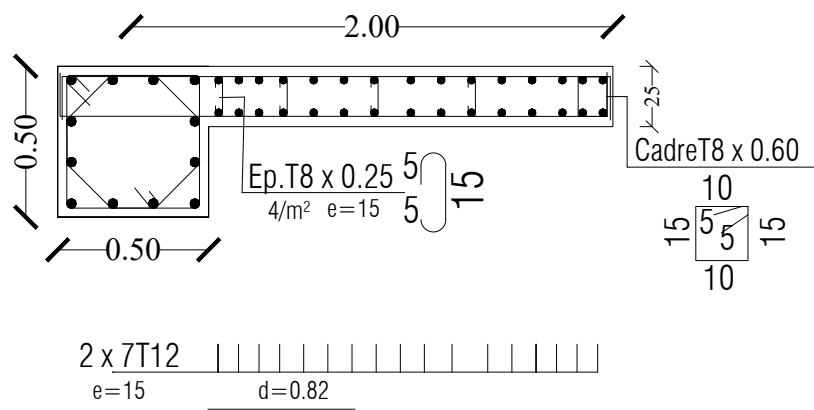
En travée

Coupe 2-2

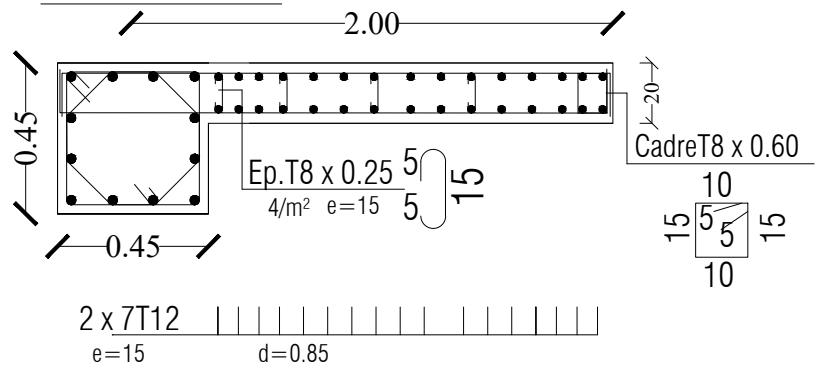


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFLANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABLS
DESIGNATION: PLAN DE FERRAILLAGE DES POUTRES	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021 PLAN N° 09

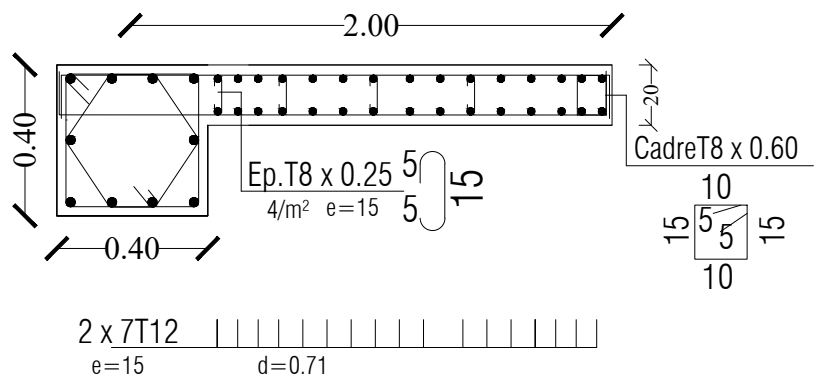
Zone -I-



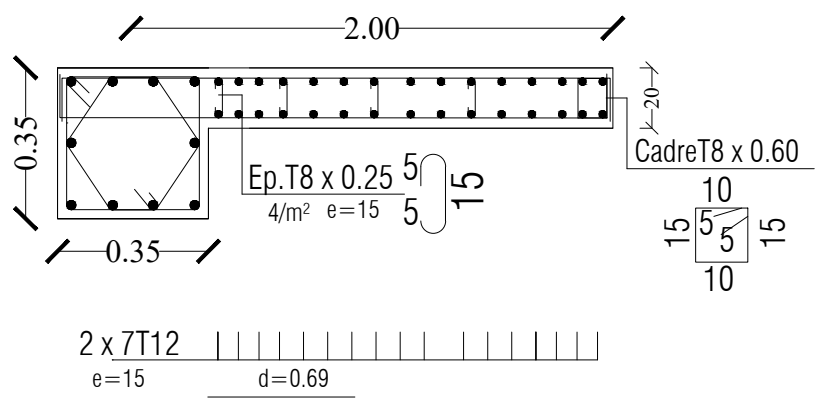
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

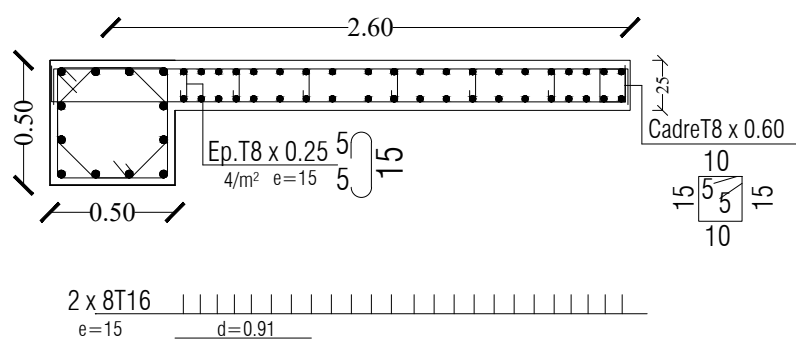
DESIGNATION:

FERAILLAGE DES VOILES
VL1 = VL2

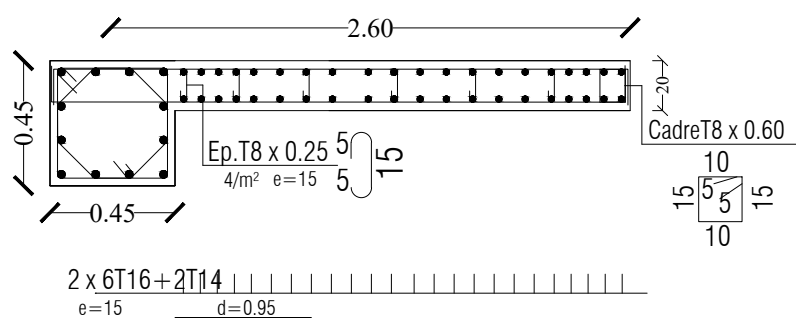
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

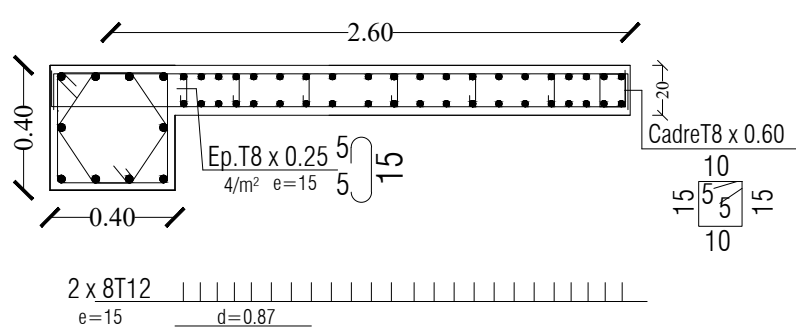
Zone -I-



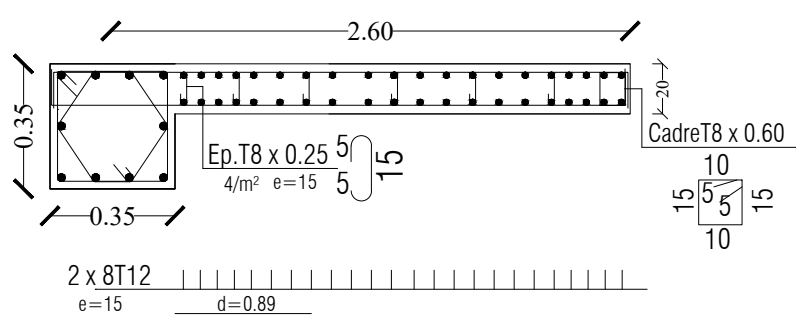
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

