

République Algérienne Démocratique 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'études

En Vue de l'Obtention du Diplôme de Master en Génie Civil

Option : Construction Civile et Industrielle

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+12+sous-sol)

**à usage d'habitation et commercial contreventé par
des voiles porteurs**

Réalisé par :

M^r QASRAWI Hamzeh.

M^{elle} RAMDANE CHERIF Miassa.

Sous l'encadrement de:

M^{me} SAIB Nacera

2019/2020

REMERCEMENT

Principalement,

Prodiguer des louanges à Dieu, qui nous a
donné la
puissance pour finir ce
travail.

Nous sommes
reconnaisants à notre
tuteur du projet

et à
tous ce qui sont auprès de nous.

RAMDANE CHERIF M.

QASRAWI H.

Dédicace

Avant tout je remercie Dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage et la volonté pour réaliser ce modeste travail ; que je

Dédie à :

Mes chers grands parents, et parents qui ont mis à ma disposition tous les moyens possibles pour garantir ma réussite

Mon frère Youva et ma sœur Mélissa qui m'ont toujours aidé à garder le sourire

Toutes les personnes qui m'ont soutenues et crus en moi lors de mon parcours et à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin

Mon binôme et sa famille

Ma famille et mes amis (es) sans exception pour leur soutien constant et leurs encouragements.

Miassa

Dédicace

Du tréfonds de mon cœur, je dédie le présent ouvrage

à ma mère,

et à tous ce qui sont auprès de moi.

Que ce travail soit l'accomplissement de leurs vœux tant allégués,

et l'épilogue de leur soutien

infaillible...

Hamzeh

RESUME

Le présent mémoire de fin d'étude, se situe dans le cadre d'une étude technique d'un immeuble **R+ 12 + sous sol** à usage d'habitation - commercial pour le compte de la Communauté Urbaine d'Alger. L'étude consiste à la réalisation de la note de calcul sur les éléments structuraux et non structuraux sur la base du plan architectural.

L'ossature du bâtiment est constituée d'une structure en béton armé porteuse (planchers – poutre – poteaux ...) reposant sur un radier nervuré. Les prescriptions techniques utilisées sont les règles BAEL 91 révisées 99 - DTU P 18-702 et les normes françaises NF P06-004 ; NF P06-001.

La méthodologie utilisée est celle d'un calcul manuel appuyé de quelques formules établies, et a consisté principalement en une descente de charges, un pré dimensionnement, un calcul complet des armatures et une étude de la fondation. Le dimensionnement a été réalisé à l'ELU puis vérifié à l'ELS et les plans de ferraillage établis avec le logiciel Auto CAD en tenant compte des dispositions constructives.

Ainsi un dossier d'exécution du bâtiment a été produit (plans de ferraillage et de coffrage,...), et des recommandations ont été faites pour l'exécution des ouvrages en infrastructure. L'étude de la fondation a été faite en tenant compte des critères économiques, de la stabilité et la sécurité et enfin de la facilité de l'exécution. Ainsi le choix de la fondation s'est porté sur un radier général nervuré de **424.10 m²**.

Mots clés : Structure-Fondation-Armatures-plans-Béton armé ETABS.

ABSTRACT

This dissertation study is part of a technical study of a building for administrative use **R+12+UF**.

for the housing in Algiers.

The building frame consists of a reinforced concrete structure carrier (floor - beam - posts ...) based on a ribbed slab. The technical requirements are the rules used in BAEL revised 91 99 - DTU P 18-702 and the French standard NF P06-004, NF P06-001. The study involves the completion of the design calculations for all structural and nonstructural elements, based on the architectural plan. The methodology used is that of a manual calculation supported by a few established formulas consisted mainly of lowering loads, a Pre-design, a complete calculation of the reinforcement and a study of the foundation.

The sizing was performed at 'ELU' then checked the 'ELS' and reinforcement drawings made with ETABS software in light of structural arrangements. Thus a record of execution of the building was produced (reinforcement drawings and formwork ...) and recommendations were made for the execution of infrastructure works. The study of the foundation was made taking into account the economic criteria, stability and security and finally the ease of implementation.

The study of the foundation was made taking into account, the economic stability and security criteria and finally the ease of execution. Thus the choice of the foundation is focused on a ribbed general strike of **424.10 m²**.

To better make the project more complete, a quantity calculation was done followed by a study's overall financial structure taking into account environmental impacts.

Keywords: Structure-Foundation-frames-plans-Reinforced Concret ETABS.

Table des Matières

Introduction générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	
Introduction	3
I.1 Implantation de l'ouvrage	3
I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.3 Eléments composant la structure	4
I.3.1 Eléments composant la superstructure	4
I.3.2 L'infrastructure	7
I.3.3. Etude du sol (étude géotechnique)	8
I.4 Règlementation utilisée	9
I.5 Présentation de la méthode de calcul aux états limites	9
1.5.1 Calcul aux états limites ultimes de résistance (ELU)	9
1.5.2 Calcul aux états limites de services (ELS)	10
1.5.3 Combinaison d'action réglementaire	11
1.5.4 Actions et sollicitation	11
I.6 Caractéristiques mécanique des matériaux	12
I.6.1 Le béton	12
1.6.1.1 La résistance à la compression	13
1.6.1.2 La Résistance a la traction	14
1.6.1.3 Etat limites des contraintes du béton	15
1.6.1.4 Module d'élasticité	17
I.6.2 Les aciers	18
1.6.2.1 Limite élasticité de l'acier	19
1.6.2.2 Protection des aciers	21
Chapitre II : Pré dimensionnement et descente de charges	
Introduction	22
II.1 Les planchers	22
II.1.1 Planchers à corps creux	22
II.1.2 Plancher en dalle pleine	24
II.2. Les poutres	25
II.2.1 Poutres principales	26
II.2.2 Poutres secondaires	27
II.3 Les voiles	28
II.4 Les poteaux	30
II.5 Détermination des charges et surcharges	31
II.5.1 Charges permanentes	31
II.5.1.1 Les planchers	31
II.5.1.2 Les murs	32
II.5.1.3 Les voiles	33
II.5.1.4 Les balcons	33
II.5.1.5 Escaliers	34
II.5.1.6 Acrotère	34
II.5.2 Surcharge d'exploitation	35
II.5.3 Descente des charges	36
II.5.3.1 Surface d'influence du poteau le plus sollicité	36
II.5.3.2 Calcul des poids propres des éléments	36

II.5.3.3 Surcharge d'exploitation	37
II.6 Loi de dégression des surcharges	37
II.6.1 Les surcharges cumulées.....	39
II.7 Vérifications relatives aux coffrages	40
II.8 Vérification des poteaux au flambement	42
II.9.Conclusion	44
Chapitre III : Calcul des éléments	
III.1 Etude de l'acrotère	45
III.1.1 Les sollicitations	45
III.1.2 Les efforts internes	46
III.1.3 Combinaisons des efforts	47
III.1.4 Ferrailage	47
III.1.4.1 Calcul des armatures à l'ELU	48
III.1.4.2 Vérification à L'ELU.....	49
III.1.4.3 Vérification des contraintes à L'ELS.....	52
III.1.5 Vérification de l'acrotère au séisme	54
III.2 Calcul du plancher en corps creux	55
III.2.1 Introduction	55
III.2.2 Etude et ferrailage de la dalle de compression.....	55
III.2.3 Détermination de la largeur de la table de compression.....	57
III.2.4 Etude des poutrelles.....	58
III.2.5 Calcul des efforts internes	62
III.2.5.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire.....	62
III.2.5.2 Principe de la méthode des trois moments	64
III.2.5.2.1 Application	65
III.2.6 Calcul des armatures	71
III.2.7 Vérifications à L'ELU.....	74
III.2.7.1 Vérification à la condition de non fragilité	74
III.2.7.2 Vérification au cisaillement	74
III.2.7.3 Ancrage des barres.....	75
III.2.7.4 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement	75
III.2.7.5 Influence de l'effort tranchant	76
III.2.8 Calcul à l'ELS.....	77
III.2.9 Vérifications à L'ELS.....	80
III.3 Calcul du balcon	83
III.3.1 Introduction	83
III.3.2 Dimensionnement du balcon.....	83
III.3.3 Charges et surcharges du balcon	84
III.3.4 Calcul à l'ELU	84
III.3.5 Calcul à l'ELS	85
III.3.6 Ferrailage	85
III.3.7 Vérifications à l'ELU	86
III.3.8 Vérification à l'ELS	88
III.4 Calcul de la salle machine.....	90
III.4.1. Caractéristique de l'ascenseur	90
III.4.2. Dimensionnement	90
III.4.3. Vérification à l'ELU	95
III.4.4. Vérification à l'ELS	96
III.5 Calcul des escaliers	101
III.5.1 Définition	101

III.5.2 Définitions d'ordre fonctionnel et caractéristiques géométriques	101
III.5.3 Terminologie	102
III.5.4 Calcul de l'escalier	102
III.5.5 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'E.L.U.....	106
III.5.6 Ferrailage	110
III.5.7 Vérification à l'ELU.....	111
III.5.7.1 Espacement des armatures	111
III.5.7.2 Condition de non fragilité	112
III.5.7.3 Vérification au cisaillement	112
III.5.7.4 Vérification de l'adhérence des barres	113
III.5.7.5 Longueur du scellement droit	113
III.5.7.6 Influence de l'effort tranchant sur armatures	114
III.5.8 Calculs à l'ELS :	114
III.5.9 Vérifications à l'ELS.....	118
III.5.9.1 État limite d'ouverture des fissures	118
III.5.9.2 État limite de compression de béton	118
III.5.9.3 Vérification de la flèche	119
III.6 Calcul de la poutre palière.....	122
III.6.1 Introduction.....	122
III.6.2 Pré-dimensionnement	122
III.6.3 Détermination des charges.....	123
III.6.4 Combinaison de charges.....	123
III.6.5 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU.....	124
III.6.6 Ferrailage	128
III.6.7 Vérification à l'ELU.....	129
III.6.8 Calcul à l'ELS	133
III.6.9 Vérifications à l'ELS.....	137
Chapitre IV : Modélisation et Présentation de l'ETABS	
IV.1. Définition d'un logiciel de calcul	139
IV.2. Description de logiciel ETABS	139
IV.2.1. Quelques définitions	140
IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS	140
IV.3.1. Première étape.....	141
IV.3.2. Deuxième étape	145
IV.3.3. Troisième étape.....	148
IV.3.4. Quatrième étape.....	152
IV.3.5. Cinquième étape.....	152
IV.3.6. Sixième étape.....	159
Chapitre V : Vérification des conditions du RPA 99 version 2003	
V.1 Méthode statique équivalente	162
V.2 Méthode d'analyse modale spectrale	163
V.3 Présentation de l'ouvrage.....	163
V.4 Étude dynamique.....	163
V.4.1 Participation de la masse modale de la structure.....	163
V.4.2. Nombres de modes propres.....	165
V.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base	165
V.4.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	166
V.4.5. Vérification de la période empirique T.....	168
V.4.6. Etude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R	169

V.4.7. Calcul du facteur d'amplification dynamique D	174
V.4.8. Calcul du facteur de qualité Q	174
V.4.9. Détermination du poids de la structure W	176
V.4.10. Calcul de l'effort tranchant à la base	177
V.4.11. Vérification des déplacements relatifs	179
V.4.12. Vérifications De l'effet P-Delta	182
V.4.13. Stabilité au renversement	184
Chapitre VI : Ferrailage des éléments structuraux	
VI.1 Ferrailage des poutres	186
VI.1.1 Introduction	186
VI.1.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferrailage des poutres	186
VI.1.3 Calcul des armatures (ELU)	187
VI.1.4 Vérifications à l'ELU	191
VI.1.5 Vérifications à l'ELS	195
VI.2 Ferrailage des poteaux	197
VI.2.1 Introduction	197
VI.2.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferrailage des poteaux	198
VI.2.3 Vérification à l'ELU	201
VI.2.3.1. Armatures transversales	201
VI.2.3.2. Espacement des armatures selon le RPA 99 version 2003	202
VI.2.3.3. L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation	202
VI.2.3.4. Longueur d'ancrage : (BAEL 99/Article A.6.1.221)	203
VI.2.3.5. Longueur de recouvrement	204
VI.2.3.6. Vérification au cisaillement : (RPA2003/Art 7.4.3.2) :	205
VI.2.3.7. Délimitation de la zone nodale	206
VI.2.3.8. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99)	206
VI.2.4 Vérification à L'ELS	209
VI.3. Ferrailage des voiles	211
VI.3.1. Introduction	211
VI.3.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferrailage des voiles	211
VI.3.3. Combinaisons d'action	212
VI.3.4. Exposé de la méthode du ferrailage	213
VI.3.5 Détermination des diagrammes de contraintes	214
VI.3.6 Détermination des armatures	215
VI.3.7 Vérifications	218
Chapitre VII : Etude de l'infrastructure	
VII.1. Introduction	225
VII.2. Choix du type de fondations	225
VII.2.1. Semelles isolées	225
VII.2.2. Semelles filantes	226
VII.2.2.1 Semelles filantes sous voiles « S ₁ »	226
VII.2.2.2 Semelles sous poteaux « S ₂ »	227
VII.2.2.3 Surface totale des semelles filantes	229
VII.2.3. Radier général	229
VII.2.3.1. Pré-dimensionnement	229
VII.2.3.2. Détermination de la surface du radier	231
VII.2.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier	231
VII.2.3.4. Vérifications	233

VII.3. Ferrailage du radier	238
VII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier	238
VII.3.2. Vérifications à l'ELU	241
VII.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS.	242
VII.3.4. Ferrailage du débord	243
VII.3.5. Ferrailage des nervures	244
VII.3.6. Vérifications à l'ELU	249
VII.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS.....	252

Chapitre VIII : Etude du voile périphérique

VIII .1.Introduction	255
VIII.2. Pré dimensionnement du voile périphérique	255
VIII.3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol	255
VIII .4. Détermination des sollicitations	256
VIII.5. Calcul à l'ELU	257
VIII.6. Calcul a l'ELS.....	257
VIII.7 Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m.....	258
VIII.8. Ferrailage du voile périphérique.....	258
VIII.9. Vérification à l'ELS	262
Conclusion.....	265
Perspectives.....	266
Bibliographie.....	268

Annexe A : Tableaux des valeurs des charges permanentes et charges d'exploitations

Annexe B : Tableau des sections des barres indépendantes

Annexe C : Longueurs développées des cadres, étriers et épingles.

Liste des Figures

Figure I.1 : Elément d'un plancher en corps creux.....	5
Figure I.2 : Elément d'un plancher en dalle pleine.....	5
Figure I.3 : Schéma d'un escalier.....	6
Figure I.4 : Mur en double et simple cloisons.....	6
Figure I.5 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.....	15
Figure I.6 : Diagramme contrainte déformation à l'ELS.....	16
Figure I.7: Diagramme contraintes-déformations de l'acier.....	20
Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	23
Figure II .2 : Dimensions de la poutre principale.....	28
Figure II.3: Dimensions de la poutre secondaire.....	28
Figure II .4 : Dimensions de la poutre principale.....	29
Figure II.5: Dimensions de la poutre secondaire.....	29
Figure II.6: Coupe de l'acrotère.....	35
Figure II.7 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.....	36
Figure III.1 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'acrotère.....	46
Figure III.2 : Coupe transversale de l'acrotère.....	47
Figure III.3 : Coupe transversale d'une plancher en corps creux.....	55
Figure III.4 : Ferrailage de la dalle de compression.....	56
Figure III.5 : Schéma de la table de compression.....	57
Figure III.6 : Schéma de calcul de la poutrelle.....	59
Figure III.7 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.....	60
Figure III.8 : Méthode des trois moments.....	64
Figure III.9 : Schéma statique n°1 de la poutrelle.....	65
Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.....	67
Figure III.11 : Schéma statique de la poutrelle n 2.....	68
Figure III.12 : Diagramme de moments fléchissant à l'ELU.....	69
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants.....	70
Figure III.14 : Dimension de la section en T.....	71
Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant à L'ELS.....	79
Figure III.16 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.....	80
Figure III.17 : Coupe transversal du balcon	83
Figure III.18 : Schéma statique du balcon.....	84
Figure III.19 : Coupe d'un mètre linéaire du balcon.....	86
Figure III.20 : Schéma statique de la salle machine.....	90
Figure III.21 : Principaux termes relatifs à un escalier.....	101
Figure III.22 : Pré dimensionnement de l'escalier.....	104
Figure III.23 : Schéma statique de calcul a l'ELU.....	106
Figure III.24 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	109
Figure III.25 : Coupe de balcon 1 ml.....	110
Figure III.26 : Schéma statique de calcul a l'ELS.....	114
Figure III.27 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	117
Figure III.28 : Schéma statique de la poutre palière.....	122

Figure III.29 : Schéma statique de calcul a l'ELU.....	124
Figure III.30 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.....	127
Figure III.31 : Schéma statique de calcul a l'ELS.....	133
Figure III.32 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.....	136
Figure IV.1 : Version du logiciel ETABS utilisée	139
Figure IV.2 : Choix des unités	141
Figure IV.3 : Démarrer un nouveau model	141
Figure IV.2 : La géométrie de base	142
Figure IV.3 : Les lignes de construction	142
Figure IV.4 : Définition des étages	143
Figure IV.5 : Définition des matériaux	144
Figure IV.6 : Les matériaux béton et bardage	144
Figure IV.7 : Vérification des dimensions	145
Figure IV.8 : Définition des éléments lignes	146
Figure IV.9 : Spécification de l'enrobage	146
Figure IV.10 : Définition des poutres principales	147
Figure IV.113 : Définition des éléments surfaciques	148
Figure IV.124 : Définition des appuis	149
Figure IV.135 : Vue en 3 D de la structure	149
Figure IV.146 : Définition de la masse sismique	150
Figure IV.157 : Définition des diaphragmes	151
Figure IV.168 : Vue en plan après l'assignement des diaphragmes	151
Figure IV.19 : Définition des cas de charges.....	152
Figure IV.170 : Introduction des charges pour les dalles pleines	153
Figure IV.181 : Introduction des charges pour les planchers des étages courants	153
Figure IV.192 : Introduction des charges _ plancher RDC.....	153
Figure IV.204 : Introduction des charges pour l'acrotre	154
Figure IV.215 : Introduction des charges pour la dalle salle machine.....	154
Figure IV.227 : Définition du spectre de calcul	154
Figure IV.23 : Introduction du spectre dans ETABS	155
Figure IV.24 : Définition de la réponse sismique dans les deux directions	156
Figure IV.25 : Les combinaisons de charges	157
Figure IV.26 : Définition des options d'analyse	158
Figure IV.27 : Lancement de l'analyse	159
Figure VI.1 : Délimitation de la zone nodale.....	207
Figure VI.2 : Diagramme d'une section entièrement comprimé.....	215
Figure VI.3 : Diagramme d'une section partiellement comprimé.....	215
Figure VI.4 : Diagramme d'une section entièrement comprimé.....	215
Figure VI.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	218
Figure VII.1: Schéma statique de calcul du débord du radier.....	244
Figure VII.2: Schéma statique de nervure.....	246
Figure VII.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).....	248
Figure VII.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).....	249
Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).....	254

Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).....	254
Figure VIII.1: Caractéristiques du sol.....	257
Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU.....	259
Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS.....	259
Figure VIII.4 : Schéma statique des efforts de poussées et la réaction du sol.....	260

Liste des Tableaux

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.....	18
Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.....	19
Tableau II.1 : Charges revenants au plancher terrasse.....	31
Tableau II.2 : Charges revenants au plancher courant.....	32
Tableau II.3 : Charges revenants aux murs extérieurs.....	32
Tableau II.4 : Charges revenants aux murs intérieurs.....	33
Tableau II.5 : Charges revenants aux voiles.....	33
Tableau II.6 : Charges revenants au balcon.....	33
Tableau II.7 : Charges agissantes sur le palier.....	34
Tableau II.8 : Surcharge d'exploitation selon le DTR.....	35
Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharge.....	38
Tableau II.10 :Récapitulatif de la descente de charge.....	40
Tableau III.1 : Rapport des portées successives.....	63
Tableau III.2 : Calcul des moments aux travées.....	66
Tableau III.1 : Calcul des moments en travées.....	68
Tableau III.2 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.....	70
Tableau III.3 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS.....	79
Tableau III.6 : Ferrailage de la salle machine.....	94
Tableau III.7 : Charge permanente de la volée.....	105
Tableau V.1 : Données des efforts normaux par zone.....	167
Tableau V.2 : Période choisie en fonction de la condition sur T.....	169
Tableau V.3 : Valeurs du coefficient de comportement R.....	173
Tableau V.4 : Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X.....	175
Tableau V.5 : Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y.....	175
Tableau V.6 : Déplacements relatifs.....	181
Tableau V.7 : L'effet P-Delta selon le sens X-X.....	183
Tableau V.8 : L'effet P-Delta selon le sens Y-Y.....	184
Tableau VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.....	188
Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres.....	190
Tableau VI.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres.....	196
Tableau VI.4 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle.....	198
Tableau VI.5 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003.....	199
Tableau VI.6 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux.....	201
Tableau VI.7 : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.....	203
Tableau VI.8 : Détermination des armatures transversales.....	204
Tableau VI.9 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux.....	208
Tableau VI.10 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux.....	210
Tableau VI.11 : Détermination du ferrailage des voiles « VL1 ».....	220
Tableau VI.12 : Détermination du ferrailage des voiles « VT1 ».....	221
Tableau VI.13 : Détermination du ferrailage des voiles « VT2 ».....	223
Tableau VI.14 : Détermination du ferrailage des voiles « VT3 ».....	224
Tableau VII.1 : Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal).....	227
Tableau VII.2 : semelles filantes sous voiles (sens transversal).....	228
Tableau VII.3 : Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.....	229

Tableau VII.4 : Détermination du poids propre du radier.....	233
Tableau VII.5 : Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.....	241
Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.....	243
Tableau VII.7 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.....	247
Tableau VII.8 : Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.....	247
Tableau VII.9 : Résultats du calcul des armatures des nervures.....	249
Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.....	255
Tableau VIII.1 : Ferrailage du voile périphérique.....	262
Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	263

Le lexique

- **Amortissement critique** : Bascule du régime pseudopériodique vers un régime où il n'y a plus d'oscillations. Les constantes sont déterminées par les conditions initiales du mouvement.
- **Chapeau ou cale** : Ferrailage disposé en partie haute du plancher sur le treillis soudé au droit des poutrelles noyées dans la dalle de compression.
- **Dalle flottante** : Dalle de béton armée coulée sur un matériau qui la désolidarise du plancher.
- **Débord** : Partie dépassant un alignement (patin d'une semelle de fondation par ex.).
- **Diaphragme** : Élément horizontal (plancher) ou vertical (*remplissage solidaire d'ossature métallique*) conçu pour résister aux forces qui agissent dans son plan et les transmettre aux éléments de contreventement.
- **Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes** : On l'utilise au cas par cas, par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les 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.
- **Méthode dynamique modale spectrale** : Analyse dynamique d'une structure sous l'effet d'un séisme représenté par un spectre de réponse.
- **Mur de contreventement** : Élément identique au voile réalisé en maçonnerie chaînée.
- **Ossature contreventée** : Structure constituée de poutres et de poteaux ou de portique capable de reprendre les charges verticales et de voiles, murs ou palées triangulées qui reprennent une partie ou la totalité des charges horizontales.
- **Spectre de réponse** : Courbes permettant d'évaluer la réponse d'un bâtiment à un séisme passé ou futur.
- **Système de contreventement** : Ensemble d'éléments de construction assurant la rigidité et la stabilité vis à vis des forces horizontales engendrées par le vent ou le séisme.
- **Voile de contreventement** : Élément porteur rigide en béton- armé destiné à transmettre les charges latérales dans les fondations.

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL	Béton Armé aux Etats Limites.
ELU	Etat Limite Ultime.
ELS	Etat Limite de Service.
FPP	Fissuration Peu Préjudiciable.
FP	Fissuration Préjudiciable.
FTP	Fissuration Très Préjudiciable.
E	Module d'élasticité longitudinal, séisme.
E_b	Module de déformation longitudinal béton.
E_i	Module de déformation instantanée (E _{vj} : pour l'âge de j jours).
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
E_v	Module de déformation diffère (E _{vj} : pour chargement applique l'âge de j jours).
M	Moment de flexion le plus souvent.
M_u	Moment a' l'état limite ultime.
M_{ser}	Moment de calcul a' l'état limite de service.
M₀	Moment en travée isostatique.
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
n	Nombre de niveaux.
P, W	Poids.
C_d	Coefficient de pression dynamique.
C_{pe}	Coefficient de pression extérieur.
C_{pi}	Coefficient de pression intérieur.
C_{frj}	Coefficient de frottement de l'élément de surface « j ».
f_{cj}	Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.
f_{tj}	Résistance caractéristique à la traction du âgé de j jours.
f_{c28}	Grandeurs précédemment calculé a' 28 jours.

f_c	Limite d'élasticité de l'acier .
γ_b	Coefficient de sécurité du béton.
γ_s	Coefficient de sécurité de l'acier.
α	Angle en général, coefficient.
ζ_b	Raccourcissement relatif du béton.
ϵ_s	Déformation de l'acier.
η	Coefficient de fissuration relative à une armature. Θ : Coefficient sans dimension.
μ	Coefficient de frottement.
ν	Coefficient de poisson.
ρ	Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier a l'aire de béton.
σ	Contrainte normale général.
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton.
σ_s	Contrainte de traction dans l'acier.
τ_u	Contrainte tangentielle admissible.
τ_s	Contrainte d'adhérence.
Ψ_s	Coefficient de scellement relatif à une armature.

INTRUDICTION GENERALE

La stabilité de l'ouvrage est en fonction de la résistance des différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles...) aux différentes sollicitations (compression, flexion...) dont la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leurs dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des éléments constituant un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91, RPA99modifié en2003) qui s'appuie sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

Le développement économique et l'explosion démographique remarquer ses deux derniers siècles, à conduis les pays industrialisés à privilégier les constructions verticales plus hautes dans un souci d'économie de l'espace et de cout.

Pour l'Algérie qui se situe dans une zone de convergence de plaques tectoniques, elle se représente comme étant une région à forte activité sismique ce qui rend ses derniers plus vulnérables et plus exposées aux risques sismiques, mettant ainsi la vie de ses occupants et celle de ceux qui habitent les bâtisses voisines en danger, les pertes matérielles.

Le génie civil est l'ensemble des techniques concernant tous les types de constructions, les ingénieurs civils s'occupent de la réalisation, de la réhabilitation d'ouvrages de construction, d'infrastructures et de superstructures urbaines dont ils assurent la

Sécurité et la durabilité afin de répondre aux besoins de la société.

L'analyse approfondie des ouvrages touchés par le séisme nous renvoi souvent aux mêmes causes, dont les principales sont dues à de mauvaises dispositions constructives ou des malfaçons d'exécutions. 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.

Le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, ainsi que la capacité portante du sol.

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.

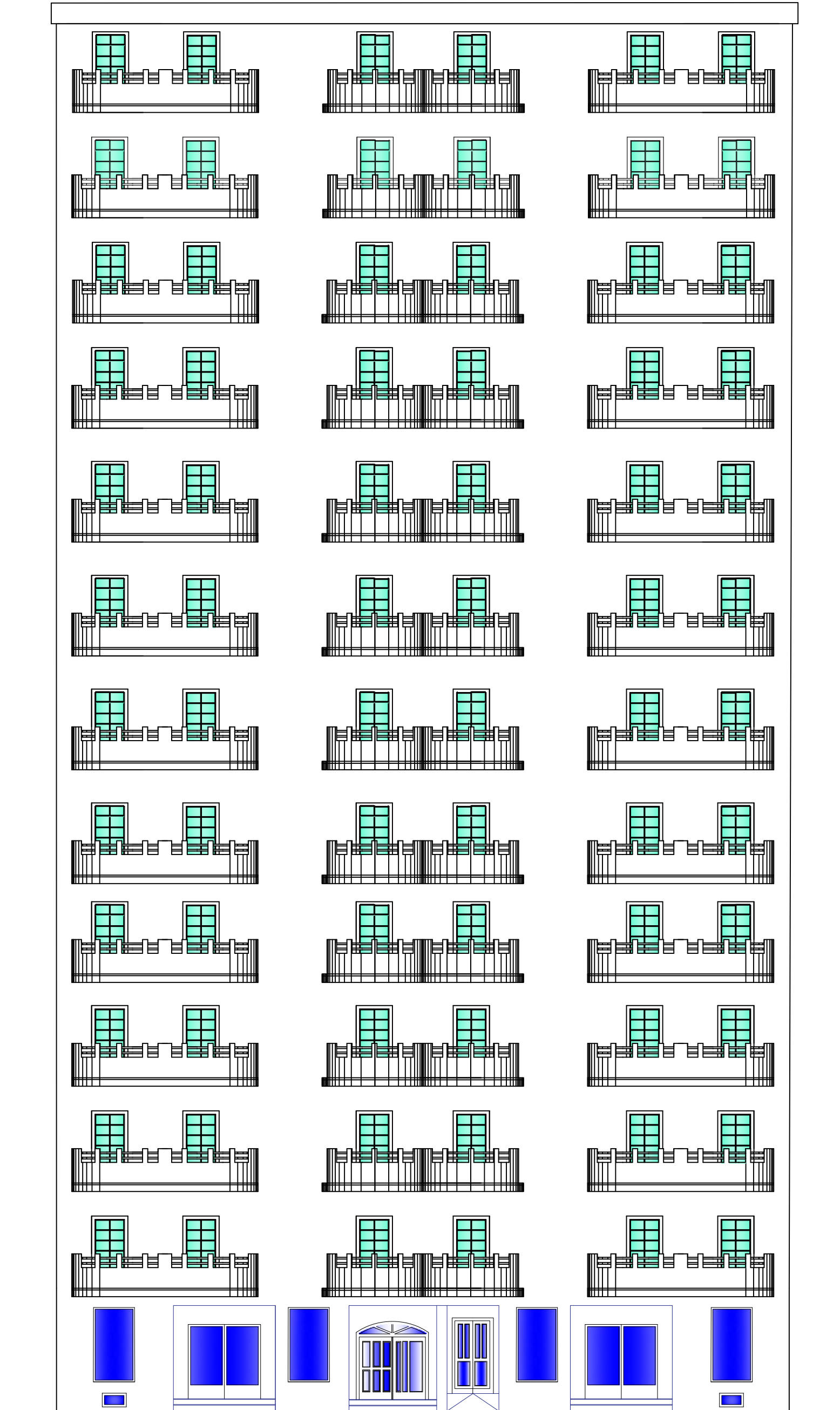
Dans notre projet d'étude d'un bâtiment (R+12+ sous-sol), en plus du calcul statique qui fait l'objet des trois premiers chapitres, la structure est soumise au spectre de calcul du règlement parasismique algérien RPA99 /Version 2003, et sa réponse est calculée en utilisant le logiciel ETABS.

C'est dans cette voie-là qu'on a essayé de mener ce travail en mettant l'accent sur les différentes étapes qui caractérisent cette étude.

Nous commençons par la présentation de l'ouvrage et des matériaux utilisés notamment le béton et l'acier ; Nous nous intéressons ensuite au pré-dimensionnement des éléments, calcul des éléments, l'étude de contreventement numérique par ETABS, la modélisation et vérifications RPA, puis, nous passerons à l'exploitation des résultats obtenus qui nous permettra de procéder au ferrailage des différents éléments. Par la suite nous passerons à l'élaboration des plans d'exécution.

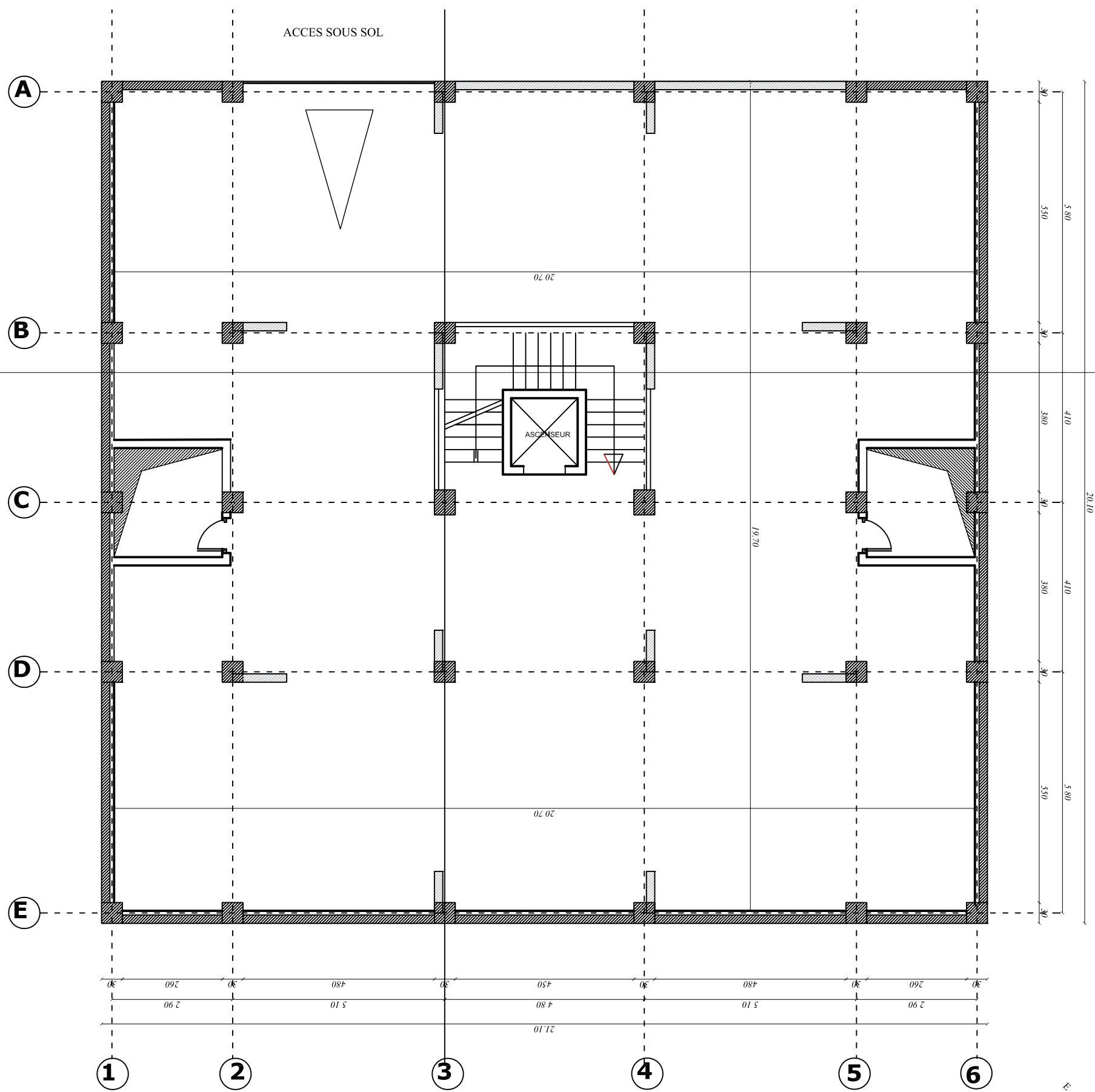
Au final, nous terminerons par une conclusion qui dressera une synthèse des connaissances acquises ouvrant à des perspectives.

***Plans
d'architectures
de l'ouvrage***

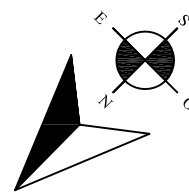


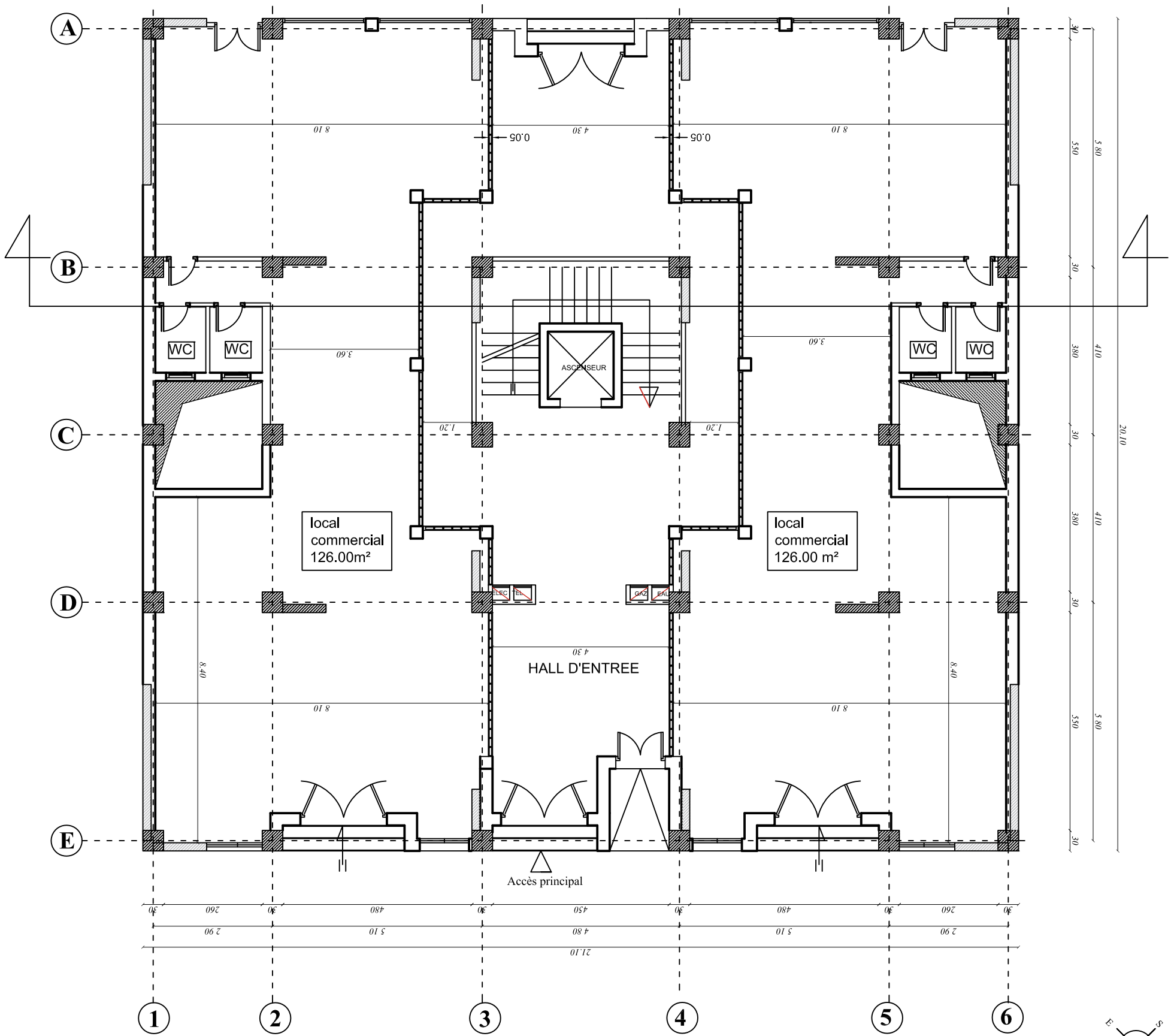
Façade principale



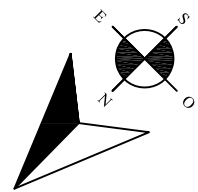


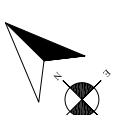
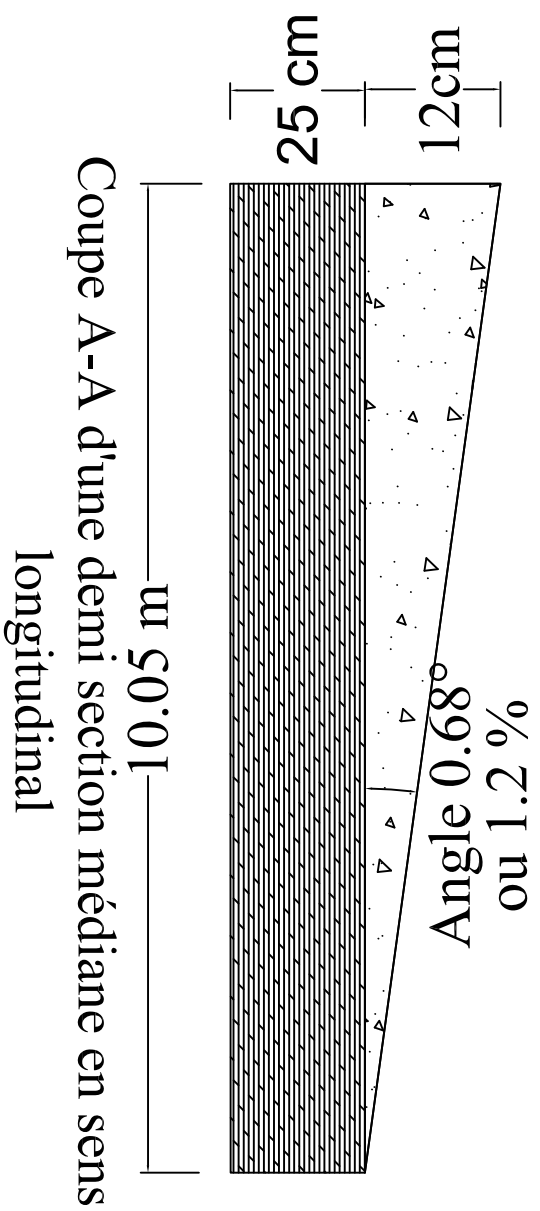
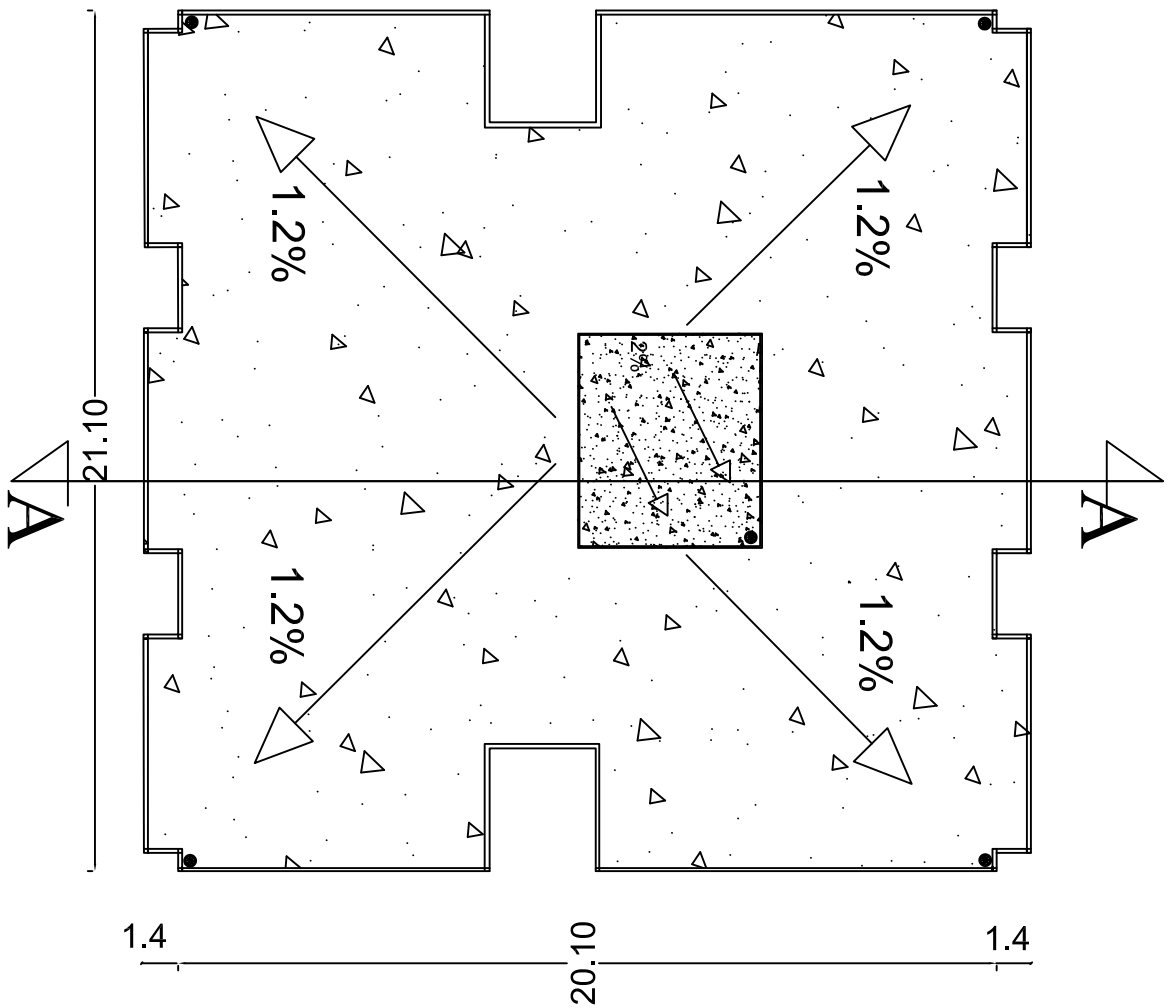
Plan sous sol





Plan du RDC





Plan de terrasse

**Présentation
et
caractéristiques
de l'ouvrage**

Introduction

Notre projet consiste à étudier un bâtiment à usage d'habitation et commercial (**RDC+ 12 étage+1 sous-sol**).

Cette étude nécessite la connaissance d'un certain nombre de normes techniques liées au projet, telles que la superficie, la position, le nombre et la hauteur de chaque étage, ainsi que les types d'éléments structurels, aussi la formulation et la composition du béton d'une part, et d'une autre part la classification et types de l'infrastructure, la combinaison des charges et les contraintes liées '*agissants*' à la structure.

I.1 Implantation de l'ouvrage

L'ouvrage est implanté à la commune **Bir Khadem - wilaya d'Alger**, classé comme zone de forte sismicité (**Zone III**)(**Annexe I du RPA 99 / modifié 2003**).

L'ouvrage ne dépasse pas les 48 m, il est classé comme ouvrage courant ou d'importance moyenne (Groupe 2) (**Article 3.2 du RPA 99 / modifié 2003**).

I.2 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- **Dimension en élévation**

Hauteur du sous-sol h = 3.06 m.

Hauteur de RDC.....h = 3.06 m.

Hauteur d'étage courant h = 3.06 m.

Hauteur total de la structure (sans acrotère) h=42.84 m.

- **Dimension en plan**

Longueur totale de bâtiment L_{long.} = 21.10 m.

Largeur totale de bâtiment L_{trans} = 20.10 m.

Longueur totale du sous-sol L_{long.} = 21.10 m.

Largeur totale Du sous-sol L_{trans} = 20.10 m.

I.3 Eléments composant la structure

I.3.1 Eléments composant la superstructure

- L'Ossature
- Les planchers
- Les escaliers
- La Maçonnerie
- Les revêtements
- L'infrastructure
- Les balcons
- La cage d'ascenseur
- L'acrotère

a. L'ossature

L'ossature de bâtiment est composée des voiles et des portiques tout en justifiant l'interaction portiques-voiles, pour assurer la stabilité de l'ensemble sous l'effet des actions verticales et des actions horizontales, on peut les définir comme suite :

- Les voiles

Sont des murs en béton arme, appelés couramment refend. Un voile est un élément qui a une importance prépondérante dans la résistance et l'équilibre de la structure, il est caractérisé par une forme géométrique spécifique qui lui offre une importante inertie, grâce à laquelle il reprend les efforts horizontaux dus à l'action du séisme et soulage considérablement les poteaux et les poutres dans une structure mixte (portiques — voiles).

- Portiques

Les portiques sont des cadres rigides, constitués de poutres et de poteaux. Ils sont capables de reprendre essentiellement les charges et surcharges verticales.

b. Les planchers

Sont des éléments horizontaux délimitant les étages. Ils assurent deux fonctions principales

- **Fonction de résistance mécanique** : ils supportent et transmettent les charges et les surcharges aux éléments porteurs de la structure.
 - **Fonction d'isolation** : ils isolent thermiquement et acoustiquement les différents étages.
- Dans notre bâtiment nous avons **deux types de planchers** :

- 1- **Plancher en corps creux** : qui est porté par des poutrelles qui assurent la transmission des charges aux éléments horizontaux (poutres) et en suite aux éléments verticaux (poteaux).