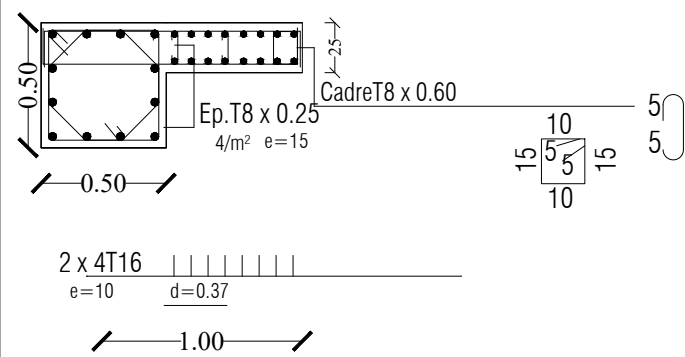
FERAILLAGE DES VOILES

VL3 = VL8

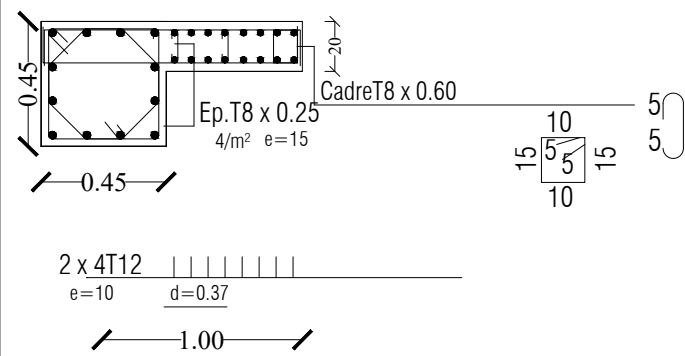
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

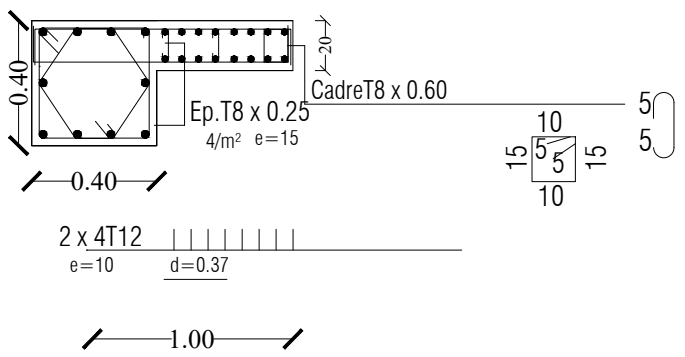
Zone -I-



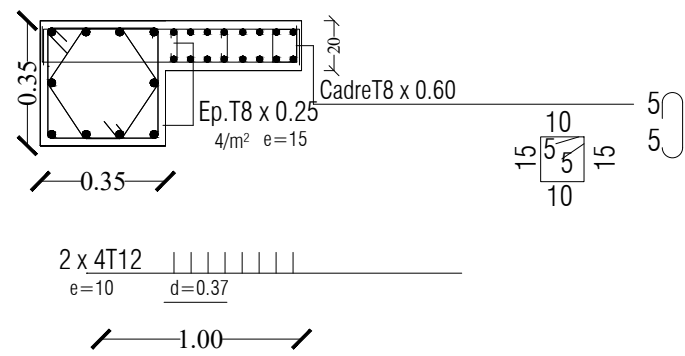
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

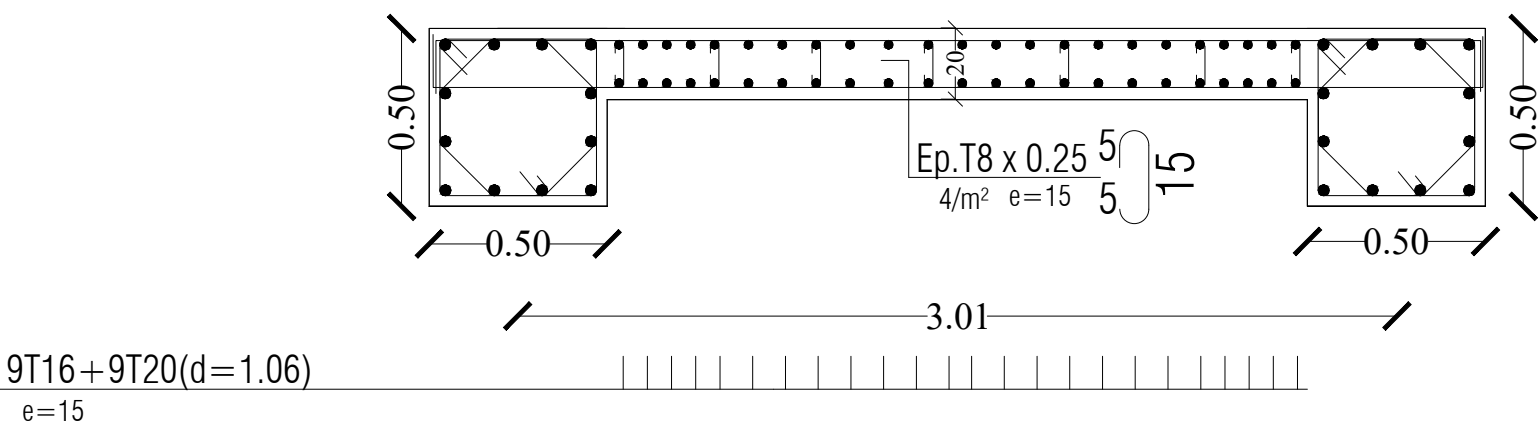
FERAILLAGE DES VOILES

VL4 = VL9

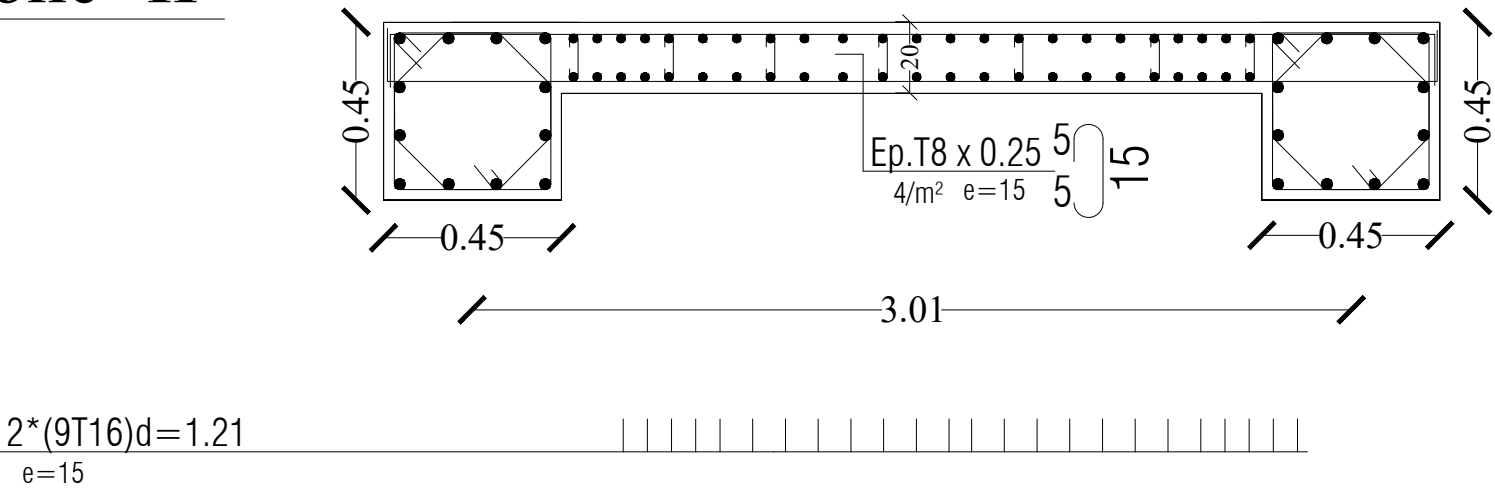
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

Zone -I-



Zone -II-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

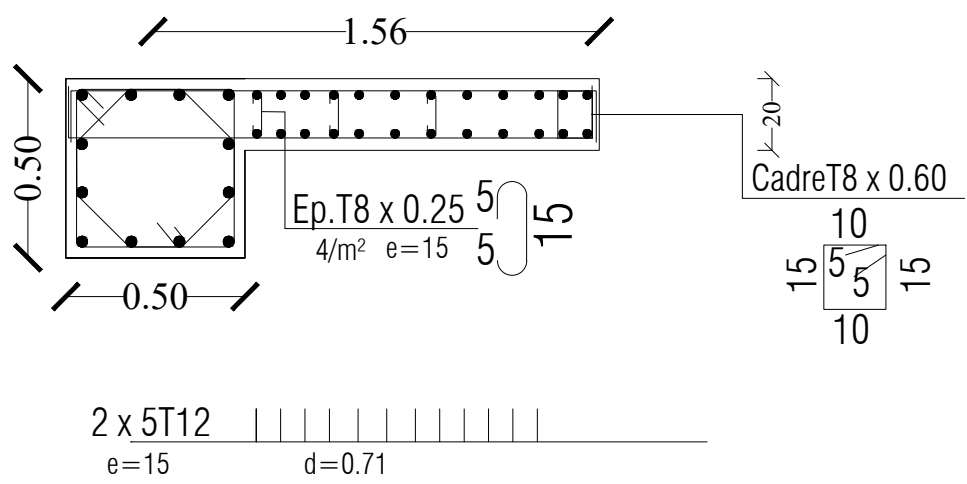
FERAILLAGE DES VOILES

VL5 = VL10

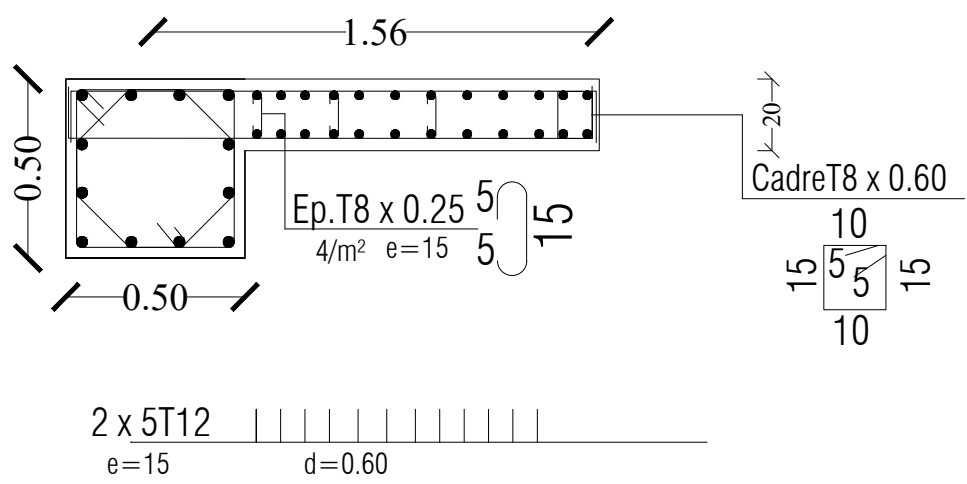
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

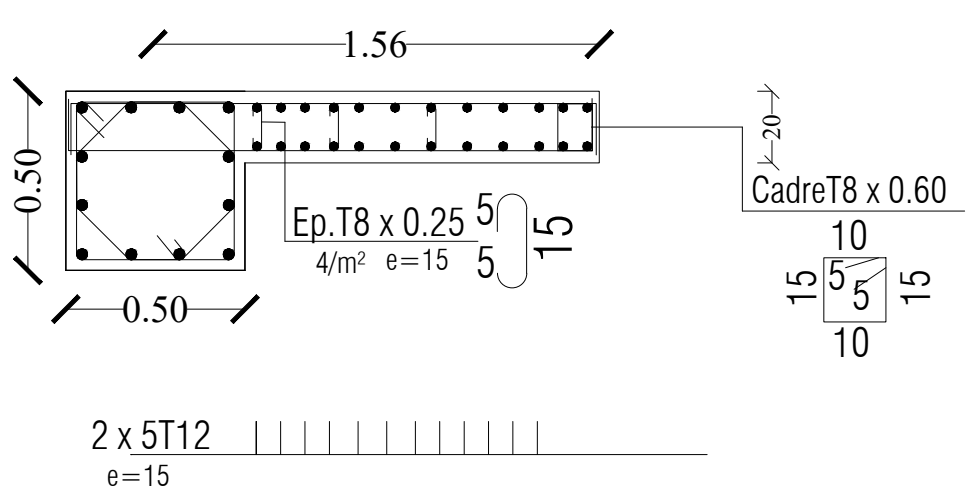
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

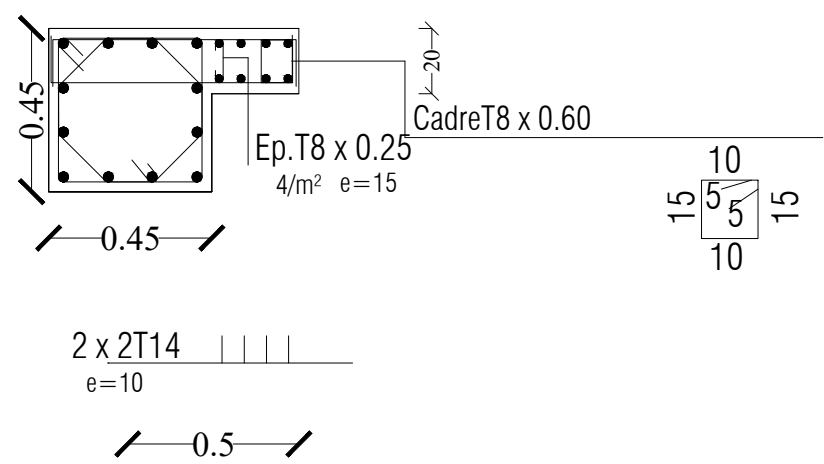
FERAILLAGE DE VOILE

VL6

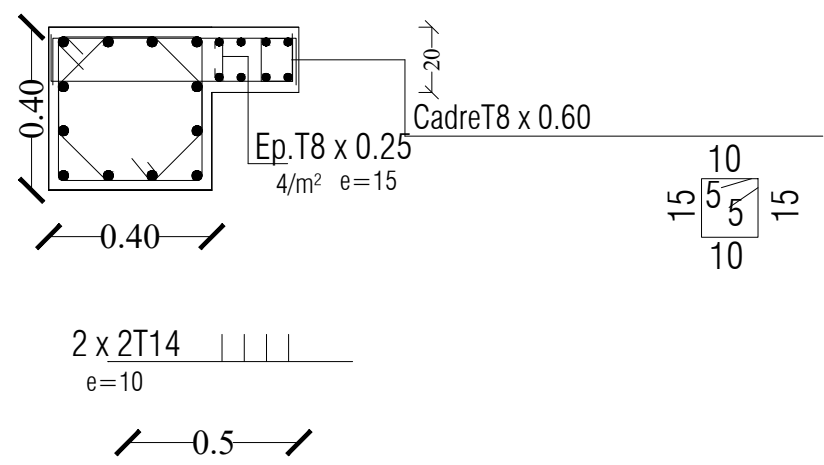
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