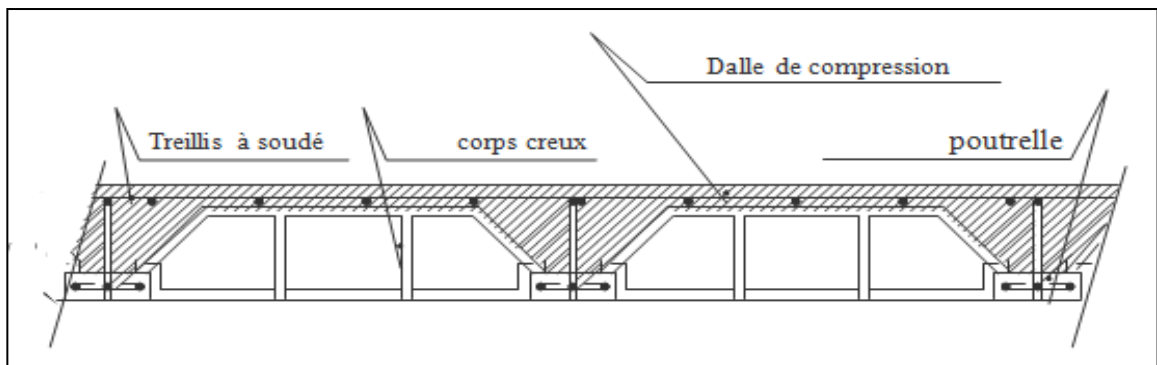


Figure I.1 : Élément d'un plancher en corps creux

- 2- **Plancher en dalle pleine** : coulé sur place, constitué en béton armé posé directement sur les poteaux. Dans notre projet elles sont prévues dans les balcons, dans les paliers de repos des escaliers

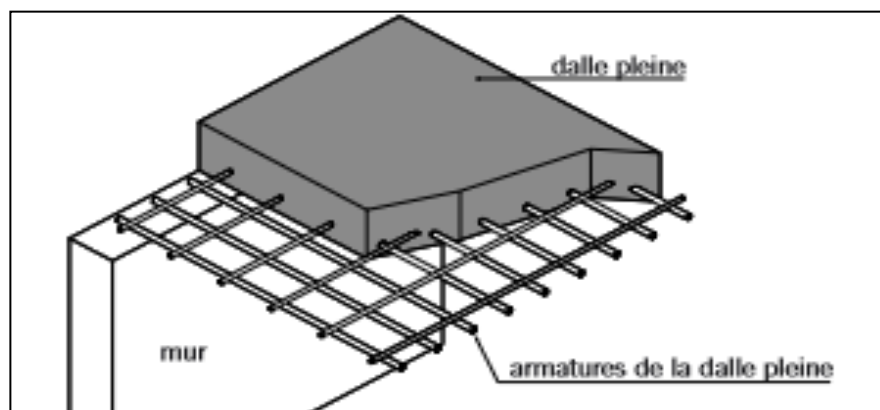


Figure I.2 : Élément d'un plancher en dalle pleine

c. Escaliers

Ce sont des éléments en béton armé qui permettent de servir les différents étages d'une construction

Dans notre projet on a trois volées et deux paliers de repos pour tous les étages (du sous-sol au 12eme étage).

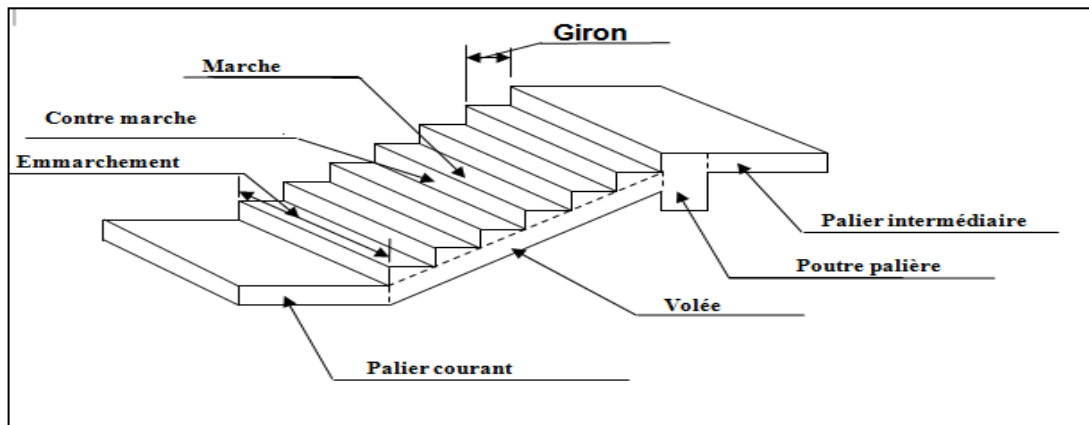


Figure I.3 : schéma d'un escalier

d. La maçonnerie

Dans notre ouvrage, la maçonnerie est constituée de deux types de murs :

- **Murs extérieurs** : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur avec une lame d'air de **5 cm**.
- **Murs intérieurs** : Ils sont réalisés en simple cloison de briques creuses de **10 cm** d'épaisseur.

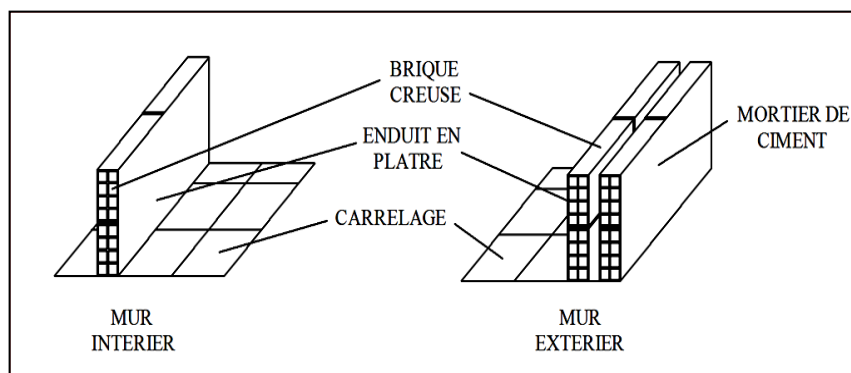


Figure I.4 : Mur en double et simple cloisons.

e. Les revêtements

- Mortier de ciment de 2 cm d'épaisseur pour les murs de façade extérieure.
- Enduit en plâtre de 2 cm d'épaisseur pour les cloisons intérieurs et plafonds.
- Dalle de sol pour les planchers.
- Marche contre marche en marbre pour les escaliers.
- Céramique pour les cuisines et salles d'eaux.

f. Les balcons

Réalisés en dalle pleine.

g. La cage d'ascenseur

La structure en comporte une.

h. L'acrotère

Elément en béton armé dont la hauteur est de **50 cm**.

1.3.2 L'infrastructure

Les fondations transmettent les charges engendrées par la superstructure au sol. Elles sont divisées en trois catégories (fondations superficielles, semi-profondes et profondes). En général, dans le bâtiment, les fondations utilisées sont les fondation superficielles (semelles isolées, semelles filantes ou radier général).

Le choix du type de fondations dépend du type d'ouvrage à fonder (Donc des charges appliquées à la fondation) et de la qualité du sol (contrainte admissible) déterminée par le rapport de sol après une étude géotechnique.

Il existe 2 types de fondations :

- Les fondations superficielles

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à faible profondeur $D < 3m$: semelles isolées sous poteaux, semelles filantes sous murs, radiers.

- Les fondations profondes

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur $D/B > 6 \text{ m}$ et $D > 3 \text{ m}$: puits et pieux.

D : longueur de fondation enterrée dans le sol.

B : largeur de la fondation ou diamètre.

I.3.3. Etude du sol (étude géotechnique)

Notre étude géotechnique consiste à :

- Etablir une reconnaissance de la nature des sols et de leurs caractéristiques géologiques et géotechniques.
- Définir, d'une part, le degré d'attaque et d'autre part les mesures à prendre pour éviter l'agressivité du sol et de l'eau qu'il contient par rapport au béton.
- L'estimation de la contrainte à partir des données de laboratoire géotechnique.
- Interprétation des essais de sismique réfraction :

Par le calcul des vitesses de propagation des ondes dans les différentes couches de terrains, permet d'obtenir une image précise de l'arrangement structural du sous-sol.

- Savoir des reconnaissances telles que :
 1. Mesurer les vitesses sismiques des ondes de compression V_p et de cisaillement V_s ;
 2. Déterminer les interfaces des couches ;
 3. De définir la morphologie générale des terrains en présence ;
 4. D'interpréter les anomalies ou discontinuités dans les hodochrones en terme structural (surface de rupture, les zones de fragilité, et autres accidents structuraux).

Et enfin constater et recenser les risques naturels éventuels.

I.4 Règlements utilisés

L'étude sera menée conformément aux règles suivantes :

- Règles Parasismiques Algériennes (**RPA 99 / version 2003**).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (**BAEL 91 révisées 99**).
- Document Technique Réglementaire (**DTR B.C. 2.2**) : Charges permanentes et charges d'exploitation.

Document Technique Réglementaire (**DTR B.C.2.41**) : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A. 93**).

I.5 Présentation de la méthode de calcul aux états limites

• Définition des états limites

Un état limite est un état particulier dans le quelle une condition requise pour la construction ou l'un de ses éléments est strictement satisfaite est cesserait de l'être en cas de modification défavorable d'une action.

1.5.1 Calcul aux états limites ultimes de résistance (ELU)

a. Définition

Il met en jeu la sécurité des personnes. Il correspond à l'atteinte du maximum de la capacité portante de l'ouvrage ou de l'un de ses éléments, avant dépassement par :

- Perte d'équilibre statique.
- Rupture de la section par déformation excessive.
- Instabilité de forme (flambement).
- Transformation de la structure en un mécanisme.

Critères de calcul :

- Déformation relative ou courbe limite.
- Calcul de type rupture avec lois des contraintes déformations des éléments.

b. Hypothèses

- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- Le béton tendu est négligé.
- Le raccourcissement relatif de l'acier est limité à : 10‰.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à :
 $\epsilon_{bc} = 3.5 \text{ ‰}$ en flexion.
 $\epsilon_{bc} = 2 \text{ ‰}$ en compression centrée.

1.5.2 Calcul aux états limites de services (ELS)

a. Définition

Ils sont liés aux conditions normales d'exploitation et de durabilité, Ils correspondent aux conditions suivantes :

- Ouverture excessive de fissuration.
- Compression excessive de béton.
- Déformation excessive des éléments porteurs.
- Vibration excessive et/ou inconfortables.
- Perte d'étanchéité.

Critères de calcul

- Contraintes ou déformation limite.
- Calcul de type élastique (loi de Hooke, coefficient d'équivalence ...).

b. Hypothèses

- Les sections droites restent planes après déformations, et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance de traction de béton est négligée.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.
- Le rapport des modules d'élasticités longitudinaux de l'acier et de béton est pris égal à

$$15 \left(\eta = \frac{E_s}{E_b} \right), \quad \eta : \text{est appelé coefficient d'équivalence.}$$

1.5.3 Combinaison d'action réglementaire

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

La combinaison de calcul à l'état limite ultime : $P_u = 1,35 G + 1,5Q$

Les combinaisons de calcul à l'état limite service : $P_s = G + Q$

Avec :

G : Charge permanente

Q : Charge d'exploitation.

1.5.4 Actions et sollicitation

• Définition des actions

C'est l'ensemble des charges (permanentes, climatiques, d'exploitations, etc.) qui s'appliquent à une construction, on distingue :

a. Les actions permanentes (G)

S'applique pratiquement avec la même intensité pendant toute la durée de vie de l'ouvrage, les actions permanentes sont introduites dans les calculs avec leurs valeurs les plus probables ; à cet effet les volumes sont évalués d'après les dimensions prévues sur les dessins d'exécution.

Comportent :

- Le poids propre de la structure
- Les charges de la superstructure (équipements fixe).

b. Les actions variables (Q)

Actions dont l'intensité est plus ou moins constante et définies par des textes réglementaires, ils sont définis comme suite :(DTR.BC.2.2)

- Charge d'exploitation
- Charge climatique (neige et vent)
- Charges appliquées en cours d'exécution
- Action de la température climatique
- Autres actions variables.

c. Les actions accidentelles

Les actions accidentelles ne sont à considérer que si des documents d'ordre public ou le marché le prévoient telle que : séisme, action du feu, chocs, etc.(BAEL91.A.3.1, 4)

I.6 Caractéristiques mécanique des matériaux

Pour la conception de l'ouvrage, le matériau essentiel à utiliser est le béton armé qui est composé de deux éléments à savoir le béton et l'acier.

I.6.1 Le béton

a. Définition

Le béton est un matériau de construction constitué d'un mélange de ciment, de granulats (gravier et sable) et d'eau et éventuellement des adjuvants, qui après sa mise en œuvre, durcit avec le temps grâce aux liants qu'il contient. Il est défini du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie avec la granulométrie, le dosage et l'âge du béton.

Sa composition dépend de l'ouvrage à construire et les moyens utilisés pour le mettre en œuvre, elle sera établie par un laboratoire en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leurs provenances. Il est nécessaire de fixer les trois critères suivants :

- La résistance qui devra atteindre le béton en service.
- L'ouvrabilité qu'il devra avoir au moment du coulage.
- La dimension maximale des granulats (D).

b. Formulation

Pour l'établissement des projets dans les cas courants, le béton met en place est doser à 350 kg/m³ le ciment utiliser dans la formulation est de type ciment portland (CPJ 325), destiner à offrir une bonne résistance et une protection efficace des armatures. La composition de béton sera établie par le laboratoire, en tenant compte des caractéristiques des matériaux et de leur provenance.

Le dosage par un mètre cube sera comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sable : 380 à 450 l (dg} \leq 5 \text{ mm)} \\ \text{Gravillon : 750 à 850 l (dg} \leq 25 \text{ mm)} \\ \text{Ciment : 350kg/m}^3 \\ \text{Eau de gâchage : 150 à 200 l} \end{array} \right\} \text{.....(D.T.R B.E 2.1)}$$

En réalité la pratique conduit vers le rapport :

Eau /ciment = 0,5 cela pour limiter le retrait du béton :

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

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

Remarque

Pour maintenir E/C = 0.5, il y a lieu d'ajouter des adjuvants.

1.6.1.1 La résistance à la compression.....(D.T.R B.C 2.1) / (D.T.R B.E 2.1)

Le béton est défini par sa résistance caractéristique à la compression à 28 jours d'âge noté f_{c28} . Après plusieurs essais d'écrasement sur des éprouvettes cylindriques de diamètre 16cm et de hauteur 32cm, on déterminera la moyenne de résistance de la manière suivante :

Soit a écrasé "n" éprouvettes, donc nous aurons "n" valeurs des résistances de béton :

La résistance moyenne est :

$$f_{cmoy} = \frac{\sum_{i=1}^n f_{ci}}{n}$$

$$\text{L'écart type } S = \sqrt{\frac{(f_{ci} - f_{cmoy})^2}{n-1}}$$

$$\text{La variabilité } V(\%) = \frac{S}{f_{cmoy}} \times 100$$

A 28 jours la résistance caractéristique du béton à la compression est égale à :

$$f_{c28} = f_{cmoy} - KS$$

K : Coefficient dépendant de l'importance de l'ouvrage, il sera pris égale à 1.64

Pour le calcul du présent ouvrage, nous adopterons une valeur de **$f_{c28}=25\text{MPa}$**

La résistance à la compression varie avec l'âge du béton pour les jours différents de 28 jours, elle est calculée comme suit :

Pour $j \leq 28$ jours

$$\left. \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ \text{Et } f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Pour } f_{c28} > 40\text{MPa} \end{array} \right\} \dots\dots\dots \text{A.2.1, 11 BAEL91/modifiée99}$$

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj}=1,10 f_{c28}$ A.2.1, 11 BAEL91/modifiée99

A noter qu'une résistance caractéristique à la compression de 25MPa est facilement obtenue, sur les chantiers faisant l'objet d'un contrôle régulier A.2.1, 13 BAEL91/modifiée99

1.6.1.2 La Résistance à la traction

Notée « f_{t28} », exprimée en MPa et conventionnellement définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06f_{cj} \quad \text{Pour} \quad f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{A.2.1, 12 BAEL91/modifiée99}$$

Dans notre cas : **$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$.**

1.6.1.3 Etat limites des contraintes du béton

a. Etat limite ultime de résistance à la compression (E.L.U)

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

$$f_{bc} = \frac{0,85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b} \dots\dots\dots \text{A.4.3.41BAEL 91 modifiée 99.}$$

(γ_b) : Coefficients de sécurité partielle

θ : coefficient qui est en fonction de la durée d'application des actions

- $\gamma_b = 1.15$ Situation Accidentelle
- $\gamma_b = 1.5$ Situation Courante
- $\theta = 0.85$ $t < 1$ heure (Accidentelle)
- $\theta = 0.9$ $1h < t < 24$ heure (Accidentelle)
- $\theta = 1$ $t > 24$ heure (durable)

Diagramme des contraintes de déformation de béton à l'Etat Limite Ultime :

Pour la vérification à l'état limite ultime, on adopte le diagramme dit « parabole-rectangle ».

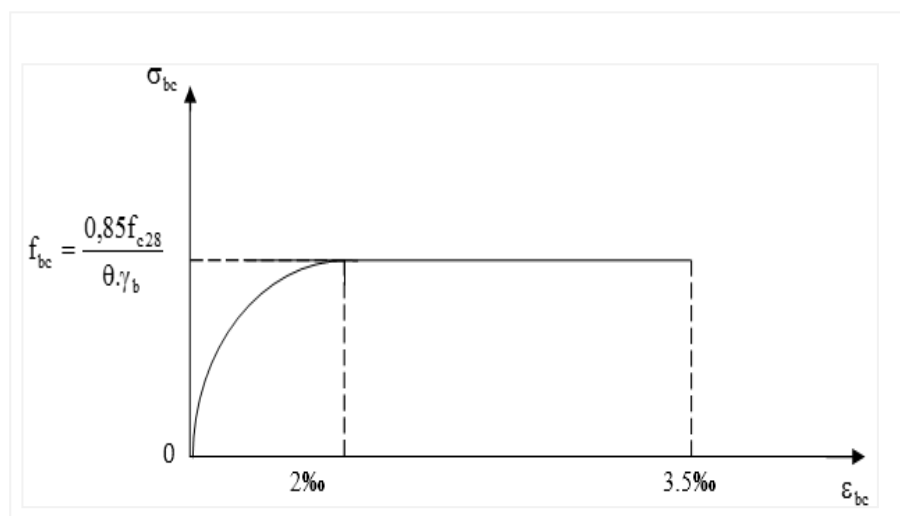


Figure I.5 : Diagramme de déformation des contraintes à l'ELU.

b. Etat limite de service de résistance à la compression (E.L.S)

Correspondent aux états au-delà desquels les critères d'exploitation spécifiés ne sont plus satisfaits. Les déformations nécessaires pour atteindre l'E.L.S sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. Ce qui nous donne un diagramme de « contrainte-déformation » linéaire La contrainte limite de service à la compression de béton est limitée par :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} \dots\dots\dots \text{A.4.5.2 BAEL 91 modifiée 99.}$$

Avec :

$\bar{\sigma}_{bc}$ La contrainte admissible à l'ELS

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

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

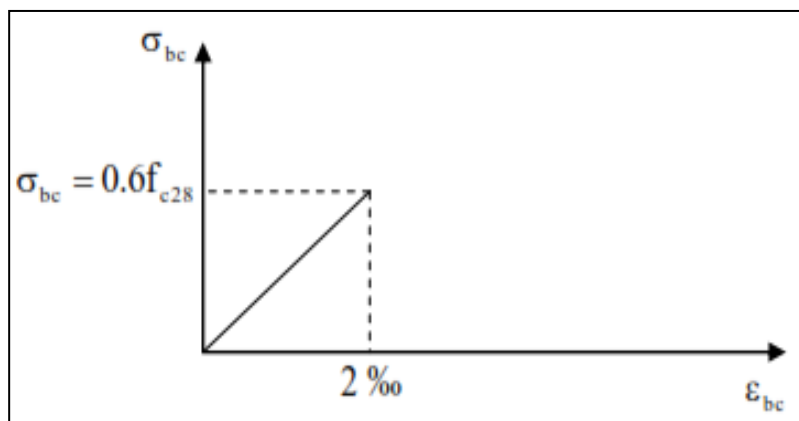


Figure 1.6 : Diagramme contrainte déformation à l'ELS

c. Contrainte limite de cisaillement

La contrainte de cisaillement ultime notée (τ) pour les armatures droites [$\alpha = 90^\circ$] est donnée par expressions suivantes :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \dots\dots\dots (\text{Art A.5.1.21 BAEL91 modifiée 99})$$

Avec :

V_u : la valeur de l'effort tranchant

b_0 : la longueur de l'âme de la poutre

d : la hauteur utile

$\tau = \min (0,13f_{c28} ; 5 \text{ MPa})$ Pour une fissuration peu nuisible.

$\tau = \min (0,10f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable ou très préjudiciable.

1.6.1.4 Module d'élasticité

• Module d'élasticité longitudinale

Le module d'élasticité est le rapport de la contrainte normale et de la déformation engendrée. Selon la durée d'application de la contrainte, on distingue :

- Module d'élasticité instantané..... [ART A.2.1.21 BAEL91 modifiée 99]

Correspond à une durée d'application des contraintes normales inférieures à 24 heures, à jours il vaut :

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

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,19 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité différée..... [Art A.2.1.22 BAEL91 modifiée 99]

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

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} ; [\text{MPa}] \dots \dots \dots \text{A.2.1, 21 BEAL91/modifiée99}$$

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

$$E_{vj} = E_{v28} = 10819 \text{ MPa}$$

- Module d'élasticité transversale : Noté « G » et donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ MPa} \dots\dots\dots [\text{Art A.2.1.3 BAEL91 modifiée 99}]$$

Avec :

E : Module de Yong [Module d'élasticité]

ν : Coefficient de poisson, c'est le rapport des déformations transversales et longitudinales.

Il sera pris égal à :

ν = 0,2..... À l'état limite de service [ELS]

ν = 0 À l'état limite ultime [ELU].

$$\nu = \frac{\text{Déformation transversale}}{\text{Déformation longitudinale}}$$

I.6.2 Les aciers

Les aciers sont caractérisés par leurs nuances, ainsi on peut distinguer :

- Pour les ronds lisses, il existe deux nuances : **FeE215** et **FeE235**.
- Pour les barres à haute adhérence, les nuances sont **FeE400** et **FeE500**.

On utilisera les aciers résumés dans le tableau suivant :

Tableau I.1: Caractéristiques des aciers utilisés.

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité	Coefficient de fissuration	Coefficient de scellement
Acier en barres	Haute Adhérence FeE 400	HA	400	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé TL520	TS	520	1.3	1

❖ Module d'élasticité

Le module élasticité longitudinal (**E_s**) de l'acier est pris égal à :

E_s = 200000 MPa..... **A.2.2, 1 BAEL 91/modifiée99**

1.6.2.1 Limite élasticité de l'acier

a. L'état limite ultime (ELU)

Les armatures sont destinées à équilibrer et à reprendre les efforts de tractions et de compression, et elles sont utilisées jusqu'à leurs limites élastiques avec un coefficient de sécurité. La contrainte limite de l'acier est donnée par la formule suivante :

Avec :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \dots\dots\dots \text{A.2.1, 2 BAEL 91/modifiée99}$$

f_e : désignant la limite d'élasticité des aciers utilisés.

σ_s : La contrainte de l'acier à l'ELU.

γ_s : coefficient de sécurité.

avec :

$\gamma_s = 1.15$ situations courante..... (A.4.3.2 BAEL91 modifiée99)

$\gamma_s = 1$ situation accidentelle.

Tableau I.2 : Limites d'élasticité des aciers utilisés.

Nuance d'acier	Situation courante	Situation accidentelle
FeE400	$\sigma_{st} = 348\text{MPa}$	$\sigma_{st} = 400\text{MPa}$

- Diagramme des contraintes déformation: A.2.2, 2 BAEL 91/modifiée 99

Pour les états limite ultime les contraintes de calcul ($\bar{\sigma}_s$) sans les armatures longitudinales sont données en fonction de déformation (ε_s) de l'acier définie par le diagramme suivantes :

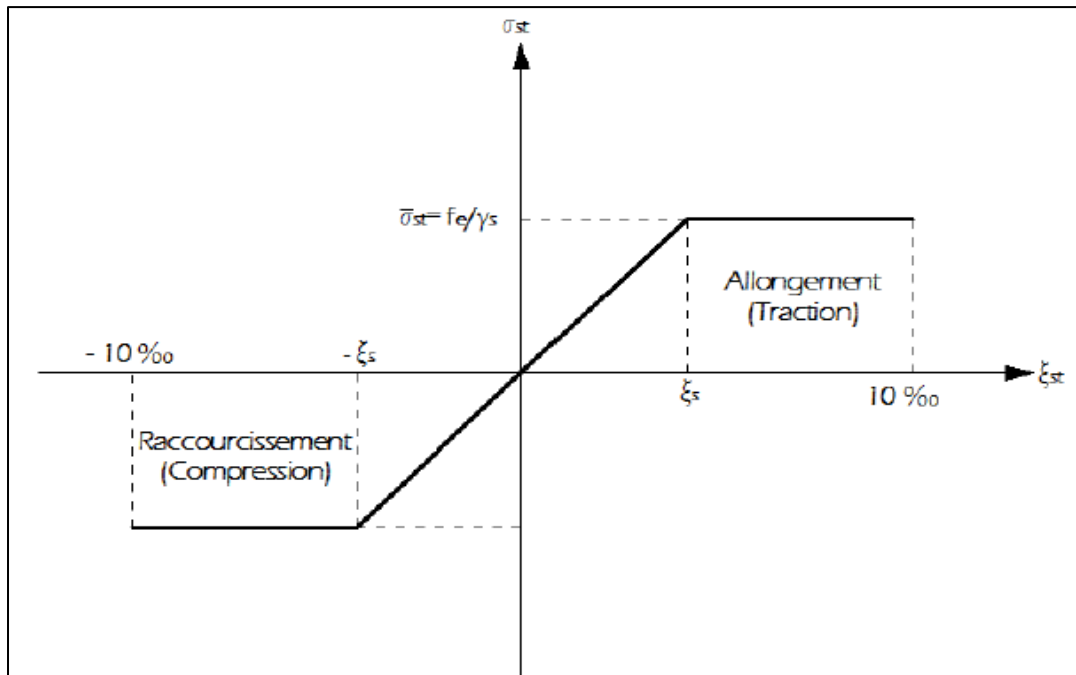


Figure I.7: Diagramme contraintes – déformations de l'acier.

b. Etat limite de service (ELS)

A l'état limite de service, il est nécessaire de limiter l'ouverture des fissures du béton (risque de corrosion des armatures). Pour cela, on doit limiter les contraintes dans les aciers.

On distingue 3 cas de fissurations :

- Fissuration peu préjudiciable..... (A.4.5.32BAEL 91/modifiée99)

La fissuration est considérée comme peu nuisible lorsque, les éléments sont situés dans les locaux couverts et clos, non soumis (sauf exceptionnellement et pour de courtes durées à des condensations). Dans ce cas aucune vérification n'est à effectuer, juste que :

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

- Fissuration préjudiciable (A.4.5.33BAEL 91/modifiée99)

La fissuration est considérée comme préjudiciable lorsque les éléments en cause sont exposés aux intempéries ou à des condensations.

Dans ce cas, il est important de respecter les règles suivantes :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ [MPa]}$$

$$\eta : \text{coefficient de fissuration : } \begin{cases} \eta = 1 \text{ pour les RL et les TS.} \\ \eta = 1,6 \text{ pour les HA si } \phi \geq 6 \text{ mm.} \\ \eta = 1,3 \text{ pour les HA si } \phi \leq 6 \text{ mm.} \end{cases}$$

- Fissuration très préjudiciable.....(A.4.5.3.4 BAEL91/modifiée99)

Lorsque les éléments en œuvre sont exposés à un milieu agressif (eau de mer, l'atmosphère marine ou aux gaz) ou bien doivent assurer une étanchéité parfaite.

Il faut vérifier que :

$$\sigma_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \text{ [MPa]}$$

1.6.2.2 Protection des aciers (A.7.2,4BAEL91/modifiée99)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Conclusion

A ce niveau on a défini tous les éléments que contient notre ouvrage, et les caractéristiques mécaniques et massiques des matériaux qu'on va utiliser pour notre étude, en respectant les règles de **BAEL91/modifié99**, et le Règlement Parasismique Algérien (**RPA**).

**Pré
dimensionnement
et
descente des
charges**

Introduction

Le but du Pré-dimensionnement est de définir les dimensions des éléments de contreventement de structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA99V2003** et du **CBA93**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement, en se basant sur le principe de la descente des charges et surcharges verticales qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.1 Les planchers

Le plancher est une partie d'une structure formant une plate-forme horizontale au rez-de-chaussée ou, une séparation entre les étages, il s'appuie et transmette aux éléments porteurs (voiles, poteaux, poutres) les charges permanentes et les surcharges, il sert aussi à la distribution des efforts horizontaux.

Dans notre projet, deux types de planchers seront utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante, composée de corps creux, treillis soudée, dalle de compression et poutrelle.
- Plancher dalle pleine pour les balcons.

II.1.1 Planchers à corps creux

Les planchers sont réalisés en corps creux, une dalle de compression ferraillée de treillis soudé reposant sur des poutrelles préfabriquées en béton armé (espacées de 65cm) qui elles-mêmes, reposant sur les poutres principales.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants :

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids totale de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

L'épaisseur (h_t) est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Article B.6.8,424 du BAEL 91 révisées 99**).

$$h_t \geq \frac{l}{22,5}$$

Où :

h_t : Hauteur du plancher.

l : Portée maximale entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Avec : $l = L - b$

L : Distance entre axes des poteaux.

b : Largeur du poteaux, elle est prise égale à 30 cm d'après les exigences de l'article 7.4.1 du RPA 99 / version 2003 (En zone III).

Pour notre projet :

$$l = 510 - 30 = 480 \text{ cm}$$

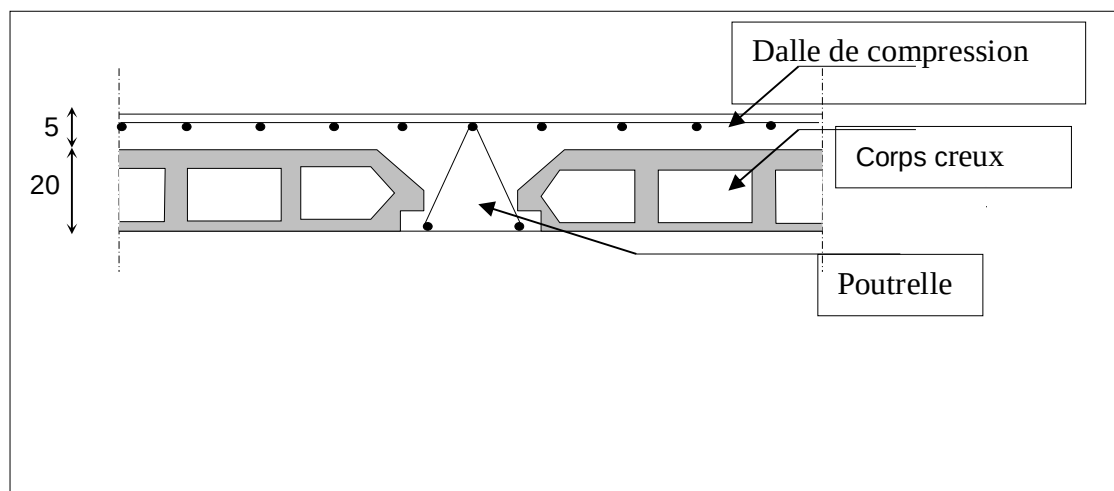


Figure II.1 : Coupe transversale d'un plancher à corps creux.

$$h_t \geq \frac{480}{22,5} = 21,33 \text{ cm}$$

On prend : $h_t = 25 \text{ cm}$.

Un plancher de 25cm d'épaisseur (20+5) compose de :

- Corps creux de 20cm
- Dalle de compression de 5cm

II.1.2 Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des planchers minces et planes reposants sur un système d'appuis (sur appuis continus ou sur appuis ponctuels).

Dans notre projet concerne les balcons.

L'épaisseur de la dalle déterminée selon leur portée ainsi que les conditions suivantes :

- ❖ *La résistance à la flexion.*
- ❖ *L'isolation acoustique.*
- ❖ *La résistance au feu.*

A- La résistance à la flexion :

L'épaisseur de la dalle pleine sera déterminée par la résistance à la flexion. Dans notre cas la dalle est considérée comme un porte à faux ou balcon, sa hauteur doit satisfaire la condition suivante :

$$e \geq \frac{L_0}{10}$$

Avec :

e : la hauteur totale de la dalle.

L_0 : la largeur de porte à faux.

On a : $L_0=140\text{cm}$

$$e \geq \frac{140}{10}$$

Donc : $e \geq 14 \text{ cm}$

B- Résistance au feu

Cette condition nous permet de fixer l'épaisseur minimale de la dalle afin d'assurer une protection suffisante vis-à-vis du feu pour une durée moyenne.

- $e = 7\text{cm}$ pour une heure de coupe de feu,
- $e = 11\text{cm}$ pour deux heures de coupe de feu,
- $e = 15\text{cm}$ pour trois heures de coupe de feu,
- $e = 17,5\text{ cm}$ pour un coupe de feu de quatre heures.

D'après l'article **G.R.8** du règlement de la protection civile, il faut que la résistance au feu des éléments porteurs de la structure (poteaux, poutres...) soit au moins deux heures, alors on opte pour un plancher qui devrait largement résister à **deux heures donc on a : $e=15\text{cm}$** .

C- Isolation phonique

Selon les règles du **CBA93** et le **BAEL91 modifiée 99**, pour assurer un minimal d'isolation acoustique (bruits aériens) la loi de masse exige d'avoir une masse surfacique minimale de **350kg/m^2** .

$$M_p = \rho_{\text{béton}} \times e \geq 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$e \geq \frac{M_p}{\rho_{\text{béton}}} \geq \frac{350}{2500} = 0,14\text{m}$$

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

$$\text{avec: } \rho_{\text{béton}} = 2500 \text{ Kg/m}^3$$

On opte pour une dalle pleine d'épaisseur: **$e = 15\text{cm}$**

II.2. Les poutres

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, elles sont destinées à supporter les charges et les transmettent aux poteaux.

Le pré dimensionnement se fera selon le **BAEL91 modifié 99** et les vérifications selon **RPA99/V2003**.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t$$

Avec :

$L_{\max}$: Longueur libre entre nus d'appuis.

h_t : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

Les dimensions choisies (b et h) doivent satisfaire les exigences de *l'article (7.5.1 du RPA 99/version 2003)*, qui sont les suivantes :

$$b \geq 20\text{cm}$$

$$h_t \geq 30\text{cm}$$

$$h_t / b \leq 4$$

Dans notre projet on distingue deux types de poutres (poutre principales et poutres secondaires).

II.2.1 Poutres principales

Les poutres principales sont disposées perpendiculairement aux poutrelles (elles servent comme appuis aux poutrelles).

❖ Hauteur

$$L_{\max} = 5.80 - 0,30 = 5.5\text{m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{550}{15} \leq h_{pp} \leq \frac{550}{10} \Rightarrow 36 \text{ cm} \leq h_{pp} \leq 55 \text{ cm}$$

on adopte $h_{pp} = 40 \text{ cm}$

❖ **Largeur**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On adopte **b = 30cm**.

➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA ... (Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)**

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

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 40 \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 40/30 = 1,33 \leq 4 \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II.2.2 Poutres secondaires

Les poutres secondaires sont parallèles aux poutrelles, elles assurent le chaînage.

❖ **Hauteur**

$$L_{\max} = 5.10 - 0.30 = 4.80 \text{ m}$$

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10} \Rightarrow \frac{480}{15} \leq h_{ps} \leq \frac{480}{10} \Rightarrow 32 \text{ cm} \leq h_{ps} \leq 48 \text{ cm}$$

On opte **h_t = 35 cm**

❖ **Largeur**

$$0,4h_t \leq b \leq 0,7h_t \Rightarrow 0.4 (40) \leq b \leq 0.7 (40) \Rightarrow 16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

On opte **b = 30 cm**

➤ **Vérifications relatives aux exigences du RPA(Art 7.5 .1 du RPA99/version 2003)**

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

$$h_t \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots 35 \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

$$h_t / b \leq 4 \dots\dots\dots 35 / 30 = 1,16 \leq 4 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

Poutres principales (30×40)

Poutres secondaires : (30×35)

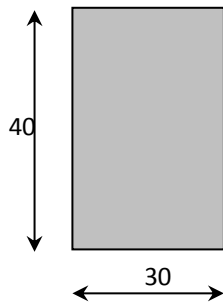
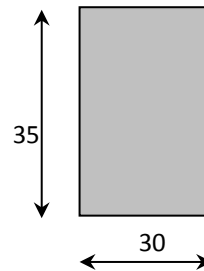


Figure II .2 : Dimensions de la poutre principale



FigureII.3: Dimensions de la poutre secondaire

II.3 Les voiles

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

D'après le règlement **RPA 99 version 2003 (Article 7.7.1)**, on considère comme voiles les éléments Satisfaisants la condition : $L \geq 4a$

Avec :

L : longueur du voile.

a: épaisseur du voile.

L'épaisseur minimale d'un voile : $a_{\min} = 15 \text{ cm}$. De plus l'épaisseur est déterminée en Fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités comme il est indiqué sur la figure ci-après :

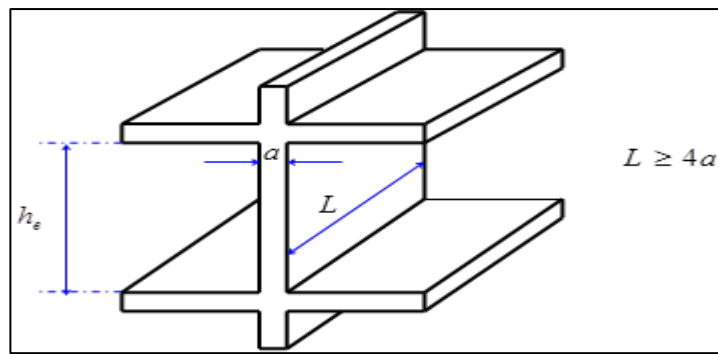
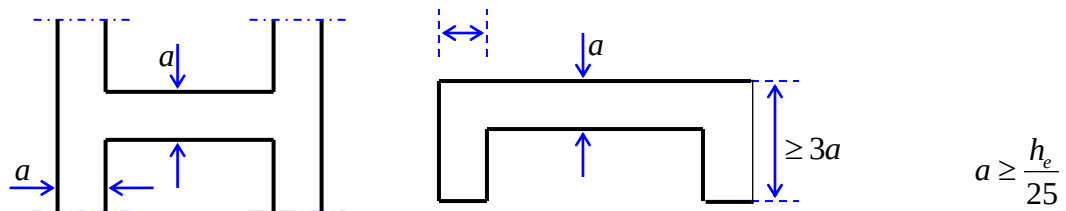
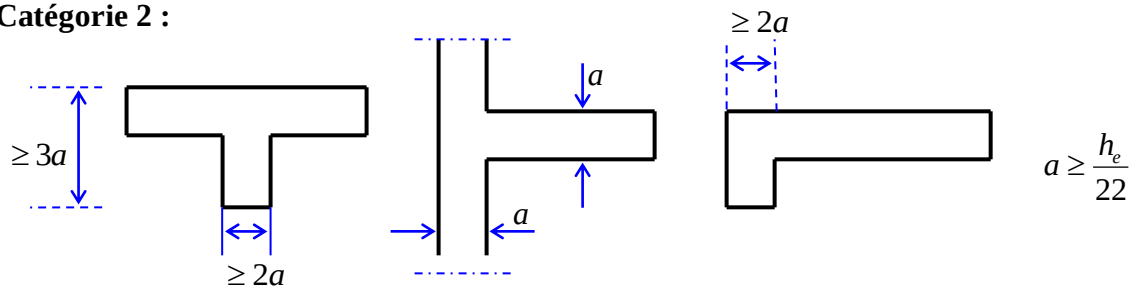


Figure II.4 : Coupe de voile en élévation.

Catégorie 1 :



Catégorie 2 :



Catégorie 3 :



Figure II.5 : Coupes de voile en plan.

Notre structure compte des voiles linéaires comme celle-ci citée **dans la 3^{ème} catégorie**.

$$a \geq \frac{h_e}{20} \quad \text{avec} \quad h_e = h - h_p$$

$$h_e = 3.06 - 0.25 = 2.81 \text{ m}$$

$$a \geq \frac{281}{20} = 14.05 \text{ cm}$$

On prend une épaisseur: $a=20\text{cm}$.

➤ **Vérification des exigences du RPA99 modifié 2003 :**

➤ Les voiles sont considérés comme voiles de contreventement, en satisfaisant la condition suivante :

$$L_{\min} = 4a \quad \text{avec} \quad L_{\min} : \text{portée minimale des voiles.}$$

$$L_{\min} = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$$

➤ L'épaisseur minimale exigée est de 15cm.

$$a = 20 \text{ cm} > a_{\min} = 15 \text{ cm} \quad \rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

II.4 Les poteaux

➤ Ce sont des éléments verticaux en béton armé de section généralement carrée, rectangulaire ou circulaire qui se compose d'armatures longitudinales (verticales), et transversales (horizontales), ils travaillent en compression simple, et ils constituent les points d'appuis pour les poutres et permettent la transmission des charges d'étage en étage puis aux fondations.

- Le pré-dimensionnement des poteaux se fait à l'ELS en effectuant une descente de charges suivant le poteau le plus sollicité et en supposant que seul le béton reprend l'effort normal N_s , tel que : $N_s = G + Q$.

- La section du poteau le plus sollicité est donnée comme suit $S \geq N/\sigma_{bc}$

Avec : N_s : Effort normal revenant au poteau le plus sollicité (à sa base).

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

($\sigma_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$).

II.5 Détermination des charges et surcharges

Pour déterminer les charges permanentes G et les surcharges d'exploitations Q nous allons nous référer au **DTR B.C.22**.

II.5.1 Charges permanentes :

II.5.1.1 Les planchers :

- **Planchers terrasse :**

Tableau II.1 : Charges revenants au plancher terrasse

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Couche de gravillon	5	0.18	0.9
2	Etanchéité multicouche	1.2	0.22	0.26
3	Forme de pente en béton	12	0.22	2.64
4	Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
5	Plancher en corps creux (20+5)	25	0.13	3.25
6	Enduit plâtre	3	0.1	0.3
G_{Total}				7.51

➤ **Plancher d'étage courant :****Tableau II.2 : Charges revenants au plancher courant**

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.20	0.40
3	Couche de sable	3	0.17	0.51
4	Plancher en dalle corps creux (20+5)	25	0.13	3.25
5	Enduit plâtre	3	0.1	0.3
6	Cloison en brique	10	0.1	1
G_{Total}				5.9

II.5.1.2 Les murs :

➤ **Murs extérieurs :** les murs extérieurs sont réalisés en brique creuses de double cloison avec une lame d'air de 5 cm.

Tableau II.3 : Charges revenants aux murs extérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	3	0.18	0.54
2	Briques creuses extérieure	10	0.09	0.9
3	Briques creuses intérieur	15	0.09	1.35
4	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
G_{Total}				2.99

- **Murs intérieurs** : les murs intérieurs réalisés en brique creuse de 10cm d'épaisseur.

Tableau II.4 : Charges revenants aux murs intérieurs :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Enduit plâtre	2	0.1	0.2
2	Brique creuses	15	0.09	1.35
		G_{Total}		1.55

II.5.1.3 Les voiles :

Tableau II.5 : Charges revenants aux voiles :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Béton armé	20	0.25	5
2	Enduit de plâtre	3	0.1	0.3
3	Enduit ciment	3	0.18	0.54
		G_{Total}		5.84

II.5.1.4 Les balcons :

Tableau II.6 : Charges revenants au balcon :

N°	Désignation	Epaisseur(cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G(KN/m ²)
1	Revêtement de carrelage	2	0.22	0.44
2	Mortier de pose	2	0.20	0.40
3	Couche de sable	3	0.17	0.51
4	Dalle en corps creux	25	0.13	3.25
5	Enduit ciment	3	0.18	0.54
6	Cloison en brique creuse	10	0.1	1
		G_{Total}		6.14

II.5.1.5 Escaliers :

Tableau II.7 : Charges agissantes sur le palier :

N°	Désignation	Epaisseur (cm)	ρ (KN/m ² /cm)	G (KN/m ²)
1	Poids propre	20	0.25	5
2	Poids de lit de sable	3	0.17	0.51
3	Poids des revêtements	2	0.20	0.40
4	Carrelage	2	0.22	0.44
5	Enduit en ciment	2	0.18	0.36
G_{Total}				6.71

II.5.1.6 Acrotère :

Le poids propre de l'acrotère pour 1ml égal à :

$$G_{\text{acrotère}} = \rho_b \times S$$

Avec :

ρ_b : masse volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ KN/m}^3$

S : surface de la section de l'acrotère

$$S = (0.4 \times 0.1) + (0.07 \times 0.22) + \frac{(0.03 \times 0.1)}{2}$$

$$S = 0.0569 \text{ m}^2$$

D'où le poids propre de l'acrotère :

$$G_{\text{acrotère}} = 0.0587 \times 25 = 1.4675 \text{ KN/ml}$$

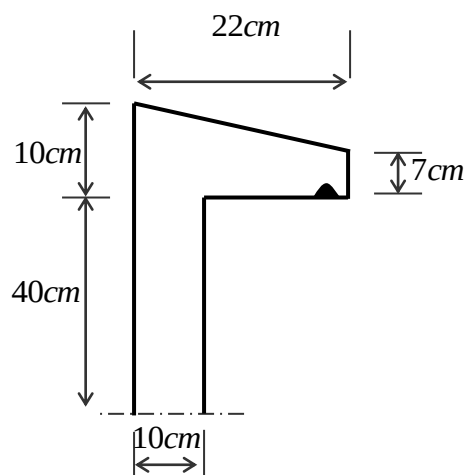


Figure II.6 : Coupe de l'acrotère.

II.5.2 Surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

Tableau II.8 Surcharge d'exploitation selon le DTR :

Eléments	Q (KN/m ²)
Plancher terrasse	1.00
Plancher étage courant	1.50
Plancher rez-de-chaussée	5.00
Sous-sol	2.50
Balcon	3.50
Escaliers	2.50
Acrotère	1.00

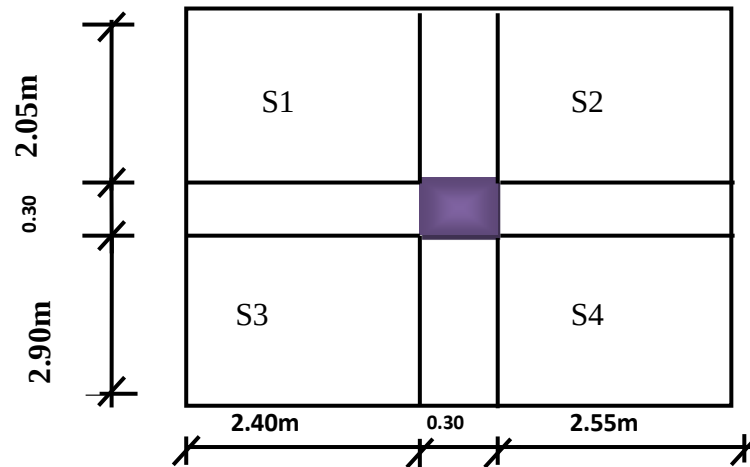


Figure II.7 : Surface d'influence du poteau le plus sollicité.

II.5.3 Descente des charges :

La descente de charge est obtenue en déterminant le cheminement des efforts dans la structure depuis leurs points d'application jusqu'aux fondations.

II.5.3.1 Surface d'influence du poteau le plus sollicité :

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

$$S = 2.05 \times 2.4 + 2.05 \times 2.55 + 2.4 \times 2.9 + 2.9 \times 2.55$$

$$S = 24.5 \text{ m}^2.$$

II.5.3.2 Calcul des poids propres des éléments :

➤ Poids propre du plancher terrasse :

$$G_{pt} = G_t \times S = 7.51 \times 24.5 = 183.995 \text{ KN}$$

➤ Poids propre du plancher étage courant :

$$G_{pc} = G_c \times S = 5.9 \times 24.5 = 144.55 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des poutres :**

- **Poutres principales :**

$$G_{pp} = (0.30 \times 0.40 \times 4.95) \times 25 = 14.85 \text{ KN}$$

- **Poutres secondaires :**

$$G_{ps} = (0.30 \times 0.35 \times 4.95) \times 25 = 13 \text{ KN}$$

Donc le poids propre total des poutres est

$$G_p = G_{pp} + G_{ps} = 27.85 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des Poteaux**

$$G_{pot} = (3.06 - 0.40) \times 0.3 \times 0.3 \times 25 = 5.98 \text{ KN.}$$

II.5.3.3 Surcharge d'exploitation :

- **Terrasse inaccessible :** $Q_t \times S_t = 1 \times 24.5 = 24.5 \text{ KN}$
- **Etage courant :** $Q_{EC} \times S_t = 1.5 \times 24.5 = 36.75 \text{ KN}$
- **RDC :** $Q_{RDC} \times S_t = 5 \times 24.5 = 122.5 \text{ KN}$
- **Sous-sol :** $Q_{ss} \times S_t = 2.5 \times 24.5 = 61.25 \text{ KN}$

II.6 Loi de dégression des surcharges

La loi de dégression des surcharges d'exploitation s'applique aux bâtiments à grand nombre de niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes.