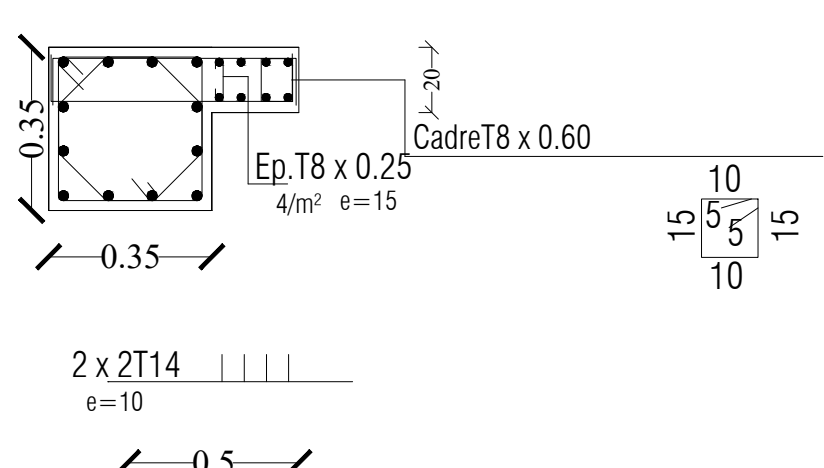
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

DESIGNATION:

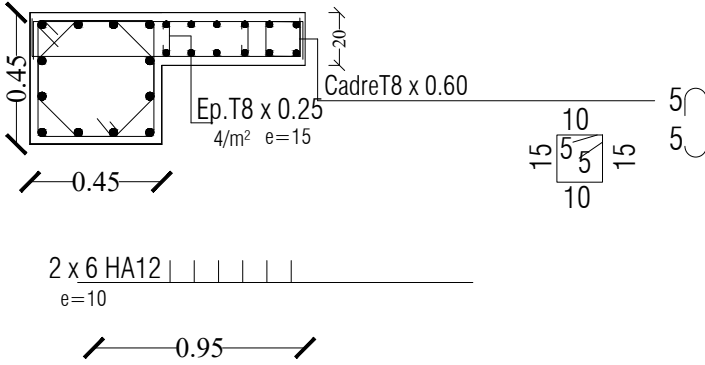
FERAILLAGE DE VOILE

VL7

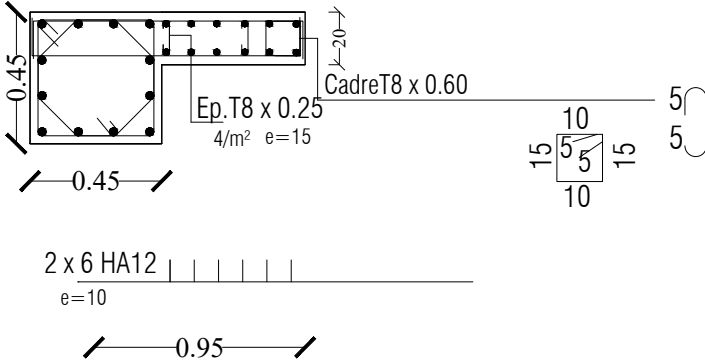
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

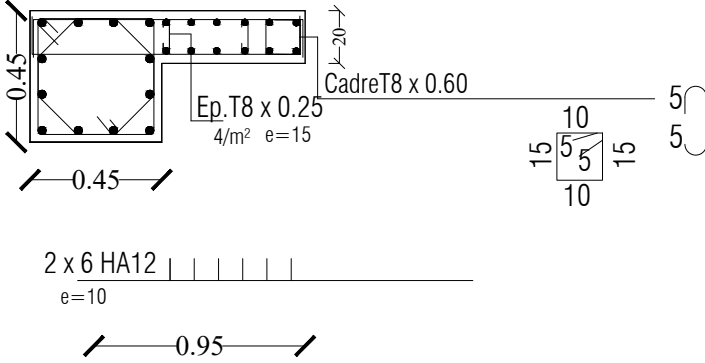
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme LARABI 9