La loi de dégression des surcharges s'applique essentiellement pour des immeubles dont le nombre d'étage est supérieur ou égal à 5, elle est donnée par la formule suivante :

$$Q = Q_0 + \left(\frac{3+n}{2n}\right) \sum_{i=1}^{i=n} Q_i \dots\dots\dots \text{pour } n \geq 5.$$

Q_0 : surcharges d'exploitation de la toiture

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

n : nombre d'étage du haut vers le bas, pour $n \geq 5$.

$$\Sigma_0 = Q_0$$

$$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$$

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

$$\Sigma_3 = Q_0 + 0,85 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

⋮ ⋮

$$\Sigma_n = Q_0 + \left[\frac{(3+n)}{2n}\right] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i \quad \text{Pour } n \geq 5$$

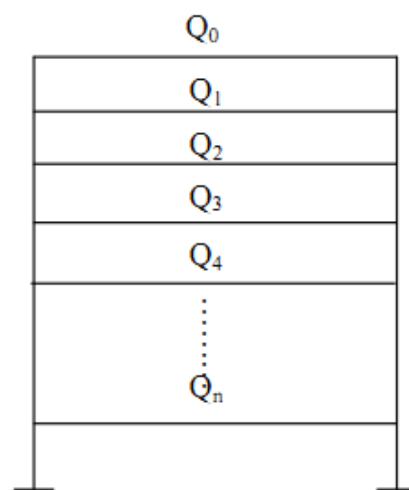


Tableau II.9 : Coefficients de dégression de surcharge :

Niveau	Te	11	10	9	8	7	6	5	4	3	2	1	RDC	SS
coefficient	1	1	0.95	0.9	0.85	0.80	0.75	0.714	0.687	0.666	0.65	0.636	0.625	0.615

II.6.1. Les surcharges cumulées

$$Q_0 = 24.5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + Q_1 = 24.5 + 36.75 = 61.25 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2) = 24.5 + 0.95 (2 \times 36.75) = 94.134 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 24.5 + 0.90 (3 \times 36.75) = 132.725 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 24.5 + 0.85 (4 \times 36.75) = 149.45 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 24.5 + 0.80 (5 \times 36.75) = 171.5 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.75 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 24.5 + 0.75 (6 \times 36.75) = 189.87 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.714 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 24.5 + 0.714 (7 \times 36.75) = 208.176 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.687 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 24.5 + 0.687 (8 \times 36.75) = 226.478 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.666 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9) = 24.5 + 0.666 (9 \times 36.75) = 244.78 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.65 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10}) = 24.5 + 0.65 (10 \times 36.75) = 263.375 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.636 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 24.5 + 0.636 (11 \times 36.75) = 281.603 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.625 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12}) = 24.5 + 0.625 (11 \times 36.75 + 122.5) = 353.72 \text{ KN}$$

$$Q_0 + 0.615 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} + Q_{12} + Q_{13}) = 24.5 + 0.615 (11 \times 36.75 + 122.5 + 61.25) = 386.12 \text{ KN}$$

Tableau II.10 : Récapitulatif de la descente de charge.

Niveau	Charge permanentes en (KN)					Surcharge d'exploitation en (KN)				Section adoptée (cm ²)
	G Plancher	G Poteau	G Poutre	G Total	G Cumulés	Qi	Q Cumulés	N= Qc+Gc	$S \geq N_s / \sigma_{bc}$	
Terrasse	183.995	-	27.85	211.845	211.845	24.45	24.5	236.345	157.65	30×30
ET 11	144.55	5.98	27.85	178.38	390.225	36.75	61.25	451.475	300.98	30×30
ET10	144.55	5.98	27.85	178.38	568.605	36.75	94.34	662.945	441.93	30×30
ET9	144.55	5.98	27.85	178.38	746.985	36.75	132.725	879.71	586.47	35×35
ET8	144.55	5.98	27.85	178.38	925.365	36.75	149.45	1074.815	716.54	35×35
ET7	144.55	5.98	27.85	178.38	1103.745	36.75	171.5	1275.245	580.16	35×35
ET6	144.55	5.98	27.85	178.38	1282.125	36.75	189.87	1470.995	980.66	40×40
ET5	144.55	5.98	27.85	178.38	1460.505	36.75	208.176	1668.681	1112.45	40×40
ET4	144.55	5.98	27.85	178.38	1638.885	36.75	226.478	1865.363	1243.57	40×40
ET3	144.55	5.98	27.85	178.38	1817.265	36.75	244.78	2062.045	1374.69	45×45
ET2	144.55	5.98	27.85	178.38	1995.645	36.75	263.375	2259.02	1506.01	45×45
ET1	144.55	5.98	27.85	178.38	2174.025	36.75	281.603	2455.628	1637.08	45×45
RDC	144.55	5.98	27.85	178.38	2352.405	122.5	353.72	2706.125	1804.08	50×50
SS	144.55	5.98	27.85	178.38	2530.785	61.25	386.12	2916.91	1944.60	50×50

II.7 Vérifications relatives aux coffrages(Art7. 4 .1du RPA2003)

Selon l'article 7.4.1 du RPA 99 version 2003, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 20 \text{ cm} \\ \min(b, h) \geq h_e/20 \\ 0,25 \leq b/h \leq 4 \end{array} \right\} \text{En zone III.....(Art 7.4.1.RPA99/2003).}$$

Avec: b et h : dimensions des poteaux.

➤ **Poteaux du SS et RDC: (50×50)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 306/20 = 15.3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 50 \text{ cm} > 15.3 \text{ cm.}$$

$$0.25 \leq (b/h) = 50/50 = 1 \leq 4.$$

➤ **Poteaux du 1^{er} au 3^{eme} étage : (45×45)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 45 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0.25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

➤ **Poteaux du 4^{eme} au 6^{eme}: (40×40)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 40 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0.25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

➤ **Poteaux du 7^{eme} au 9^{eme}: (35×35)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 35 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0.25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

➤ **Poteaux du 10^{eme} au 12^{eme}:(30×30)**

La hauteur libre du poteau:

$$h_e = 306 \text{ cm} \Rightarrow h_e/20 = 306/20 = 15,3 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow \text{Min}(b, h) = 30 \text{ cm} > 15,3 \text{ cm.}$$

$$0,25 \leq (b/h) = 1 \leq 4.$$

Conclusion :

Les dimensions des poteaux sont conformes aux exigences du **RPA 99 version 2003**.

II.8 Vérification des poteaux au flambement

Le flambement est un phénomène d'instabilité de la forme qui peut survenir dans les éléments comprimés des structures lorsque ces derniers sont élancés suite à l'influence défavorable des sollicitations.

La vérification des poteaux au flambement doit satisfaire la condition suivante :

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

Avec λ : élancement du poteau.

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

i : rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

I : moment d'inertie du poteau, $I = \frac{bh^3}{12}$ (section rectangulaire),

$$I = \frac{b^3}{12} \text{ (Section carrée).}$$

A: Section transversale du Poteau ($B = b \times h$; pour une section carrée : $S = b^2$).

D'où :

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7l_0}{\sqrt{\frac{12}{b^2}}} \Rightarrow \lambda = \sqrt{12} \cdot 0.7 \cdot \frac{l_0}{b} = 2.425 \cdot \frac{l_0}{b}$$

➤ **Poteaux du SS et RDC :**

$$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 50 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 14.84 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

➤ **Poteaux du 1^{er} au 3^{eme} étage :**

$$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 45 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 16.49 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

➤ **Poteaux du 4^{eme} au 6^{eme} étage :**

$$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 40 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 18.55 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

➤ **Poteaux du 7^{eme} au 9^{eme} étage :**

$$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 35 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 21.20 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

➤ **Poteaux du 10^{eme} au 12^{eme} étage :**

$$l_0 = 306 \text{ cm}, b = 30 \text{ cm} \Rightarrow \lambda = 24.74 \text{ cm} < 50 \text{ cm}$$

Conclusion :

La condition étant vérifiée, donc il n'a pas de risque de flambement.

II.9.Conclusion

Les différentes règles, lois et documents techniques nous ont permis de pré-dimensionner les éléments de notre structure comme suit :

- **Les Planchers en corps creux :**
(20+5) cm

- **Les Poutres principales :**
b= 30cm.
h_t=40cm.

- **Les Poutres secondaires :**
b=30 cm.
h_t = 35 cm.

- **Les Poteaux :**

Sous-sol et RDC (50×50)
1^{er} au,3^{ème} étages :(45×45)
4^{ème} au 6^{ème} étages :(40×40)
7^{ème} au, 9^{ème} :(35×35)
10^{ème} au 12^{ème} étage :(30×30)

- **Les Voiles : épaisseur e = 20 cm**

Ces résultats nous serviront de base dans la suite de nos calculs aux prochains chapitres.

**Ferraillage
des
éléments
non-
structuraux**

Introduction

Dans ce chapitre, nous aborderons de l'étude des éléments non structuraux du bâtiment, qui n'ont pas de caractéristiques de contreventements, par étude dynamique de ces éléments et en leur appliquant toutes les charges, tout en assurant leurs résistances aux séismes et aux vents.

III.1 Etude de l'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de la structure, il est considéré comme une console encastrée à sa base, il a un rôle d'empêcher le ruissèlement des eaux pluviales sur la façade, et il forme une paroi contre toute chute.

Il est soumis à un effort normal et à son poids propre et à une surcharge horizontale dû à l'action de la main courante, provoquant un moment de renversement **M**.

Le calcul se fait en flexion composée pour une bonde de longueur de **1 ml**, l'acrotère est exposé aux intempéries, donc le calcul se fera à l'ELU et à l'ELS.

III.1.1 Les sollicitations :

➤ **Poids propre « G » :**

$$G = \gamma_b \times S = 25 \times \left[0.03 \times \frac{0.22}{2} + (0.07 \times 0.22) + (0.4 \times 0.10) \right] \times 1ml$$

$$G = 1.467 \text{ KN/ml}$$

avec :

ρ : masse volumique du béton

S : section longitudinale de l'acrotère

➤ **Effort horizontal dû à la main courante (surcharge d'exploitation) :**

$$Q = 1 \text{ KN/ml.}$$

III.1.2 Les efforts internes :

- **Effort normal dû au poids propre « G » :**

$$N_G = G \times 1\text{ml} = 1,467 \times 1\text{ml} = 1,467\text{KN}.$$

- **Effort normal dû à la main courante « Q » :**

$$N_Q = 0 \text{ KN}.$$

- **Moment de flexion (renversement) dû au poids propre « G » :**

$$M_G = 0 \text{ KN.m}$$

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

$$M_Q = Q \times H = 1 \times 0,5 = 0,5 \text{ KN.m}$$

- **Effort tranchant dû au poids propre « G » :**

$$T_G = 0 \text{ KN}$$

- **Effort tranchant dû à la main courante « Q » :**

$$T_Q = Q \times 1\text{ml} = 1 \times 1 = 1 \text{ KN}$$

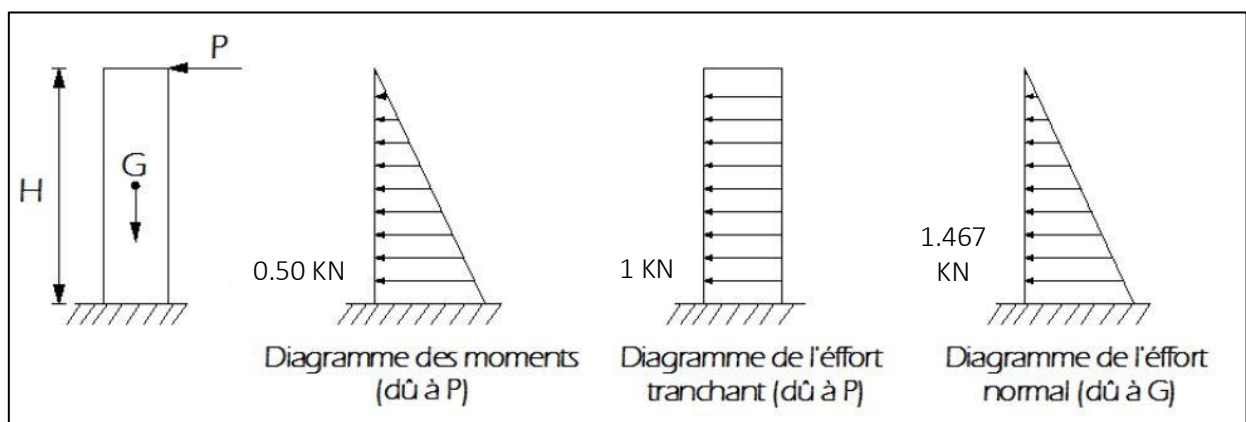


Figure III.1 : Schéma statique et diagramme des efforts internes de l'acrotère.

III.1.3 Combinaisons des efforts(BAEL 91 révisé 99.art A.3.2.2) :

❖ A l'état limite ultime (ELU) :

La combinaison de charge est : $1.35G + 1.5Q$

- Effort normal de compression dû à G:

$$N_u = 1.35N_G + 1.5N_Q = 1.35 \times 1.467 = 1.980 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement dû à Q:

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

❖ A l'état limite de service (ELS) :

- Effort normal :

$$N_s = N_G + N_Q = 1.467 + 0 = 1.467 \text{ KN.}$$

- Moment de renversement :

$$M_s = M_G + M_Q = 0 + 0.5 = 0.5 \text{ KN.m.}$$

III.1.4 Ferrailage :

Le ferrailage de l'acrotère est déterminé en flexion composée, pour le calcul on considère une section rectangulaire de hauteur **h=10cm** et de largeur **b= 100cm** soumise à un effort normal **N** et un moment de renversement **M**.

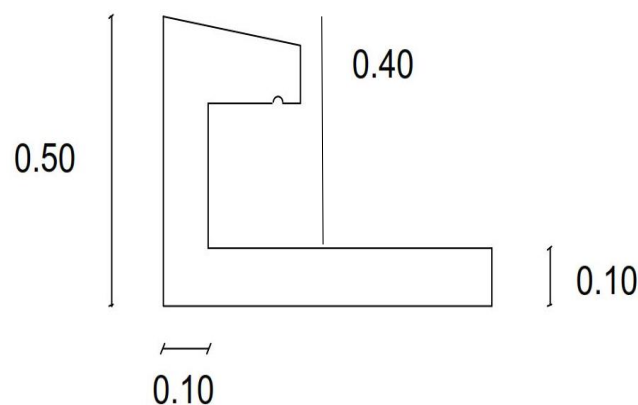


Figure III.2 : Coupe transversale de l'acrotère.

h : Epaisseur de la section

c et c' : enrobage

$d = h - c$: hauteur utile

M_f : moment fictif calculé par rapport au centre de gravité des armatures tendus.

III.1.4.1 Calcul des armatures à l'ELU :

❖ **Armatures principales :**

➤ **Calcul de l'excentricité :**

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.75}{1.98} = 0.379 \text{ m} = 37.9 \text{ cm} \quad \text{et} \quad e_s = \frac{M_s}{N_s} = 0.341 \text{ m} = 34.1 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad e_u = 37.9 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = 2 \text{ cm}.$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. Donc la section est partiellement comprimée. Elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_f puis se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul de la section d'armatures en flexion simple :**

• **Moment fictif :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.75 + 1.98 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right)$$

$$M_f = 0.79 \text{ KN.m}$$

• **Moment réduit :**

$$\mu_u = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.79 \times 10^6}{1000 \times 70^2 \times 14.2} = 0.0113$$

$$\mu_u = 0.011 < \mu_l = 0.392 \quad \rightarrow \quad \text{S. S. A}$$

La section est simplement armée donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A_{sc}=0\text{cm}^2$)

$$\mu_u = 0.011 \Rightarrow \beta = 0.995$$

• **Armatures fictives :**

$$A_f = \frac{M_f}{\beta \cdot d \cdot \sigma_{st}} = \frac{0.79 \times 10^3}{0.995 \times 7 \times 348} = 0.33 \text{ cm}^2$$

$$A_f = 0.33 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul en flexion composée :**

La section réelle des armatures est :

$$A_{st} = A_f - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0.33 - \frac{1.98}{34.8} = 0.27 \text{ cm}^2$$

$$A_{st} = 0.27 \text{ cm}^2$$

III.1.4.2 Vérification à l'ELU:

➤ **Condition de non fragilité(BAEL 91/Art A.4.2 ,1)**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \left(\frac{e_s - (0.445 \times d)}{e_s - (0.185 \times d)} \right)$$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times 100 \times 7 \times 2.1}{400} \times \left(\frac{34.1 - (0.445 \times 7)}{34.1 - (0.185 \times 7)} \right)$$

$$A_{min} = 0.796 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.796 \text{ cm}^2 > A_{st} = 0.27 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

Conclusion :

Les armatures calculées à la condition non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU :

$$\text{Donc : } A_{st} = A_{min} = 0.796 \text{ cm}^2.$$

Soit : $A_{st} = 5 \text{ HA } 8 = 2.51 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$.

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{1}{4} A_{st} = \frac{1}{4} \times 2.51 = 0.628 \text{ cm}^2$$

Soit $A_r = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Vérification au cisaillement (BAEL 91/ Art A.5.1 ,211)**

Nous avons une fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \times \frac{25}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \{2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}\} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = 1,5 \times Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

Avec V_u : l'effort tranchant à l'ELU

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{1,5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ **la condition est vérifiée,**

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement (les armatures transversales ne sont pas nécessaires).

➤ **Vérification de l'adhérence dans les barres(Art 6.1.3 BAEL91)**

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Avec : Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

$\Psi_s = 1$ (ronds lisses)

Donc :

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

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

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

$$\sum U_i : n \pi \varphi = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

n : nombre de barres

D'où :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \sum U_i} = \frac{1.5 \times 10^3}{0.9 \times 70 \times 100.48} = 0.23 \text{ MPa.}$$

$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} \rightarrow$ **La condition est vérifiée**, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

• **Espacements des barres..... (Art. A.8.2, 42 BAEL 91)**

- ✓ **Armatures principales** : $St = 20 \text{ cm} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$
- ✓ **Armatures de répartition** : $St = 20 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 40 \text{ cm... La condition est vérifiée.}$

• **Ancrage des barres (BAEL 91/ Art 6.1 ,221)**

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \psi^2 f_{tj} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{\varphi}{4} \times \frac{f_e}{\bar{\tau}_s} = \frac{8 \times 400}{4 \times 2.84} = 281.69 \text{ mm}$$

$$L_s = 28.17 \text{ cm}$$

On prend : $L_s = 30 \text{ cm}$

III.1.4.3 Vérification des contraintes à L'ELS :

• Vérification à l'ELS :

Il faut vérifier les deux conditions suivantes :

- La contrainte dans les aciers $\sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$
- La contrainte dans le béton $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$

1-Vérification de la contrainte d'ouvertures des fissures dans l'acier[Art. A.4.5.23 BAEL91]

La fissuration est considérée comme préjudiciable ; donc :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\}.$$

$$\text{On a des aciers } \begin{cases} HA : \varphi \geq 8 \text{ mm} \\ feE 400 \end{cases} \Rightarrow \eta = 1,6$$

η : coefficient de fissuration

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} \right\} = \min \{ 266,6 \text{ MPa} ; 201,633 \text{ MPa} \}$$

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

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

On a :

$$\rho_1 = \frac{100 \cdot A_s}{bd} = \frac{100 \times 2,51}{100 \times 7} = 0,360$$

$$\rho_1 = 0,360 \Rightarrow \beta_1 = 0,907 \quad \text{et} \quad K_1 = 38,76$$

D'où :

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_{st}} = \frac{0.5 \times 10^6}{0.907 \times 70 \times (2.51 \times 10^2)} = 31.38 \text{ MPa.}$$

D'ou: $\sigma_{st} = 31.38 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPa} \rightarrow$ La condition est vérifiée.

2-Vérification des contraintes de compression dans le béton :

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

Avec:

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} \quad \text{et} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K1} = \frac{31.38}{38.76} = 0.81 \text{ MPa}$$

D'où : $\sigma_{bc} = 0.81 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow$ **La condition vérifiée.**

Donc : il n'y'a pas de fissuration dans le béton comprimé

Conclusion :

Les conditions étant vérifiées ; donc notre ferrailage calculé à l'ELU est vérifié à l'ELS.

Le ferrailage retenu pour l'acrotère est le suivant :

- ✓ Armatures principales : 5 HA8/ml=2.51cm²/ml avec : St= 20 cm.
- ✓ Armatures de répartition : 4 HA8/ml=2.01cm²/ml avec : St= 15 cm

III.1.5 Vérification de l'acrotère au séisme(RPA99.modifié 2003. Art 6.2.3)

L'acrotère est calculé sous l'action des forces sismiques suivant la formule suivante :

$$F_p = 4.A.C_p.W_p$$

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

A=0.25(Art4.2.3. Tableau 4-1/RPA99/ modifié 2003).

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8

Dans notre cas **C_p = 0,8**(Tableau 6-1/RPA 99/ modifier 2003)

W_p : Poids propre de l'acrotère **W_p=1.467KN/ml**

D'où : $F_p = 4 \times 0.25 \times 0.8 \times 1.467 = 1.1736 \text{ KN /ml} < 1 \text{ KN/ml}$

La condition étant vérifiée, donc l'acrotère ayant été calculé avec un effort horizontal Q=1KN/ml qui est supérieur à la force sismique **F_p** d'où le calcul au séisme est inutile.

III.2 Calcul du plancher en corps creux

III.2.1 Introduction :

La structure comporte des planchers à corps creux, dont les poutrelles sont fabriquées sur chantier, et disposées dans le sens de la petite portée. Les planchers en corps creux sont constitués de:

- **Corps creux** : utilisé comme coffrage perdu et comme isolant phonique (acoustique) et thermique.
- **Dalle de compression** : en béton armé d'une épaisseur de 5 cm.
- **Des poutrelles préfabriquées** : qui sont disposées dans le sens de la petite portée espacées de 65 cm, elles assurent une fonction de portance.

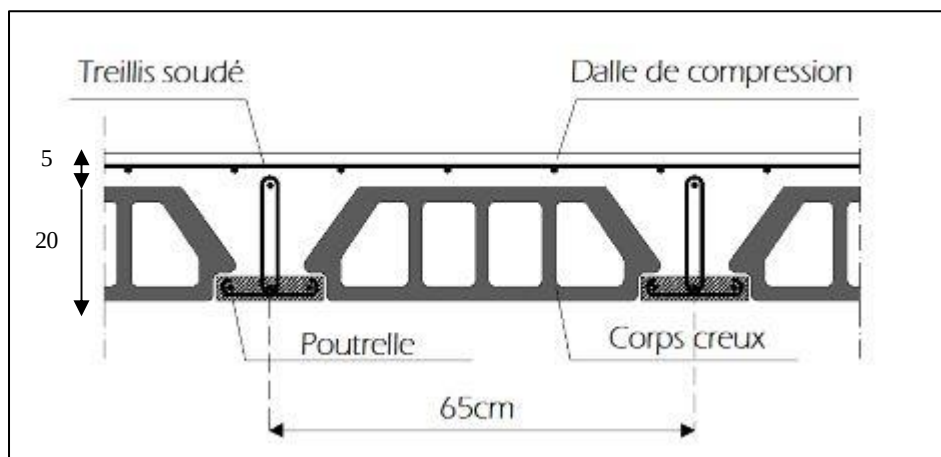


Figure III.3 : coupe transversale d'un plancher en corps creux

III.2.2 Étude et ferrailage de la dalle de compression

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 5 cm d'épaisseur armée d'un treillis soudé de nuance (TLE 520) dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser les normes qui sont mentionnées au (BAEL 99 Art B.6.8, 423).

Les dimensions des mailles des treillis soudés ne doivent pas dépasser :

- 20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures
- 30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

➤ **Armatures $\perp$ aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,50 \text{ cm}^2$$

Soit $5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

➤ **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0,98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

Soit $A_{//} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2$ avec : un espacement $S_t = 20 \text{ cm}$

Conclusion

On utilise pour le ferrailage de la dalle de compression, pour un treillis soudé (TLE 520) de dimension $(5 \times 5 \times 200 \times 200)$.

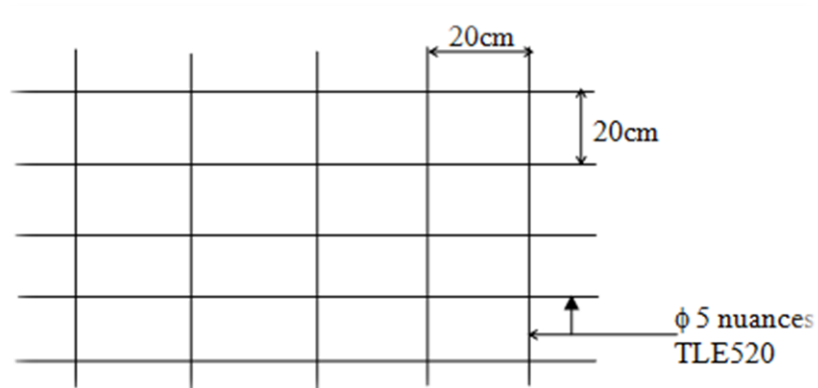


Figure III.4 : Ferrailage de la dalle de compression.

III.2.3 Détermination de la largeur de la table de compression: (Art A.4.1.3 / BAEL 99)

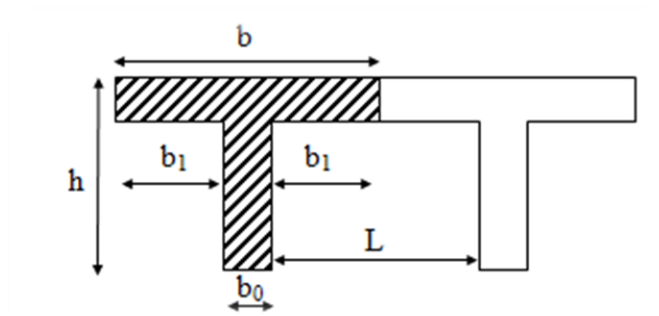


Figure III.5 : Schéma de la table de compression.

Avec

$h = (20+5) = 25\text{cm}$ hauteur du plancher

$h_0 = 5\text{cm}$: épaisseur de la dalle de compression

$C = 2\text{ cm}$: enrobage

$b_0 = 12\text{ cm}$: largeur de la poutrelle

b_1 : largeur de l'hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_0}{2}, \frac{L}{10}, 6 h_0 \leq b_1 \leq 8 h_0\right)$$

Avec L : la portée libre de la plus grande travée (dans le sens des poutrelles)

L_0 : distance entre deux parements voisins de deux poutrelles.

$$L_0 = 65 - 12\text{ cm} = 53\text{ cm}$$

$$L = 510\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{53}{2}, \frac{510}{10}, 30 \leq b_1 \leq 40\right)$$

$$b_1 \leq \min(26,5\text{cm}; 51\text{cm}, 40\text{cm})$$

On prend $b_1 = 26.5\text{ cm}$

b : largeur de la dalle de compression.

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

III.2.4 Étude des poutrelles

Dimensionnement de la poutrelle : $h_t = 20+5$ cm

Les poutrelles sont préfabriquées, elles sont sollicitées par une charge uniformément répartie et seront calculées en deux étapes, avant et après le coulage de la dalle de compression.

➤ 1^{ère} étape : Avant coulage de la dalle de compression

Avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre de section (12×4) cm², comme simplement appuyée à ses deux extrémités. Elle travaille en flexion simple et doit supporter son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier.

✓ Charge permanente G

- Poids propre de la poutrelle : $G_1 = 0.12 \times 0.04 \times 25 = 0.12$ KN/ ml
- Poids du corps creux : $G_2 = 0.95 \times 0.65 = 0.62$ KN/ ml
- Poids total : $G = G_1 + G_2 = 0.74$ KN/ ml

✓ Poids de la main d'œuvre

$$Q = 1 \text{ KN /ml}$$

✓ Combinaison de charge à l'ELU

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times (0.74) + 1.5 \times 1 = 2.50 \text{ KN/ml}$$

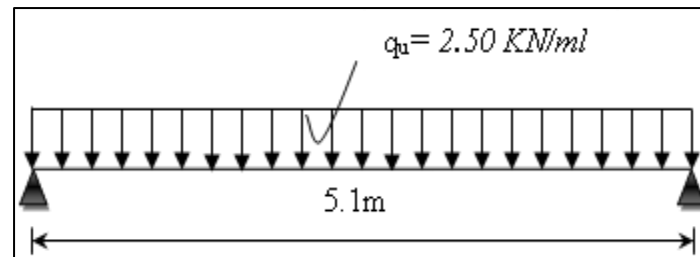


Figure III.6 : Schéma de calcul de la poutrelle.

- Le moment maximal en travée

$$M_t = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{2.50 \times 5.1^2}{8} = 8.13 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant

$$T = \frac{q_u l}{2} = \frac{2.50 \times 5.1}{2} = 6.38 \text{ KN}$$

- Calcul des armatures

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

Hauteur utile : $d = h - c = 5 - 2 = 3 \text{ cm}$.

$$\mu_b = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{8.13 \times 10^6}{120 \times 20^2 \times 14,2} = 11.93$$

$$\mu_b = 11.93 > \mu_l = 0,392 \quad (\text{SDA})$$

Conclusion

Comme la section du béton est très faible (4×12) cm², on ne peut pas mettre des armatures comprimées, alors il faudra prévoir des étais intermédiaires pour la conforter, (espacement entre étais : 80 à 120 cm).

➤ 2^{ème} étape : après coulage de la dalle de compression

Après le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée continue sur plusieurs appuis, de section en T.

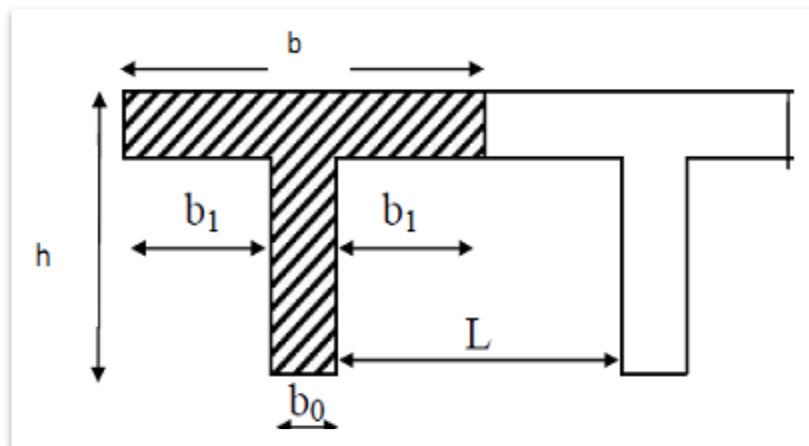


Figure III.7 : Section de la poutrelle après coulage de la dalle de compression.

❖ Poids du plancher repris par la poutrelle

• Plancher étage courant :

Charges permanentes : $G = 5.9 \times 0.65 = 3.835 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 1.5 \times 0.65 = 0.975 \text{ KN/ml}$

• Plancher RDC (commerce) :

Charges permanentes : $G = 5.9 \times 0.65 = 3.835 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 5 \times 0.65 = 3.25 \text{ KN/ml}$.

• Plancher Sous-sol :

Charges permanentes : $G = 5.9 \times 0.65 = 3.835 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 2.5 \times 0.65 = 1.625 \text{ KN/ml}$

• Plancher terrasse

Charges permanentes : $G = 7.51 \times 0.65 = 4.881 \text{ KN/ml}$

Charges d'exploitation : $Q = 1 \times 0.65 = 0.65 \text{ KN/ml}$

❖ Combinaison de charges**• Plancher étage courant :**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.835 + 1.5 \times 0.975 = 6.64 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.835 + 0.975 = 4.81 \text{ KN/ml}$

• Plancher RDC (commerce) :

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.835 + 1.5 \times 3.25 = 10.05 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.835 + 3.25 = 7.085 \text{ KN/ml}$

• Plancher sous-sol:

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 3.835 + 1.5 \times 1.625 = 7.614 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 3.835 + 1.625 = 5.46 \text{ KN/ml}$

• Plancher terrasse:

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1.881 + 1.5 \times 0.65 = 7.564 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = G + Q = 4.881 + 0.65 = 5.531 \text{ KN/ml}$.

Remarque :

On constate que le chargement pour le plancher RDC (commerce) est le plus défavorable. Donc on l'utilisera pour le calcul du ferrailage.

III.2.5 Calcul des efforts internes :

Le calcul des efforts internes se fera à l'aide de l'une de ces trois méthodes :

Méthode forfaitaire.

Méthode des trois moments.

Méthode de Caquot.

III.2.5.1 Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire**[Art B.6.2.,210/BAEL 91 modifié 99]**

Elle consiste à évaluer les moments en travées et en appuis à partir de fraction fixée forfaitairement de la valeur maximale des moments fléchissant « M_0 » dans la travée, celle-ci étant supposée isostatique de même portée libre et soumise aux mêmes charges que la travée considérée.

❖ Conditions d'applications de la méthode forfaitaire**Condition 1**

La charge d'exploitation doit être inférieure ou égale au maximum de deux fois plus grande que la charge permanente ou 5KN/m^2 .

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

$$2G = 2 \times 5.9 = 11.8 \text{ KN /m}^2$$

$$Q = 5 \leq (11.8\text{KN/m}^2; 5\text{KN/m}^2) \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Condition 2

Le moment d'inertie des sections transversales est le même dans les différentes travées (même section transversale dans toutes les travées) → **Condition vérifiée**

Condition 3

Le rapport des portées successives des différentes travées est entre 0,80 et 1,25.

Application numérique : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,2$

Tableau III.1 : Rapport des portées successives.

La travée	Longueur L_i [m]	L_i/L_{i+1}	Conclusion
L_1	2.9	0.568	Condition vérifiée
L_2	5.1		
L_2	5.1	1.062	Condition non vérifiée
L_3	4.8		
L_3	4.8	0.941	Condition non vérifiée
L_4	5.1		
L_4	4.1	1.758	Condition vérifiée
L_5	2.9		

Condition 4

La fissuration est considérée comme non préjudiciable. → **Condition vérifiée**

Conclusion

La 3ème condition n'est pas vérifiée, donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Donc le calcul se fera par la méthode des trois moments.

III.2.5.2 Principe de la méthode des trois moments

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

$$M_{i-1} \cdot \frac{l_i}{l_{i-1}} + 2M_i \left(\frac{l_i}{l_i} + \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} \right) + M_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}}{l_{i+1}} = -6E(W_i^g + W_i^d)$$

$$\text{Avec : } W_i^d = Q_i \cdot \frac{l_i^3}{24 E I_i} ; W_i^g = Q_{i+1} \cdot \frac{l_{i+1}^3}{24 E I_{i+1}}$$

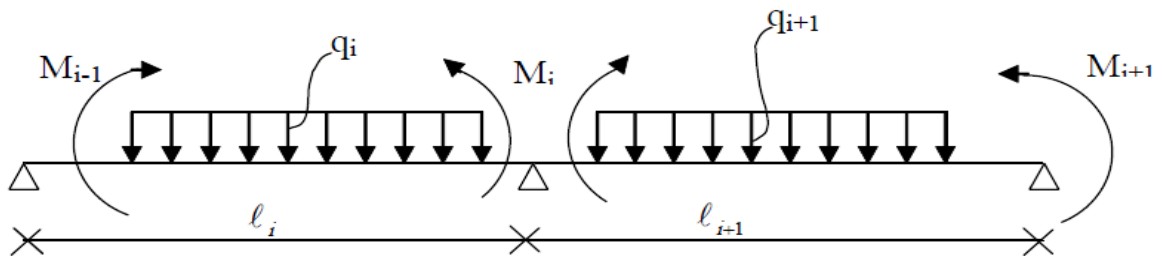


Figure III.8 : Méthode des trois moments.

Aux appuis

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

En travée

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

$$\mu(x) = \frac{ql}{2}x - \frac{q}{2}x^2 \dots\dots\dots(2)$$

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

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

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

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

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

III.2.5.2.1 Application

❖ 1^{er} schéma statique de calcul

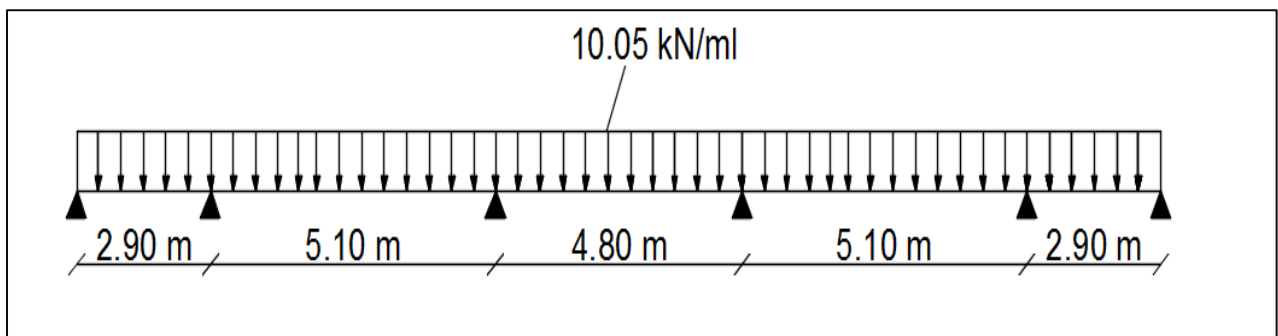


Figure III.9 : Schéma statique n°1 de la poutrelle

➤ Calcul de moments aux appuis

$$\text{L'appui 1 : } 5.8M_1 + 2.9M_2 = -61.277 \dots\dots\dots(1)$$

$$\text{L'appui 2 : } 2.9M_1 + 16M_2 + 5.1M_3 = -394.562 \dots\dots\dots(2)$$

$$\text{L'appui 3 : } 5.1M_2 + 19.8M_3 + 4.8M_4 = -611.148 \dots\dots\dots(3)$$

$$\text{L'appui 4 : } 4.8M_3 + 19.8M_4 + 5.1M_5 = -611.148 \dots\dots\dots(4)$$

$$\text{L'appui 5 : } 5.1M_4 + 16M_5 + 2.9M_6 = -394.562 \dots\dots\dots(5)$$

$$\text{L'appui 6 : } 2.9M_5 + 5.8M_6 = -61.277 \dots\dots\dots(6)$$

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

$$M_1 = M_6 = -1.774 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = M_5 = -17.581 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = M_4 = -21.198 \text{ KN.m}$$

Tableau III.2 : Calcul des moments aux travées.

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$	$M_i(x)$ (KN.m)
1-2	2.9	10.05	-1.774	-17.581	0.91	9.099	2.364
2-3	5.10	10.05	-17.581	-21.198	2.48	32.65	13.31
3-4	4.8	10.05	-21.198	-21.198	2.4	28.944	7.746
4-5	5.1	10.05	-21.198	-17.581	2.62	32.65	13.31
5-6	2.9	10.05	-17.581	-1.774	1.99	9.099	2.364

Remarque :

La méthode des trois moments surestime les moments sur appuis à l'encontre de ceux en travées, pour cela on réduit les moments sur appui de 1/3 des valeurs trouvées ainsi qu'on augmente les moments en travée de 1/3 des valeurs trouvées, de plus on considère un semi encastrement aux niveau des appuis de rive. On obtient les résultats suivants :

➤ **Calcul des Moments corrigés aux appuis :**

$$M_1 = -1.774 - 1/3 (-1.774) = -1.182 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -17.581 - 1/3 (-17.581) = -11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -21.198 - 1/3 (-21.198) = -14.132 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -21.198 - 1/3 (-21.198) = -14.132 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -17.581 - 1/3 (-17.581) = -11.72 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -1.774 - 1/3 (-1.774) = -1.182 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des Moments corrigés en travées :**

$$M_{(1-2)} = 2.364 + 1/3(2.364) = 3.152 \text{ KN.m}$$

$$M_{(2-3)} = 13.31 + 1/3(13.31) = 17.746 \text{ KN.m}$$

$$M_{(3-4)} = 7.746 + 1/3(7.746) = 10.328 \text{ KN.m}$$

$$M_{(4-5)} = 13.31 + 1/3(13.31) = 17.746 \text{ KN.m}$$

$$M_{(5-6)} = 2.364 + 1/3(2.364) = 3.152 \text{ KN.m}$$

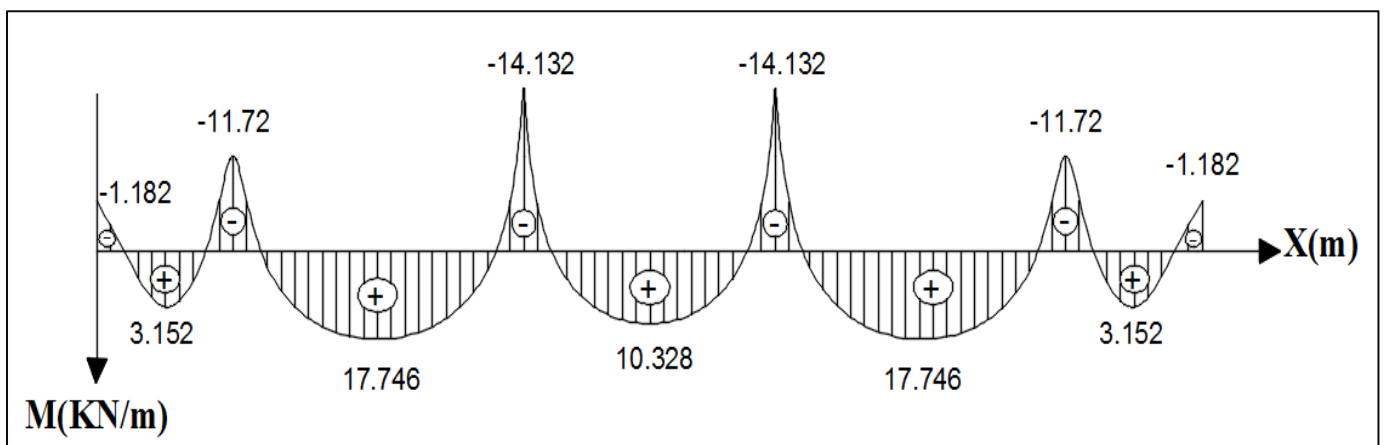


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

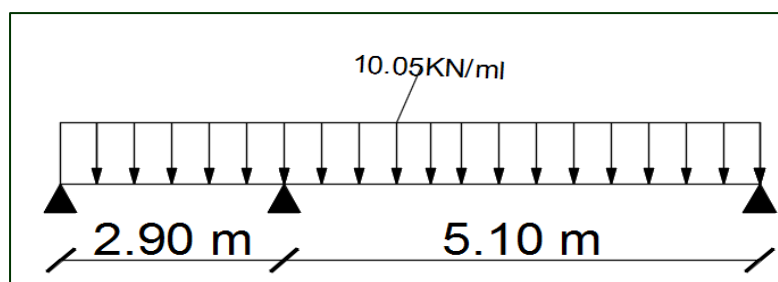


Figure III.11 : Schéma statique de la poutrelle n 2.

➤ **Calcul de moments aux appuis**

- ✓ L'appui 1 : $5.8M_1 + 2.9M_2 = -61.277$ (1)
- ✓ L'appui 2 : $2.9M_1 + 16 M_2 + 5.1 M_3 = -394.562$ (2)
- ✓ L'appui 3 : $5.1M_2 + 10.2M_3 = -333.285$ (3)

La résolution de ce système nous donne les résultats suivants :

- ✓ $M_1 = -2.345 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_2 = -16.44 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_3 = -24.455 \text{ KN.m}$

➤ **Calcul des moments en travée**

Tableau III.3 : Calcul des moments en travées.

Travées	L (m)	q_u (KN/m)	M_i (KN.m)	M_{i+1} (KN.m)	X (m)	$\mu(x)$	$M_t(x)$ (KN.m)
1-2	2.4	10.05	-2.345	-16.44	0.966	9.388	2.348
2-3	5.1	10.05	-16.44	-24.455	2.393	32.551	12.35

Les moments corrigés

➤ Moments en travées

- ✓ $M_{(1-2)} = 2.348 + 1/3(2.348) = 3.13 \text{ [KN.m]}$
- ✓ $M_{(2-3)} = 12.35 + 1/3 (12.35) = 16.466 \text{ [KN.m]}$

➤ Moments aux appuis

- ✓ $M_1 = -12.345 - 1/3 (-12.345) = -8.23 \text{ [KN.m]}$
- ✓ $M_2 = -16.44 - 1/3 (-16.44) = -10.96 \text{ [KN.m]}$
- ✓ $M_3 = -24.455 - 1/3 (24.455) = -10.303 \text{ [KN.m]}$

➤ Diagramme du moment fléchissant

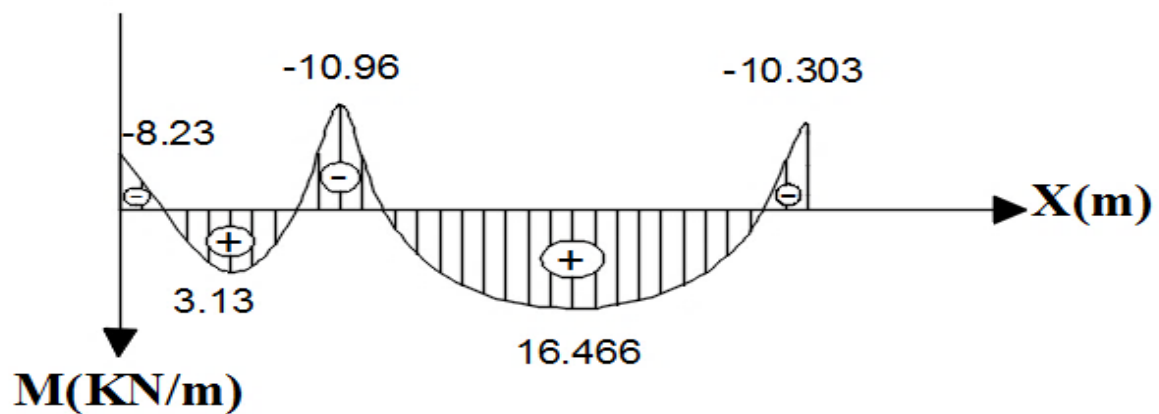


Figure III.12 : Diagramme de moments fléchissant à l'ELU.

➤ Calcul des efforts tranchants

$$V(x) = -qx + q \cdot \frac{l}{2} + \left(\frac{M_{i+1} - M_i}{l} \right)$$

Tableau III.4 : Calcul des efforts tranchants à l'ELU.

Travées	L (m)	q _u (KN/m)	M _i (KN.m)	M _{i+1} (KN.m)	V(x) (KN)	
					x = 0	x = L
1-2	2.9	10.05	-1.182	-11.72	10.938	-18.207
2-3	5.1	10.05	-11.72	-14.13	25.154	-26.101
3-4	4.80	10.05	-14.13	-14.13	24.12	-24.12
4-5	5.1	10.05	-14.13	-11.72	26.10	-25.155
5-6	2.9	10.05	-11.72	-1.182	18.206	-10.938

➤ Diagramme des efforts internes :

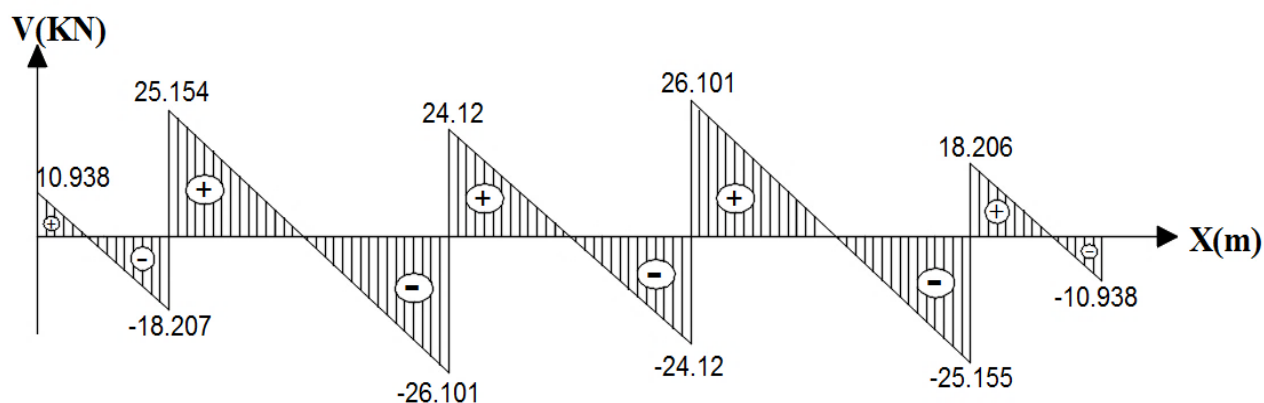


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchants.