DESIGNATION

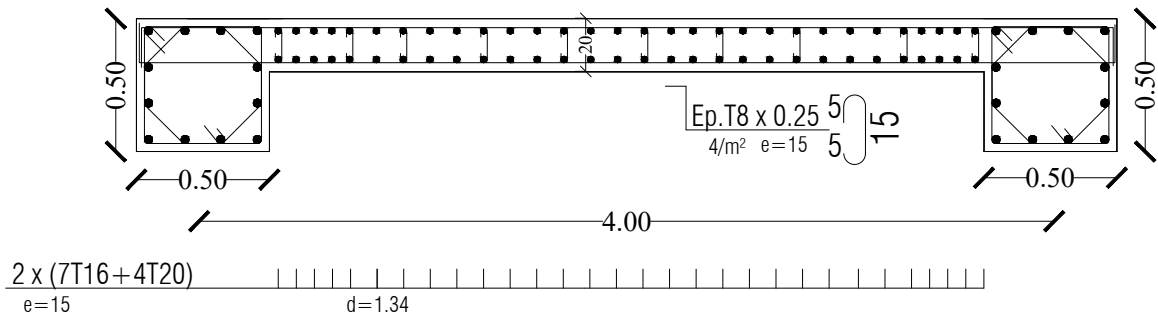
FERAILLAGE DE VOILE

VI 1

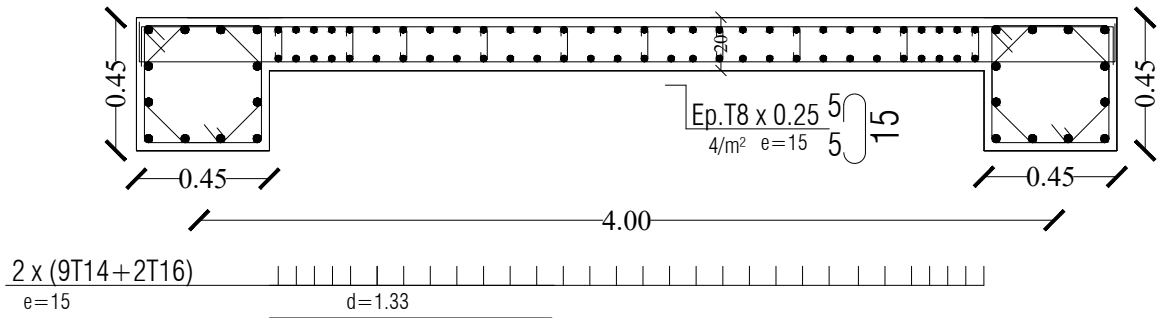
ECHELLE 1/50

DATE 2020/2021

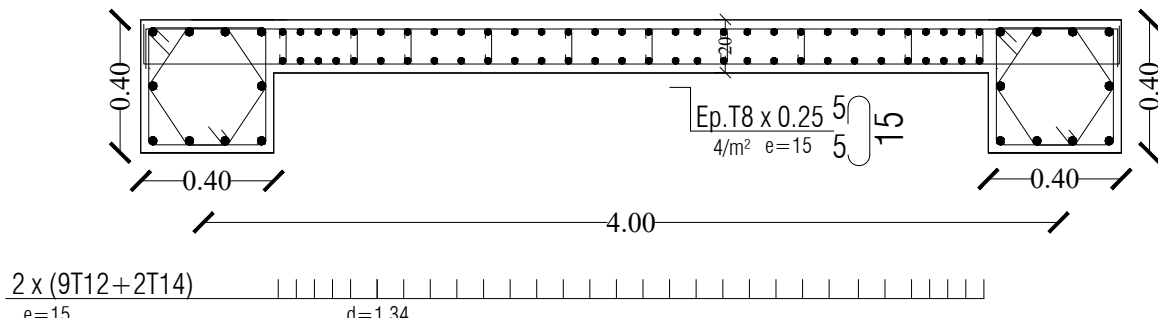
Zone -I-



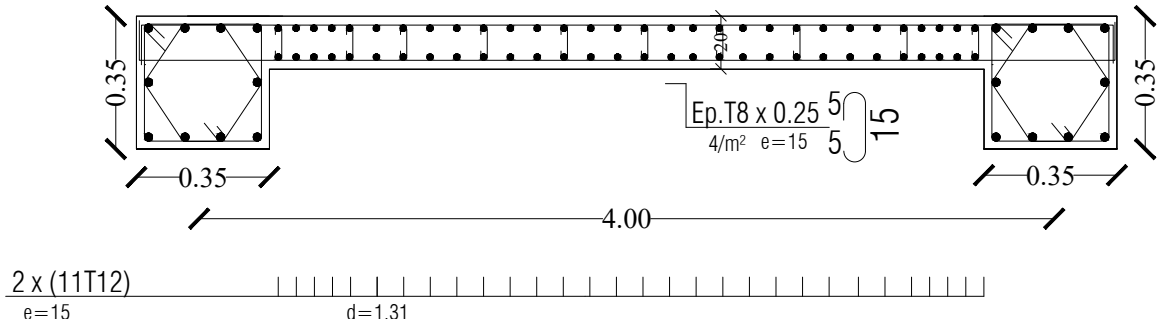
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-

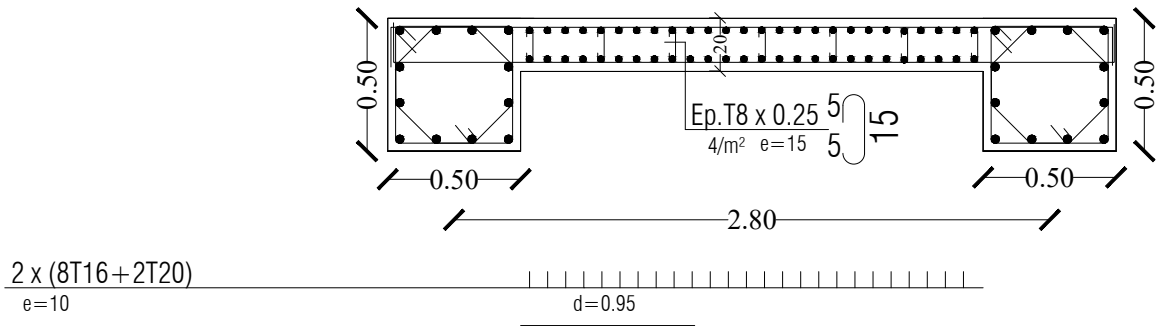


REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

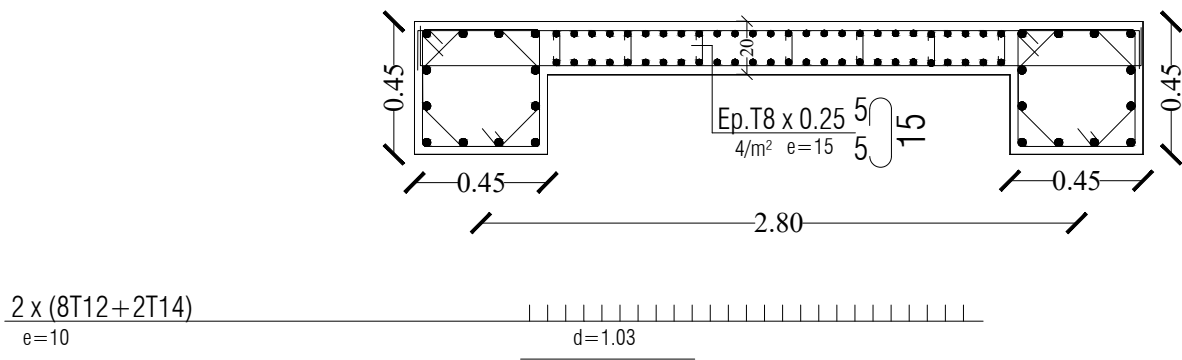
Etudié par	Mr. LARBI SOFLANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI .S