❖ Conclusion

Moment max en travées : $M_{ut}^{max} = 17.746 \text{ KN.m}$

Moment max aux appuis : $M_{ua}^{max} = 14.132 \text{ KN.m}$

Effort tranchant max: $V_u^{max} = 26.1 \text{ KN}$

III.2.6 Calcul des armatures :

A. Caractéristiques géométriques de la section de calcul

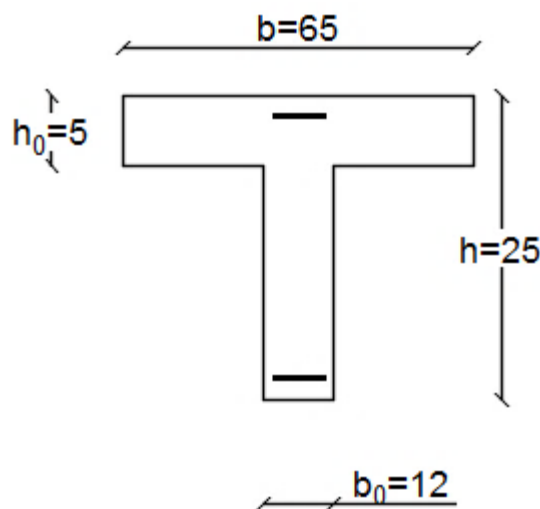


Figure III.14 : Dimension de la section en T.

- ✓ $b = 65 \text{ cm}$ (largeur de la table de compression)
- ✓ $h = 25 \text{ cm}$ (hauteur totale de plancher)
- ✓ $b_0 = 12 \text{ cm}$ (largeur de la nervure)
- ✓ $h_0 = 5 \text{ cm}$ (épaisseur de la table de compression)
- ✓ $c = 2 \text{ cm}$ (enrobage des armatures inférieures)
- ✓ $d = 23 \text{ cm}$ (distance du centre de gravité des armatures inférieurs jusqu'à la fibre la plus comprimée).

Moment résistant :

M_0 : Moment qui peut être repris par la table de compression est donné par la formule suivante :

$$M_0 = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad \text{avec: } f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_0 = 0.65 \times 0.05 \times 14.2 \times 10^3 \left(0.23 - \frac{0.05}{2} \right) = 94.61 \text{ KN.m.}$$

$M_{ut}^{max} = 17.746 \text{ KN.m} < M_0 = 94.61 \text{ KN.m} \rightarrow$ 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" (65 × 25) cm².

Calcul des armatures longitudinales**➤ En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{17.746 \times 10^3}{0.65 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.036 < 0.392 \dots \dots \dots \text{SSA} \rightarrow (A_{sc} = 0).$$

$$\mu = 0.036 \rightarrow \beta = 0.982$$

Les armatures nécessaires (traction)

$$A_{st} = \frac{M_t}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{17.746 \times 10^3}{0.982 \times 23 \times 348} = 2.26 \text{ cm}^2$$

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

➤ Aux appuis

La table est entièrement tendue donc Le calcul se fait pour une section rectangulaire de dimension $b_0 \times h$

$b_0 = 12\text{cm}$, $c = 2\text{cm}$, $h = 25\text{cm}$, $d = 23\text{cm}$.

Moment réduit :

$$\mu = \frac{M_a^{\max}}{b_0 d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{14.132 \times 10^3}{12 \times (23)^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu = 0.156 < 0.392 \rightarrow \text{SSA} \rightarrow A_{sc} = 0\text{cm}^2$$

Les armatures nécessaires sont les armatures de traction

$$\mu = 0.156 \rightarrow \beta = 0.915$$

$$A_{st} = \frac{M_a^{\max}}{\beta \cdot d \cdot f_{su}} = \frac{14.132 \times 10^3}{0.915 \times 23 \times 348} = 1.93\text{cm}^2$$

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

Calcul des armatures transversales

➤ Le diamètre minimal des armatures transversales

Le diamètre minimal des armatures transversales est donné par(BAEL 99 Art A.7.2.2)

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{b_0}{10} ; \frac{h}{35} ; \Phi_1 \right\} = \min \left\{ \frac{120}{10} ; \frac{250}{35} ; 10 \right\} = 7.14\text{ mm}$$

On prend: $\Phi_t = 12\text{mm}$

$A_t = 1\text{HA}12 = 1.13\text{ cm}^2$

➤ **Escapement :**

$$S_t \leq \min \{0.9d; 40\text{cm}\} = \min \{20.7; 40\text{cm}\}$$

$$S_t = 20.7\text{cm}$$

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

III.2.7 Vérifications à L'ELU**III.2.7.1 Vérification à la condition de non fragilité(BAEL99 Art A.4.2.1)**

$$\text{Aux appuis : } A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 0.33\text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 65 \times 23 \times \frac{2.1}{400} = 1.8\text{ cm}^2$$

$$\checkmark \quad \text{Aux appuis : } A_a = 2.26\text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.33\text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\checkmark \quad \text{En travée : } A_t = 2.35\text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.8\text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

La section d'armature choisie est supérieure à $A_{\min}$, donc la condition est vérifiée.

III.2.7.2 Vérification au cisaillement(BAEL99 Art A.5.1.211)

Pour justifier les armatures transversales droites, le règlement impose la vérification suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u \quad \text{Avec : } V_u = 26.1\text{ KN}$$

Pour les fissurations peu préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_B} ; 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{ MPA}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{26.1 \times 10^3}{120 \times 230} = 0.95 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.95 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.3 Ancrage des barres:(BAEL99/Art A.6.1,23)

Ancrage des barres aux appuis :

$$L_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4\tau_s} \quad \text{Avec : } \bar{\tau}_s = 0.6\psi_s^2 f_{t28} = \tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPA}$$

$$L_s = \frac{10 \times 400}{4 \times 2.84} = 352.113 \text{ mm} = 35.21 \text{ cm}$$

$$\text{Soit : } L_s = 40 \text{ cm}$$

Pour les armatures comportant des crochets, on prend :

$$L_a = 0.4L_s$$

$$L_a = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm} \Rightarrow L_a = 16 \text{ cm}$$

III.2.7.4 Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement.....(BAEL91/ Art 6.1,3)

Il faut vérifier cette condition : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \Psi f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPA} \quad ; \text{ Avec : } \Psi = 1.5$$

La contrainte d'adhérence au niveau de l'appui le plus sollicité :

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

ΣU_i : Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre du barres.

➤ **En travée :**

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \Phi_t = 3 \times 3.14 \times 10 = 94.2 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{26.1 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 94.2} = 1.34 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.34 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Aux appuis :**

$$\Sigma u_i = n \times \pi \times \Phi_t = 3 \times 3.14 \times 12 = 75.36 \text{ mm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \Sigma U_i} = \frac{26.1 \times 10^3}{0.9 \times 230 \times 75.36} = 1.67 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.67 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.15 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.2.7.5 Influence de l'effort tranchant..... (BAEL99 Art A.5.1.313)

➤ **Au niveau des appuis de rive**

$$A_{s \text{ adopter}} > A_s = \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1.15 \times 26.1 \times 10^3}{400} = 75.04 \text{ mm}^2 = 0.75 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.26 \text{ cm}^2 > 0.75 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Au niveau des Appuis intermédiaires(BAEL 99 Art A.5.1.321)**

$$0.9 \times d \times V_u = 0.9 \times 0.23 \times 26.1 = 5.4 \text{ KN.m}$$

$$M_u = 17.746 \text{ KN.m} > 5.4 \text{ KN.m}$$

→ Les armatures calculées sont suffisantes.

➤ **Sur le béton..... (BAEL 99 Art A.5.1. 313)**

$$\frac{2V_u}{b_0 \times 0.9d} \leq \frac{0.8f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 26.1 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 230} = 2.101 \text{ MPA}$$

$$\frac{0.8 \times 25}{1.5} = 13.33 \text{ MPA}$$

2.101 MPA < 13.33 MPA → **Condition vérifiée.**

➤ **Contrainte minimale de compression sur appui (BAEL99 Art A.5.1.322)**

$$\sigma_{mb} = \frac{V_u}{b_0 \times 0.9 \times d} \leq \frac{1.3f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{26.1 \times 10^3}{120 \times 0.9 \times 230} = 1.05 \text{ MPA}$$

$$\frac{1.3 \times 25}{1.5} = 21.67 \text{ MPA}$$

1.05 MPA < 21.67 MPA → **Condition vérifiée**

III.2.8 Calcul à l'ELS

A) Combinaison de charge à l'ELS

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 10.05 \text{ KN/ml.}$$

$$q_s = G + Q = 7.085 \text{ KN/ml}$$

Lorsque la charge est la même sur les différentes travées le **BAEL99 (A.6.5.1)** précise que la multiplication des résultats du calcul à l'ELU par le coefficient (q_s/q_u) nous donne les valeurs des efforts internes de calcul à l'ELS.

$$\frac{q_s}{q_u} = \frac{7.085}{10.05} = 0.70$$

B. Calcul des moments fléchissant**➤ Les moments aux appuis**

- ✓ $M_1 = -1.182 \times 0.704 = -0.832 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_2 = -11.72 \times 0.704 = -8.25 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_3 = -14.132 \times 0.704 = -9.949 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_4 = -14.132 \times 0.704 = -9.949 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_5 = -11.72 \times 0.704 = -8.25 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_6 = -1.182 \times 0.704 = -0.832 \text{ KN.m}$

➤ Les moments en travées

- ✓ $M_{(1-2)} = 3.152 \times 0.704 = 2.219 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{(2-3)} = 17.746 \times 0.704 = 12.493 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{(3-4)} = 10.328 \times 0.704 = 7.271 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{(4-5)} = 17.746 \times 0.704 = 12.493 \text{ KN.m}$
- ✓ $M_{(5-6)} = 3.152 \times 0.704 = 2.219 \text{ KN.m}$

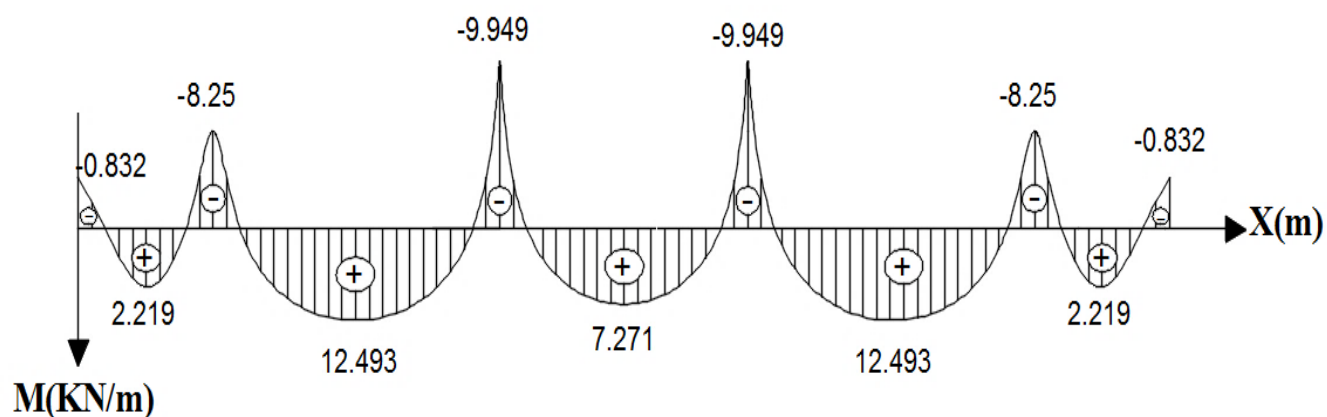


Figure III.15 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS

C. Calcul des efforts tranchants

$$V_s = V_u \times 0.703$$

Tableau III.5 : Calcul des efforts tranchants à l'ELS.

Travées	L (m)	Coefficient (qs/qu)	V(x) (KN)	
			x = 0	x = L
1-2	2.9	0.704	7.7	-12.817
2-3	5.1	0.704	17.708	-18.375
3-4	4.8	0.704	16.98	-16.98
4-5	5.1	0.704	18.374	-17.709
5-6	2.9	0.704	12.817	-7.701

➤ **Diagramme de l'effort tranchant**

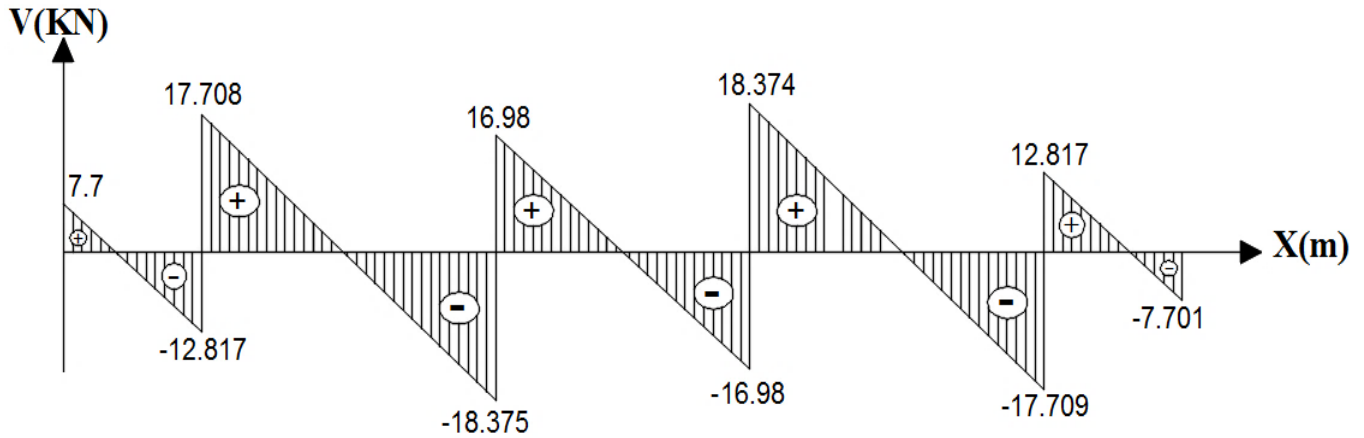


Figure III.16 : Diagramme de l'effort tranchant à L'ELS.

III.2.9 Vérifications à L'ELS

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 exposées dans ce qui suit.

A) État limite de résistance de béton en compression

La contrainte de compression dans le béton : $\overline{\sigma_{bc}} = \frac{\sigma_s}{K1}$

➤ **En travée**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.35}{12 \times 23} = 0.85 \rightarrow \beta_1 = 0.869 \rightarrow K1 = 23.17$$

La contrainte dans les aciers est :

$$\sigma_s = \frac{M_t^{ser}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{12.493 \times 10^6}{0.869 \times 230 \times 235} = 265.98 \text{ MPA} < 348 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{265.98}{23.17} = 11.48 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Aux appuis**

$$\rho_1 = \frac{100.A_s}{b_0.d} = \frac{100 \times 2.26}{12 \times 23} = 0.819 \rightarrow \beta_1 = 0.871 \rightarrow K_1 = 23.67$$

$$\sigma_s = \frac{M_a^{\text{ser}}}{\beta_1.d.A_s} = \frac{9.949 \times 10^6}{0.871 \times 230 \times 226} = 219.75 \text{MPa} < 348 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K_1} = \frac{219.75}{23.67} = 9.28 \text{MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Donc les armatures calculées à l'ELU sont suffisantes à l'ELS.

B) État limite d'ouverture des fissures (BAEL99 Art A.4.5.3.2)

La fissuration étant peu nuisible, aucune vérification n'est à effectuer.

C) État 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 BAEL99 (Art B.6.8.424) précisent qu'on peut admettre qu'il n'est pas indispensable de vérifier la flèche si les conditions suivantes seront vérifiées.

Avec : $L = 510 \text{cm}$ (longueur entre nus d'appuis)

$h = 25 \text{cm}$ (hauteur totale de la poutrelle).

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \Rightarrow \frac{0.25}{5.10} = 0.05 > \frac{1}{22.5} = 0.044 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$2) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{M_t}{M_0} \Rightarrow \frac{0.25}{5.1} \geq \frac{1}{10} \cdot \frac{12.493}{23.095} \Rightarrow 0.05 \geq 0.05 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{2.35}{12 \times 23} = 0.0085 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.3 Calcul du balcon

III.3.1 Introduction :

Les balcons sont des consoles encastrées au niveau de la poutre de rive, ils sont constitués d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, ils sont soumis à des charges permanentes dues à son poids propre. Le calcul du ferrailage se fera pour une bande de 1m.

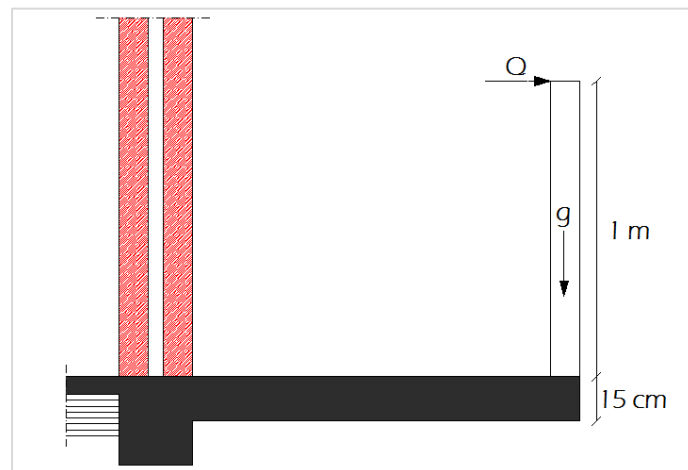


Figure III.17 : Coupe transversale du balcon.

III.3.2 Dimensionnement du balcon

L'épaisseur du balcon est déterminée comme suit :

$$e_p = \frac{L}{10} = \frac{140}{10} = 14\text{cm} \quad \text{Soit } e_p = 15\text{cm}$$

III.3.3 Charges et surcharges du balcon :

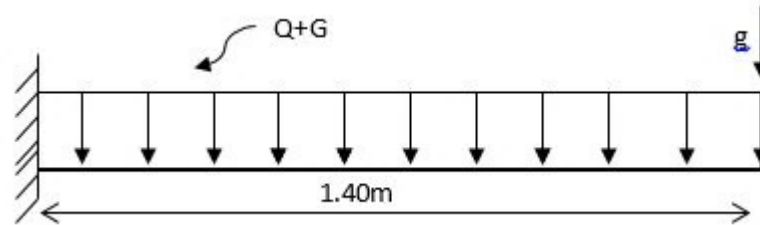


Figure III.18 : Schéma statique du balcon.

➤ **Charges permanentes :**

• **Poids propre du balcon :** $G = 6.14 \times 1 = 6.14 \text{ kN/ml}$ ($G = 6.14 \text{ kN/m}^2$; a été déterminé dans le chapitre II).

• **Poids du garde-corps :** $g = 1.62 \times 1 = 1.62 \text{ kN/ml}$. Où :

$g = 1.62 \text{ kN/m}^2$ est le poids de la brique creuse de 10 cm d'épaisseur et d'un double revêtement (intérieur et extérieur) en ciment de 2 cm d'épaisseur.

➤ **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 3.5 \times 1 = 3.5 \text{ kN/ml.}$$

III.3.4 Calcul à l'ELU

➤ **Combinaisons de charges**

- La dalle $q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) = 1.35 \times 6.14 + 1.5 \times 3.5 = 13.539 \text{ kN/ml}$
- Le garde-corps $q_{u2} = 1.35g = 1.35 \times 1.62 = 2.187 \text{ kN/ml.}$

➤ **Calcul du moment**

$$M_u = \frac{q_{u1}L^2}{2} + q_{u2} \times L = \frac{13.539 \times 1.40^2}{2} + 2.187 \times 1.40 = 16.33 \text{ KN.m}$$

III.3.5 Calcul à l'ELS➤ **Combinaisons de charges**

• La dalle $q_{s1} = G + Q = 6.14 + 3.5 = 9.64 \text{ KN /ml.}$

• Le garde-corps $q_{s2} = g = 1.62 \text{ KN/ml.}$

➤ **Calcul du moment**

$$M_s = \frac{q_{s1}L^2}{2} + q_{s2} \times L = \frac{9.64 \times 1.40^2}{2} + 1.62 \times 1.40 = 11.715 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant**

$$V_U = q_{u1} \cdot L + q_{u2} = 13.539 \times 1.40 + 2.187$$

$$V_U = 21.14 \text{ KN}$$

III.3.6 Ferrailage

Il consiste à étudier une section rectangulaire soumise à la flexion simple.

➤ **Les armatures principales**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{16.33 \times 10^6}{1000 \times 130^2 \times 14.20} = 0.068 < \mu_1 = 0.392 \longrightarrow \text{S.S.A.}$$

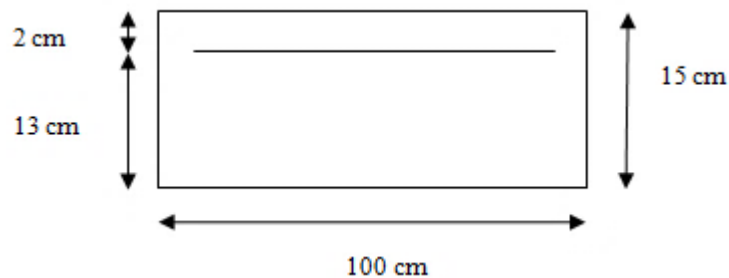


Figure III.19 : Coupe d'un mètre linéaire du balcon.

Donc : $A' = 0$

$$\mu = 0.068 \longrightarrow \beta = 0.965$$

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{16.33 \times 10^3}{0.965 \times 13 \times 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

Soit : **4HA12 = 4.52 cm²** avec **St = 25 cm**

➤ Les armatures de répartition

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : **4HA8 = 2.01 cm²** avec **St = 25 cm**

III.3.7 Vérifications à l'ELU

A. Vérification de la condition de non fragilité (BAEL 99 Art A.4.2, 1)

$$A_{\min} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 13 \times 2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.45 \text{ cm}^2 < A_{\text{adoptée}} = 4.52 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

B) Espacement des barres(BAEL 99 Art A.8.2, 42)

$$\text{Armatures principales : } St = 25 \text{ cm} \leq \min \{3h ; 33\text{cm}\} = 33\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Armatures répartitions : } St = 25 \text{ cm} \leq \min \{4h ; 45\text{cm}\} = 45\text{cm} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

C. Vérification au cisaillement(BAEL99 Art A.5.1.211)

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA} \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{21.14 \times 10}{100 \times 13} = 0.162 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de cisaillement $\Rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires

D. Vérification de l'adhérence des barres(BAEL99 Art A.6.1, 3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 d \Sigma_{ui}} < \bar{\tau}_{se} \quad \text{Avec : } \begin{cases} \bar{\tau}_{se} = \psi_s f_{t28} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa} \\ \Sigma u_i = 3.14 \times 4 \times 1.2 = 15.072 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\tau_{se} = \frac{21.14 \times 10}{0.9 \times 13 \times 15.072} = 1.2 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPa.} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque d'entraînement des barres.

E. Ancrage rectiligne des barres

La longueur de scellement est donnée par la loi :

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4\tau_s}$$

$$\text{Avec } \tau_s = 0.6 \times \eta \times f_{t28} = 0.6 \times (1.5)^2 \times 2.1 = 2.84 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.84} = 42.25 \text{ cm} \quad \text{soit } L_s = 45 \text{ cm}$$

Pour des raisons pratiques on adopte un crochet normal.

La longueur de recouvrement d'après l'article (**BAEL99 Art A.6.1, 253**) est fixée pour les barres à haute adhérence à : $L_a = 0.4 L_s = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$

On adopte : $L_a = 20 \text{ cm}$.

III.3.8 Vérification à l'ELS

A. État limite d'ouverture de la fissure(BAEL 99 Art A.4.5,32)

La fissuration est considérée peu préjudiciable, alors aucune vérification n'est nécessaire.

B. État limite de compression de béton

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

$$\sigma_{bc} = k \sigma_s$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_s}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{100 \times 13} = 0.347 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.908 \\ K_1 = 39.35 \end{cases}$$

$$k = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{39.35} = 0.025$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_s} = \frac{11.715 \times 10^6}{0.908 \times 130 \times 452} = 219.57 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = k\sigma_s = 0.025 \times 219.57 = 5.49 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{La condition est vérifiée.}$$

D) Vérification de la flèche(BAEL99 Art B.6.5 ,1)

Si les conditions suivantes sont vérifiées, alors il n'y a pas lieu de vérifier la flèche :

$$1. \frac{e}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$2. \frac{e}{L} \geq \frac{Ms}{10.M_u} \quad \frac{15}{140} = 0.107 \geq \frac{11.715}{10(16.33)} = 0.07 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$3. \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Conclusion

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4 Calcul de la salle machine

Introduction :

L'ascenseur est un dispositif mobile permettant le déplacement vertical de personnes ou d'objets entre les différents niveaux d'une construction. Il est principalement composé d'un système de levage (Moteur électrique, treuil et câbles métalliques), d'une cabine et d'un contrepoids.

III.4.1. Caractéristique de l'ascenseur

Le bâtiment comporte une cage d'ascenseur :

- La surface de la salle machine est de : $4.8 \times 4.1 = 19.68 \text{ m}^2$.
- La charge totale transmise par le système de levage et la cabine chargée est de : 9 tonnes ($P = 90 \text{ kN}$).

III.4.2. Dimensionnement

A. Epaisseur de la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_x}{30} = \frac{410}{30} = 13.66 \text{ cm}$$

h_t : épaisseur minimale pour une dalle pleine est de 12cm selon le RPA ; donc on prend une épaisseur de 15cm.

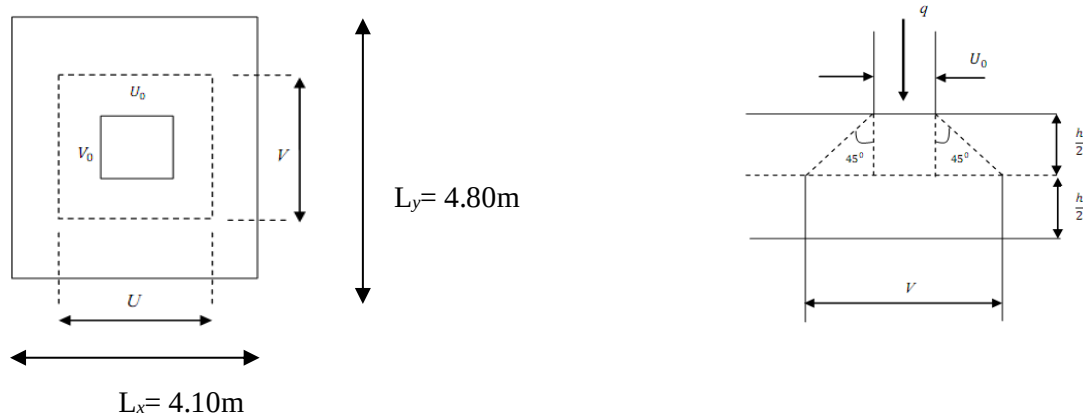


Figure III.20 : Schéma statique de la salle machine.

- ✓ P : La charge totale centrée.
- ✓ U, V : côtés du rectangle sur lequel s'applique la charge « P » compte tenu de la diffusion à 45° dans le revêtement et la dalle de béton. Ils sont déterminés au feuillet moyen de la dalle.
- ✓ U_0, V_0 : Dimensions de rectangle dans lequel la charge est centrée.
- ✓ Les côtés U_0 et V_0 sont supposés parallèles respectivement à L_x et L_y .

On a :

$$U = U_0 + 2\xi e + h_t = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

$$V = V_0 + 2\xi e + h_t = 80 + 2 \times 1 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm.}$$

Avec : e (revêtement de la dalle) = 5 cm.

$\xi = 1$ (pour le béton).

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{410}{480} = 0.85 ; 0.4 \leq \rho \leq 1 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens.}$$

B. Calcul des moments au centre du panneau :

Ils sont donnés par la formule suivante :

$$M_x = P_u (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_y = P_u (\nu M_1 + M_2)$$

ν : Coefficient de poisson : à l'ELU : $\nu = 0$.

$$\frac{U}{L_x} = \frac{105}{410} = 0.256$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{105}{480} = 0.218$$

($M_1 ; M_2$) $\rightarrow$ tables de **PIGEAUD** $\rightarrow$ fonction de $(\rho; \frac{U}{L_x} ; \frac{V}{L_y})$

Par interpolation linéaire :

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0.2 \\ \frac{V}{L_y} = 0.2 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.151 \\ M_2 = 0.037 \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{U}{L_x} = 0.3 \\ \frac{V}{L_y} = 0.3 \end{cases} \rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.142 \\ M_2 = 0.033 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_1 = 0.184 + \left[(0.152 - 0.184) \times \left(\frac{0.256 - 0.2}{0.3 - 0.2} \right) \right] = 0.166 \text{ kN} \\ M_2 = 0.139 + \left[(0.107 - 0.139) \times \left(\frac{0.218 - 0.2}{0.3 - 0.2} \right) \right] = 0.133 \text{ kN} \end{cases}$$

$$P_u = 1.35P = 1.35 \times 90 = 121.5 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = P_u \times M_1 = 121.5 \times 0.166 = 20.169 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = P_u \times M_2 = 121.5 \times 0.133 = 16.16 \text{ KN.m.}$$

C. Calcul des moments dus au poids propre de la dalle :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = 0.85; \nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0509 \\ \mu_y = 0.685 \end{cases}$$

$$P_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (25 \times 0.15 \times 1) + 1.5 \times 1 = 6.563 \text{ KN / ml.}$$

$$M_{x2} = 0.0509 \times 6.563 \times (4.1)^2 = 5.61 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y2} = 0.685 \times 5.61 = 3.84 \text{ KN.m.}$$

D. Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 20.169 + 5.61 = 25.779 \text{ KN.m.}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 16.16 + 3.84 = 20 \text{ KN.m}$$

 **Remarque:** Ces moments seront minorés en travée en leur affectant le coefficient (0.85) et en appui par (-0.3) pour tenir compte de la continuité des voiles.

E. Ferrailage de la dalle:

Il se fera à l'ELU pour une bande de 1m de largeur :

1. Sens x-x :

➤ En travée :

$$M_x^t = 0.85 \times 25.779 = 21.912 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{21.912 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.091 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.091 \Rightarrow \beta = 0.726.$$

$$A_s^t = \frac{M_x^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{21.912 \times 10^3}{0.726 \times 13 \times 348} = 6.67 \text{ cm}^2.$$

On adopte 6HA12 = 6.79 cm². avec un espacement S_t = 15cm.

➤ Aux appuis :

$$M_x^a = -0.3 \times 25.779 = -7.733 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_x^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{7.733 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.032 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.032 \Rightarrow \beta = 0.984.$$

$$A_s^a = \frac{M_x^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{7.733 \times 10^3}{0.984 \times 13 \times 348} = 1.73 \text{ cm}^2.$$

On adopte 5HA8 = 2.51 cm². avec un espacement S_t = 20cm.

2. Sens y-y :

➤ En travée :

$$M_y^t = 0.85 \times 20 = 17 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^t}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{17 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.071 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.071 \Rightarrow \beta = 0.738$$

$$A_s^t = \frac{M_y^t}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{17 \times 10^3}{0.738 \times 13 \times 348} = 5.09 \text{ cm}^2.$$

On adopte 5HA12 = 5.65 cm². avec un espacement S_t = 20 cm.

➤ Aux appuis :

$$M_y^a = -0.3 \times 20 = -6 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_b = \frac{M_y^a}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{6 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.025 < 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A.}$$

$$\mu_b = 0.025 \Rightarrow \beta = 0.987.$$

$$A_s^a = \frac{M_y^a}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{6 \times 10^3}{0.987 \times 13 \times 348} = 1.34 \text{ cm}^2.$$

On adopte 5HA8 = 2.51 cm². avec un espacement S_t = 20 cm.

Tableau III.6 : Ferrailage de la salle machine.

	Sens	μ_b	Observation	β	Acalculée (cm ²)	Aadoptée (cm ²)	St (cm)
Aux appuis	lx	0.032	SSA	0.984	1.73	5HA8 =2.51	20
	ly	0.025	SSA	0.987	1.34	5HA8 =2.51	20
En travée	lx	0.091	SSA	0.726	6.67	6HA12 =6.79	15
	ly	0.071	SSA	0.738	5.09	5HA12 =6.65	20

III.4.3. Vérification à l'ELU :**A) Condition de non fragilité..... (Art B.7.4. BAEL 91 modifié 99)****Sens lx:**

$$A_x^{min} = w_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) b \times h$$

Avec : w_0 : Taux d'armatures dans chaque direction ($w_0 = 0.0008$ pour les HA de classe FeE400

On a : $\rho = 1$; $h = h_0 = 15$ cm.

$$A_x^{min} = 0.0008 \left(\frac{3 - 1}{2} \right) 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Aux appuis: $A_{adopté} = 2.51 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

En travée: $A_{adopté} = 6.65 \text{ cm}^2 > 1.2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

Sens ly:

$$A_x^{min} = w_0 b h = 0.0008 \times 100 \times 15 = 1.2 \text{ cm}^2$$

Aux appuis : $A_{sa} = 2.51 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

En travées : $A_{st} = 6.65 \text{ cm}^2 > A_y^{min} = 1.2 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

B) Diamètre maximal des barres :

On doit vérifier que : $\varphi_{max} \leq \frac{h_0}{10}$

$$\varphi_{max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

C) Ecartement des barres..... (Art A.8.2, 42 BAEL 91 modifié 99):

Pour des charges concentrées et une fissuration non préjudiciable :

✓ Direction la plus sollicitée (x-x) : $St = 20 \text{ cm} < \min(2h ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

✓ Direction perpendiculaire à la plus sollicitée (y-y) : $St = 20 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

La condition est vérifiée.

D) Condition de non poinçonnement(Art A.5.2, 42 BAEL 91 modifié99)

$$P_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_{bc}}$$

U_c : Périmètre du contour.

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.05 + 1.05) = 4.2 \text{ m}.$$

$$P_c = 0.045 \times 4.2 \times 0.15 \times \frac{25 \times 10^3}{1.5} = 472.5 \text{ KN}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} < P_c = 472.5 \text{ KN}.$$

Condition vérifiée

E) Vérification des contraintes tangentielles :

$$\text{On doit vérifier que : } \tau_u = \frac{V_{\max}}{bd} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Au milieu de U : } T_{\max} = V_u = \frac{P_u}{2V + U} = \frac{121.5}{2 \times 1.05 + 1.05} = 38.57 \text{ KN}.$$

$$\text{Au milieu de V : } T_{\max} = V_u = \frac{P_u}{3V} = \frac{121.5}{3 \times 1.05} = 38.57 \text{ KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{38.57 \times 10^3}{1000 \times 130} = 0.297 \text{ MPa}.$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

III.4.4. Vérification à l'ELS :

A) Calcul des moments au centre du panneau :

✚ À l'ELS : $\nu = 0.2$

$$\begin{cases} M_1 = 0.166 \\ M_2 = 0.133 \end{cases}$$

$$P_s = P = 90 \text{ KN}.$$

$$M_{x1} = P_u \times (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.166 + 0.2 \times 0.133) = 17.334 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y1} = P_u \times (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.133 + 0.2 \times 0.166) = 14.958 \text{ KN.m}$$

B) Calcul des moments dus au poids propre de la dalle

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur, ils sont donnés par les formules suivantes :

$$M_{x2} = \mu_x \times q_s \times L^2_x.$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2}.$$

$$\rho = \begin{cases} 0.85 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0579 \\ \mu_y = 0.778 \end{cases}$$

$$q_s = G + Q = (25 \times 0.15 \times 1) + 1 = 4.75 \text{ KN / ml}.$$

$$M_{x2} = 0.0579 \times 4.75 \times (4.1)^2 = 4.62 \text{ KN.m}.$$

$$M_{y2} = 0.778 \times 4.62 = 3.594 \text{ KN.m}.$$

C) Superposition des moments :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 17.334 + 4.62 = 21.954 \text{ KN.m}.$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 14.958 + 3.594 = 18.552 \text{ KN.m}$$

D) Correction des moments :

En travée:

$$\text{Sens x-x: } M_x^t = 0.85 \times 21.954 = 18.66 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y: } M_y^t = 0.85 \times 18.552 = 15.77 \text{ KN.m}$$

Aux appuis:

$$\text{Sens x-x: } M_x^a = -0.3 \times 21.954 = -6.58 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y: } M_y^a = -0.3 \times 18.552 = -5.56 \text{ KN.m}$$

E) Contrainte de compression dans le béton :

1. Sens x-x :

➤ En travée :

$$M_t = 18.66 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 6.79 \text{ cm}^2.$$

On doit vérifier que :

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

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 6.79}{100 \times 13} = 0.522 \Rightarrow \beta_1 = 0.891 \Rightarrow K_1 = 30.87.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{18.66 \times 10^3}{0.891 \times 13 \times 6.79} = 237.25 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{237.25}{30.87} = 7.68 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 6.58 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \Rightarrow \beta_1 = 0.928 \Rightarrow K_1 = 54.44.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{6.581 \times 10^3}{0.928 \times 13 \times 2.51} = 217.3 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{217.3}{54.44} = 3.99 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

2. Sens y-y :

➤ En travée :

$$M_t = 15.77 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_t = 6.65 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b d} = \frac{100 \times 6.65}{100 \times 13} = 0.511 \Rightarrow \beta_1 = 0.892 \Rightarrow K_1 = 31.3.$$

$$\sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \cdot d \cdot A_t} = \frac{15.77 \times 10^3}{0.892 \times 13 \times 6.65} = 204.5 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = K \times \sigma_s = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{204.5}{31.3} = 6.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

➤ Aux appuis :

$$M_a = 5.56 \text{ KN.m} \quad \text{et} \quad A_a = 2.51 \text{ cm}^2.$$

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b d} = \frac{100 \times 2.51}{100 \times 13} = 0.193 \Rightarrow \beta_1 = 0.928 \Rightarrow K_1 = 54.44.$$

$$\sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \cdot d \cdot A_a} = \frac{5.56 \times 10^3}{0.928 \times 13 \times 2.51} = 183.61 \text{ MPa} < 348 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{1}{K_1} \times \sigma_s = \frac{183.61}{54.44} = 3.37 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{condition vérifiée.}$$

F) Etat limite d'ouverture des fissures :

La dalle de la salle machine n'est pas exposé aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL 91**) .

G) Etat limite de déformation :

$$\frac{h}{l_x} = \frac{15}{410} = 0.0514 > \frac{M_x^t}{20 M_x} = \frac{9.002}{20 \times 7.652} = 0.0425 \dots \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = \frac{3.93}{100 \times 13} = 0.005 < \frac{2}{f_e} = \frac{2}{400} = 0.005 \dots \text{condition vérifiée}$$

Les deux conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

H) Etat limite de fissuration :

La fissuration est peu préjudiciable $\Rightarrow$ *Aucune vérification n'est nécessaire.*

III.5 Calcul des escaliers

III.5.1 Définition

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et de scendant.

III.5.2 Définitions d'ordre fonctionnel et caractéristiques géométriques :

Les principaux termes utiles sont illustrés sur la figure ci-dessous

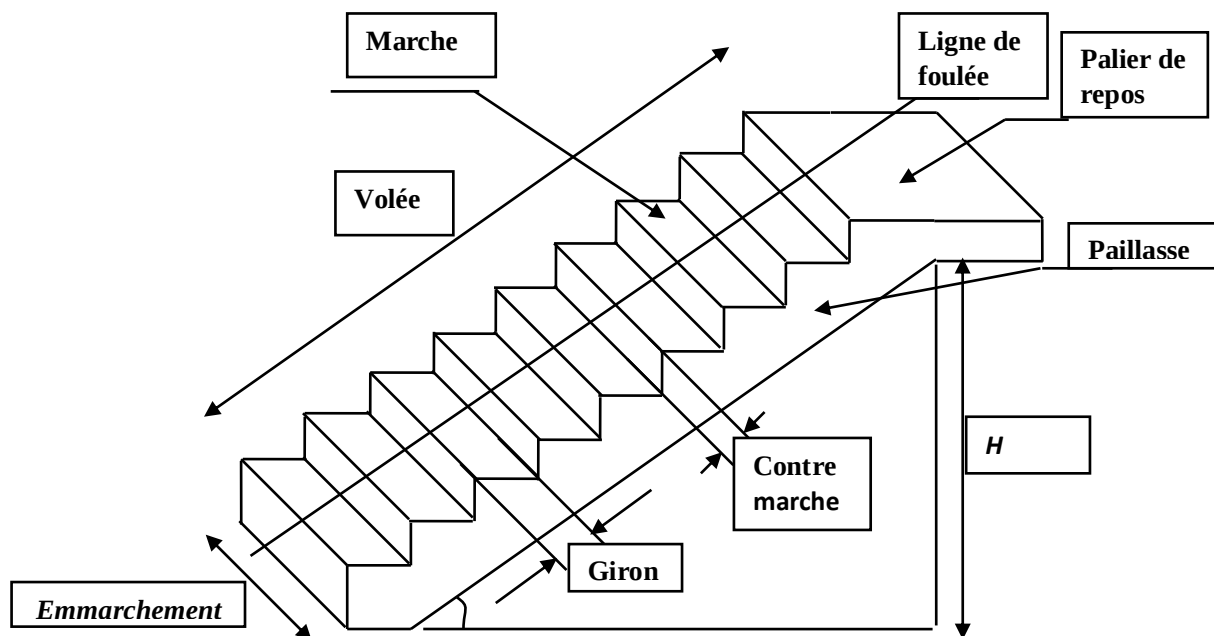


Figure III.21 : Principaux termes relatifs à un escalier.

- **La marche** : est la partie horizontale qui reçoit la charge verticale ; sa forme en plan peut être rectangulaire, trapézoïdale, arrondie, etc.
- **La contre marche** : est la partie verticale entre deux marches, l'intersection de la marche et la contre marche nommée *nez de marche* est parfois saillie sur la contre marche.

- **La hauteur de la marche h** : est la différence de niveau entre deux marches successives valeurs courantes $h = 14$ à 17 cm, jusqu'à 22.5 [cm] pour les escaliers à usage de service ou privé.
- **Le giron** : est la distance en plan mesurée sur la ligne de foulée, séparant deux contre marches. Un escalier se montera sans fatigue si l'on respecte la relation de *BLANDEL* qui est :
 $2 \text{ hauteurs de marche } (h) + 1 \text{ giron } (g) \text{ ou } 2.h+g = [60 \text{ et } 64 \text{ cm}]$.
- **Une volée** : est l'ensemble des marches compris entre deux paliers consécutifs.
- **Un palier** : est la plate-forme constituant un repos entre deux volées intermédiaires et/ou à chaque étage.
- **L'embranchement** : représente la largeur de la marche du côté du vide, les volées et les paliers sont munis d'un garde-corps ou une rampe d'escalier, deux volées parallèles sont réunies par un ou plusieurs paliers ou par un quartier tournant.

III.5.3 Terminologie :

- g : Largeur de la marche(giron).
- h : Hauteur de la contre marche.
- e : épaisseur de la paillasse et de palier.
- H : hauteur de la volée.
- L : portée de la paillasse.
- L_1 : largeur du 1^{er} palier.
- L_2 : longueur de la paillasse projetée.
- L_3 : largeur du 2^{ème} palier
- L : longueur linéaire de la paillasse et celle du palier.

III.5.4 Calcul de l'escalier :

A) Pré dimensionnement

Hauteur de l'étage : $H = 3.06$ m

Hauteur de la volée : $\frac{3.06}{3} = 1.02$ m

- ❖ Hauteur de la contre marche h : $14 \text{ cm} \leq h \leq 18 \text{ cm}$

On prend $h = 17 \text{ cm}$

Nombre de contre marches : $n = \frac{102}{17} = 6$

On prend : $n = 6$ contre marches.

- ❖ Nombre de marches $m = n - 1 = 6 - 1 = 5 \text{ marches.}$

- ❖ Calcul du Giron : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{150}{5} = 30 \text{ cm}$

La relation empirique qui lie « h et g » et qui permet de concevoir un escalier où l'on se déplace de façon confortable c'est la relation de BLONDEL :

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

B) Vérification de la loi de BLONDEL

$$59 \text{ cm} \leq g+2h \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 30+2 \times (17) \leq 66 \text{ cm}$$

$$59 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm}$$

→ **Condition vérifiée**

C) Pré dimensionnement de la paillasse et du palier

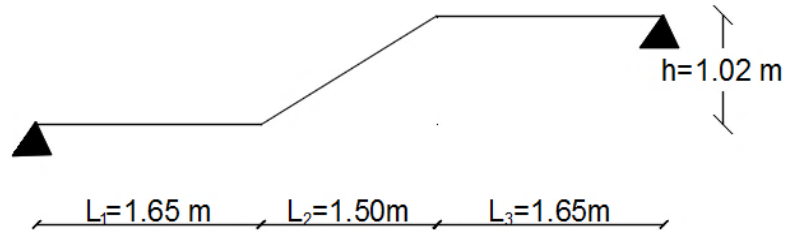


Figure III.22 : Pré dimensionnement de l'escalier.

L'épaisseur du palier et de la paillasse (e_p) est donnée par la relation suivante :

$$\frac{L_0}{30} \leq e_p \leq \frac{L_0}{20}$$

Avec L_0 longueur du palier et de la paillasse

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L_2} = \frac{102}{150} = 0.68 \Rightarrow \alpha = 34.22^\circ$$

$$\cos \alpha = \frac{L_2}{L} \Rightarrow L = \frac{L_2}{\cos \alpha} = \frac{1.50}{\cos 34.22^\circ} = 1.81 \text{ m}$$

Finalement : $L_0 = L_1 + L_2 + L_3 = 1.65 + 1.50 + 1.65 = 5.11 \text{ m}$

$$\frac{511}{30} \leq e_p \leq \frac{511}{20} \Rightarrow 17.03 \leq e_p \leq 25.55$$

On prend $e_p = 20 \text{ cm}$

D) Détermination des sollicitations de calcul

- Charges permanentes
- La volée

Tableau III.7 : Charge permanente de la volée.

Élément	Épaisseur X 1ml (m ²)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de la paillasse	$\frac{1 \times 0.20}{\cos 34.22}$	25	6.05
Poids propre des marches	$\frac{1 \times 0.17}{2}$	25	2.12
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	22	0.44
lit de sable	0.02	18	0.36
Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
Poids propre du garde-corps	/	/	0.2
G = 9.77 KN/m			

- **Charge permanente du palier** $G=6.71\text{KN/m}$ '(chapitre 2)
- **Surcharge d'exploitation** $Q = 2,5 \text{ KN/ml}$
- **Combinaisons de charges**

ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q$

La volée : $q_{1u} = (1.35 \times 9.77 + 1.5 \times 2.5) = 16.94\text{KN/m}$

Le palier : $q_{2u} = (1.35 \times 6.71 + 1.5 \times 2.5) = 12.81\text{KN/m}$

ELS : $q_s = G + Q$

La volée: $q_{1s} = (9.77 + 2.5) = 12.27\text{KN/m}$

Le palier : $q_{2s} = (6.71 + 2.5) = 8.71\text{KN/m}$.

III.5.5 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'E.L.U :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant, on calcul d'abord les réactions d'appuis, avec les formules de la R.D.M.

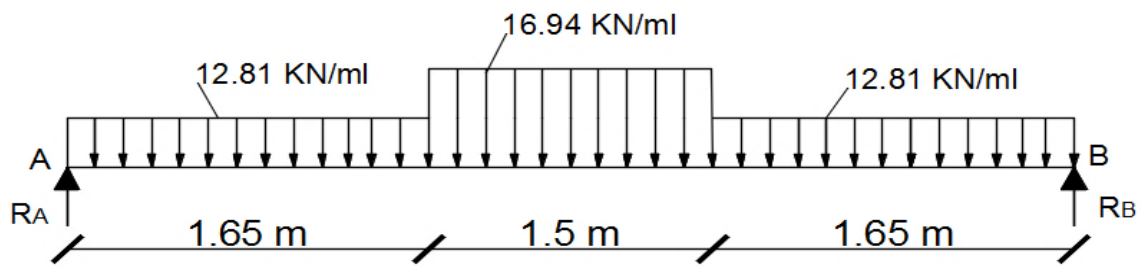


Figure III.23 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

➤ Les réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (12.81 \times 1.65) + (16.94 \times 1.5) + (12.81 \times 1.65)$$

$$R_A + R_B = 67.68 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_B = \frac{\left(12.81 \times \frac{1.65^2}{2}\right) + \left[16.94 \times 1.5 \times \left(1.65 + \frac{1.5}{2}\right) + \left[12.81 \times 1.65 \times \left(3.15 + \frac{1.65}{2}\right)\right]\right]}{(1.56 + 1.50 + 1.65)}$$

$$R_B = 33.84 \text{ KN}$$

D'où : $R_A = 33.84 \text{ KN}$.

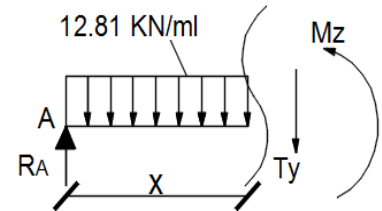
➤ Calcul des efforts internes :

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.65\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow M_z = -6.405 x^2 + 33.84 x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1.65 \rightarrow M_z = 38.4\text{KN.m}$$



$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12.81 x + 33.84$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow T_y = 33.84 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x = 1.65 \rightarrow T_y = 12.70 \text{ KN}$$

❖ 2^{eme} tronçon : $1.65 \leq x \leq 3.15 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -8.47 x^2 + 40.65 x - 5.62$$

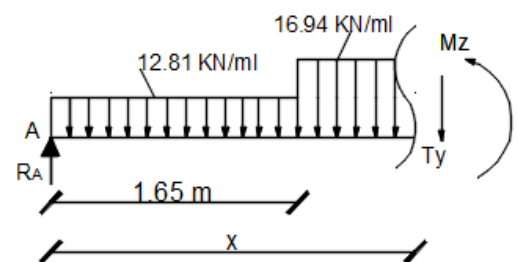
$$\text{Pour } x = 1.65 \rightarrow M_z = 38.40 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 3.15 \rightarrow M_z = 38.40 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -16.94x + 40.65$$

$$\text{Pour } x=1.65 \rightarrow T_y = 12.71\text{KN.}$$

$$\text{Pour } x=3.15 \rightarrow T_y = -12.71\text{N.}$$



$$M'_z = -16.94 x + 40.65 = 0 \rightarrow x = 2.4 \text{ m}$$

$$M_z^{max}(2.4) = 43.15 \text{ KN.m}$$

❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.65\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.405x^2 + 33.84x$$

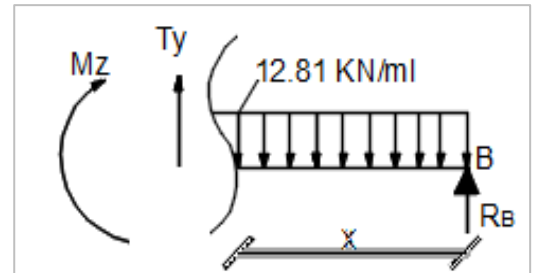
Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1.65 \rightarrow M_z = 38.4\text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 12.81x - 33.84$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -33.84\text{KN}$.

Pour $x=1.65 \rightarrow T_y = -12.71\text{KN}$



Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ **Aux appuis :** $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0,3 \times 43.15 = -12.945\text{KN.m}$

❖ **En travée :** $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0,85 \times 43.15 = 36.77\text{KN.m}$

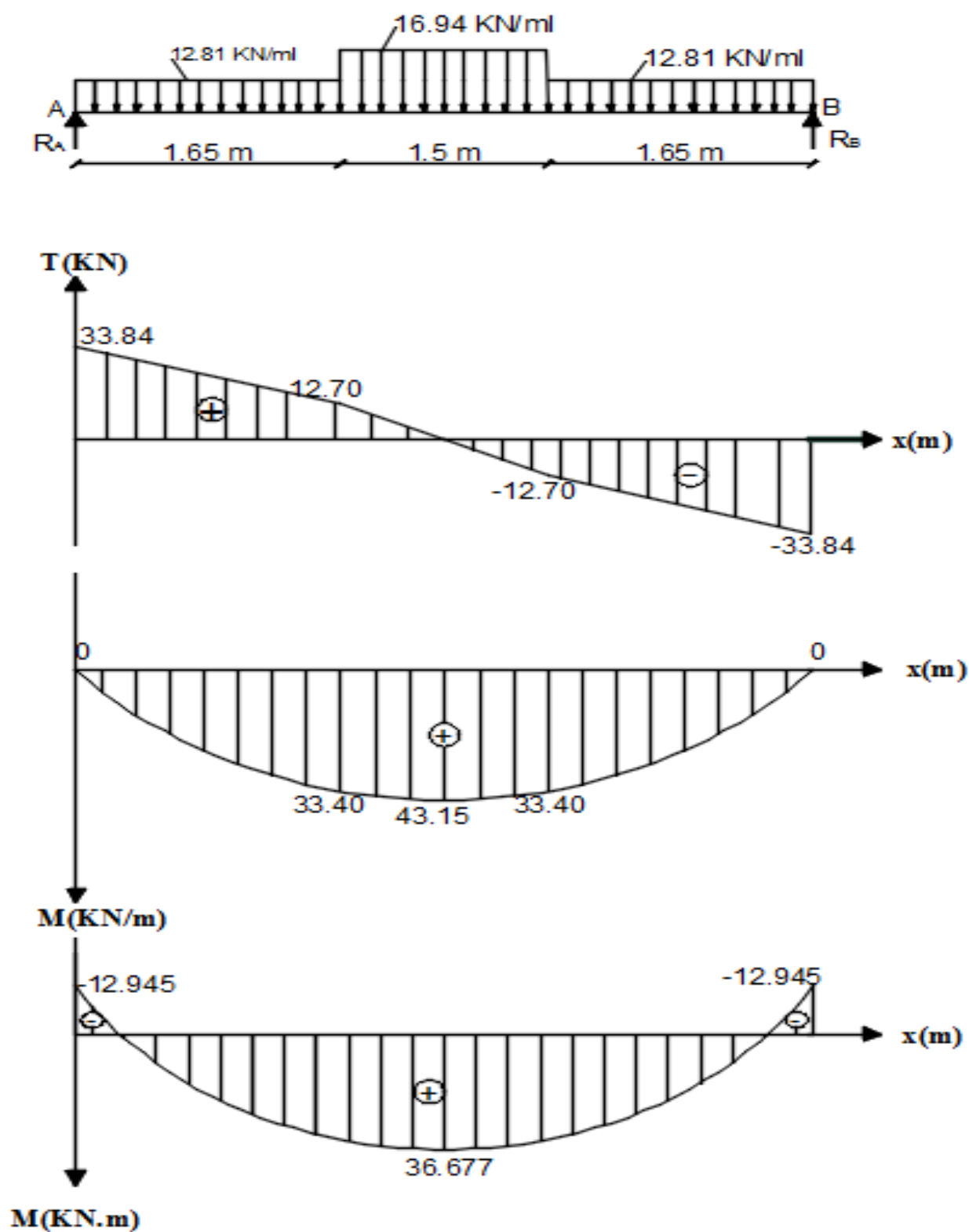


Figure III.24 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.5.6 Ferrailage :

Le calcul se fera en flexion simple pour une bande de 1m, ayant une épaisseur de 20 cm.

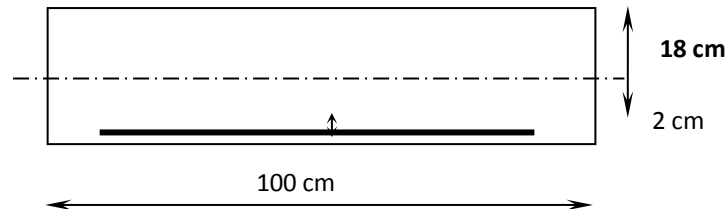


Figure III.25 : Coupe de balcon 1 ml.

A) En travée

➤ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{36.677 \times 10^6}{14.2 \times 1000 \times (180)^2} = 0.08 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.08 \Rightarrow \beta = 0.958$$

$$A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{36.677 \times 10^3}{348 \times 18 \times 0.958} = 6.11 \text{ cm}^2 \text{ avec } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$

On opte pour **5HA14= 7.7 cm²** Avec **St=20.**

➤ Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_t}{4} = \frac{7.7}{4} = 1.925 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²** Avec **St = 25cm.**

B) Aux appuis**➤ Armatures principales**

$$\mu = \frac{M_A}{bd^2 f_{bc}} = \frac{12.945.10^6}{1000 \times (180)^2 \times 14.2} = 0.028 \quad \text{Avec } f_{bc} = \frac{0,85 \times 25}{1,5} = 14,2 \text{ MPA}$$

$$\mu = 0.028 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{Section Simplement Armée.}$$

À partir des abaques :

$$\mu = 0.028 \rightarrow \beta = 0.986$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{12.945 \times 10^3}{0.986 \times 18 \times 348} = 2.09 \text{ cm}^2$$

On opte pour **6HA10=4.71 cm²** Avec **St= 15cm.**

➤ Armatures de répartition

$$A_r \geq \frac{A_A}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10 = 3.14 cm²** Avec **St= 25cm.**

III.5.7 Vérification à l'ELU :**III.5.7.1 Espacement des armatures(BAEL99 Art A.8.2.42)**

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

➤ **Armatures principales** $St < \min \{3h ; 33\text{cm}\}$.

▪ **Appui :** $St=15\text{cm} < 33 \text{ cm}$ → **Condition vérifiée**

▪ **Travée :** $St=20\text{cm} < 33 \text{ cm}$ → **Condition vérifiée**

➤ **Armatures de répartition** $St < \min \{4h ; 45\text{cm}\}$

▪ **Appui :** $St=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ → **Condition vérifiée**

▪ **Travée :** $St=25 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$ → **Condition vérifiée**

III.5.7.2 Condition de non fragilité(BAEL99 Art A.4.2)

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

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1}{400} = 2.17 \text{cm}^2$$

▪ **En travée :** $A_t = 7.7 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{cm}^2$ → **Condition vérifiée**

▪ **Aux appuis :** $A_A = 4.71 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 2.17 \text{cm}^2$ → **Condition vérifiée**

III.5.7.3 Vérification au cisaillement(BAEL99 Art A.5.22)

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 d} \leq \bar{\tau}_u$$

Pour les fissurations non préjudiciables :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \{3.33 \text{MPa}, 5 \text{MPa}\} = 3.33 \text{MPa}$$

$$V_{\max} = 33.84 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \cdot d} = \frac{33.84 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.118 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.118 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

III.5.7.4 Vérification de l'adhérence des barres(BAEL99 Art A.6.1,3)

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28} \quad \text{Avec} \quad \Psi_s = 1.5 \text{ (pour les aciers H.A).}$$

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

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles = $n \times \pi \times \phi$

$$\sum U_i = 3.14 \times 6 \times 10 = 188.4 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{33.84 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times 188.4} = 1.11 \text{ MPA} \rightarrow 1.11 \text{ MPA} < 3.15 \text{ MPA}$$

$$\tau_{se} < \bar{\tau}_{se} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

III.5.7.5 Longueur du scellement droit (BAEL99 Art A.6.1,22)

$$L_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \Rightarrow L_s = 35\phi$$

. Pour les HA 10 : $L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm.}$

. Pour les HA 14 : $L_s = 35 \times 1.4 = 49 \text{ cm.}$

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$

. Pour les HA 10 : $L_c = 0,4 \times 35 = 14$ cm.

. Pour les HA 14 : $L_c = 0,4 \times 49 = 19.6$ cm.

Finalement :

La longueur $L_c = 20$ cm.

III.5.7.6 Influence de l'effort tranchant sur armatures(BAEL99 Art 5.1.1.312)

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancré}}$$

$$A_{st \text{ ancré}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 33.84 \times 10^3}{400 \times 10^2}$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 4.71 \text{ cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 0.97 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

III.5.8 Calculs à l'ELS :

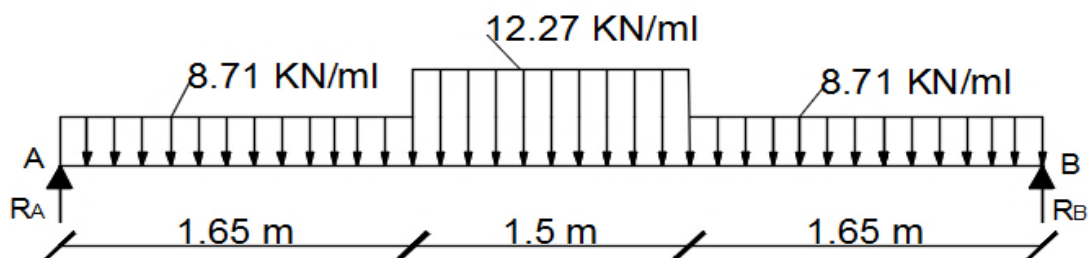


Figure III.26 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Les réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (8.71 \times 1.65) + (12.27 \times 1.5) + (8.71 \times 1.65)$$

$$R_A + R_B = 47.14 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow$$

$$R_B = \frac{\left(8.71 \times \frac{1.65^2}{2}\right) + \left[12.27 \times 1.5 \times \left(1.65 + \frac{1.5}{2}\right) + \left[8.71 \times 1.65 \times \left(3.15 + \frac{1.65}{2}\right)\right]\right]}{(1.56 + 1.50 + 1.65)}$$

$$R_B = 23.57 \text{ KN}$$

D'où : $R_A = 23.57 \text{ KN}$

➤ Calcul des efforts internes

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.65 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow M_z = -4.355x^2 + 23.57x$$

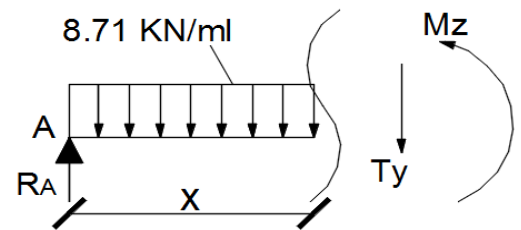
Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x=1.65 \rightarrow M_z = 27.04 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -8.71x + 23.57$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = 23.57 \text{ KN.}$

Pour $x=1.65 \rightarrow T_y = 9.2 \text{ KN}$



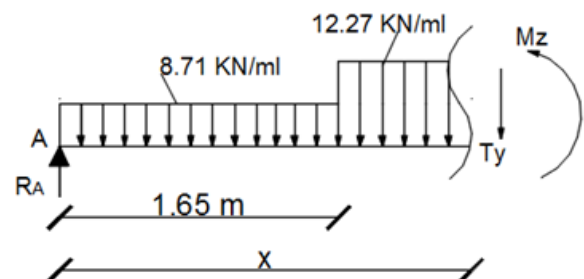
❖ 2^{eme} tronçon : $1.65 \leq x \leq 3.15 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.135x^2 + 29.45x - 4.845$$

Pour $x=1.65 \rightarrow M_z = 27.04 \text{ KN.m}$

Pour $x=3.15 \rightarrow M_z = 27.04 \text{ KN.m}$



$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -12.27x + 29.45$$

Pour $x=1.65 \rightarrow T_y = 9.2 \text{ KN.}$

Pour $x=3.15 \rightarrow T_y = -9.2 \text{ N.}$

$$M'_z = -6.135x + 29.45 = 0 \rightarrow x = 2.4 \text{ m}$$

$$M_z^{\max}(2.4) = 30.49 \text{ KN.m}$$

❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.65\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -4.355x^2 + 23.57x$$

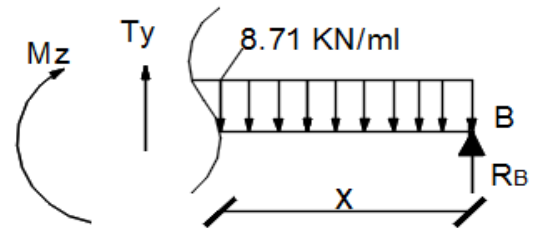
$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1.65 \rightarrow M_z = 27.04 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 8.71x - 23.57$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow T_y = -23.57 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=1.65 \rightarrow T_y = -9.2 \text{ KN}$$



❖ Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie $M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ **Aux appuis :** $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0.3 \times 30.49 = -9.147 \text{ KN.m}$

❖ **En travée :** $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0.85 \times 30.49 = 25.916 \text{ KN.m}$

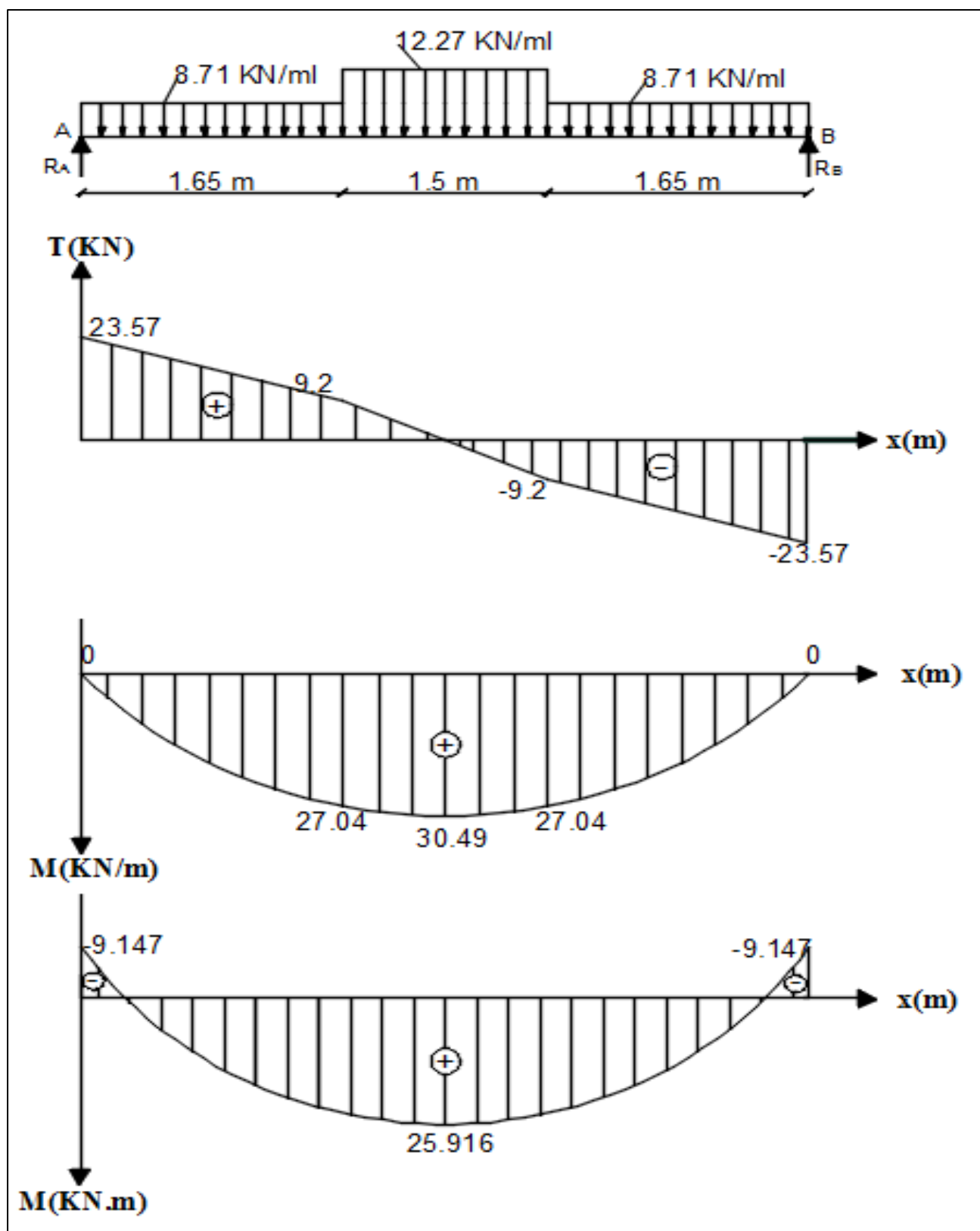


Figure III.27 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.5.9 Vérifications à l'ELS

III.5.9.1 État limite d'ouverture des fissures..... (BAEL99 Art A.5.3,2)

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

III.5.9.2 État limite de compression de béton (BAEL99 Art A.4.5,2)

➤ En travée

On doit vérifier que $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 7,7}{100 \times 18} = 0,427$$

$$\rho = 0,427 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0,900 \\ K_1 = 35 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_t} = \frac{25,916 \times 10^3}{0,900 \times 18 \times 7,7} = 207,76 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{207,76}{35} = 5,936 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5,936 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

➤ Aux appuis

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPA}$$

$$\rho = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 4.71}{100 \times 18} = 0.262$$

$$\rho = 0.262 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.918 \\ K_1 = 45.98 \end{cases}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \times d \times A_a} = \frac{9.147 \times 10^3}{0.918 \times 18 \times 4.71} = 117.53 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1} = \frac{117.53}{45.98} = 2.55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.55 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

III.5.9.3 Vérification de la flèche(Art B.6.5.2 BAEL modifiée 99)

On peut se dispenser de la vérification de la flèche si les conditions suivantes sont réunies :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad \frac{h}{l} > \frac{1}{16}; \quad \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

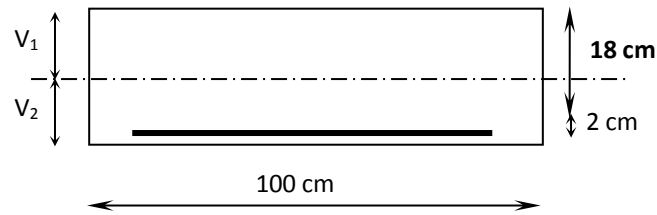
$$\frac{h}{l} = \frac{20}{480} = 0.0416 < \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{25.916}{10 \times 25.916} = 0.1 \quad \rightarrow \text{condition non vérifiée.}$$

$$\frac{A_t}{b \times d} = \frac{770}{1000 \times 180} = 0.0042 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{20}{480} = 0.0416 \leq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \text{Condition non vérifiée}$$

1^{er} et 3^{ème} conditions ne sont pas vérifiées, le calcul de la flèche est donc nécessaire pour l'escalier.

La condition ci-dessus n'étant pas vérifiée, on doit calculer la flèche.



$$f = \frac{5q_{\max} L^4}{384E_v I} \leq \bar{f} = \frac{L}{500}$$

Avec :

$$q_{\max} = \max(q_{\text{volée}} ; q_{\text{palier}}) = \max(8.71; 12.27) = 12.27 \text{ KN/m}$$

$\bar{f}$: La flèche admissible.

E_v : Module de déformation différée

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.86 \text{ MPA} , \quad f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

I : Moment d'inertie totale de la section homogène par rapport au centre de gravité :

$$I = \frac{b}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_t (V_2 - C_2)^2$$

$$V_1 = \frac{S_{xx}}{B_0}$$

S_{xx} : Moment statique de la section homogène.

$$S_{xx} = \frac{bh^2}{2} + 15 A_{ut} \times d$$

$$S_{xx} = \frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 7.7 \times 18$$

$$S_{xx} = 22079 \text{ cm}^3$$

B_0 : Surface de la section homogène.

$$B_0 = b \times h + n A_t = 100 \times 20 + 15 \times 7.7 = 2115.5 \text{ cm}^2$$

D'où:

$$V_1 = \frac{22079}{2115.5} = 10.43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 10.43 = 9.57 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b(V_1^3 + V_2^3)}{3} + 15A_{ut}(V_2 - C)^2$$

$$I = \frac{100(10.43^3 + 9.57^3)}{3} + 15 \times 7.7 \times (9.57 - 2)^2 = 73655.18 \text{ cm}^4$$

$$f = \frac{5}{384} \cdot \frac{12.17 \times 4.5^4}{10818.86 \times 73655.18 \times 10^{-8}} = 0.106 \text{ cm} < \bar{f} = 0.96 \text{ cm} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

III.6 Calcul de la poutre palière

III.6.1 Introduction

La poutre palière est un élément porteur horizontal et linéaire supportant la paillasse d'un escalier. Elle est considérée partiellement encastrée à ses deux extrémités.

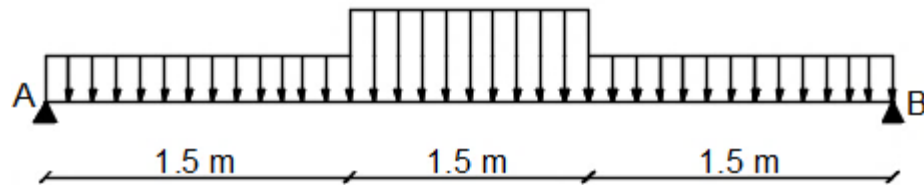


Figure : III.28 : Schéma statique de la poutre palière.

III.6.2 Pré-dimensionnement

A) Hauteur

La hauteur de la poutre palière est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

Avec :

- $L_{\max}$: Longueur libre de la poutre entre nus d'appuis
- h_t : Hauteur de la poutre

$$L_{\max} = 480 - 30 = 450 \text{ m}$$

$$L_{\max} = 4.30 \text{ m} \Rightarrow \frac{450}{15} \leq h_t \leq \frac{450}{10} \quad \text{donc : } 30 \text{ cm} \leq h_t \leq 45 \text{ cm}$$

Compte tenu des exigences du RPA, on opte pour $h_t = 40 \text{ cm}$.

B) Largeur

La largeur de la poutre est donnée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad d'où : 16cm \leq b \leq 28cm$$

Compte tenu des exigences du RPA 2003 (**Art 7.5.1**), $b \geq 20cm$, on opte pour $b=30cm$

Donc la poutre palière a pour dimensions :

$$(b \times h) = (30 \times 40) cm^2.$$

III.6.3 Détermination des charges :

✓ Poids propre de la poutre (**partie A**) $G_1 = 0.30 \times 0.40 \times 25 = 3.00 \text{ KN/ml}$

✓ Poids propre de la poutre (**partie B**) $G_2 = \frac{0.3 \times 0.40 \times 25}{\cos 34.22^\circ} = 3.628 \text{ KN / ml}$

➤ Effort tranchant à l'appui

▪ **ELU :** $R_A = 33.84 \text{ KN}$

▪ **ELS :** $R_A = 23.57 \text{ KN}$

III.6.4 Combinaison de charges

$$\text{ELU : } q_{uA} = 1.35G_1 + \frac{2R_A}{L} = 1.35 \times 3 + \frac{2 \times 33.84}{4.50}$$

$$q_{uA} = 19.09 \text{ KN / ml}$$

$$q_{uB} = 1.35G_2 + \frac{2R_A}{L} = 1.35 \times 3.628 + \frac{2 \times 33.84}{4.50}$$

$$q_{uB} = 19.94 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS : } q_{uA} = G_1 + \frac{2R_A}{L} = 3 + \frac{2 \times 23.57}{4.50}$$

$$q_{uA} = 13.47 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uB} = G_2 + \frac{2R_A}{L} = 3.628 + \frac{2 \times 23.57}{4.50}$$

$$q_{uB} = 14.10 \text{ KN/ml}$$

III.6.5 Calcul des efforts tranchants et les moments fléchissant à l'ELU :

Pour déterminer les efforts tranchants et les moments fléchissant, on calcule d'abord les réactions d'appuis, avec les formules de la RDM.

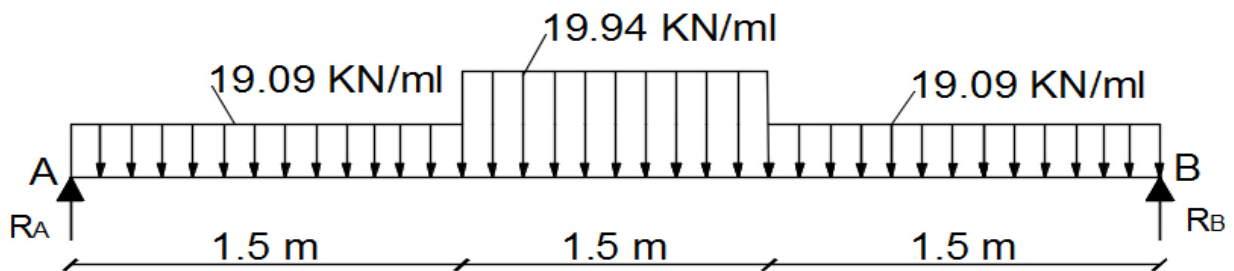


Figure III.29 : Schéma statique de calcul à l'ELU.

➤ Les réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (19.09 \times 1.50) + (19.94 \times 1.5) + (19.09 \times 1.50)$$

$$R_A + R_B = 87.18 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow$$

$$R_B = \frac{\left(19.09 \times \frac{1.5^2}{2}\right) + \left[19.94 \times 1.5 \times \left(1.5 + \frac{1.5}{2}\right)\right] + \left[19.09 \times 1.5 \times \left(3 + \frac{1.5}{2}\right)\right]}{(1.50 + 1.50 + 1.50)}$$

$$R_B = 43.59 \text{ KN}$$

$$\text{D'où : } R_A = 43.59 \text{ KN}$$

➤ Calcul des efforts internes

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow M_z = -9.545 x^2 + 43.59 x$$

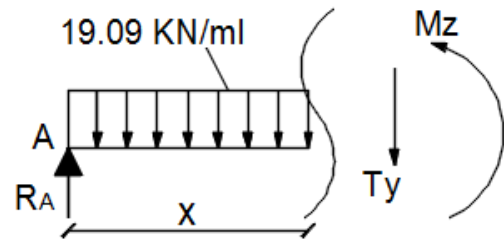
$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1.4 \rightarrow M_z = 43.91 \text{ KN.m}$$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -19.09x + 43.59$$

$$\text{Pour } x = 0 \rightarrow T_y = 43.59 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x = 1.5 \rightarrow T_y = 14.96 \text{ KN}$$

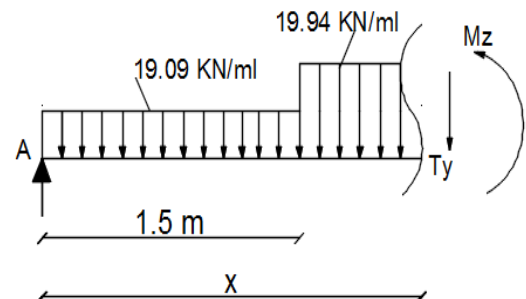
❖ 2^{eme} tronçon : $1.5 \leq x \leq 3 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9.97x^2 + 44.865x - 0.959$$

$$\text{Pour } x = 1.5 \rightarrow M_z = 43.91 \text{ KN.m}$$

$$\text{Pour } x = 3 \rightarrow M_z = 43.91 \text{ KN.m}$$



$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -19.94x + 44.865$$

$$\text{Pour } x=1.5 \rightarrow T_y = 14.96 \text{ KN.}$$

$$\text{Pour } x=3 \rightarrow T_y = -14.96 \text{ KN.}$$

$$M'_z = -19.94x + 44.865 = 0 \rightarrow x = 2.25 \text{ m}$$

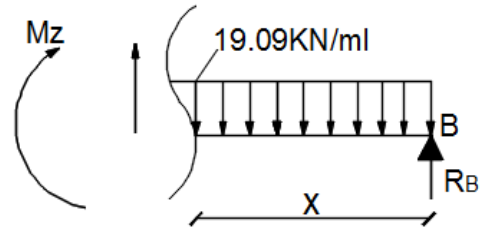
$$M_z^{max}(2.25) = 49.517 \text{ KN.m}$$

❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5\text{m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -9.545x^2 + 43.59x$$

Pour $x=0 \rightarrow M_z = 0$



Pour $x=1.5 \rightarrow M_z = 43.91\text{KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 19.09x - 43.59$$

Pour $x=0 \rightarrow T_y = -43.59\text{KN}$.

Pour $x=1.65 \rightarrow T_y = -14.96\text{KN}$

❖ Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie

$M_z^{\max}$ par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ **Aux appuis :** $M_a = -0,3 M_z^{\max} = -0.3 \times 49.51 = -14.853\text{KN.m}$

❖ **En travée :** $M_t = 0,85 M_z^{\max} = 0.85 \times 49.51 = 40.083\text{KN.m}$

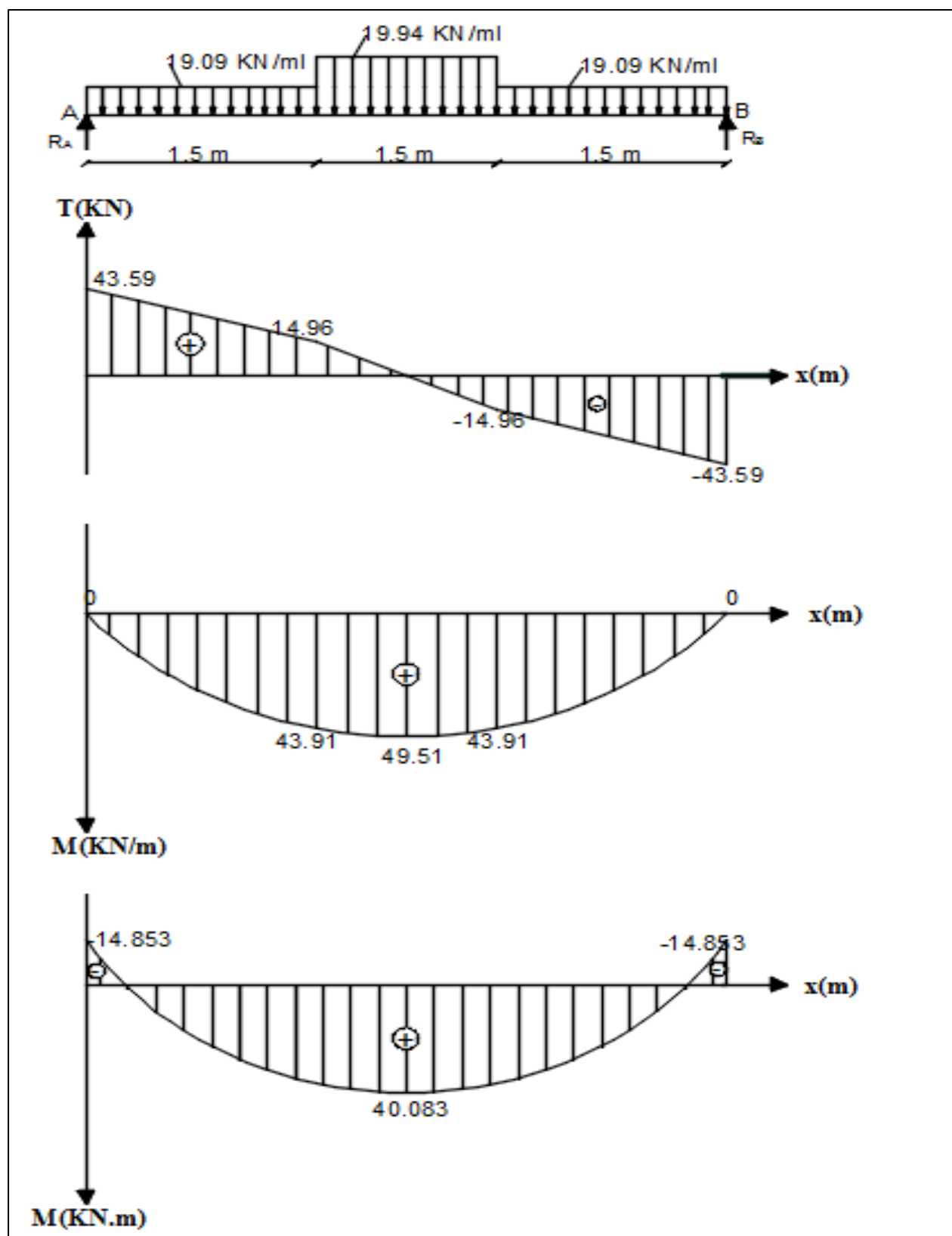


Figure III.30 : Diagramme des efforts internes à l'ELU.

III.6.6 Ferrailage

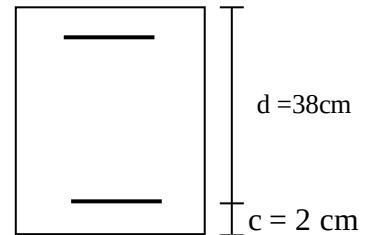
A) En travée

❖ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_t}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{40.083 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times (380)^2} = 0.065 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

$$\mu_u = 0.065 \Rightarrow \beta = 0.966 \quad A_t = \frac{M_t}{\sigma_{st} \cdot d \cdot \beta} = \frac{40.083 \times 10^3}{348 \times 38 \times 0.966} = 3.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{avec : } \sigma_{st} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$$



On opte pour **4HA12= 4.52 cm²**

B) Aux appuis

❖ Armatures principales

$$\mu = \frac{M_a}{f_{bc} \cdot b \cdot d^2} = \frac{14.853 \times 10^6}{14.2 \times 300 \times (380)^2} = 0.024 \leq \mu_1 = 0.392 \Rightarrow \text{S.S.A}$$

À partir des abaques :

$$\mu = 0.024 \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_A = \frac{M_a}{\beta d \sigma_{st}} = \frac{14.853 \times 10^3}{0.988 \times 38 \times 348} = 1.14 \text{ cm}^2$$

On opte pour **4HA10=3.14 cm²**

III.6.7 Vérification à L'ELU

A) Condition de non fragilité(BAEL99 Art A.4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 38 \times \frac{2.1}{400} = 1.37 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} \\ A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{Conditions vérifiées}$$

B) Vérification de l'effort tranchant (BAEL99 Art A.5.2.2)

$$V_u^{\max} = 43.59 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b \times d} = \frac{43.59 \times 10^3}{300 \times 380} = 0.38 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPA} \right\} = \min (3.33 \text{ MPA} ; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.38 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

C) Vérification de la contrainte d'adhérence..... (BAEL99 Art A.6.1.3)

$$V_u^{\max} = 43.59 \text{ KN}$$

Il faut vérifier que : $\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s \times f_{t28} = 3.15 \text{ MPA}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u^{\max}}{0.9 \times d \times \sum U_i}$$

$$\text{Avec : } \sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

$$\tau_{se} = \frac{43.59 \times 10^3}{0.9 \times 380 \times 4 \times 3.14 \times 10} = 1.01 \text{MPa}$$

$$\tau_{se} = 1.01 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

D) Longueur du scellement droit(BAEL99 Art A.6.1,22)

$$L_s = \frac{\varphi \times f_e}{4 \times \tau_{su}} \Rightarrow L_s = 35\varphi$$

- Pour les HA 10 : $L_s = 35 \times 1.0 = 35 \text{ cm}$.
- Pour les HA 12 : $L_s = 35 \times 1.2 = 42 \text{ cm}$.

L_s dépasse l'épaisseur de la poutre palière, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de : $L_c = 0.4L_s$

- Pour les HA 10 : $L_c = 0.4 \times 35 = 14 \text{ cm}$.
- Pour les HA 14 : $L_c = 0.4 \times 42 = 16.8 \text{ cm}$.

Finalement :

La longueur $L_c = 20 \text{ cm}$.

E) Influence de l'effort tranchant sur armatures (BAEL99 Art 5.1.1.312)

▪ Sur appuis

$$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancré}}$$

$$A_{st \text{ ancré}} = \frac{\gamma_s V_u^{max}}{f_e} = \frac{1.15 \times 43.59 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 1.25 \text{cm}^2$$

$$A_{st \text{ adopté}} = 3.14 \text{cm}^2 > A_{st \text{ ancré}} = 1.25 \text{cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

- Sur béton :

$$\frac{2V_u^{max}}{f_e \times 0.9 \times d} \leq \frac{\gamma_s f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\frac{2 \times 43.59 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 380} = 0.637 MPa \leq \frac{1.15 \times 25}{1.5} = 19.166 MPa$$

F) Calcul des armatures transversales..... (BAEL99 Art A.7.2.2)

Les diamètres des armatures transversales doivent être :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \phi_1 ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ 12 ; 10 ; 30 \right\} = 10 \text{ mm}$$

On opte pour : 1cadre et étrier en $\phi 8$ ($A_t=2.01\text{cm}^2$)

G) Espacement maximal des armatures transversales(A.5.1 ,22 BAEL 99)

$$S_t^{max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (29,7 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 29,7 \text{ cm}$$

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

H) Section minimale d'armatures d'âme(A.5.1, 22 BAEL 99)

$$\frac{A_t \times f_e}{b_0 \times S_t} \geq 0.4 MPa \rightarrow A_{min} \geq \frac{0.4 \times b_0 \times S_t}{f_e} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 0.45 \text{ cm}^2 \leq A_{st \text{ adopté}} = 2.01 \text{ cm}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

I) Exigences du RPA 99..... (Art. 7.5.2)**1. Armatures longitudinales(A.7.5.2.1 du BAEL 99)**

« Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section ».

$$. A_l = 4 \text{ HA } 12 + 4 \text{ HA } 10 = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2.$$

$$. 0.5\% \text{ de la section} = 0.005 \times b \times h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'où : } A_l = 7.66 \text{ cm}^2 > 0.5\% \text{ de la section} = 5.25 \text{ cm}^2. \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

2. Armatures transversales..... (A. 7.5.2.2 du BAEL 99)**Armatures transversales minimales**

$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 2.01 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

Zone nodale

$$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi \right) = \min (10 ; 12) = 10 \text{ cm.} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm.}$$

Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 38/2 = 20 \text{ cm.} \rightarrow S_t = 20 \text{ cm.}$$

III.6.8 Vérifications à l'ELS :

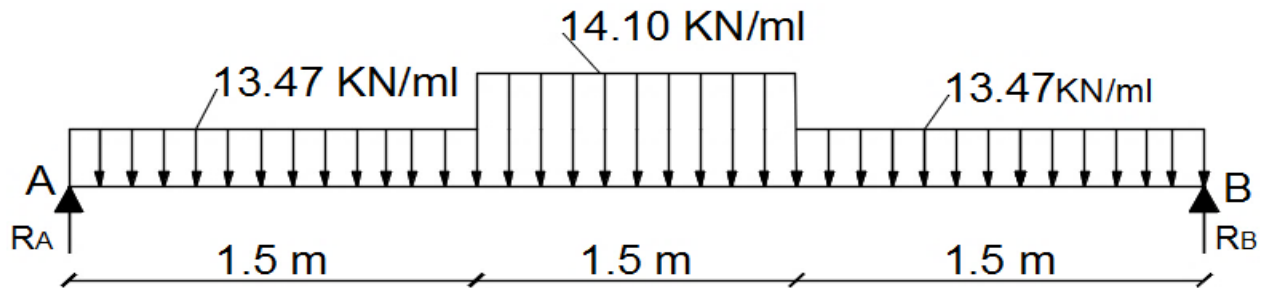


Figure III.31 : Schéma statique de calcul à l'ELS.

➤ Les réactions d'appuis

$$R_A + R_B = (13.47 \times 1.50) + (14.10 \times 1.5) + (13.47 \times 1.50)$$

$$R_A + R_B = 61.56 \text{ kN}$$

$$\sum M/A = 0 \rightarrow$$

$$R_B = \frac{\left(13.47 \times \frac{1.5^2}{2}\right) + \left[14.10 \times 1.5 \times \left(1.5 + \frac{1.5}{2}\right)\right] + \left[13.47 \times 1.5 \times \left(3 + \frac{1.5}{2}\right)\right]}{(1.50 + 1.50 + 1.50)}$$

$$R_B = 30.78 \text{ kN}$$

$$\text{D'où : } R_A = 30.78 \text{ kN}$$

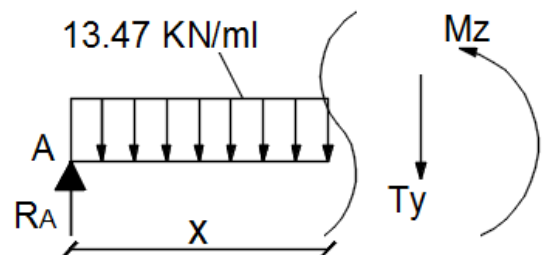
➤ Calcul des efforts internes

❖ 1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 1.50$

$$\sum M/\delta = 0 \rightarrow M_z = -6.735 x^2 + 30.78 x$$

$$\text{Pour } x=0 \rightarrow M_z = 0$$

$$\text{Pour } x=1.4 \rightarrow M_z = 31.016 \text{ kN.m}$$



$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -13.47x + 30.78$$

Pour $x = 0 \rightarrow T_y = 30.78 \text{ KN}$.

Pour $x = 1.5 \rightarrow T_y = 10.575 \text{ KN}$

❖ 2^{eme} tronçon : $1.5 \leq x \leq 3 \text{ m}$

$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -7.05x^2 + 31.725x - 0.709$$

Pour $x = 1.5 \rightarrow M_z = 30.10 \text{ KN.m}$

Pour $x = 3 \rightarrow M_z = 30.10 \text{ KN.m}$

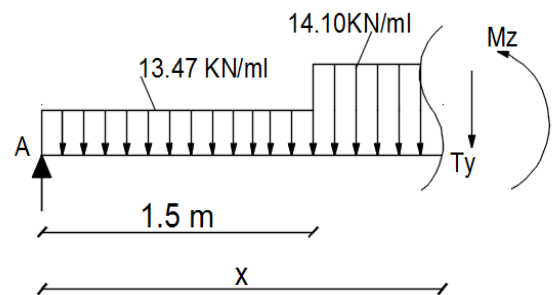
$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = -14.10x + 31.725$$

Pour $x = 1.5 \rightarrow T_y = 10.575 \text{ KN}$.

Pour $x = 3 \rightarrow T_y = -10.575 \text{ KN}$.

$$M'_z = -14.10x + 31.725 = 0 \rightarrow x = 2.25 \text{ m}$$

$$M_z^{max}(2.25) = 33.94 \text{ KN.m}$$



❖ 3^{eme} tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

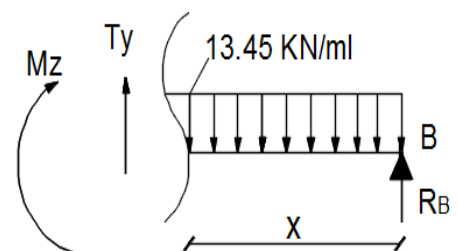
$$\sum M/\delta = 0$$

$$M_z = -6.735x^2 + 30.78x$$

Pour $x = 0 \rightarrow M_z = 0$

Pour $x = 1.5 \rightarrow M_z = 31.016 \text{ KN.m}$

$$T_y = \frac{d(M_z)}{dx} = 13.47x - 30.78$$



Pour $x=0 \rightarrow T_y = -30.78 \text{ KN}$.

Pour $x=1.65 \rightarrow T_y = -10.575 \text{ KN}$

❖ Afin de tenir compte de l'encastrement partiel aux extrémités, on multiplie M^{max} par des coefficients réducteurs, on obtient ainsi les moments suivants :

❖ **Aux appuis :** $M_a = -0,3 M^{\text{max}} = -0,3 \times 34.98 = -10.494 \text{ KN.m}$

❖ **En travée :** $M_t = 0,85 M^{\text{max}} = 0,85 \times 34.98 = 29.733 \text{ KN.m}$

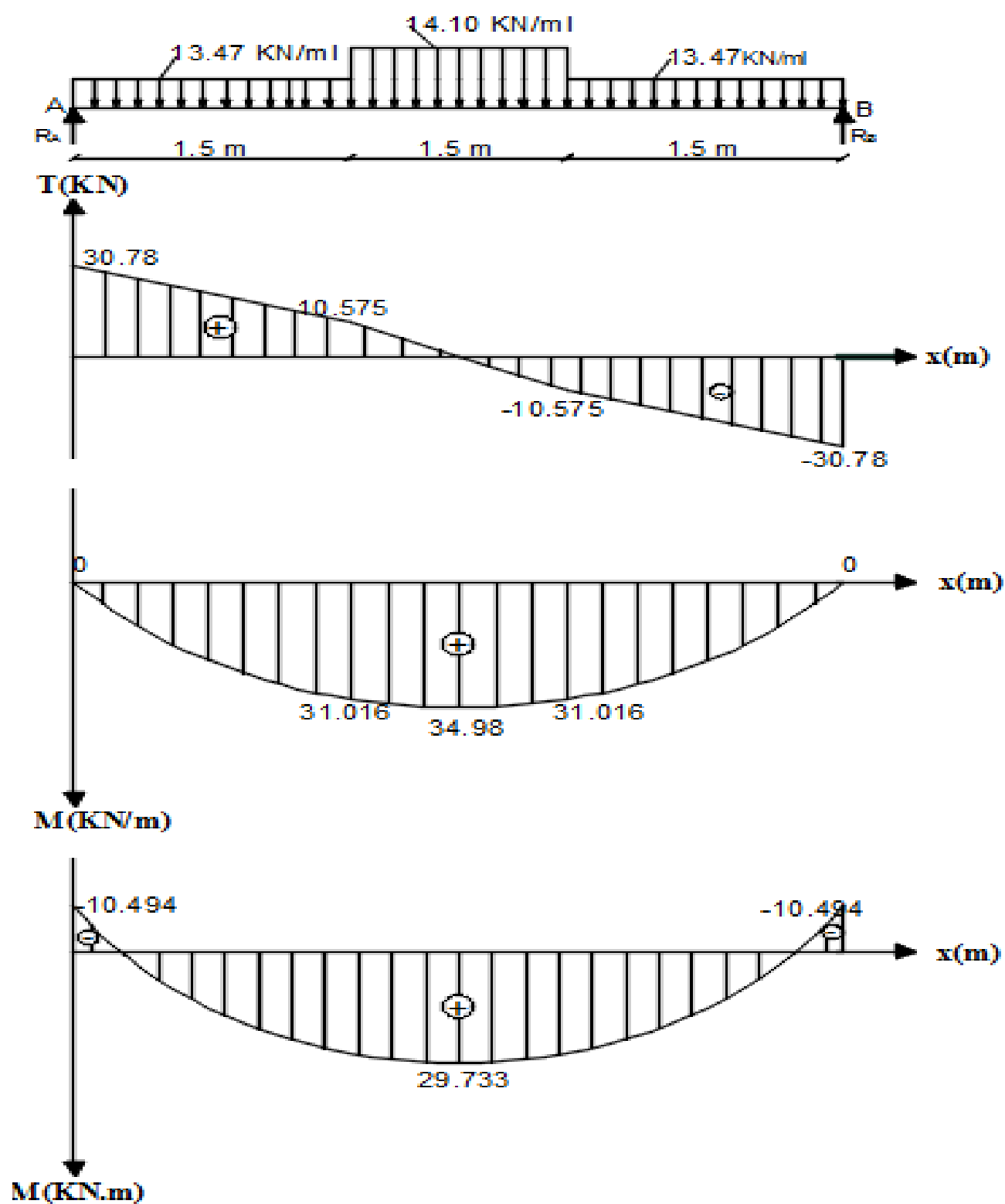


Figure III.32 : Diagramme des efforts internes à l'ELS.