DESIGNATION:	ECHELLE 1/50
FERAILLAGE DES VOILES VT1 = VT3	DATE 2020/2021

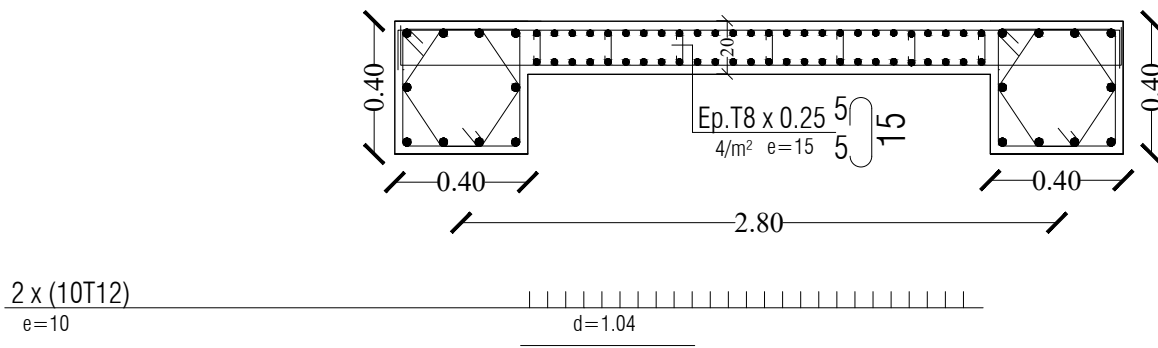
Zone -I-



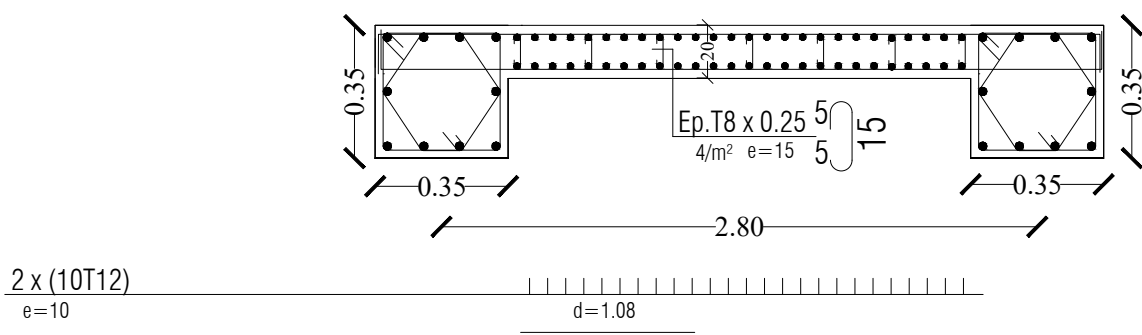
Zone -II-



Zone -III-



Zone -IV-



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTMENT DE GENIE CIVIL

Etudié par

Mr. LARBI SOFIANE
Mr. IMINE MEHDI
Mr. KROUBI MASSINISSA

Dirigé par

Mme. LARABI .S

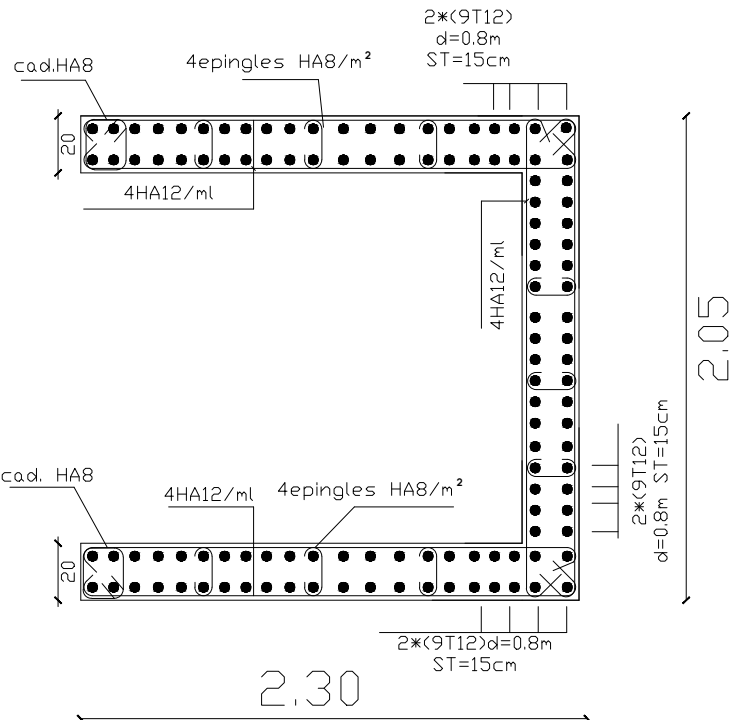
DESIGNATION:

FERAILLAGE DES VOILES

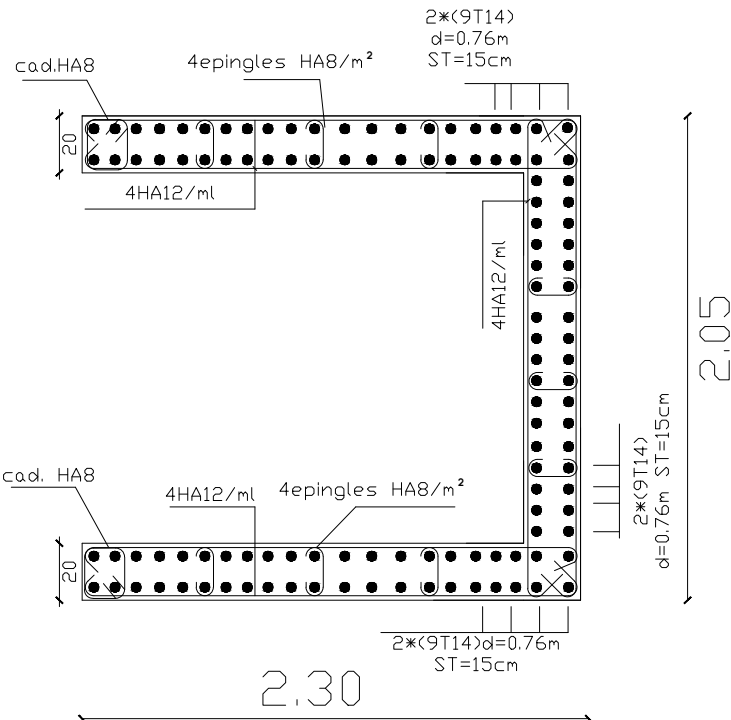
VT2 = VT4

ECHELLE 1/50

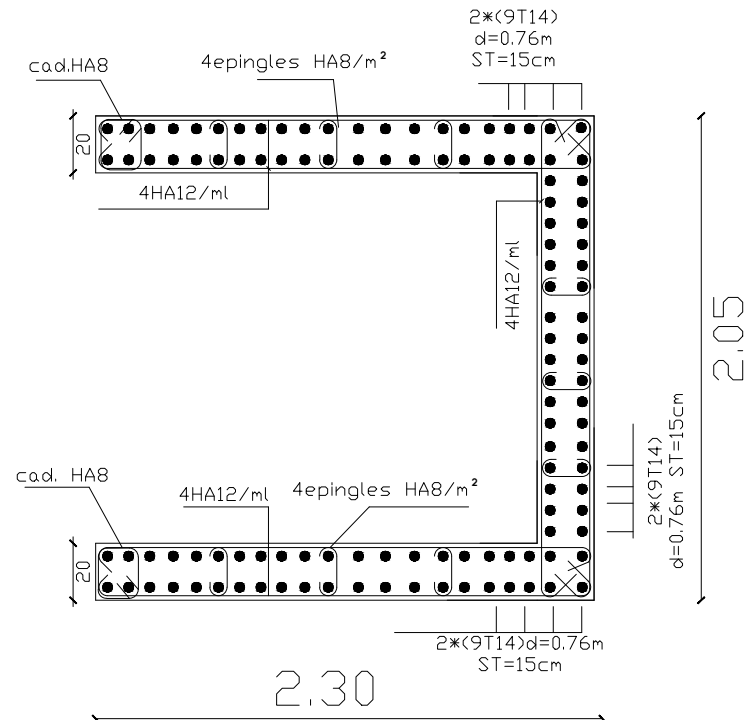
DATE 2020/2021



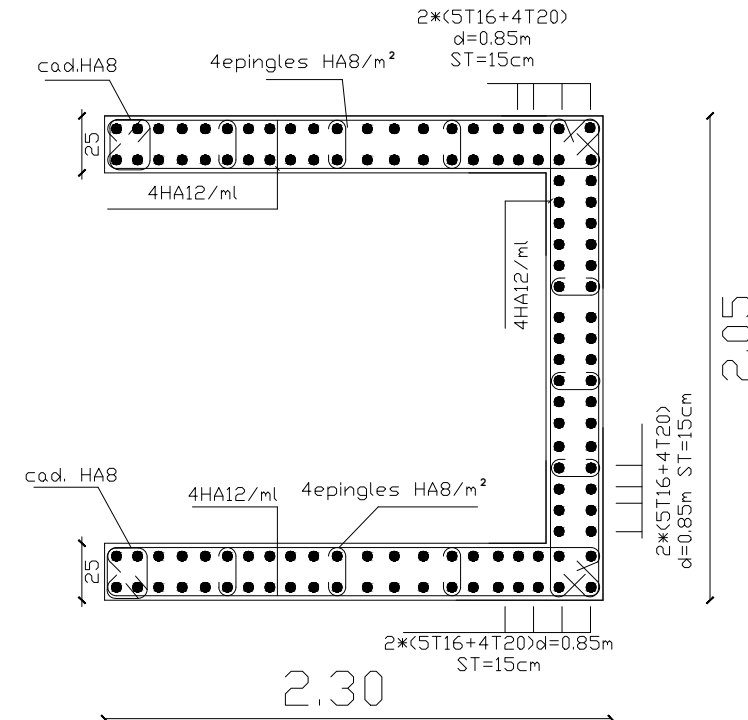
ZONE IV



ZONE III

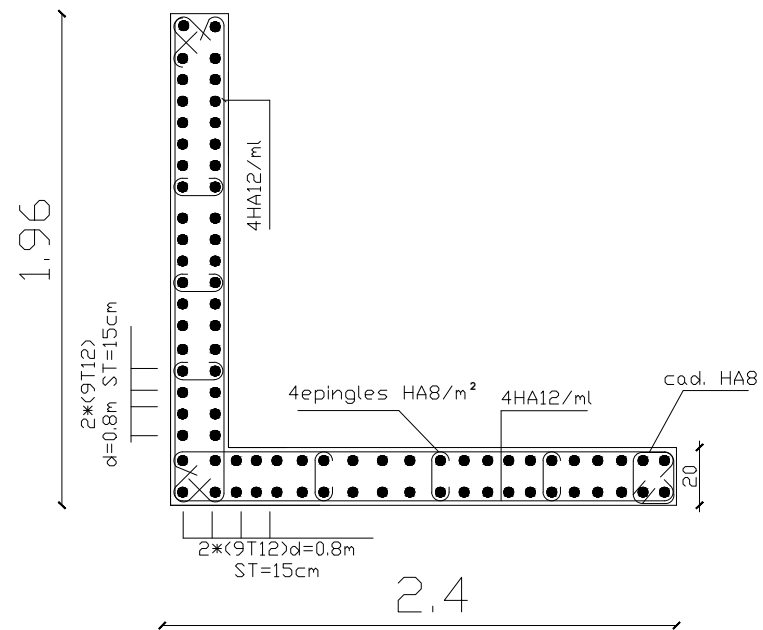


ZONE II

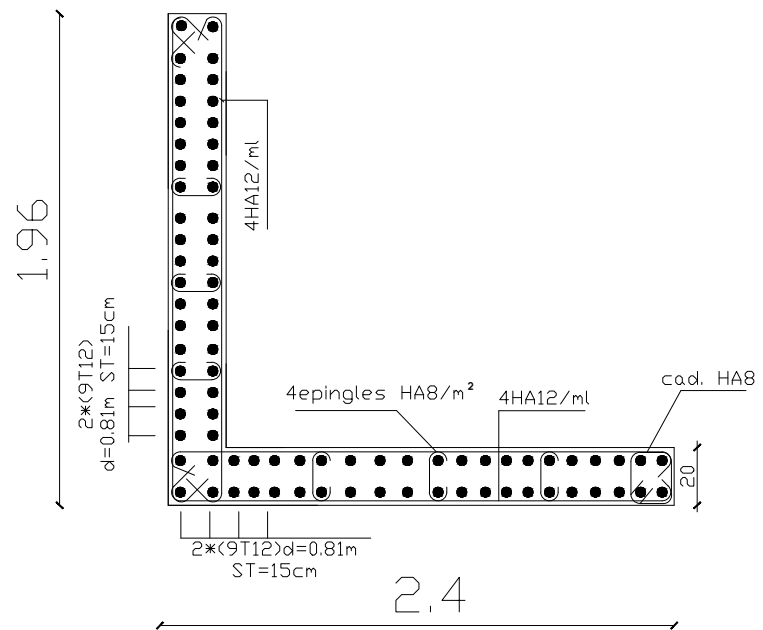


ZONE I

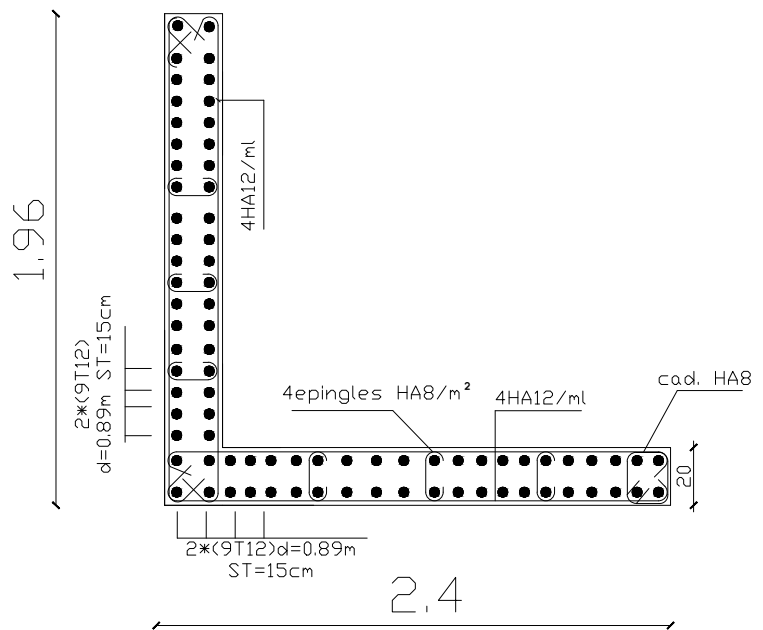
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI .S
DESIGNATION: FERAILLAGE DE VOILE VASC	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021