III.6.9 Vérifications à L'ELS

A) Etat limite de compression du béton:

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq 0,6 \cdot f_{c28} = 15 \text{ MPA}$

Avec : $\sigma_{bc} = K \times \sigma_s$; $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$

❖ Aux appuis :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_a}{b \times d} = \frac{100 \times 3.14}{30 \times 38} = 0.275$$

$$\rho_1 = 0.275 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.917 \\ K_1 = 41.24 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_a}{\beta_1 \times A_a \times d} = \frac{10.494 \times 10^6}{0.917 \times 380 \times 3.14 \times 10^2} = 95.91 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1}{41.24} \right) \times 95.91 = 2.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = 2.32 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

❖ En travée :

$$\rho_1 = \frac{100 \times A_t}{b \times d} = \frac{100 \times 4.52}{30 \times 38} = 0.396 \Rightarrow \begin{cases} \beta_1 = 0.903 \\ K_1 = 36.55 \end{cases}$$

$$\text{Donc : } \sigma_s = \frac{M_t}{\beta_1 \times A_t \times d} = \frac{29.733 \times 10^6}{0.903 \times 380 \times 452} = 191.70 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{bc} = \left(\frac{1}{36.55} \right) \times 191.70 = 5.24 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

B) Vérification de la flèche :

Les règles (**BAEL 91 modifié 99 Art B.6.5.1**), précisent qu'on peut se dispenser de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \leq \frac{M_t}{10M_0} \\ \frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\diamond \frac{h}{\ell} = \frac{40}{450} = 0,088 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

$$\diamond \frac{h}{\ell} = 0,088 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{29,733}{10 \times 34,98} = 0,085 \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

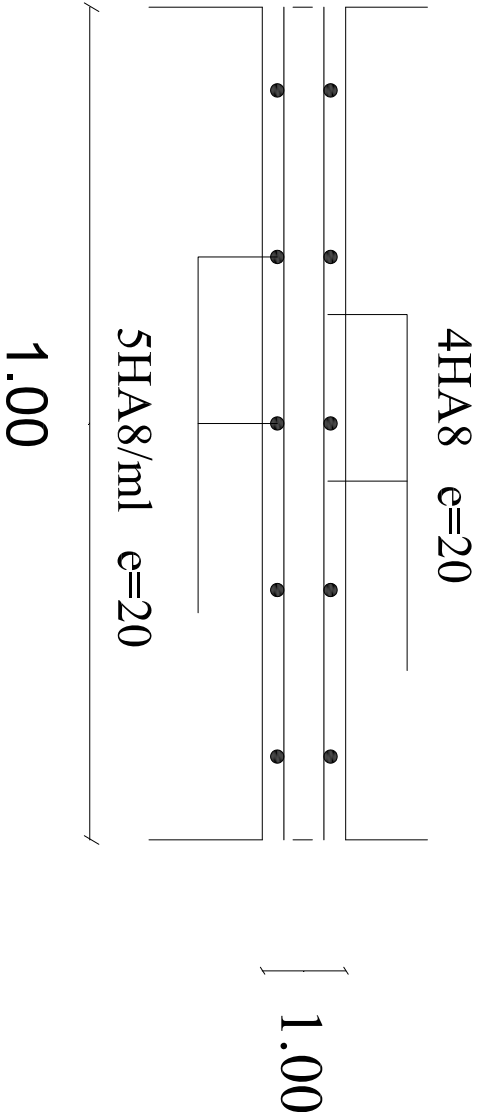
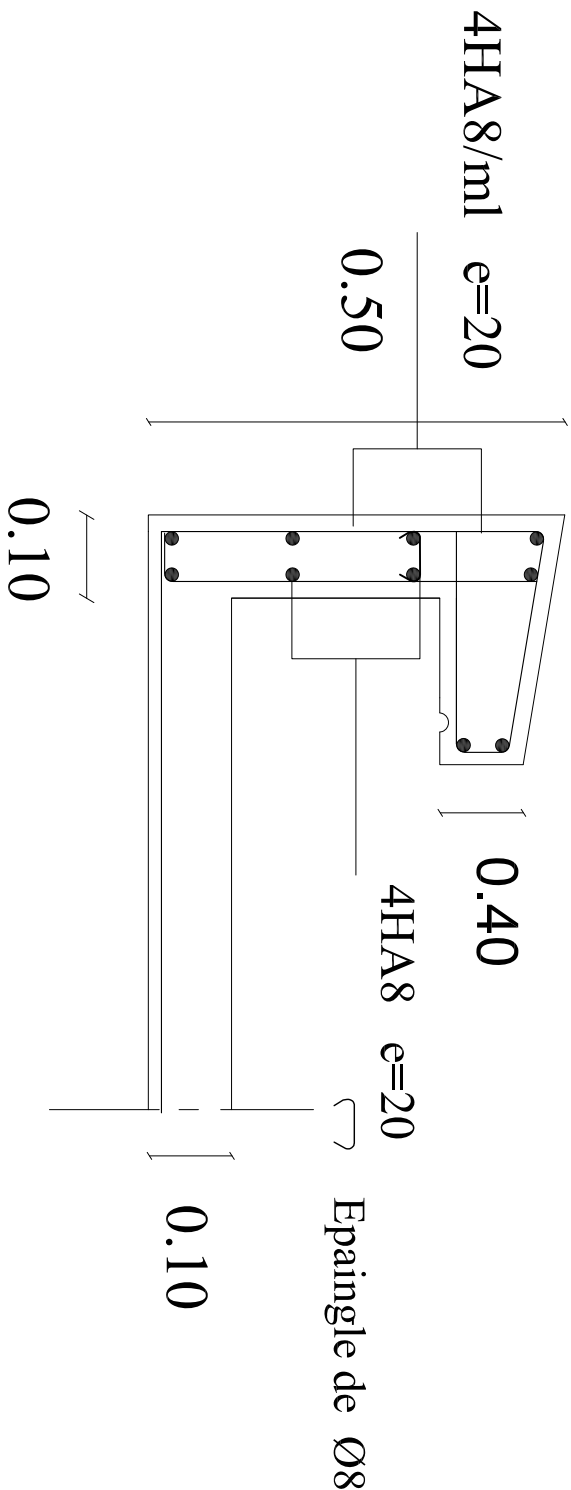
$$\diamond \frac{A_t}{b \times d} = \frac{4,52}{30 \times 38} = 0,0039 \leq \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{Condition vérifiées}$$

On se dispense du calcul de la flèche car les 3 conditions sont vérifiées.

C) Etat limite d'ouverture des fissures :

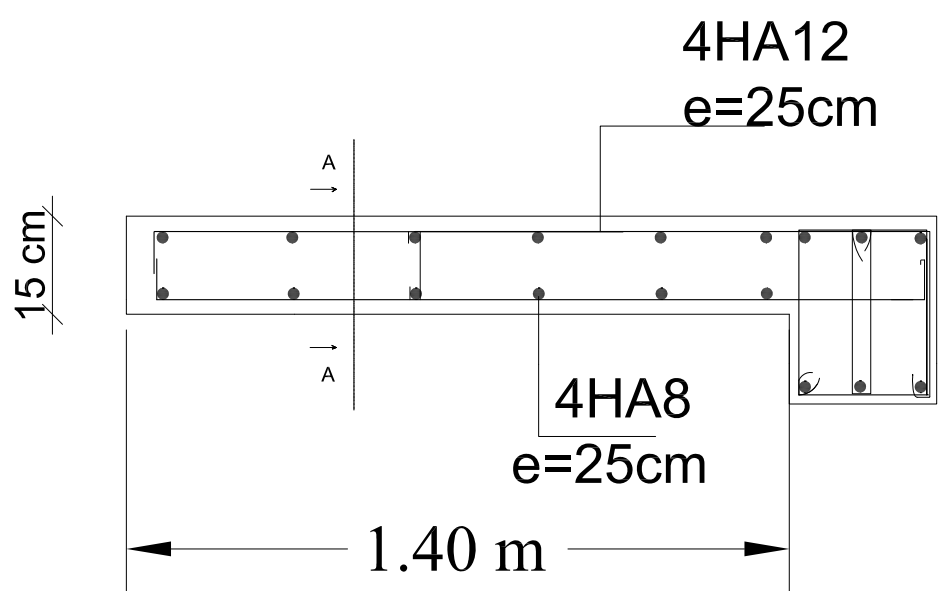
La fissuration est considérée comme étant peu nuisible, alors aucune vérification n'est à effectuer.

Plan de ferrailage de l'acrotère

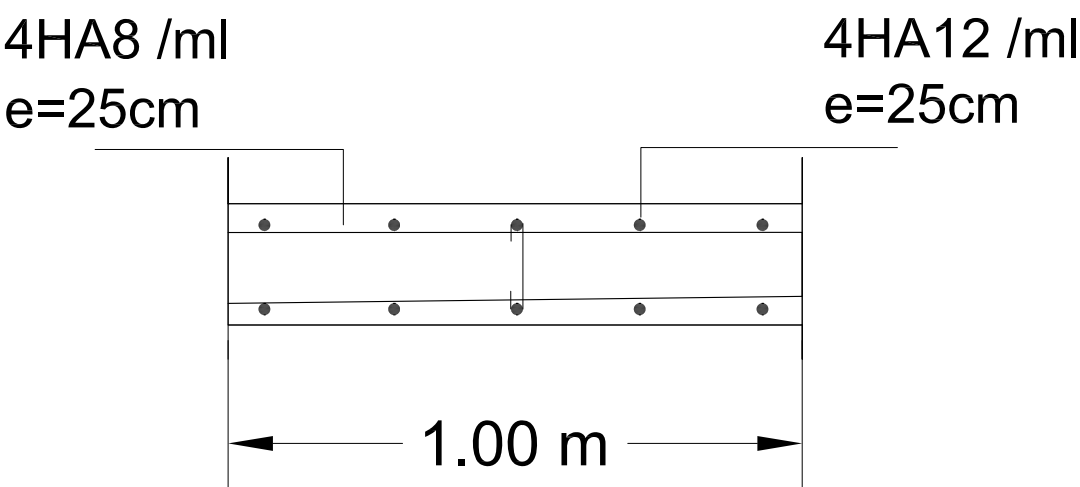


Coupe A-A

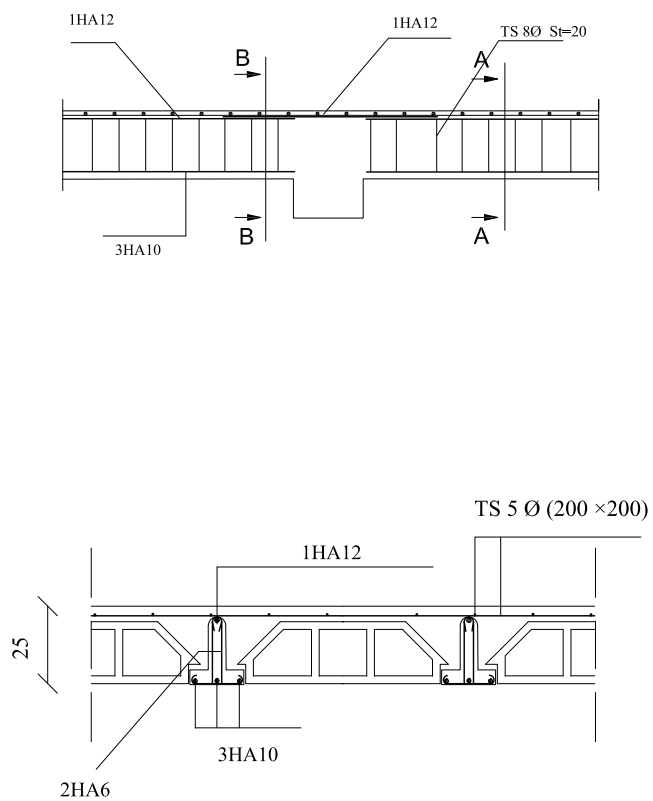
Plan de ferrailage du balcon



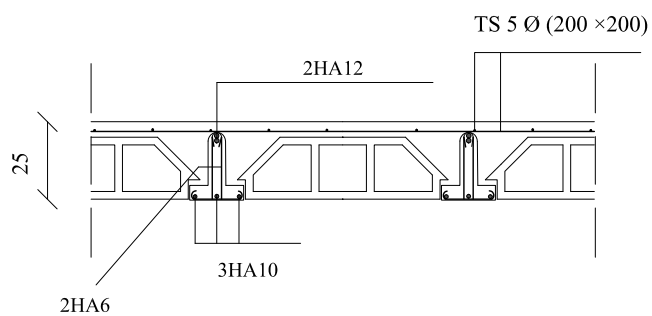
Epaingle de Ø8



Plan de ferrailage du plancher à corps creux

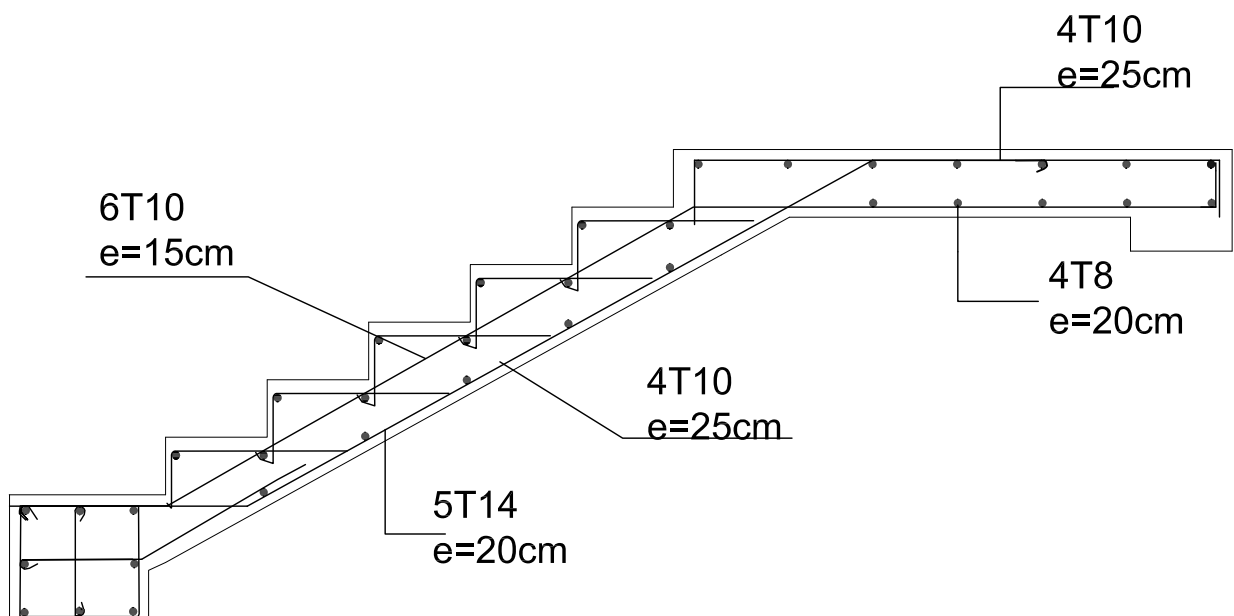


Coupe A-A

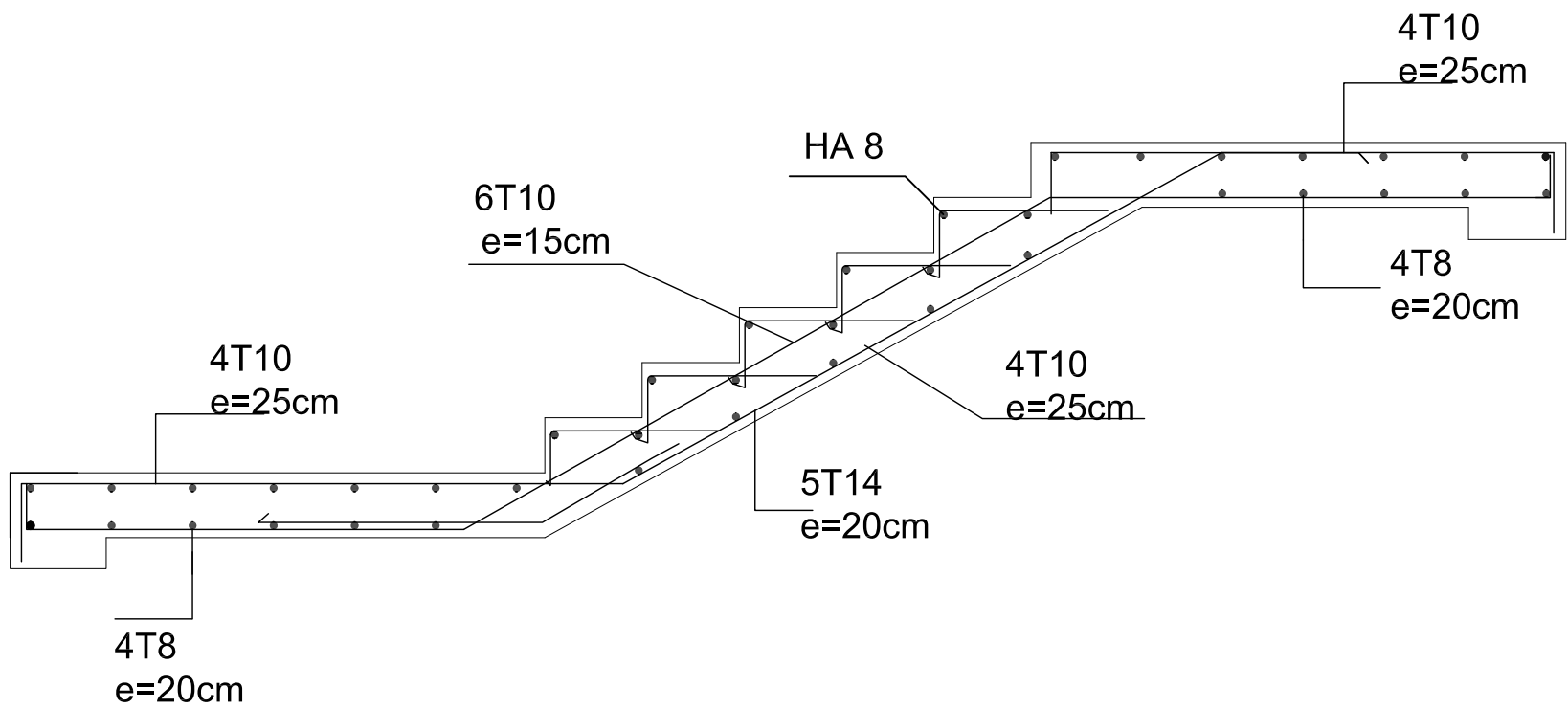


Coupe B-B

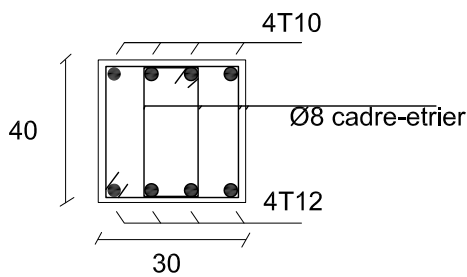
Ferraillage de l'escalier



Volée
-1-



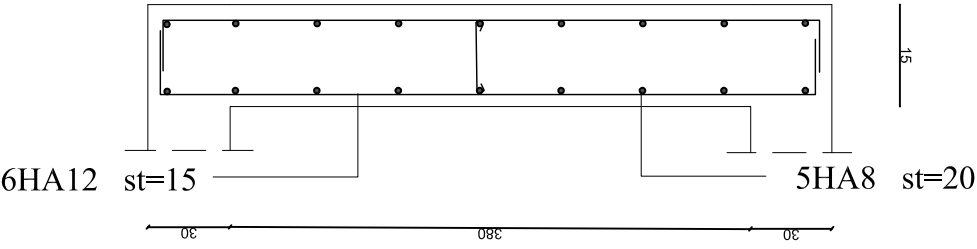
Volée
-2-



coupe A-A

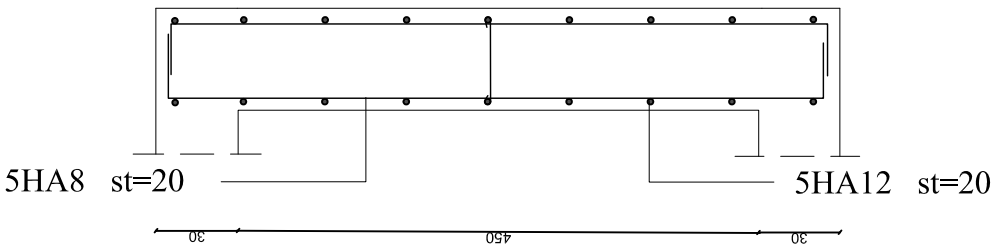
POUTRES PALIERE (30x40)

Plan de ferrailage de la dalle de salle machine



s e n s
x - x

Epaingle de Ø8



s e n s
y - y

**Présentation
du
logiciel
ETABS**

IV.1. Définition d'un logiciel de calcul

Un Logiciel de calcul est destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures et les calculer, vérifier les résultats obtenus et dimensionner les éléments spécifiques de la structure à partir des plans d'architecture.

IV.2. Description de logiciel ETABS (Extended Three Dimensions Analyses Building Systems)

L'ETABS est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie, particulièrement adapté aux bâtiments. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ces structures. L'ETABS offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpentes métalliques. Le post-processeur graphique facilite l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser la déformée du système, les diagrammes des efforts et courbes enveloppes, les champs de contraintes, les modes propres de vibration.... etc.

L'ETABS a été élaboré aux Etats-Unis d'Amérique par la compagnie « **Computers And Structures Inc.** » à **Berkeley** (état de la Californie). Sa première version date de l'année 1984, il a subi plusieurs améliorations. La version considérée dans notre mémoire est désignée par ETABS Non Linear 9.7.0.



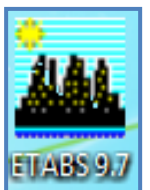
Figure IV.1. Version du logiciel ETABS utilisée.

IV.2.1. Quelques définitions

- ❖ Grid line : ligne de grille
- ❖ Joints : nœuds
- ❖ Frame : portique (cadre)
- ❖ Shell : voile
- ❖ Element : élément
- ❖ Restrained : points d'application de la charge
- ❖ Loads : charges
- ❖ Uniformed loads : charges uniformes
- ❖ Define : définir
- ❖ Material : matériaux
- ❖ Concrete : béton
- ❖ Steel : acier
- ❖ Frame section : coffrage
- ❖ Column : poteau
- ❖ Beam : poutre
- ❖ File : fichier
- ❖ Copy : copier
- ❖ Move : déplacer
- ❖ Save : enregistrer
- ❖ Save as : enregistrer sous
- ❖ Add : ajouter
- ❖ Delete : supprimer
- ❖ Story : étage
- ❖ Height : hauteur

IV.3. Manuel d'utilisation du logiciel ETABS

L'ETABS se trouve sur plusieurs versions, dans notre travail on va utiliser la Version 9.7.0



IV.3.1. Première étape

La première étape consiste à spécifier la géométrie de la structure à modéliser.

On clique sur l'icône de L'ETABS .

A) Choix des unités

Après le lancement de l'ETABS, la première étape consiste au choix des unités et cela se fait avec la fenêtre qui se trouve au bas de l'écran.

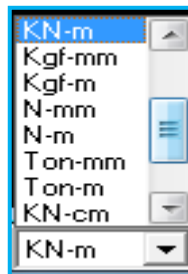


Figure IV.2. Choix des unités.

B) Définir les propriétés mécaniques et géométriques des éléments

Dans le menu déroulant en haut de l'écran on sélectionne **File** puis **New model**, puis on clique sur **Default.edb**.

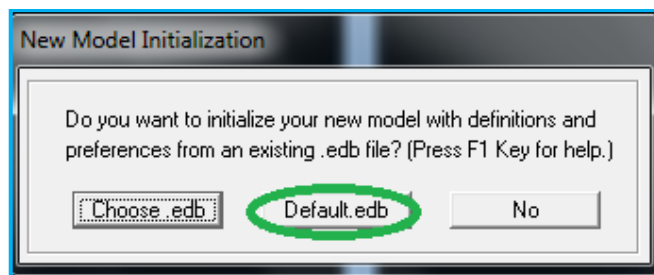


Figure IV.3. Démarrer un nouveau model.

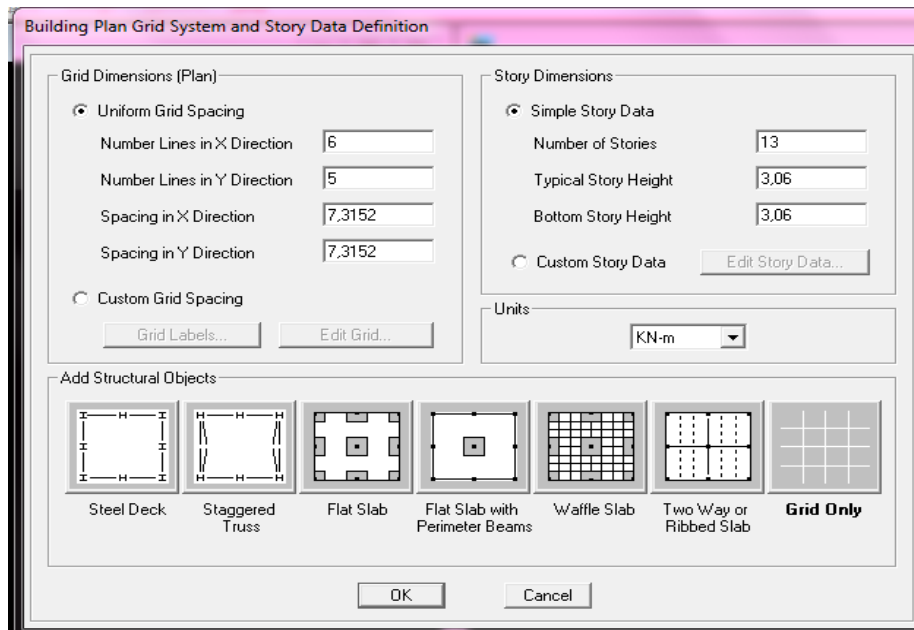


Figure IV.4. La géométrie de base.

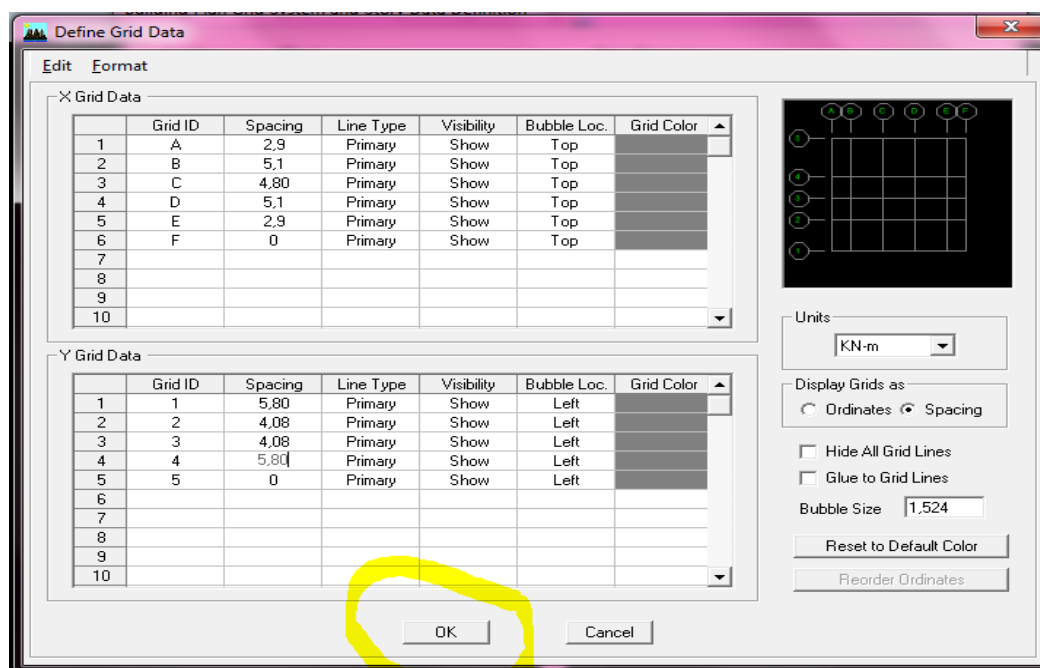


Figure IV.5. Les lignes de construction.

Story Data

	Label	Height	Elevation	Master Story	Similar To	Splice Point	Splice Height
16	TERRASSE-1	2,5	45,34	No	NONE	No	0,
15	TERRASSE	3,06	42,84	No	ET11	No	0,
14	ET11	3,06	39,78	Yes		No	0,
13	ET10	3,06	36,72	No	ET11	No	0,
12	ET9	3,06	33,66	No	ET11	No	0,
11	ET8	3,06	30,6	No	ET11	No	0,
10	ET7	3,06	27,54	No	ET11	No	0,
9	ET6	3,06	24,48	No	ET11	No	0,
8	ET5	3,06	21,42	No	ET11	No	0,
7	ET4	3,06	18,36	No	ET11	No	0,
6	ET3	3,06	15,3	No	ET11	No	0,
5	ET2	3,06	12,24	No	ET11	No	0,
4	ET1	3,06	9,18	No	ET11	No	0,
3	RDC	3,06	6,12	No	ET11	No	0,
2	SOUSSOL	3,06	3,06	No	ET11	No	0,
1	BASE		0,				

Reset Selected Rows

Height

Master Story

Similar To

Splice Point

Splice Height

Units

Change Units

Figure IV.6. Définition des étages.

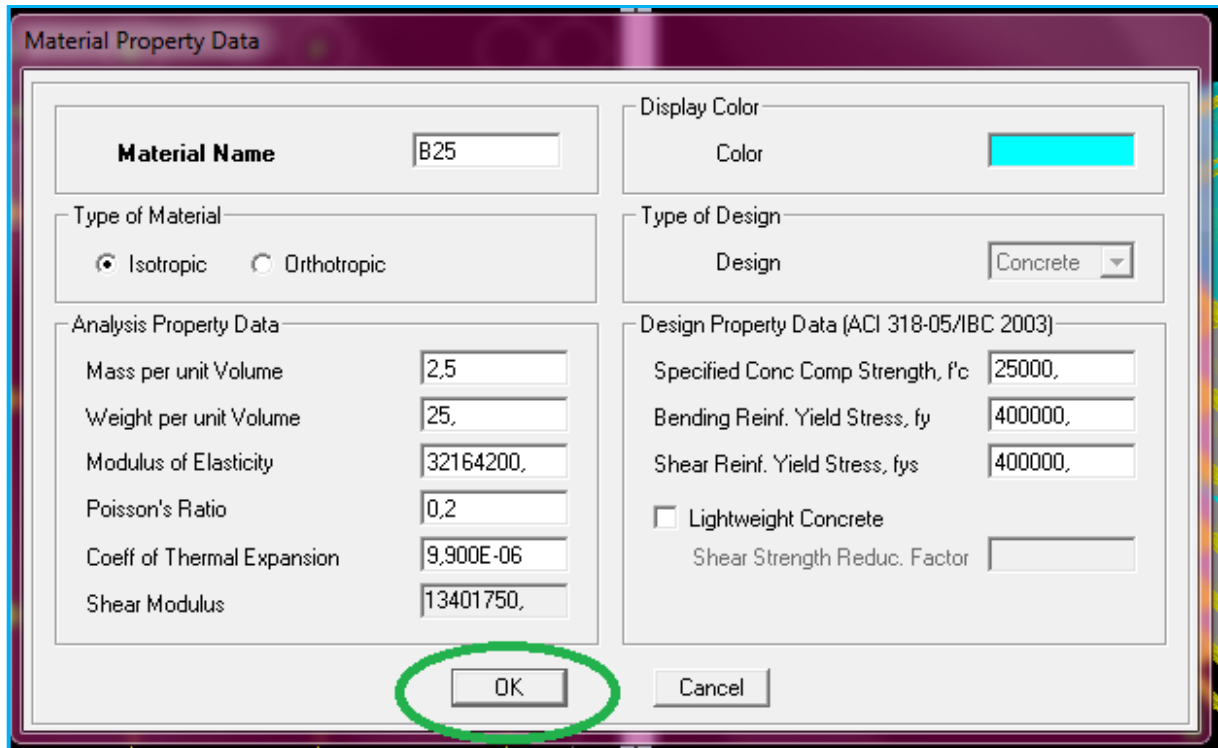
Pour une construction en Auto-Stable. On choisit l'icône **Grid Only**

C) Propriétés mécanique du matériau utilise



Define → **Materials properties**

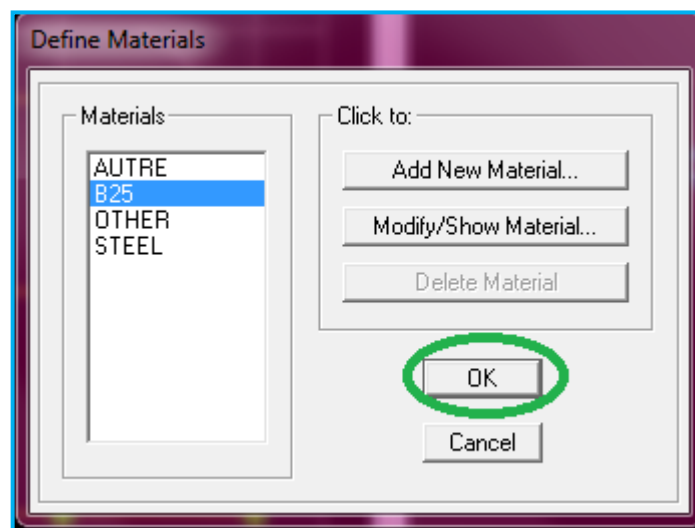
Cette instruction permet d'introduire les propriétés mécaniques des matériaux utilisés dans la structure (béton « B25 ») :



The 'Material Property Data' dialog box is shown with the following fields and values:

- Material Name:** B25
- Type of Material:** ☒ Isotropic, ☐ Orthotropic
- Analysis Property Data:**
 - Mass per unit Volume: 2.5
 - Weight per unit Volume: 25.
 - Modulus of Elasticity: 32164200.
 - Poisson's Ratio: 0.2
 - Coeff of Thermal Expansion: 9.900E-06
 - Shear Modulus: 13401750.
- Display Color:** Color (blue swatch)
- Type of Design:** Design (Concrete dropdown)
- Design Property Data (ACI 318-05/IBC 2003):**
 - Specified Conc Comp Strength, f'c: 25000.
 - Bending Reinf. Yield Stress, fy: 400000.
 - Shear Reinf. Yield Stress, fys: 400000.
 - ☐ Lightweight Concrete
 - Shear Strength Reduc. Factor: (empty field)
- Buttons:** OK (circled in green), Cancel

Figure IV.7. Définition des matériaux.



The 'Define Materials' dialog box is shown with the following elements:

- Materials List:** A list box containing 'AUTRE', 'B25' (highlighted in blue), 'OTHER', and 'STEEL'.
- Click to:**
 - Add New Material...
 - Modify/Show Material...
 - Delete Material
- Buttons:** OK (circled in green), Cancel

Figure IV.8. Les matériaux béton et bardage.

➤ Modification de géométrie de base

Pour modifier les longueurs des trames, on clique sur le bouton droit et on choisit **Edit grid data**.

D) Vérification des dimensions

Sur la barre des tâches supérieure... **Set building view option... Visible in view ... Dimension lines.**

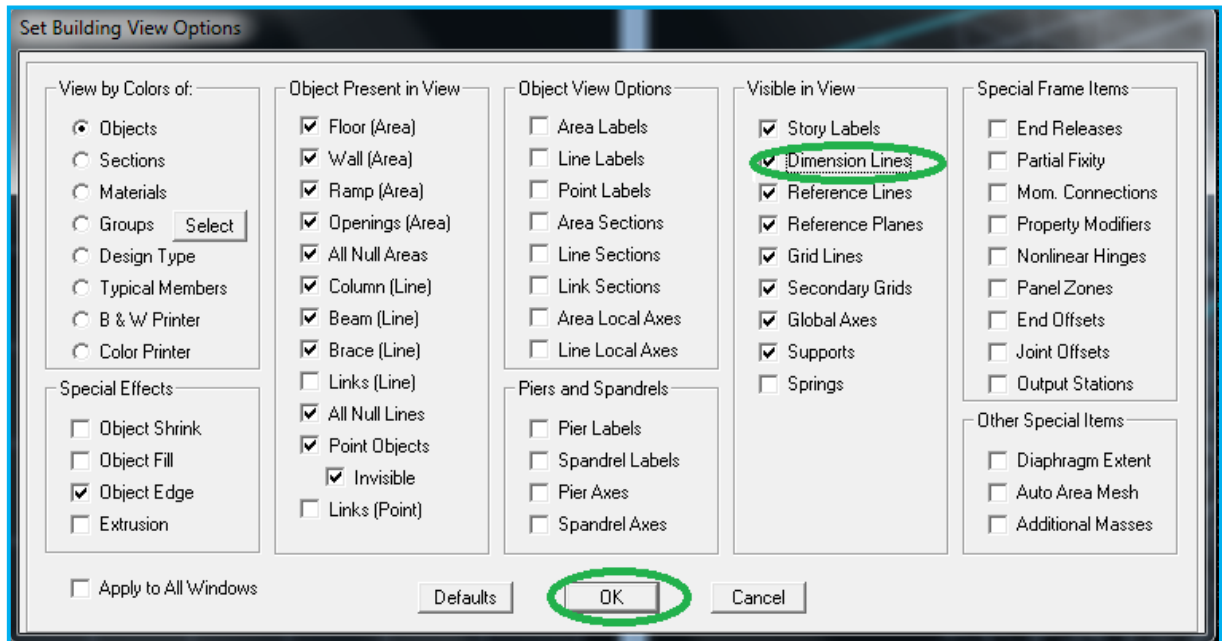


Figure IV.9. Vérification des dimensions.

IV.3.2. Deuxième étape

A) Définition des caractéristiques géométriques des éléments

On va spécifier ou définir pour chaque groupe d'éléments des structures leurs propriétés géométriques (les poutres principales et secondaires, les poteaux, les planchers, les dalles pleins et les voiles), qui sont en béton armé « **conc** » :

➤ Pour les poutres et les poteaux

Define → Frame sections ou 

→ Icône propriétés → on sélection tout → Delete property

Icône click to → « add rectangular » pour la section de poutre et des poteaux.

NB :

Dans l'introduction des propriétés des poutres et des poteaux il faut spécifier :

Pour les poteaux → **Column** et pour les poutres → **Beam**

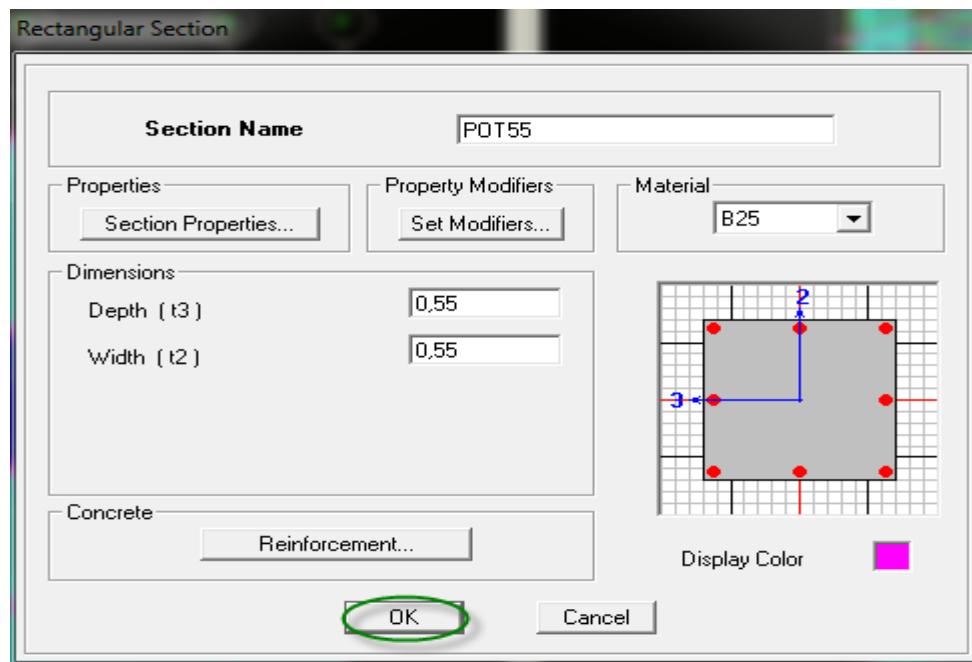


Figure IV.10. Définition des éléments lignes.

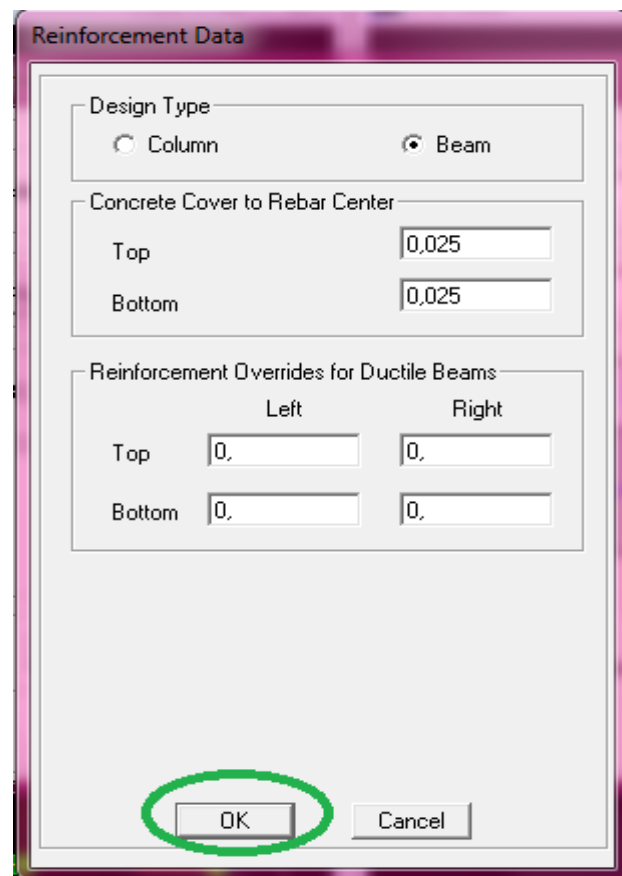
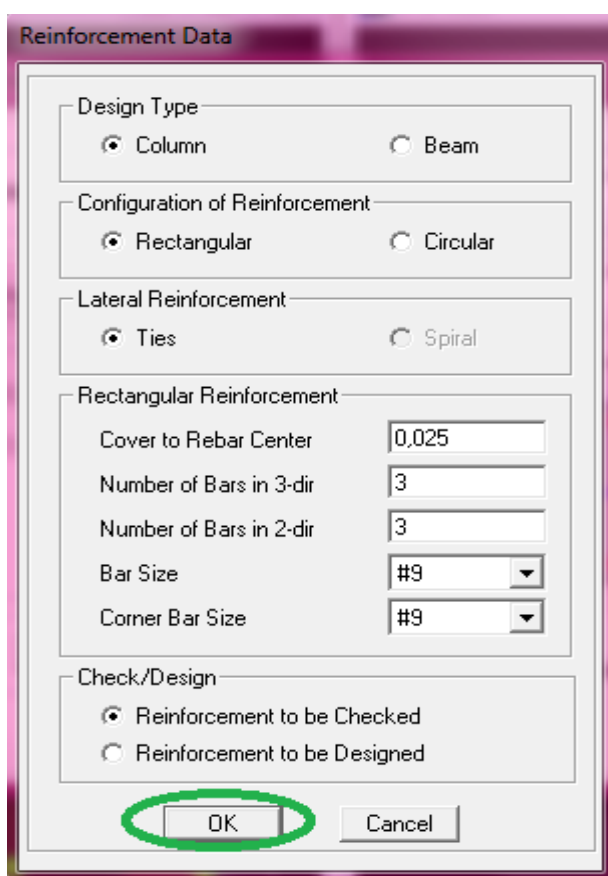


Figure IV.11. Spécification de l'enrobage.

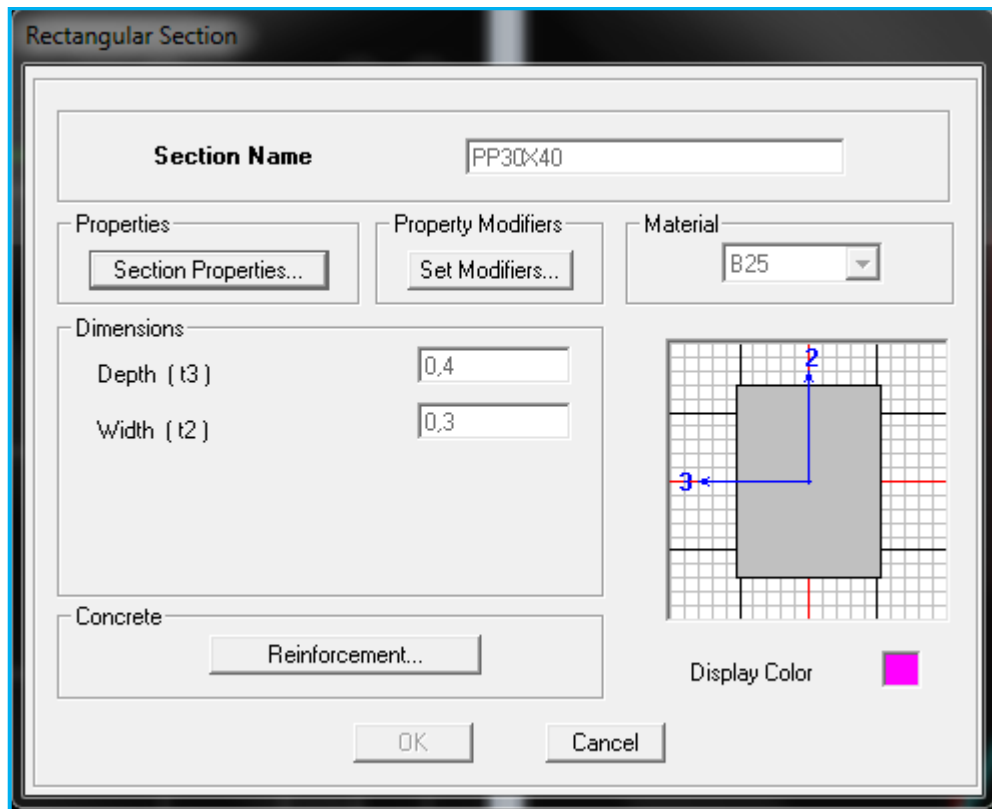


Figure IV.12. Définition des poutres principales.

➤ Pour les voiles et les dalles pleines

Define → wall/slab/deck sections , ou ()

On distingue plusieurs types des éléments plaques qui sont :

Elément shells : il est utilisé pour la modélisation des voiles, dalles. Les sections de ces éléments sont définies par l'épaisseur.

Elément membran : il est utilisé pour les éléments minces.

Elément plate : c'est la superposition de l'élément plaque et membrane.

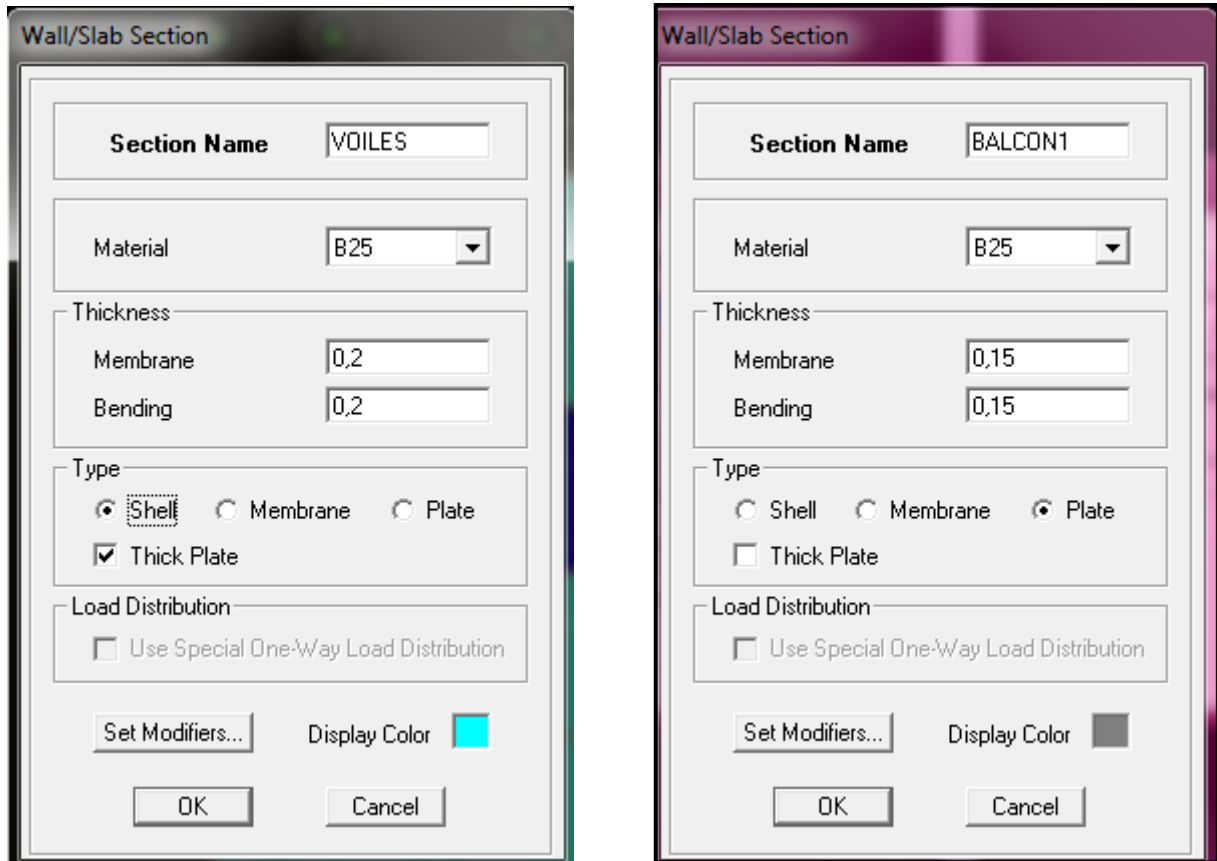


Figure IV.13. Définition des éléments surfaciques.

- ❖ **Define** → **wall/slab/deck section** → **Add new Wall** pour le dimensionnement du voile
- ❖ **Define** → **wall/slab/deck section** → **Add new deck** pour le dimensionnement du plancher

IV.3.3. Troisième étape

Cette étape consiste à spécifier les conditions aux limites pour les structures à modéliser.

A) Appuis

Les supports peuvent être spécifiés comme articulés, encastres, ou comme encastres avec certaines relaxations. La liaison entre les deux éléments (fondation et poteau) dans le nœud et un encastrement, pour définir ceci sur ETABS, on sélectionner les nœuds à la base.

Assing → **joint/point** → **restraintes**.

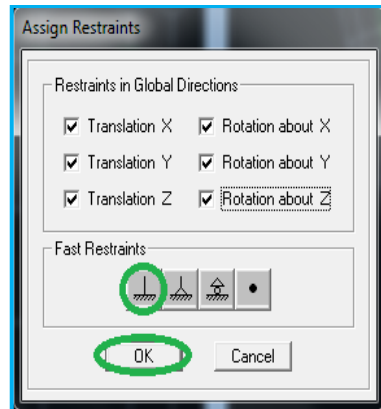


Figure IV.14. Définition des appuis.

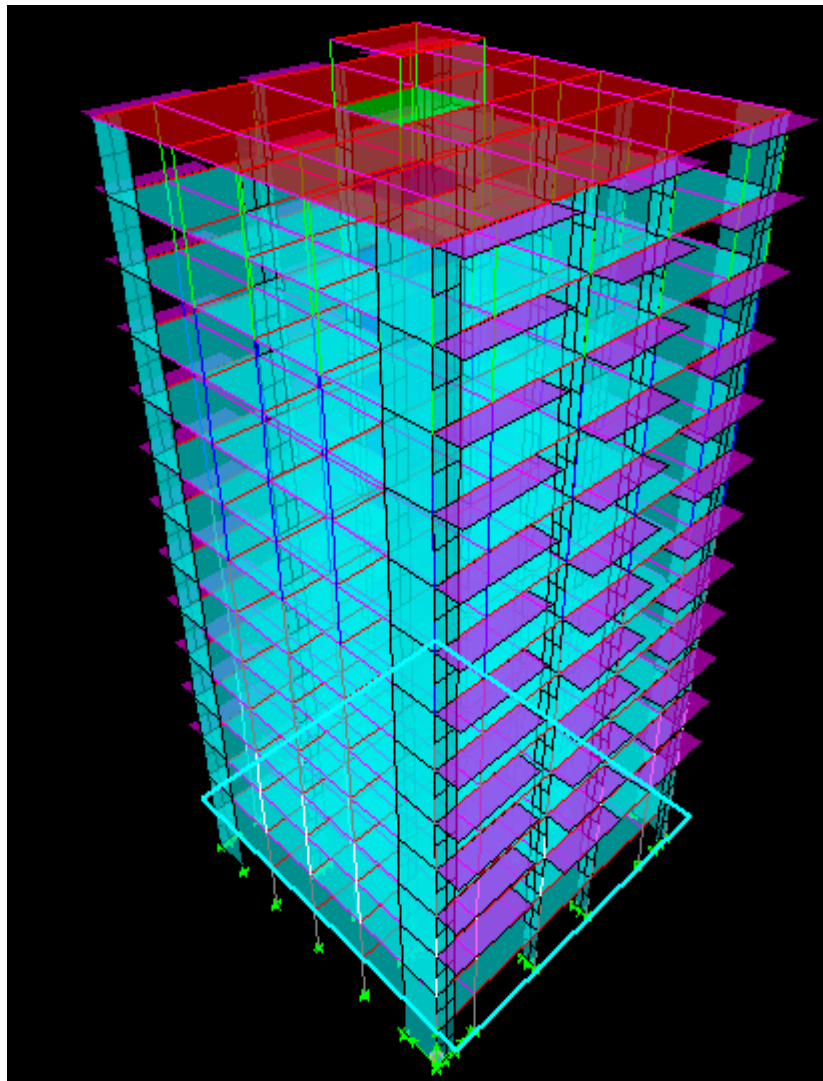


Figure IV.15. Vue en 3 D de la structure.

B) Définition de l'action sismique

Define → Masse source

Cela nous permet d'introduire cette masse pour l'étude dynamique d'une manière automatique.

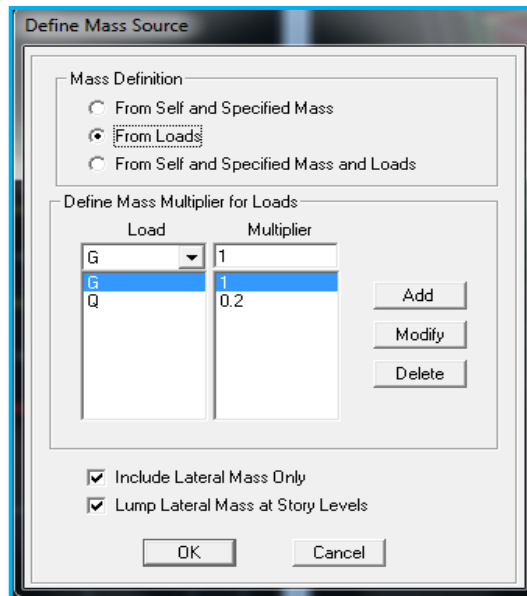


Figure IV.16. Définition de la masse sismique.

C) Les diaphragmes

Les planchers sont supposés infiniment rigide, pour cela on définit le diaphragme pour chaque plancher :

Assign → joint/point → diaphragme. 

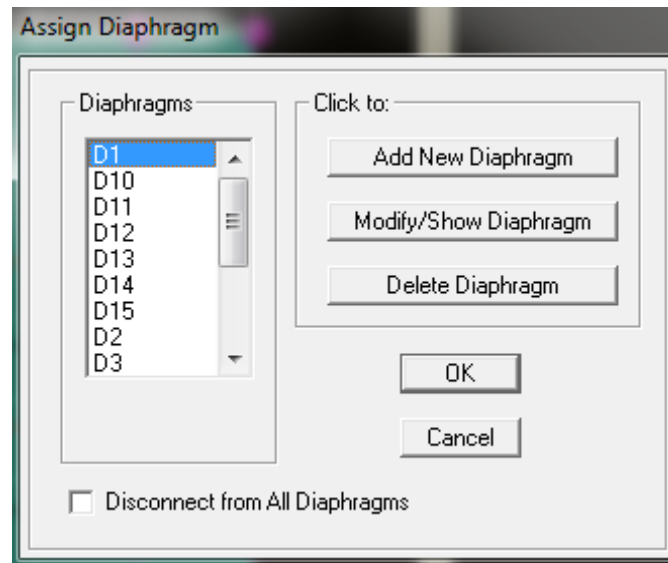


Figure IV.17. Définition des diaphragmes.

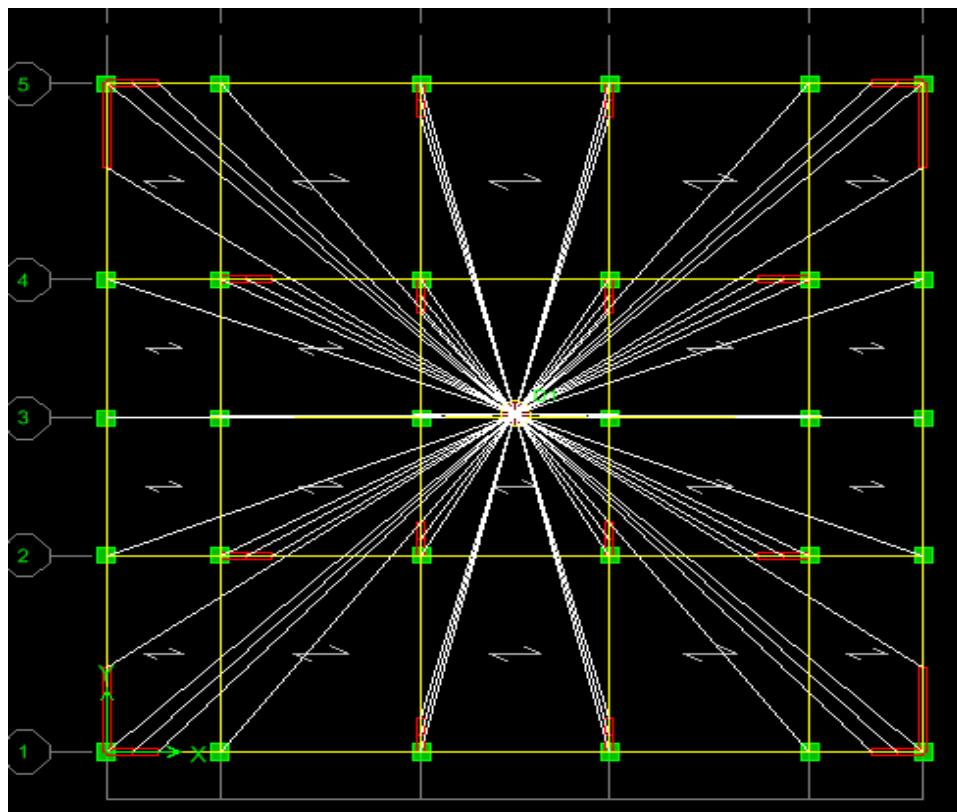


Figure IV.18. Vue en plan après l'assignement des diaphragmes.

IV.3.4. Quatrième étape

Dans cette étape on va introduire les charges des différents éléments de la structure.

A) Définitions des charges

Define → **Static cases** 

Cette instruction nous permet de définir les cas de charges et leurs types. On distingue les charges permanentes (**G** ou **DEAD**), d'exploitations (**Q** ou **LIVE**), sismiques (**QUAKE**), vent (**WIND**), de neige (**SNOW**) et autre.

Le poids propre de la structure est pris en compte par le coefficient 1, par contre le poids propre des charges d'exploitation annulé donc on remplace ce coefficient par 0.

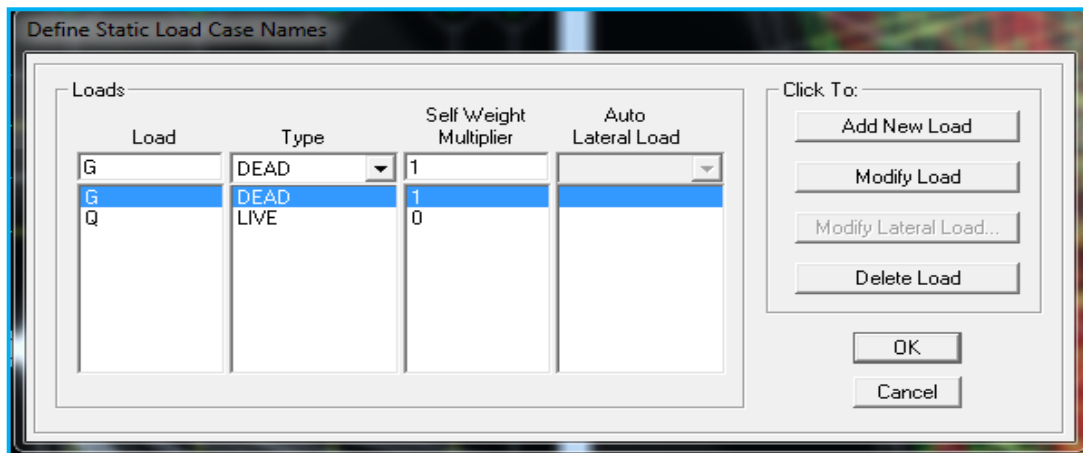


Figure IV.19. Définition des cas de charges.

B) Introduction des charges

❖ Pour les dalles pleines (étages courants)

L'ETABS nous permet de spécifier les charges surfaciques sur les éléments bidimensionnels. Le programme fourni pour cette charge d'être uniformément répartie par m^2 selon les axes locaux ou globaux. Dans notre modélisation ces charges surfaciques on les introduit pour les dalles pleines. Et pour les introduire :

- on sélectionne nos dalles.

Assing → **shell/area Loads** → **Uniform**.

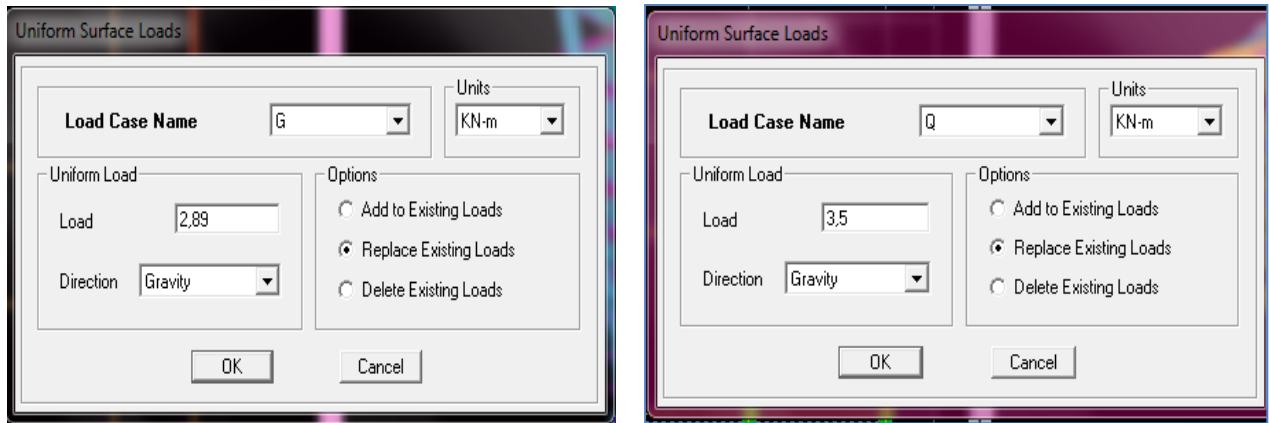


Figure IV.20. Introduction des charges pour les dalles pleines.

➤ Pour les planchers

1. Plancher étage courant

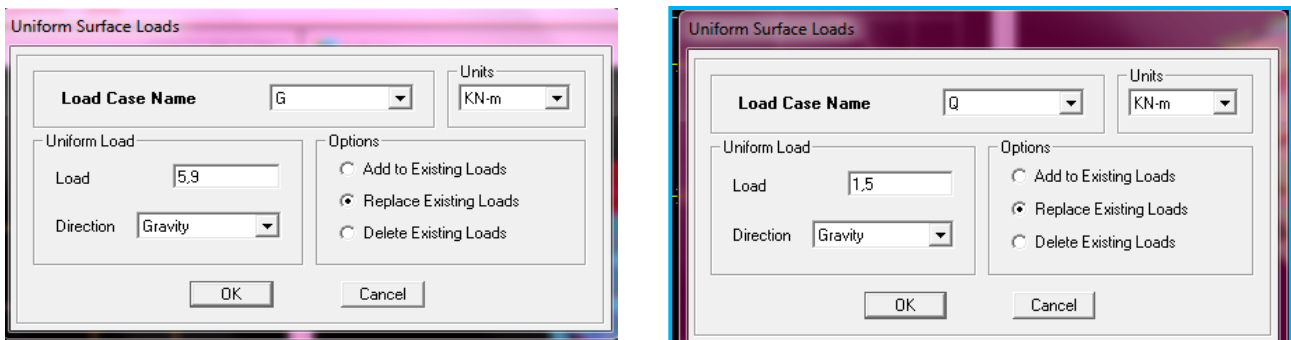


Figure IV.21. Introduction des charges pour les planchers des étages courants.

2. Plancher RDC

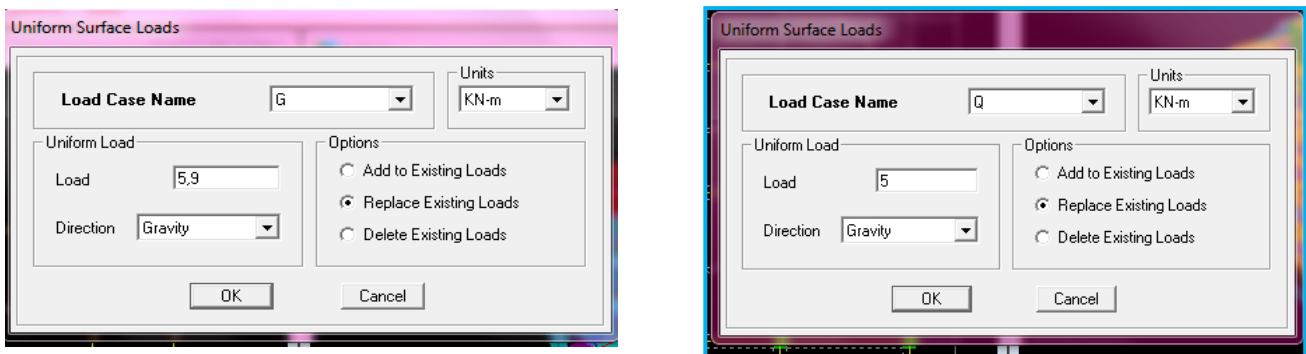


Figure IV.22. Introduction des charges de plancher RDC.

3. Plancher terrasse

Uniform Surface Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Uniform Load

Load: 7.51

Direction: Gravity

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Uniform Surface Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Uniform Load

Load: 1

Direction: Gravity

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Figure IV.23. Introduction des charges pour le plancher terrasse.

4. Pour l'acrotère

Frame Distributed Loads

Load Case Name: G Units: KN-m

Load Type and Direction

☒ Forces ☐ Moments

Direction: Gravity

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

1	2	3	4
Distance: 0.	0.25	0.75	1.
Load: 0.	0.	0.	0.

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 1.4675

OK Cancel

Frame Distributed Loads

Load Case Name: Q Units: KN-m

Load Type and Direction

☒ Forces ☐ Moments

Direction: Gravity

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

Trapezoidal Loads

1	2	3	4
Distance: 0.	0.25	0.75	1.
Load: 0.	0.	0.	0.

☒ Relative Distance from End-I ☐ Absolute Distance from End-I

Uniform Load

Load: 1

OK Cancel

Figure IV.24. Introduction des charges pour l'acrotère.

5. Pour la dalle salle machine

Point Forces

Load Case Name: G Units: KN-m

Loads

Force Global X: 0.

Force Global Y: 0.

Force Global Z: -62.9

Moment Global XX: 0.

Moment Global YY: 0.

Moment Global ZZ: 0.

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Point Forces

Load Case Name: Q Units: KN-m

Loads

Force Global X: 0.

Force Global Y: 0.

Force Global Z: -8

Moment Global XX: 0.

Moment Global YY: 0.

Moment Global ZZ: 0.

Options:

- ☐ Add to Existing Loads
- ☒ Replace Existing Loads
- ☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Figure IV.25. Introduction des charges pour la dalle salle machine.

❖ Pour les dalles pleines (étage terrasse)

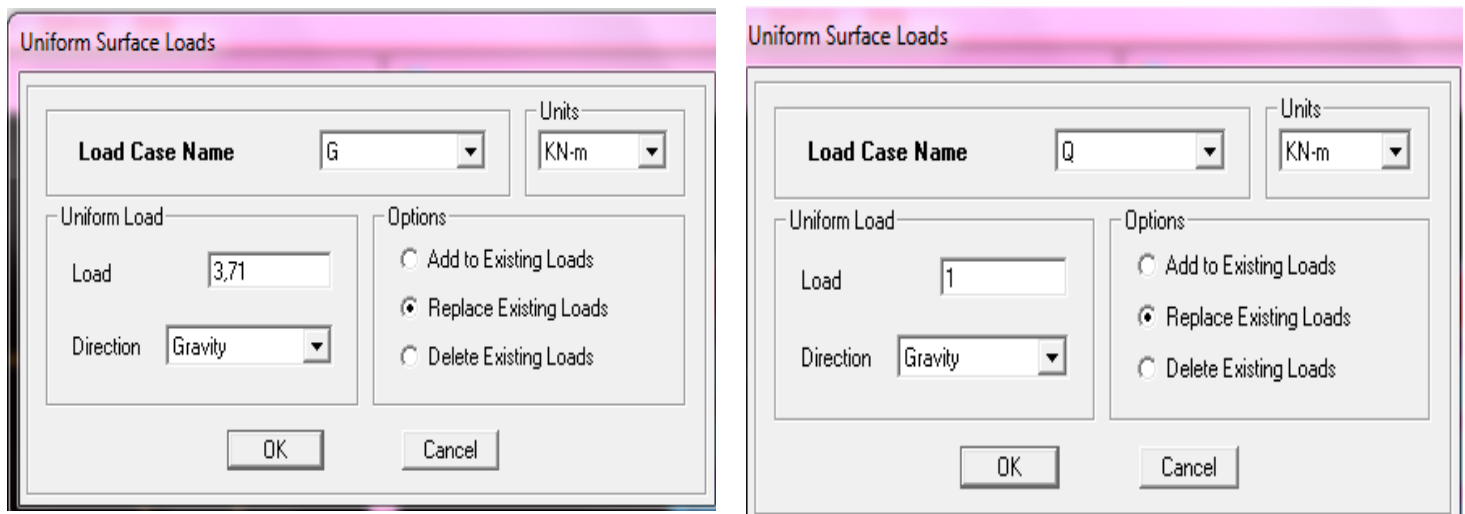


Figure IV.26. Introduction des charges pour la dalle pleine (étage terrasse).

C) La charge sismique

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul qui est défini par le code parasismique **RPA 2003 (voire chapitre I)**.

On définit le spectre comme suite :

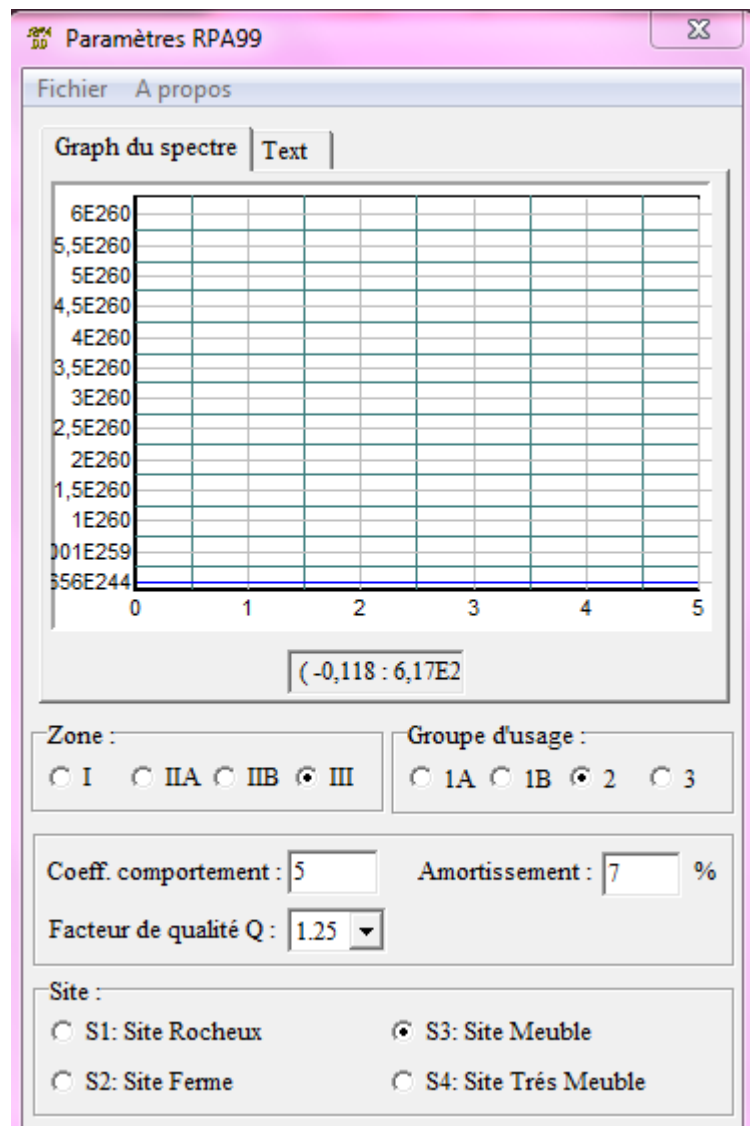


Figure IV.27. Définition du spectre du calcul.

C) L'introduction du spectre

Define → Response spectrum fonctions.



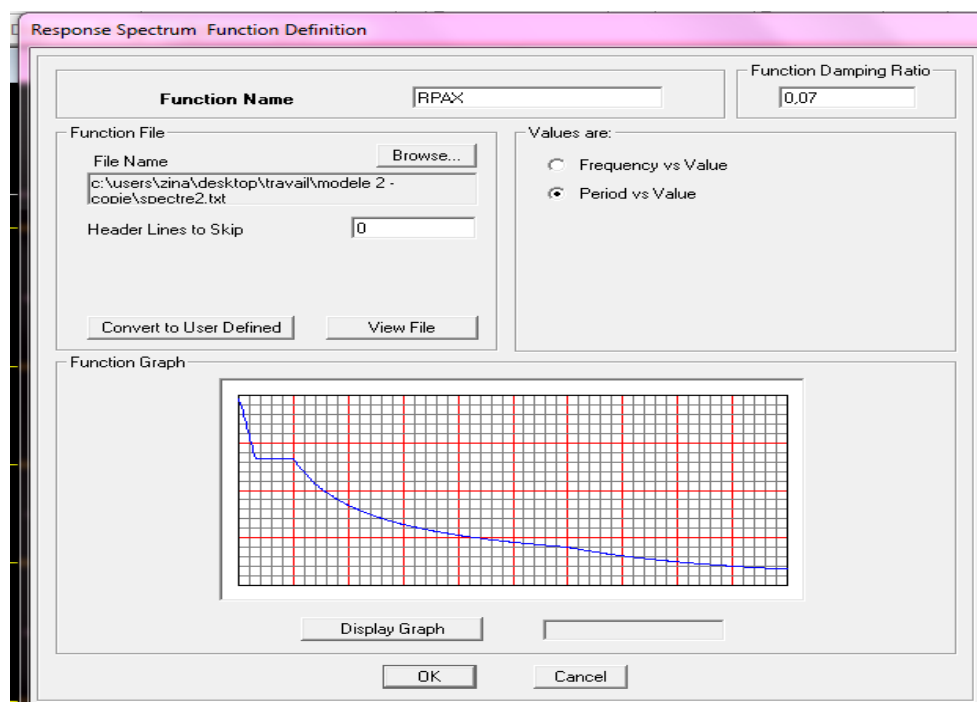
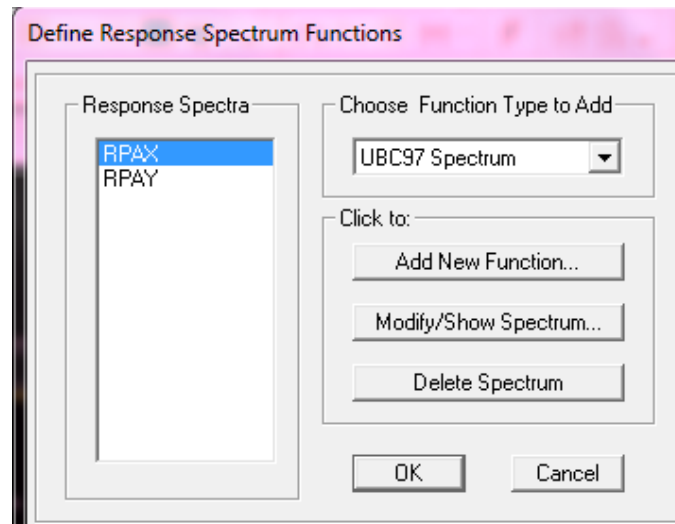


Figure IV.28. Introduction du spectre dans ETABS.

D) Charge sismique

Define → **Response spectrum cases**



Ce cas de charges permet de prendre en compte la réponse modale de la structure sous un spectre de réponse appliqué à la base, il est basé sur la méthode de superposition modale.

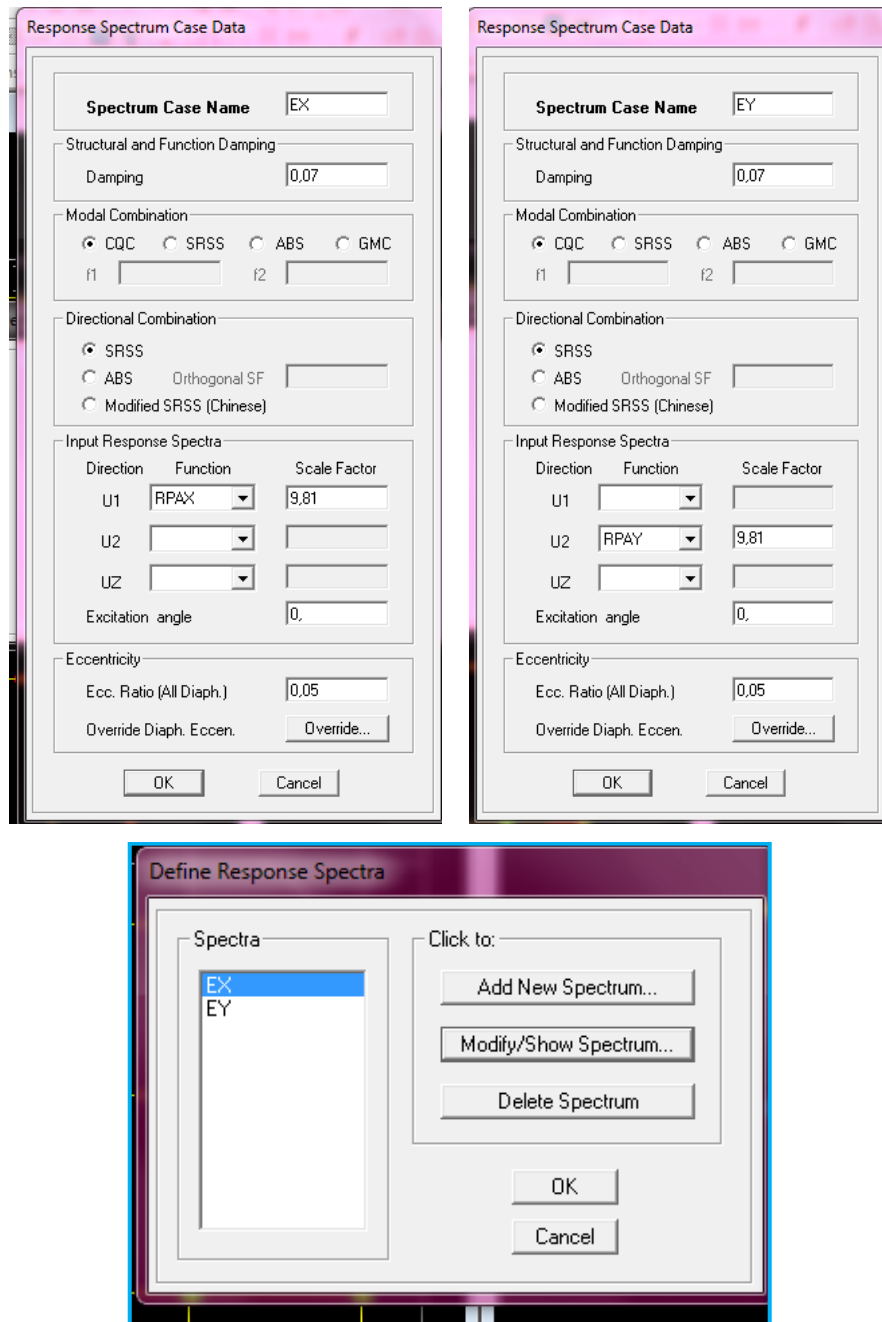


Figure IV.29. Définition de la réponse sismique dans les deux directions.

IV.3.5. Cinquième étape

Cette étape consiste à spécifier les combinaisons des charges.

Define → **Load combinations**



On introduit les combinaisons de charges :

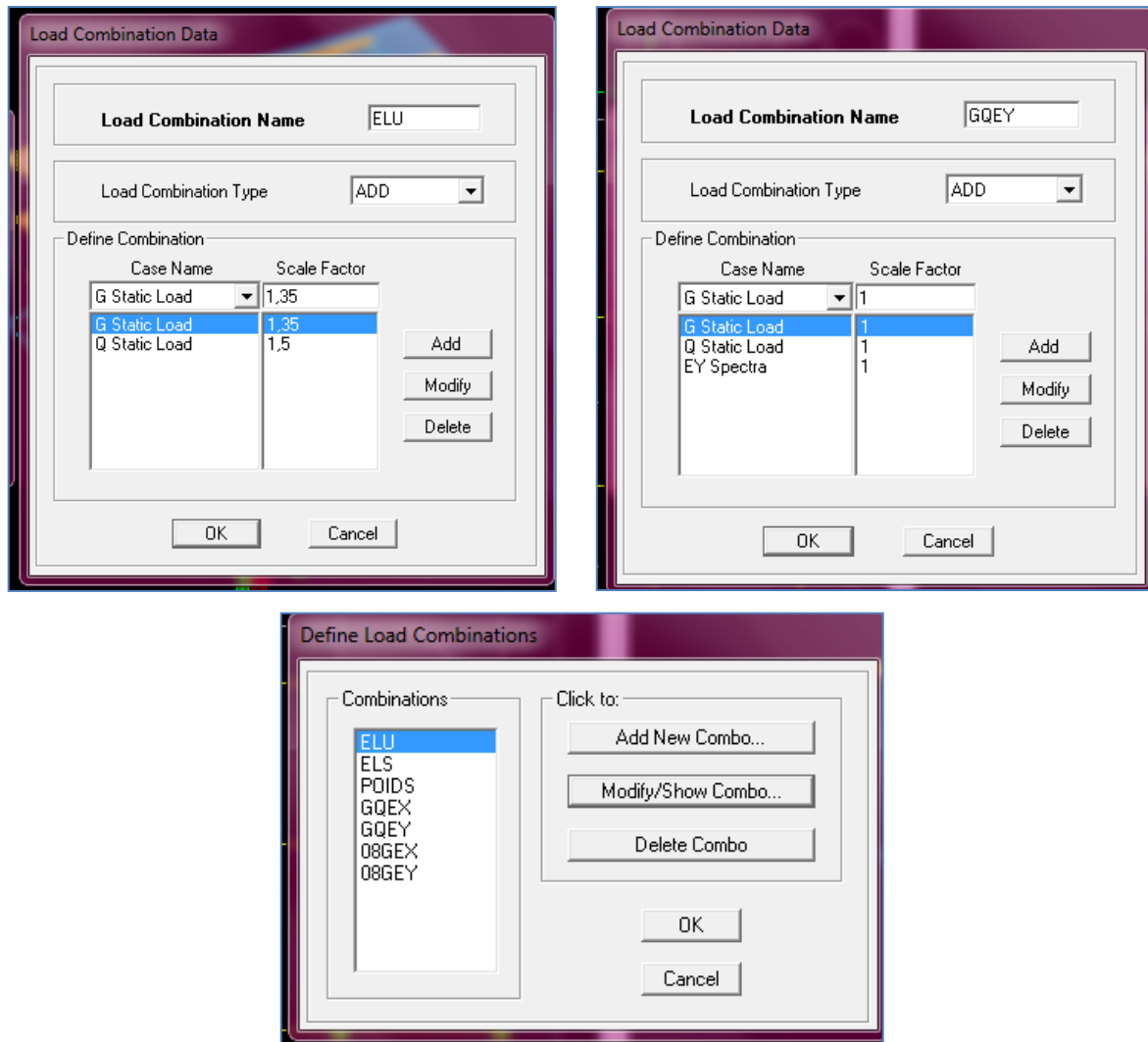


Figure IV.30. Les combinaisons de charges.

IV.3.6. Sixième étape

Cette étape consiste à lancer l'analyse dynamique, mais il y a lieu de spécifier le nombre de modes à utiliser dans le calcul d'une manière on doit avoir une participation massique supérieure à **90° selon RPA 2003**.

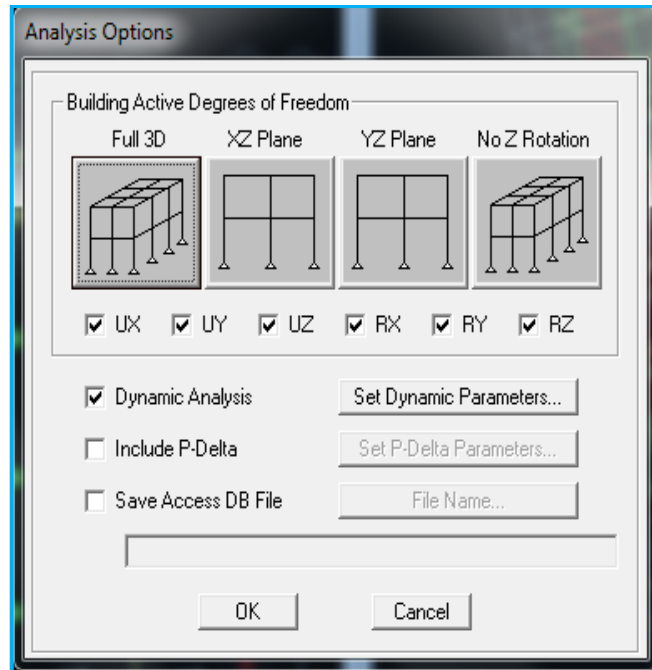


Figure IV.31. Définition des options d'analyse.

A) Analyse dynamique

L'analyse dynamique disponible dans L'ETABS comporte l'analyse modale, l'analyse spectrale et l'analyse temporelle.

B) Analyse modale

L'analyse modale permet de déterminer les modes et les fréquences propres des structures ; car, il n'existe aucune force extérieure, les fréquences naturelles et les modes propres sont directement en fonction de la rigidité et de la distribution des masses de la structure. Par conséquent, le résultat du calcul des fréquences et des modes propres peut varier considérablement en fonction de la modélisation.

C) Analyse spectrale

L'analyse spectrale permet de calculer la réponse sismique d'une structure en utilisant un spectre de réponse. Les réponses modales sont combinées en utilisant la méthode de la combinaison quadratique complète **CQC (Complete Quadratic Combination)** ou SRSS. Les résultats de l'analyse spectrale peuvent être combinés avec les résultats de l'analyse statique pour le dimensionnement de la

structure. Pour prendre en compte la réversibilité des charges sismiques, les combinaisons de charges peuvent être créées en incluant les contributions du calcul sismique avec le signe -/+.

D) Analyse dynamique temporelle

Pour des cas d'analyse où une étude dynamique temporelle déterministe est exigée, ETABS offre la possibilité de calcul de la réponse d'une structure sous l'effet d'un chargement dynamique quelconque appliqué au nœud ou d'un mouvement du sol (à la base).

Le calcul est basé sur la méthode de la superposition modale, qui donne la réponse de la structure. La procédure consiste d'abord à calculer les modes et fréquences propres du système pour calculer la matrice de masse généralisée et le vecteur de chargement généralisé qui serviront par la suite pour le découplage des équations différentielles du mouvement. La réponse modale au chargement imposé est calculée par la méthode d'intégration numérique en utilisant l'algorithme de **Wilson**, avec un pas de temps constant choisi par l'utilisateur, de l'ordre de $0.1T$ (T étant la période du mode le plus élevé à inclure dans la réponse).

Enfin la réponse est exprimée en fonction des coordonnées géométriques, des efforts dans les éléments et des réactions d'appuis.

Exécution : Analyse → **Run Analysis** Ou F5

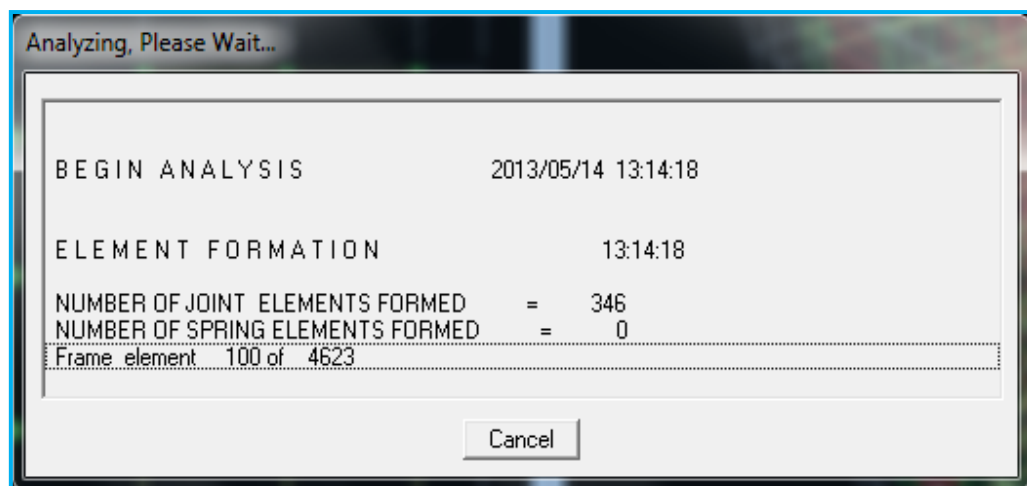


Figure IV.32. Lancement de l'analyse.

**Vérifications
les exigences
du
RPA99 version
2003**

Introduction

En plus des sollicitations statiques (charges et surcharges), la structure d'un bâtiment est soumise à des sollicitations dynamiques dues essentiellement aux actions sismiques. De ce fait, la détermination de la réponse sismique de la structure est incontournable lors de l'analyse et de la conception de cette dernière.

Le calcul des forces sismiques est mené suivant trois méthodes :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

V.1 Méthode statique équivalente(RPA2003/Art 4.2)

1. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

2. Conditions d'application... .. (RPA2003/Art 4.1.2)

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment étudié doit être régulier en plan et en élévation ; avec en plus :

$H \leq 65$ m pour les zones I ; IIA ; IIB

$H \leq 30$ m pour la zone III.

Remarque

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans notre cas.

V.2 Méthode d'analyse modale spectrale(RPA2003/Art 4.3)

Principe

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.3. Présentation de l'ouvrage

- Le projet étudié est un bloc (R+12 + sous-sol) situé dans la wilaya d'Alger, classé selon le (RPA 99, révisé en 2003) comme zone de forte sismicité (**zone III**)
 - Zone sismique : (**Alger --< zone III**) [RPA 99 Ver 2003- Tab 4.1]
 - Groupe d'usage : Bâtiment à usage multiples (commerce, habitation) --< **Groupe 2** [RPA 99 Ver. 2003- Tab 4.1]
 - Classification du site : **Site meuble S3** [rapport géotechnique].

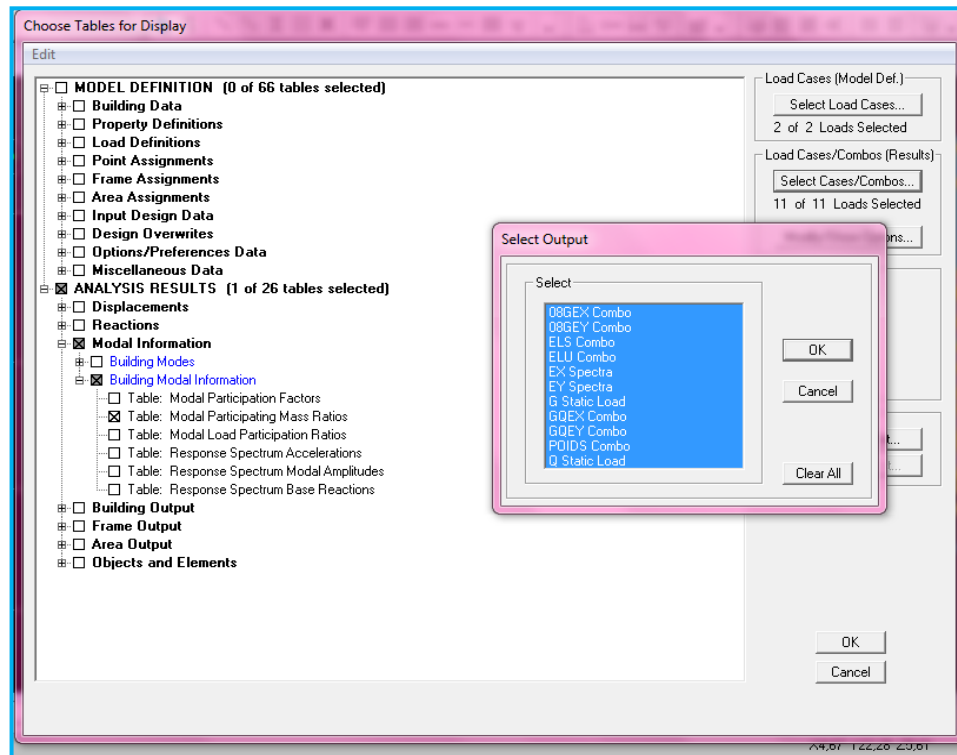
V.4 Étude dynamique

V.4.1 Participation de la masse modale de la structure

Après l'exécution des étapes suivantes on aura la période fondamentale obtenu par le logiciel ETABS égale à **1.47 s**

Display → Show tables : on aura la fenêtre suivante

Analysis Results → Modal Information → Building Modal Information → Modal Participating Mass Ratios → OK



Les résultats seront affichés comme suit :

Modal Participating Mass Ratios

Edit View

Modal Participating Mass Ratios

	Mode	Period	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ	RX
▶	1	1,478581	73,0247	0,0000	0,0000	73,0247	0,0000	0,0000	0,0000
	2	0,863484	0,0000	69,2071	0,0000	73,0247	69,2071	0,0000	99,0648
	3	0,792567	0,0006	0,0000	0,0000	73,0253	69,2071	0,0000	0,0000
	4	0,465636	12,9964	0,0000	0,0000	86,0216	69,2071	0,0000	0,0000
	5	0,245145	0,0000	16,8108	0,0000	86,0216	86,0179	0,0000	0,6520
	6	0,241127	4,8669	0,0000	0,0000	90,8885	86,0179	0,0000	0,0000
	7	0,223710	0,0002	0,0000	0,0000	90,8887	86,0179	0,0000	0,0000
	8	0,150632	2,6889	0,0000	0,0000	93,5776	86,0179	0,0000	0,0000
	9	0,117926	0,0000	5,5434	0,0000	93,5776	91,5613	0,0000	0,2164
	10	0,107204	0,0620	0,0000	0,0000	93,6396	91,5613	0,0000	0,0000
	11	0,105286	1,1419	0,0000	0,0000	94,7816	91,5613	0,0000	0,0000
	12	0,096459	0,6161	0,0000	0,0000	95,3976	91,5613	0,0000	0,0000

OK

- ❖ Le premier mode de vibration est une translation suivant **X**, il mobilise **73.0247%** de la masse modale de la structure.
- ❖ Le deuxième mode de vibration est une translation suivant **Y**, il mobilise **69.2071%** de la masse modale de la structure.
- ❖ Le troisième mode de vibration est une rotation.

V.4.2. Nombres de modes propres(Art 4.3, 4 du RPA99 /version 2003)

Le nombre de modes propres à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que la somme des masses modales retenues soient égales à 90% au moins de la masse totale de la structure.

Participation massique

Mode 9	{	Sens X-X 93.5776%
		Sens Y-Y 91,5613%

V.4.3. Vérification de l'effort tranchant à la base(Art 4.3,6 du RPA 2003)

Calcul de l'effort tranchant par la méthode statique équivalente

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W \dots\dots\dots(\text{Formule 4-1. Article 4.2.3 du RPA99/version 2003})$$

- **A** coefficient d'accélération donné par **le tableau 4.1** (coefficient d'accélération de zone A) des règles **RPA99 version 2003** en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage.
- **R** facteur de comportement dépendant du type de système de contreventement de la structure.
- **D** facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure.
- **Q** facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux...etc.).
- **W** poids propre de la structure.