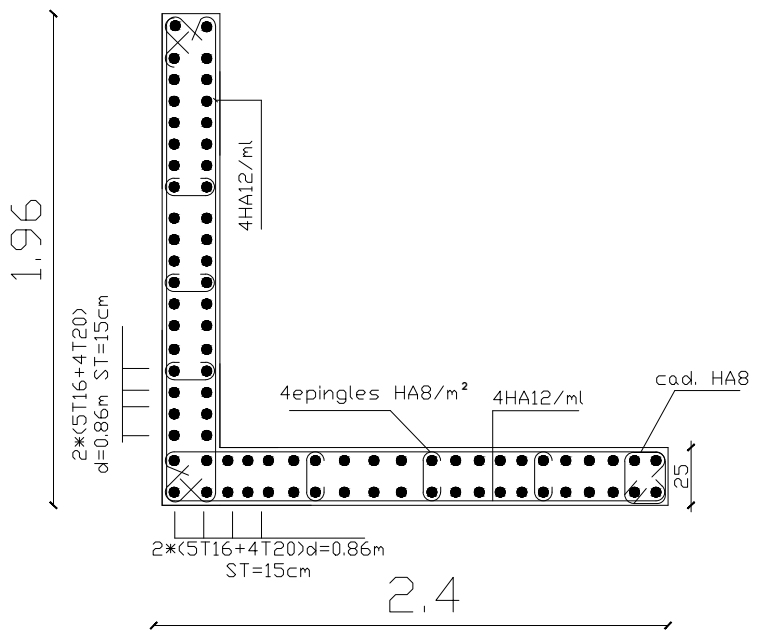
ZONE IV



ZONE III



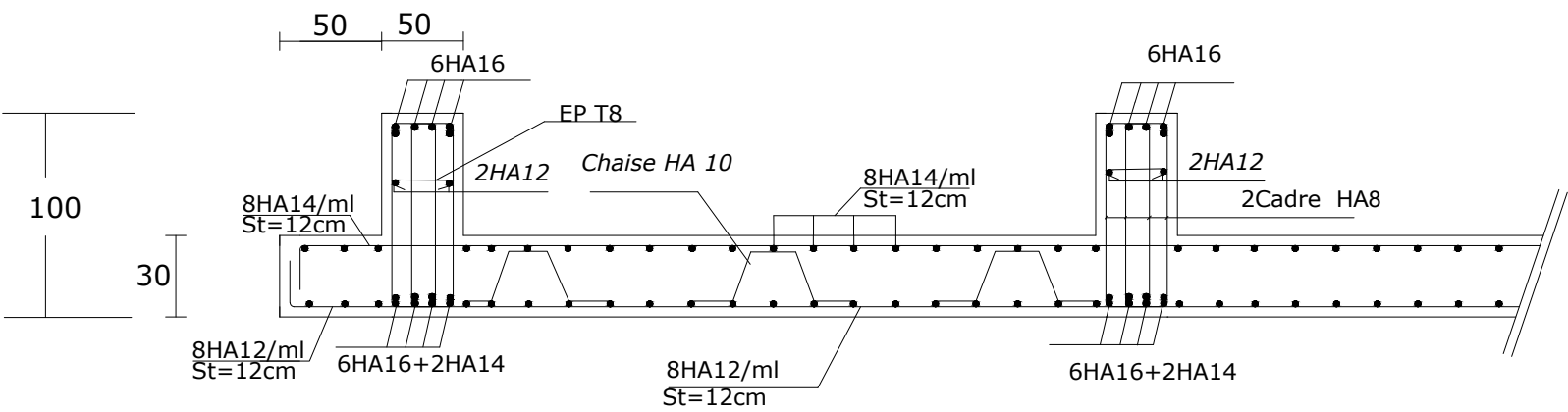
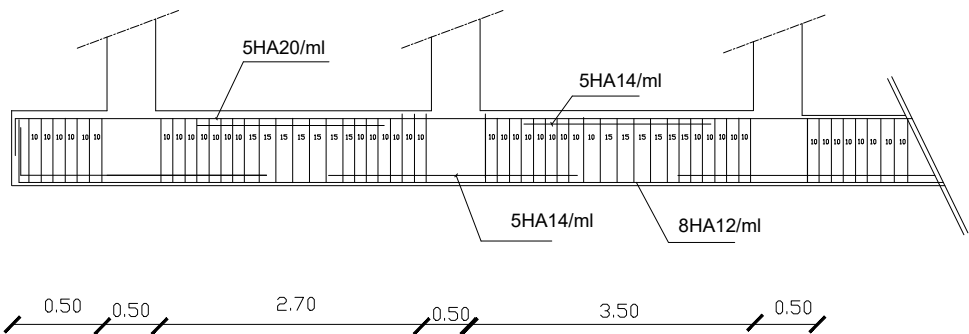
ZONE II



ZONE I

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFLANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI .S
DESIGNATION: FERAILLAGE DE VOILE VFL	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021

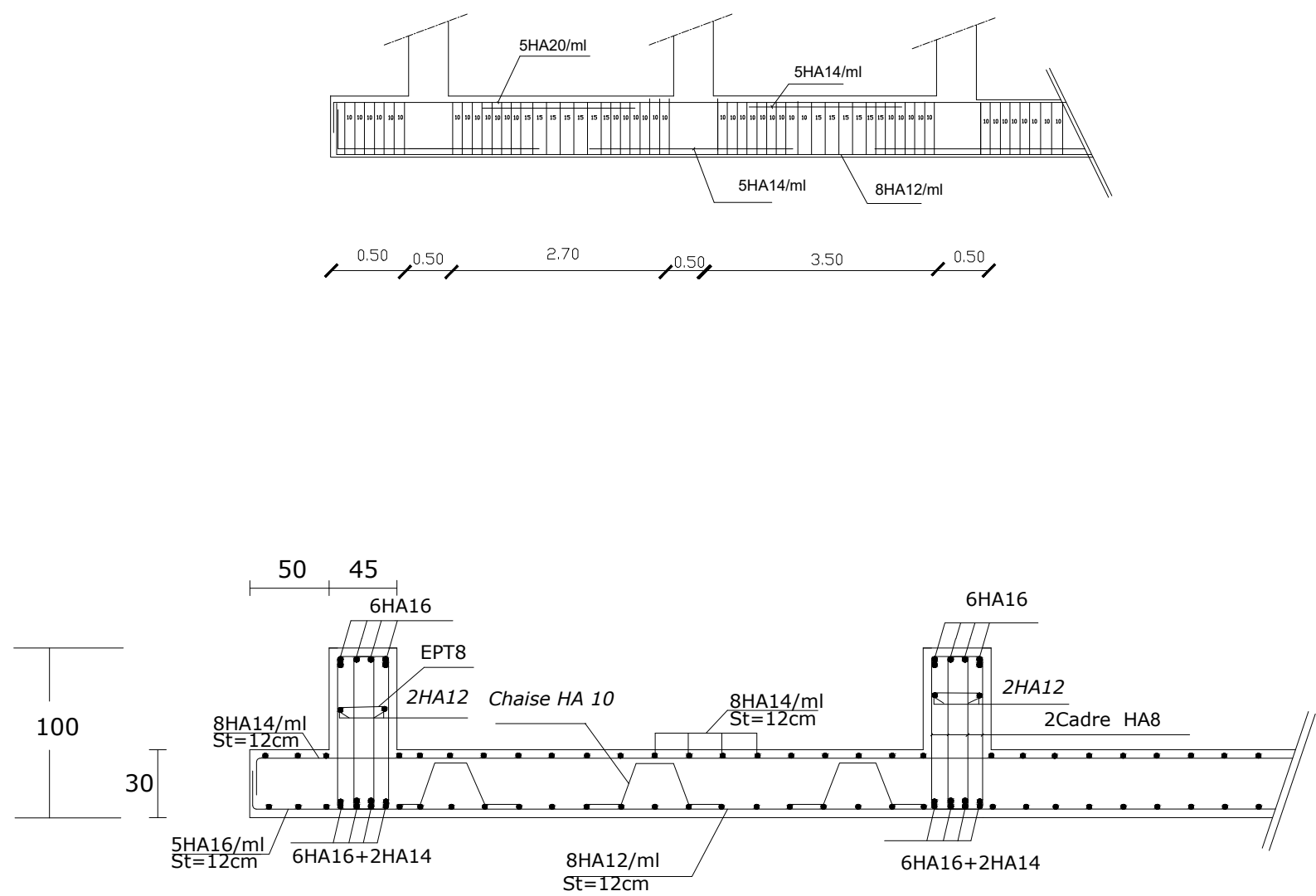
FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 100) sens longitudinale XX



Ferrailage du radier général Sens X-X

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFIANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION: FERRAILLAGE DU RADIER	ECHELLE 1/50 DATE 2020/2021

FERRAILLAGE NERVURE DIM (55 X 100) sens transversale YY



Ferrailage du radier général Sens y-y

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI WILAYA DE TIZI OUZOU FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION DEPARTMENT DE GENIE CIVIL	
Etudié par	Mr. LARBI SOFLANE Mr. IMINE MEHDI Mr. KROUBI MASSINISSA
Dirigé par	Mme. LARABI. S
DESIGNATION:	FERRAILLAGE DU RADIER
ECHELLE	1/50
DATE	2020/2021

Bibliographie

- 1) *BAEL 91 règles techniques de conception et de calcul des ouvrages de construction en béton armé suivant la méthode des états limites (Edition EYROLLES 1996)*
- 2) *RÈGLES B.A.E.L 91 Modifié 99 ; calcul des éléments et des structures des bâtiments.*
- 3) *Règles parasismiques algériennes (RPA 99 / VERSION 2003).*
- 4) *Formulaire de Béton armé (Tomes1 et 2 de Victor DAVIDOVICI).*
- 5) *DTR B.C.2.2 charges permanentes et charges d'exploitation.*
- 6) *Mémoires de fin d'étude des promotions précédentes.*
- 7) *Calcul pratique des ossatures de bâtiment en béton armé d'ALBERT Fuentes.*
- 8) *Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry THONIER).*
- 9) *Aide mémoire RDM Dunod (Abaques de GALERKIN et HAHN).*
- 10) *Cours de béton armé (BAEL91 et DTU associer) "Jean-Pierre MOUGIN".*
- 11) *Cours et TD que nous avons reçus pendant notre cursus.*
- 12) *LIVRE Ouvrages en béton armé (H.Renaud).*
- 13) *CBA 93*

Logiciels utilisés :

- *ETABS (V 9.6).*
- *AUTOCAD VERSION 2018.*
- *SOCOTEC.*
- *WORD et EXCEL 2007.*