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le **tableau 4.1 du RPA 2003** suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

$$A=0.25$$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$\left. \begin{array}{l} T_1 : 0.15 \text{ s} \\ T_2 : 0.5 \text{ s} \end{array} \right\} \quad \text{Site meuble S3}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} \geq 0.7 \quad \dots\dots\dots (4.3 \text{ RPA99 version 2003})$$

Où ζ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

Nous avons un contreventement par voiles donc on prend : $\zeta = 10 \%$

$$\eta = 0.76 > 0.7$$

V.4.4. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux..... (Art 7.4.3, 1 du RPA 2003)

On doit satisfaire la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0.3.$$

Avec :

N_d : Effort normal sismique ;

B : Section transversale du poteau considéré.

➤ **Pour les poteaux 50×50 :**

$$N_d = 2036.84 \text{ KN}$$

$$V = \frac{2036.84 \times 10^3}{500 \times 500 \times 25} = 0.33 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée}$$

Donc il faut augmenter les paramètres de dominateur B ou bien f_{c28}

➤ **Pour les poteaux 55×55 :**

$$N_d = 2238,3 \text{ KN}$$

$$V = \frac{2238,3 \times 10^3}{550 \times 550 \times 25} = 0.29 < 0.3 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Les valeurs obtenues après calcul sont données dans le tableau ci-dessous

Tableau V.1. Données des efforts normaux par zone.

Zone	Nouvelles sections [cm ²]	Effort normal N_d [kN]	v	Observations
6	30×30	233.13	0.103	Condition Vérifiée
5	35×35	476.14	0.155	Condition Vérifiée
4	40×40	899.89	0.224	Condition Vérifiée
3	45×45	1399.21	0.276	Condition Vérifiée
2	50×50	1778.97	0.284	Condition Vérifiée
1	55×55	2238.3	0.29	Condition Vérifiée

V.4.5. Vérification de la période empirique T.....(Art 4.24 du RPA99/version2003)

Cette valeur peut être estimée à partir des formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques

$$T = \min \left(C_T h_n^{3/4}, \frac{0.09 h_n}{\sqrt{D}} \right)$$

▪ h_n : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N dans notre cas $h_n = 42.84\text{m}$.

▪ C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage [tableau 4.6 du RPA99/version2003].

Dans notre cas $C_T = 0.05$.

▪ D : la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Dans notre cas $D_x = 21.25\text{m}$ et $D_y = 20.25\text{m}$.

Donc

$$\diamond T_1 = 0.05 \times 42.84^{3/4} = 0.837 \text{ s}$$

$$\diamond T_2 = \frac{0.09 \times 42.84}{\sqrt{21.25}} = 0.836 \text{ s}$$

$$\diamond T_3 = \frac{0.09 \times 42.84}{\sqrt{20.25}} = 0.856 \text{ s}$$

$$T_{\text{empirique}} = \min (0.837, 0.836, 0.856) = 0.836\text{s} \dots\dots\text{Selon l'article 4.24 du RPA99 version 2003}$$

Les valeurs de T, sont calculées à partir des formules **de Rayleigh ou de méthodes numériques** ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Pour mieux interpréter cet article, la période choisie pour le calcul du facteur "D" est déterminée suivant ce tableau :

Tableau V.2. Période choisie en fonction de la condition sur T .

Condition sur T	Période choisie
$T_{\text{analytique}} < T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{empirique}}$
$T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} < 1,3T_{\text{empirique}}$	$T = T_{\text{analytique}}$
$1,3T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}}$	$T = 1,3T_{\text{empirique}}$

Avec $T_{\text{analytique}} = 1.47\text{s} \rightarrow 1,3 T_{\text{empirique}} = 1.08\text{s}$

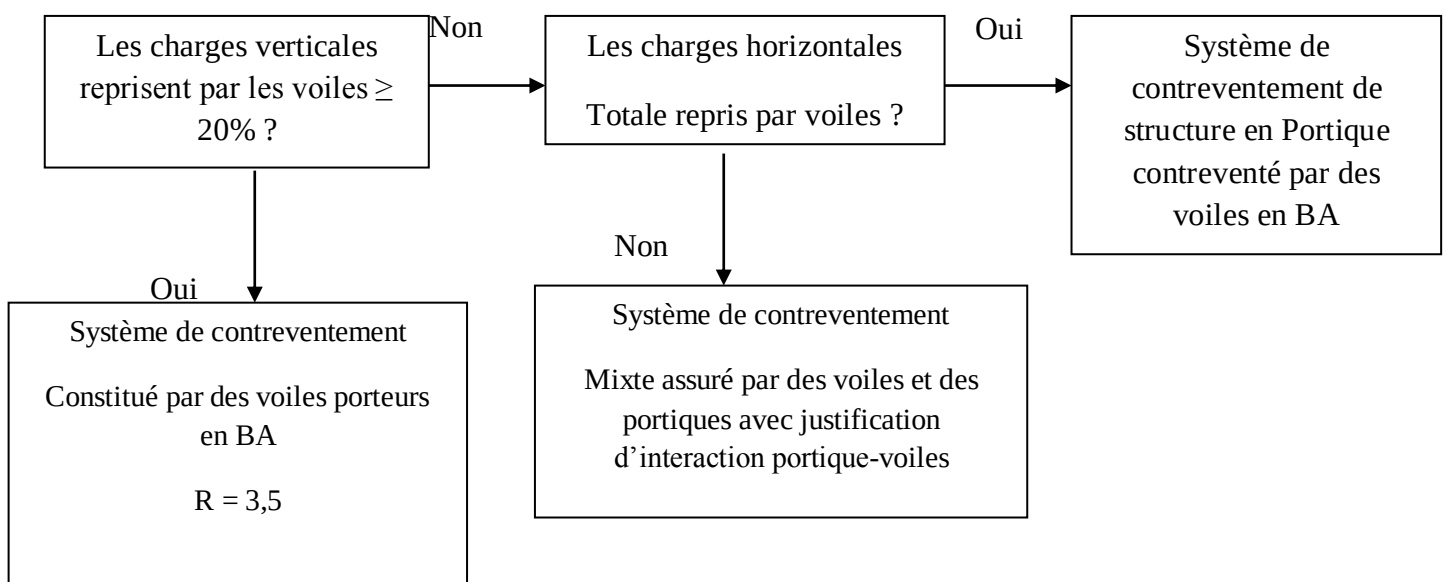
On a : $1,3T_{\text{empirique}} = 1.08\text{s} < T_{\text{analytique}} = 1.47\text{s}$

Donc : $T = 1.3T_{\text{empirique}} = 1.08\text{s}$

V.4.6. Étude du contreventement et calcul du coefficient de comportement R

Cette vérification a pour objectif la détermination des pourcentages relatifs des charges verticales et horizontales reprises par les voiles et les portiques afin de justifier la valeur de R à prendre.

Nous avons :



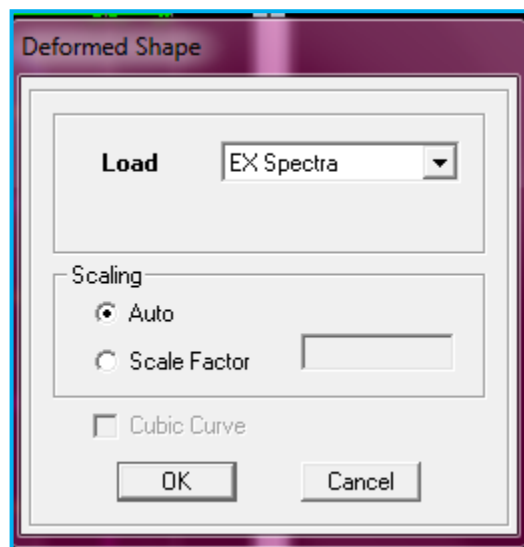
➤ **Etude des efforts horizontaux :**

Les efforts horizontaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS en suivant les étapes ci-après :

View→**set 3D view** → une fenêtre apparait on sélectionne xz on met 0 pour Aperture



Ensuite →**display** →**show deformed shape** → on sélectionne la combinaison Ex.



Ensuite **draw** →**draw section cut**

→on dessine une ligne horizontale coupant les éléments de la structure à la base comme suit et on obtient la fenêtre suivante :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	37.306	2.2526
End Point	-15.9869	1.993

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	10.6595	2.1228	0.	180.279

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	2789.1404	13.5813	8.627E-10	2789.1404	13.5813	8.616E-10
Moment	377.2265	77467.108	26903.1005	377.5082	77524.971	26903.1005

Close Refresh

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur **Refresh** on aura une nouvelle valeur dans Force case 1:

Sens X-X

On a 2789.1404 $\longrightarrow$ 100%

1705.2904 $\longrightarrow$ X

X : Etant le % des efforts repris par les voiles

Donc : Effort repris par les voiles=**61%**
 Effort repris par les portiques=**39%**

Sens Y-Y

Sur ETABS on obtient les deux tableaux suivants :

Section Cut Stresses & Forces

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	33.8454	1.4739
End Point	-16.5925	0.7818

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	8.6265	1.1279	0.	180.7862

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	51.0492	3720.1383	7.633E-10	51.0492	3720.1383	7.618E-10
Moment	106113.141	1456.5482	11835.8472	106132.488	1456.8294	11835.8508

Close Refresh

Pour avoir les efforts repris par les voiles on décoche **Floors Beams Braces Columns Ramps** et on clique sur Refresh on aura une nouvelle valeur dans force case 1:

On a 3720.1383 $\longrightarrow$ 100%

3114.0358 $\longrightarrow$ X

Donc :

- ❖ Effort repris par les voiles=83%
- ❖ Effort repris par les portiques=17%

➤ Etude des efforts verticaux :

Les efforts verticaux repris par le système de contreventement sont donnés par ETABS

Sens Z-Z

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	31.9421	1.5605
End Point	-16.2465	1.993

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.8478	1.7767	0.	179.4857

Include ☐ Floors ☐ Beams ☐ Braces ☐ Columns ☒ Walls ☐ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-0.0972	10.8308	-17267.22	0.0972	-10.8308	17529.768
Moment	143355.415	-42784.35	-27.6434	-145504.83	43435.157	27.6434

Close Refresh

Section Cutting Line Projected Coordinates

	X	Y
Start Point	31.9421	1.5605
End Point	-16.2465	1.993

Resultant Force Location and Angle

	X	Y	Z	Angle
	7.8478	1.7767	0.	179.4857

Include ☒ Floors ☒ Beams ☒ Braces ☒ Columns ☒ Walls ☒ Ramps

Integrated Forces

	Right Side			Left Side		
	1	2	Z	1	2	Z
Force	-3.247E-11	1.922E-10	-42093.91	3.230E-11	-1.922E-10	43050.692
Moment	347256.33	-104319.26	7.112E-09	-355047.1	106691.334	-7.113E-09

Close Refresh

On a 43313.24 $\longrightarrow$ 100%

17529.768 $\longrightarrow$ X

Effort repris par les voiles=**40%**

Effort repris par les portiques=**60%**

Selon les résultats trouvés et **le tableau 4.3 du RPA 2003** :

Tableau V.3 Valeurs du coefficient de comportement R

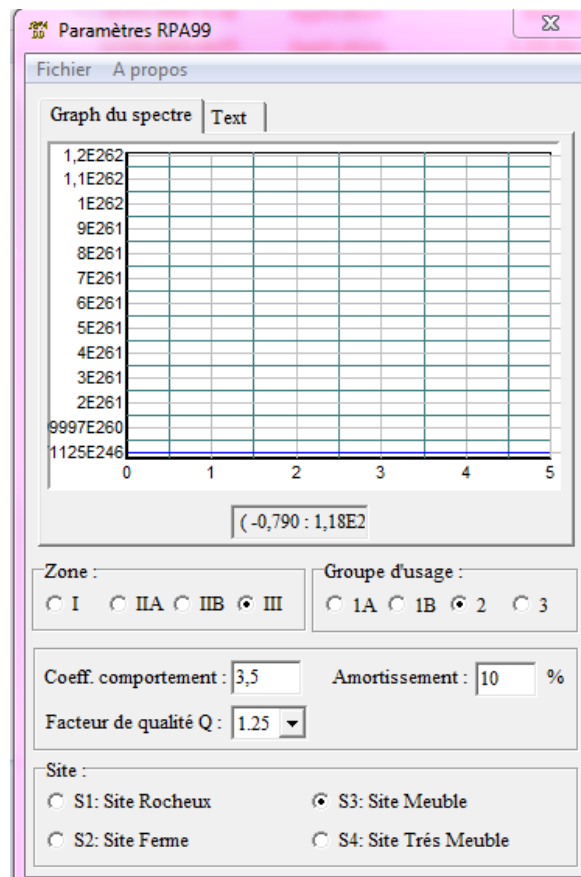
Cat	Description du système de contreventement	Valeur de R
A	<u>Béton armé</u>	
1a	Portiques autostables sans remplissages en maçonnerie	5
1b	rigide	3,5
2	Portiques autostables avec remplissages en maçonnerie	3,5
3	rigide	3,5
4a	Voiles porteurs	5
4b	Noyau	4
5	Mixte portiques/voiles avec interaction	2
6	Portiques contreventés par des voiles	2
	Console verticale à masses réparties	
	Pendule inverse	

On déduit que notre structure est une structure contreventée par voiles porteurs

Donc **$R=3.5$**

Selon les résultats trouvées précédemment, on remarque que la plus grande valeur des efforts verticaux sont repris par les voiles (plus de 20%)

D'après l'article 3.4 du RPA 2003 qui classe les systèmes de contreventement, pour le cas de notre structure on prend le système du contreventement constitué par des voiles porteurs ; dont le coefficient de comportement **$R=3,5$** ce qui nous a amène à changer le spectre et l'introduire dans ETABS, puis refaire l'analyse.



V.4.7. Calcul du facteur d'amplification dynamique D

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & \text{avec : } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \text{avec } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \cdot \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & \text{avec } T \geq 3s \end{cases} \dots\dots\dots (4.2 \text{ RPA99 version 2003})$$

$$T_2 = 0.5 \text{ s} < T = 1.08 \text{ s} < 3 \text{ s}$$

D'où

$$D = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.76 \left(\frac{0.5}{1.08} \right)^{2/3} = 1.14$$

V.4.8. Calcul du facteur de qualité Q

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=6} P_q$$

p_q : la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Sens X-X

Tableau V.4. Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens X-X.

Critère q	Observé	p_q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
2-Redondance en plan	Non	0.05
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Sens Y-Y

Tableau V.5. Les pénalités à retenir selon le critère de qualité dans le sens Y-Y.

Critère q	Observé	p_q
1-Condition minimale sur les files de contreventement	Oui	0
2-Redondance en plan	Oui	0
3-Régularité en plan	Oui	0
4-Régularité en élévation	Oui	0
5-Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
6-Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Selon X-X : $Q_x = 1 + 0.05 + 0.05 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.25$

Selon Y-Y : $Q_y = 1 + 0 + 0 + 0 + 0 + 0.05 + 0.1 = 1.15$

Donc : $Q = 1.25$ (la plus défavorable dans le spectre de réponse)

V.4.9. Détermination du poids de la structure W

Pour chaque niveau « i » on aura : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$ d'où $W_T = \sum_1^7 W_i$

W_{Gi} : Le poids du niveau i revenant à la charge permanente.

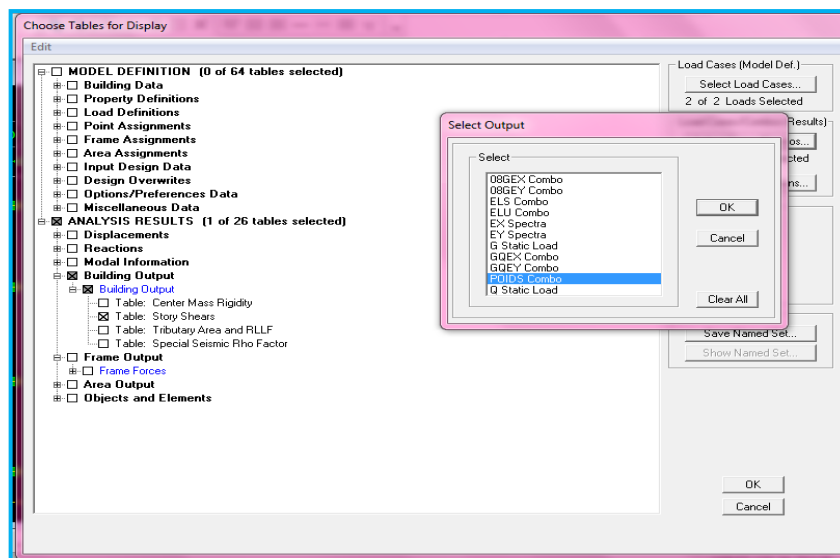
W_{Qi} : Le poids du niveau i revenant à la charge d'exploitation.

La valeur du coefficient de pondération β du type d'ouvrage Bâtiment d'habitation, bureaux ou assimilés, est égale à 0.20) est donné par le **tableau 4.5 du RPA2003**,

Le poids de la structure est donné par le logiciel ETABS en procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables

On aura la fenêtre suivante :



Après, selection **building output Table: story shears** et on choisit **Poids Combo**

On aura Ce tableau:

Story Shears

Edit View

Story Shears

	Story	Load	Loc	P	VX	VY	T	MX	MY
	ET7	POIDS	Bottom	17737,11	0,00	0,00	0,000	177492,990	-184485,
	ET6	POIDS	Top	19943,41	0,00	0,00	0,000	199633,590	-207411,
	ET6	POIDS	Bottom	20835,70	0,00	0,00	0,000	208481,562	-216691,
	ET5	POIDS	Top	23042,00	0,00	0,00	0,000	230622,163	-239636,
	ET5	POIDS	Bottom	24031,83	0,00	0,00	0,000	240433,834	-249931,
	ET4	POIDS	Top	26238,13	0,00	0,00	0,000	262574,434	-272876,
	ET4	POIDS	Bottom	27227,96	0,00	0,00	0,000	272386,148	-283170,
	ET3	POIDS	Top	29434,26	0,00	0,00	0,000	294526,748	-306116,
	ET3	POIDS	Bottom	30424,10	0,00	0,00	0,000	304338,467	-316410,
	ET2	POIDS	Top	32630,39	0,00	0,00	0,000	326479,067	-339356,
	ET2	POIDS	Bottom	33729,24	0,00	0,00	0,000	337367,834	-350784,
	ET1	POIDS	Top	35935,54	0,00	0,00	0,000	359508,434	-373729,
	ET1	POIDS	Bottom	37034,38	0,00	0,00	0,000	370397,193	-385157,
	RDC	POIDS	Top	38988,89	0,00	0,00	0,000	390042,098	-405484,
	RDC	POIDS	Bottom	40208,22	0,00	0,00	0,000	402121,238	-418165,
	SOUSSOL	POIDS	Top	42093,91	0,00	0,00	0,000	421094,200	-437776,
	SOUSSOL	POIDS	Bottom	43313,24	0,00	0,00	0,000	433173,252	-450457,

OK

On choisit la valeur du Sous-Sol **Bottom**

Donc: **W=43313.24 KN**

V.4.10. Calcul de l'effort tranchant à la base

$$V_X = \frac{A \times D \times Q_x}{R} \times W_t = \frac{0.25 \times 1.14 \times 1.25}{3.5} \times 43313.24 \longrightarrow V_X = 4308.66 \text{ KN}$$

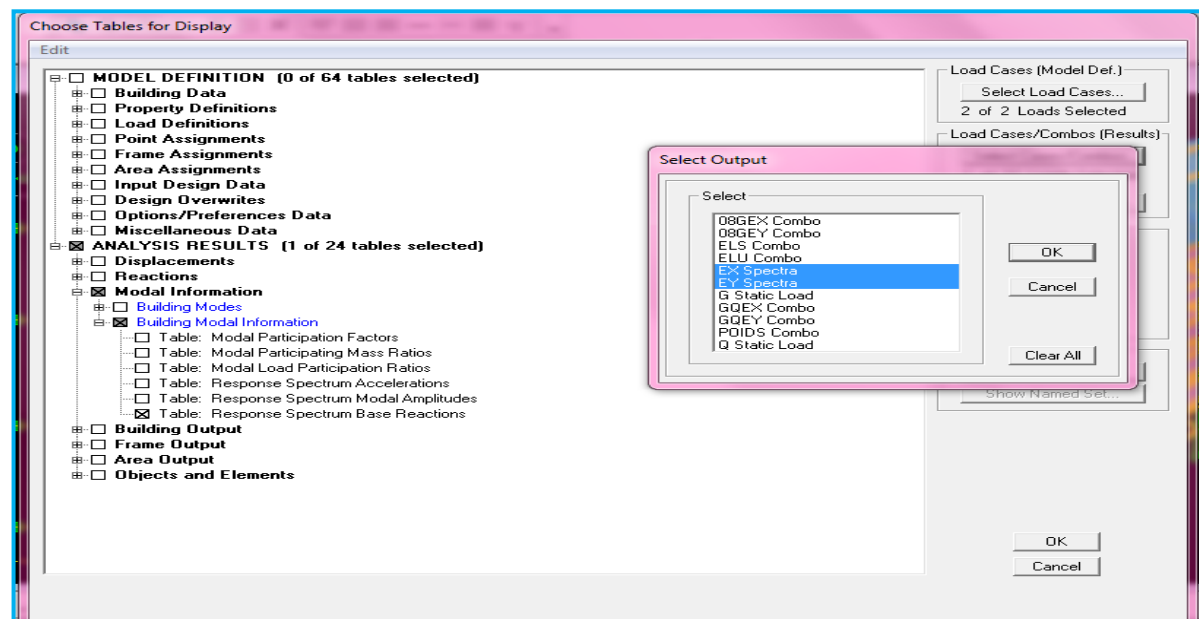
$$V_Y = \frac{A \times D \times Q_y}{R} \times W_t = \frac{0.25 \times 1.14 \times 1.15}{3.5} \times 43313.24 \longrightarrow V_Y = 4055.97 \text{ KN}$$

Vérification

En procédant par les étapes suivantes :

Display → show tables.

On aura la fenêtre suivante :



Selection **building modal information** → table: response spectrum base reactions

Et on choisit **EX spectra** et **EY spectra**

Response Spectrum Base Reactions

	Spec	Mode	Dir	F1	F2	F3	M1	M2	M3
	EX	10	U1	6,28	0,00	0,00	0,000	24,400	-95,35
	EX	11	U1	116,17	0,00	0,00	-0,001	430,166	-1179,5
	EX	12	U1	64,13	0,00	0,00	-0,001	152,174	-589,9
	EX	All	All	3452,62	0,00	0,00	0,002	93564,349	34544,2
	EY	1	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	2	U2	0,00	4281,12	0,00	-129870,064	0,000	44523,6
	EY	3	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	4	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	5	U2	0,00	1500,16	0,00	-7490,930	0,000	15601,6
	EY	6	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,001	-0,001
	EY	7	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	8	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	-0,001	0,004
	EY	9	U2	0,00	544,50	0,00	-2727,662	0,000	5662,7
	EY	10	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,000	0,000
	EY	11	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,002	-0,001
	EY	12	U2	0,00	0,00	0,00	0,000	0,002	-0,001
	EY	All	All	0,00	4607,61	0,00	130271,563	0,003	47919,6

Sens x-x

$$V_{x \text{ logiciel}} = 3452.65 \text{ KN} > 0.8 \times 4308.66 = \mathbf{3446.928 \text{ KN}}$$

Sens y-y

$$V_{y \text{ logiciel}} = 4607.61 \text{ KN} > 0.8 \times 4055.97 = \mathbf{3244.776 \text{ KN}}$$

Conclusion

L'effort tranchant à la base est vérifié

V.4.11. Vérification des déplacements relatifs

D'après le **RPA 2003 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser **1%** de la hauteur d'étage.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (**K**) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_K = R \times \delta_{eK} \quad \text{(formule 4.19 de RPA 2003)}$$

δ_{eK} : déplacement absolu dû aux forces sismiques F_i

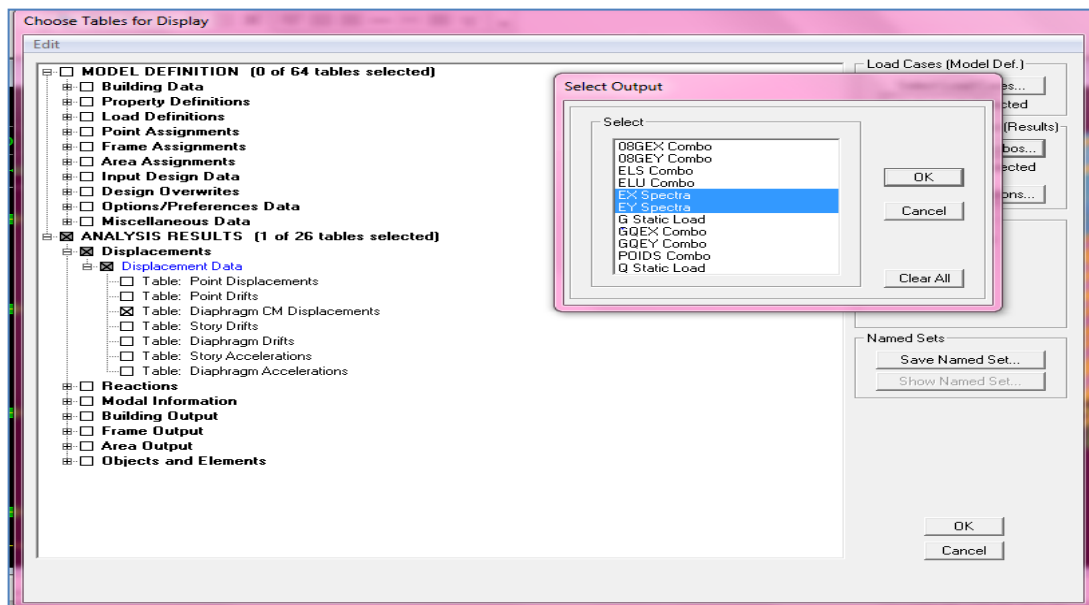
R : coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{(formule 4-20 de RPA 2003)}$$

Pour déterminer les valeurs des déplacements relatifs dans le sens longitudinal par le logiciel, on suit les étapes suivantes :

Display → **show tables** Un tableau s'affichera, et on coche les cases suivantes :



Ensuite :

Analysis Results → **Displacement Data** → **table : Diaphragm CM displacement**

Puis on définit la combinaison **Ex et EY** en cliquant sur :

Select cases/combos... → 2 fois sur **OK**

Les résultats du calcul sont regroupés dans le tableau suivant :

The screenshot shows a software window titled "Diaphragm CM Displacements" with a menu bar (Edit, View) and a dropdown menu. The main area contains a table with the following data (rows are ordered as they appear in the screenshot):

	Story	Diaphragm	Load	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ
▶	TERRASSE-1	D15	EX	0,0820	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0007
	TERRASSE-1	D15	EY	0,0013	0,0596	0,0000	0,00000	0,00000	0,0006
	TERRASSE	D14	EX	0,0796	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0006
	TERRASSE	D14	EY	0,0000	0,0580	0,0000	0,00000	0,00000	0,0006
	ET11	D13	EX	0,0757	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0006
	ET11	D13	EY	0,0000	0,0550	0,0000	0,00000	0,00000	0,0006
	ET10	D12	EX	0,0714	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0006
	ET10	D12	EY	0,0000	0,0516	0,0000	0,00000	0,00000	0,0005
	ET9	D11	EX	0,0665	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0005
	ET9	D11	EY	0,0000	0,0480	0,0000	0,00000	0,00000	0,0005
	ET8	D10	EX	0,0611	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0005
	ET8	D10	EY	0,0000	0,0439	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
	ET7	D9	EX	0,0551	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
	ET7	D9	EY	0,0000	0,0394	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
	ET6	D8	EX	0,0486	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0004
	ET6	D8	EY	0,0000	0,0345	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
	ET5	D7	EX	0,0419	0,0000	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003
	ET5	D7	EY	0,0000	0,0296	0,0000	0,00000	0,00000	0,0003

Les résultats du calcul sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau V.6. Déplacements relatifs

Story	Diaphragm	Load	UX(m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	Load	UY(m)	$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-}$	1% h(m)	Condition
Terrasse1	D15	Ex	0,082	0.0024	EY	0.0596	0.0016	0.0250	CV
Terrasse	D14	Ex	0.0796	0.0039	EY	0.058	0.003	0.0306	CV
ET11	D13	Ex	0.0757	0.0043	EY	0.055	0.0034	0.0306	CV
ET10	D12	Ex	0.0714	0.0049	EY	0.0516	0.0036	0.0306	CV
ET9	D11	Ex	0.0665	0.0054	EY	0.048	0.0041	0.0306	CV
ET8	D10	Ex	0.0611	0.006	EY	0.0439	0.0045	0.0306	CV
ET7	D9	Ex	0.0551	0.0065	EY	0.0394	0.0049	0.0306	CV
ET6	D8	Ex	0.0486	0.0067	EY	0.0345	0.0049	0.0306	CV
ET5	D7	Ex	0,0419	0.0071	EY	0,0296	0.0054	0.0306	CV
ET4	D6	Ex	0,0348	0.0072	EY	0,0242	0.0054	0.0306	CV
ET3	D5	Ex	0,0276	0.0072	EY	0,0188	0.0052	0.0306	CV
ET2	D4	Ex	0,0204	0.0068	EY	0,0136	0.0048	0.0306	CV
ET1	D3	Ex	0,0136	0.0091	EY	0,0088	0.0043	0.0306	CV
RDC	D2	Ex	0,0045	0.0022	EY	0,0045	0.0013	0.0306	CV
S/Sol	D1	EX	0,0023	0.0023	EY	0,0014	0.0014	0.0306	CV

Conclusion

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne dépassent pas **1%** de la hauteur d'étage

V.4.12. Vérifications De l'effet P-Delta

L'effet P-Delta est un effet de second ordre (Non linéaire) qui se produit dans chaque structure où les éléments sont soumis à des charges axiales. Cet effet est étroitement lié à la valeur de la force axiale appliquée (P) et au déplacement « delta » (Δ).

$$\theta_k = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} < 0.1 \dots\dots\dots(\text{Art 5.9 RPA 99 version 2003})$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k » calculé suivant la formule suivante : **W_i=W_Gi+ β W_Qi**

V_k : effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : hauteur de l'étage « k »

On a:

Si $\theta_k < 0.10$: les effets du 2^{ème} ordre sont négligés.

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$ il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0.20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

L'évaluation de cet effet du 2^{ème} ordre suivant les 2 sens (x-x) et (y-y) est résumée dans le tableau ci-après

Sens X-X

Tableau V.7. L'effet P-Delta selon le sens X-X.

Étages	poids	$\Delta_{kx}[m]$	$V_x[KN]$	h	Θ	Condition	Conclusion
Terrasse1	107.82	0.0024	28.12	2.50	0.0036	≤ 0.1	CV
Terrasse	2576.92	0.0039	470.93	3.06	0.0069	≤ 0.1	CV
ET11	5514.86	0.0043	956.49	3.06	0.0082	≤ 0.1	CV
ET10	8527.39	0.0049	1347.55	3.06	0.010	≤ 0.1	CV
ET9	11539.92	0.0054	1674.13	3.06	0.012	≤ 0.1	CV
ET8	14638.52	0.006	1946.8	3.06	0.0147	≤ 0.1	CV
ET7	17737.11	0.0065	2186.96	3.06	0.0172	≤ 0.1	CV
ET6	20835.7	0.0067	2405.39	3.06	0.019	≤ 0.1	CV
ET5	24031.83	0.0071	2609.6	3.06	0.0213	≤ 0.1	CV
ET4	27227.96	0.0072	2809.23	3.06	0.022	≤ 0.1	CV
ET3	30424.1	0.0072	2999.32	3.06	0.023	≤ 0.1	CV
ET2	33729.24	0.0068	3170.41	3.06	0.0236	≤ 0.1	CV
ET1	37034.38	0.0091	3317.42	3.06	0.033	≤ 0.1	CV
RDC	40208.22	0.0022	3415	3.06	0.0084	≤ 0.1	CV
S/Sol	43313.24	0.0023	3452.62	3.06	0.0094	≤ 0.1	CV

Sens Y-Y

Tableau V.8. L'effet P-Delta selon le sens Y-Y.

Étages	Poids	$\Delta_{ky}[m]$	$V_Y[KN]$	h	Θ	Condition	Conclusion
Terrasse1	107.82	0.0016	35.3	2.50	0.0019	≤ 0.1	CV
Terrasse	2576.92	0.003	605.33	3.06	0.0041	≤ 0.1	CV
ET11	5514.86	0.0034	1267.04	3.06	0.0048	≤ 0.1	CV
ET10	8527.39	0.0036	1811.67	3.06	0.0067	≤ 0.1	CV
ET9	11539.92	0.0041	2266.98	3.06	0.0082	≤ 0.1	CV
ET8	14638.52	0.0045	2662.02	3.06	0.022	≤ 0.1	CV
ET7	17737.11	0.0049	3017.6	3.06	0.011	≤ 0.1	CV
ET6	20835.7	0.0049	3334.94	3.06	0.012	≤ 0.1	CV
ET5	24031.83	0.0054	3619.82	3.06	0.016	≤ 0.1	CV
ET4	27227.96	0.0054	3877.3	3.06	0.014	≤ 0.1	CV
ET3	30424.1	0.0052	4108.1	3.06	0.0148	≤ 0.1	CV
ET2	33729.24	0.0048	4312.74	3.06	0.0144	≤ 0.1	CV
ET1	37034.38	0.0043	4476.92	3.06	0.013	≤ 0.1	CV
RDC	40208.22	0.0013	4572.78	3.06	0.0043	≤ 0.1	CV
S/SOL	43313.24	0.0014	4607.6	3.06	0.0049	≤ 0.1	CV

Conclusion

Dans les deux sens on constate que l'effet P-Delta est inférieur à **0,1**, il peut être négligé.

V.4.13. Stabilité au renversement(Article 4.41 du RPA99 version 2003)

D'après l'article : « Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol-fondation.

Le moment stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction, au poids des fondations et éventuellement au poids du remblai. » (**RPA 99 version 2003**).

Avec :

Moment stabilisant $M_s = W.V$; où W est le poids total de la structure et V la distance entre son CDG et la fibre la plus éloignée ($V_x = 9,55$ m et $V_y = 6,7$ m ; Déterminées grâce au logiciel AutoCAD).

Moment de renversement M_r (Déduit du logiciel ETABS).

Poids total de la structure « W ».

$$W_{\text{total}} = W_{\text{superstructure}} + W_{\text{infrastructure}}.$$

$$. W_{\text{superstructure}} = 43313.24 \text{ KN (Déduit d'ETABS).}$$

$$. W_{\text{infrastructure}} = 6671,703 + 0.2 \times 5173,91 = 7706,485 \text{ (Calculé dans le chapitre 7).}$$

$$. W_{\text{total}} = 25405,705 \text{ KN}$$

D'où :

$$M_{s-x} = 25405,705 \times 9,55 = 242624,4828 \text{ KN.m.}$$

$$M_{s-y} = 25405,705 \times 6,7 = 170218,2235 \text{ KN.m.}$$

$$M_{r-x} = 24104,688 \text{ KN.m.}$$

$$M_{r-y} = 24503,466 \text{ KN.m.}$$

$$M_{r-x} = 24104,688 \text{ KN.m} < 242624,4828 \text{ KN.m.}$$

$$M_{r-y} = 24503,466 \text{ KN.m} < 170218,2235 \text{ KN.m.}$$

Les moments stabilisants sont nettement supérieurs aux moments renversants dans les deux directions principales, la structure est donc stable vis-à-vis du renversement et la condition de l'article 4.41 du RPA 99/version 2003 est vérifiée.

Conclusions

Par suite des résultats obtenus dans cette étude, toutes les exigences du RPA 2003 sont vérifiées, on peut dire que notre bâtiment est bien dimensionné et peut résister aux différentes sollicitations, tel que le séisme après un ferrailage correct.

**Ferraillage
les éléments
structuraux**

VI.1 Ferrailage des poutres

VI.1.1 Introduction

Les poutres sont des éléments non exposées aux intempéries, et sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants, Donc le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables en considérant la fissuration comme étant peu nuisible. Les différentes sollicitations sont déterminées à partir des combinaisons suivantes :

$1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)}$ $G + Q \text{ (ELS)}$	}	(BAEL 91 / modifié 99)
$G + Q \pm E$ $0.8G \pm E$	}	(Combinaisons d'actions sismiques (RPA 99 révisé 2003))

VI.1.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferrailage des poutres (Article 7.5.2)

➤ Armatures longitudinales

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute section. Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- **4% en zone courante.**
- **6% en zone de recouvrement.**

Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui. La longueur minimale de recouvrement est de :

- **40 ϕ en zone I et IIa**
- **50 ϕ en zone IIb et III**

Tableau VI.1 : Pourcentage total des aciers longitudinaux des poutres.

Dimensions des poutres	A minimal [cm ²] (0.5% de la section)	A maximal [cm ²]	
		Zone courante (4% de la section)	Zone de recouvrement (6% de la section)
PP 30×40	6	48	72
PS 30×35	5.25	42	63

➤ Armatures transversales

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b$$

L'espacement :

- Zone nodale : Minimum de $(h/4, 12 \varphi)$.
- En dehors de la zone nodale : $S \leq h/2$.

La valeur du diamètre φ des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à **5 cm** au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

VI.1.3 Calcul des armatures (ELU)

A) Armatures longitudinales

Pour des raisons économiques, les sections d'armatures des poutres sont déterminées suivant quatre principaux groupes d'éléments qui sont :

- P.P: Poutres principales
- P.S : Poutres secondaires

Les sections d'armatures des poutres et des poteaux sont déterminés à l'aide du logiciel de calcul de ferrailage « **SOCOTEC** » qui se base sur les principes de calcul du **BAEL 99**. Toutefois l'utilisateur doit respecter les paramètres pour ne pas fausser les résultats

➤ **Différence de la convention de signes entre les deux logiciels**

La convention de signes entre « **ETABS** » et « **SOCOTEC** » est différente. En effet, les efforts normaux positifs sur « **ETABS** » représentent des efforts de traction et ceux négatifs représentent des efforts de compression.

Contrairement à « **SOCOTEC** », où les efforts normaux positifs représentent des efforts de compression et ceux négatifs des efforts de traction.

➤ **Les coefficients γ_b , γ_s et θ**

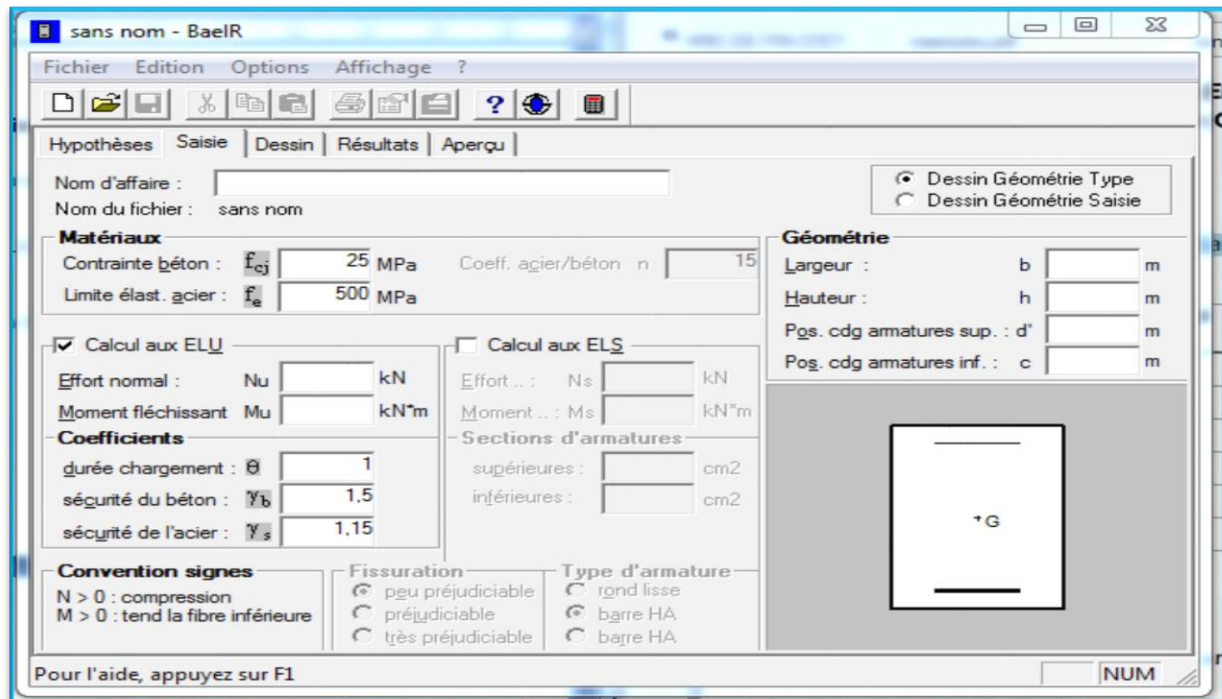
La valeur de ces derniers varie en fonction de la situation et de la durée d'application (t) de l'action considérée tel que :

- En situation courante et pour $t > 24h$ (ELU et ELS) :

$$\gamma_b = 1.5, \gamma_s = 1.15 \text{ et } \theta = 1.$$

- En situation accidentelle et pour $t \leq 1h$ (Combinaisons sismiques) :

$$\gamma_b = 1.15, \gamma_s = 1 \text{ et } \theta = 0.85.$$



❖ Poutres principales

Tableau VI.2 : Détermination des armatures longitudinales des poutres

Groupe	Localisation	$M_{\max}$ [KN.m]	Combinaisons	A calculée [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A min < A adoptée < A max
PP	Travée	45.539	ELU	3.64	3HA14+3HA12 =8.01	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-71.298	G+Q±E	3.97	3HA14+3HA12 =8.01	Condition vérifiée
PS	Travée	43.223	ELU	4,03	3HA14+3HA12 =8.01	Condition vérifiée
	Appuis sup.	-56.878	G+Q±E	4.58	3HA14+3HA12 =8.01	Condition vérifiée

B) Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi; \frac{b}{10}\right)$$

➤ Poutre principales :

$$\phi_t \leq \min(1.14; 1.4; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Poutre secondaires :

$$\phi_t \leq \min(1; 1.4; 3) = 1 \text{ cm}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

✓ Poutres principales :

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(40/4, 12 \times 1.4) = \Rightarrow St = 10 \text{ cm}.$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}.$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2.$

Soit : **At = 4 HA 8** (1 cadre et un étrier de $\phi 8$) = 2.01 cm^2 .

✓ Poutres secondaires

Espacement maximum entre les armatures transversales

- Zone nodale : $St_{\max} \leq \min(h/4, 12 \phi) = \min(35/4, 12 \times 1.4) = \Rightarrow St = 8 \text{ cm}.$
- Zone courante : $St \leq h/2 = 35/2 = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow St = 15 \text{ cm}.$

D'où :

- Zone nodale : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm}^2.$
- Zone courante : $At = 0.003.s.b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2.$

Soit : $A_t = 4 \text{ HA } 8 = 2.01 \text{ cm}^2$

C) Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 2003 à la page 63 (zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

l' : Longueur de la zone nodale.

h : Hauteur de la poutre.

D'où :

Poutres principales : $l' = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$.

Poutres secondaires : $l' = 2 \times 35 = 70 \text{ cm}$.

VI.1.4 Vérifications à l'ELU

A) Condition de non fragilité(BAEL 99 / Art. A.4.2,1)

$$A_{min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e}$$

- **Poutres principales (PP) :** $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 37.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.35 \text{ cm}^2$.
- **Poutres secondaires (PS) :** $A_{min} = 0,23 \times 30 \times 32.5 \times \frac{2.1}{400} = 1.17 \text{ cm}^2$

Toutes les sections adoptées sont supérieures à A_{min} , donc, la condition est vérifiée.

B) Vérification au cisaillement (BAEL 99 / Art. 5.1,211)

$$\bar{\tau}_u = \min\{0.2 f_{c28}; 5 \text{ MPa}\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b} \cdot d$$

➤ **Poutres principales (PP) :**

$$\tau_u = \frac{91.5 \times 10^3}{300 \times 325} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Poutres secondaires (PS):**

$$\tau_u = \frac{57.89 \times 10^3}{250 \times 325} = 0.71 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

C) Vérification de l'adhérence des barres..... (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1.5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \times \sum U_i}$$

Où :

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

Poutres principales (PP) : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$

Poutres secondaires (PS) : $\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 3 \times 3.14 \times 14 = 131.88 \text{ mm.}$

D'où :

Poutres principales (PP) : $\tau_{se} = \frac{91.5 \times 10^3}{0.9 \times 375 \times 131.88} = 2.05 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}.$

Poutres secondaires (PS) : $\tau_{se} = \frac{57.89 \times 10^3}{0.9 \times 325 \times 131.88} = 1.5 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}.$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

D) Ancrage des barres..... (BAEL 99/ Art. 6.1, 221)

Pour les aciers à haute adhérence FeE400 et pour $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$, la longueur minimale de recouvrement est égale à :

$l_s = 50\phi$ (zone III) [RPA 2003/ Art. 7.5.2.1]

D'où :

Pour les HA 12 : $l_s = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}.$

Pour les HA 14 : $l_s = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}.$

l_s dépasse la largeur des poteaux, il faut donc prévoir des crochets. La longueur de scellement mesurée hors crochets est de :

$L_c = 0,4l_s$

Pour les HA 12 : $L_c = 0,4 \times 60 = 24 \text{ cm}.$

Pour les HA 14 : $l_s = 0,4 \times 70 = 32 \text{ cm}.$

E) Influence de l'effort tranchant

➤ Au niveau des appuis de rive..... (BAEL 99 / Art. 5.1,312)

$A_{st \text{ adopté}} > A_{st \text{ ancrer}} = \gamma_s \cdot \frac{V_{umax}}{f_e}$

- **Poutres principales (PP) :**

$$\frac{1.15 \times 91.5 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.26 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adopté} = 8,01 \text{ cm}^2.$$

$A_{st} \text{ adoptée} = 8,29 \text{ cm}^2 > 0.26 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

- **Poutres secondaires (PS) :**

$$\frac{1.15 \times 57.89 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 0.16 \text{ cm}^2 < A_{st} \text{ adopté} = 8.01 \text{ cm}^2.$$

La condition est vérifiée. Donc les armatures inférieures ancrées sont suffisantes.

➤ **Sur appuis intermédiaires(BAEL 99 / Art. A.5.1, 321)**

$$\frac{2Vu}{Fe.0,9.d} \leq 0,8 \cdot \frac{fc28}{\gamma_b} = 13.33 \text{ MPA}$$

Poutres principales (PP) :

$$\frac{2Vu}{Fe.0,9.d} = \frac{2 \times 91.5 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 375} = 1.35 \text{ MPA} < 13,33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Poutres secondaires (P.S) :

$$\frac{2Vu}{Fe.0,9.d} = \frac{2 \times 57.89 \times 10^3}{400 \times 0.9 \times 325} = 0.98 \text{ MPA} < 13,33 \text{ MPA} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.1.5 Vérifications à l'ELS

A) État limite de compression du béton

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

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 \cdot d \cdot A}$$

$$\rho = 100 \cdot \frac{A}{b \cdot d}$$

Tableau VI.3 : Vérification de l'état limite de compression du béton pour les poutres

Groupe	Localisation	Ms max [KN.m]	A adoptée [cm²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
	travée	32.131	8.01	0.712	0.897	25.65	121.97	4.75	C.V.
PP	Appuis	-51.035	8.01	0.712	0.883	25.65	193.73	7.55	C.V.
	travée	30.954	8.01	0.618	0.821	23.46	136.67	5.83	C.V.
PS	Appuis	-40.814	8.01	0.850	0.821	23.46	180.82	7.07	C.V.

B) Etat limite d'ouverture des fissures

Les poutres ne sont pas exposées aux intempéries et aux milieux agressifs, ce qui veut dire que la fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (**Article A.4.5,32 du BAEL99**).

Etat limite de déformation

La flèche développée au niveau de la poutre doit rester suffisamment petite par rapport à la flèche admissible pour ne pas nuire à l'aspect et utilisation de la construction. On prend le cas le plus défavorable pour le calcul dans les deux sens.

C) Calcul de la flèche

$$f < \overline{f} = \frac{L}{(500)}$$

Dans notre cas la flèche est donnée par L'ETABS

Poutres principales

$$f = 0.029 \text{ cm} < \overline{f} = \frac{400}{500} = 0.92 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

Poutres secondaires

$$f = 0.0010 \text{ cm} < \overline{f} = \frac{300}{500} = 0.6 \text{ cm}$$

La condition est vérifiée.

VI.2 Ferrailage des poteaux

VI.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments linéaires verticaux non-exposés aux intempéries et sollicités par des efforts normaux, tranchants ainsi que des moments fléchissant. Leur calcul se fait donc, en flexion composée et en considérant un état de fissuration non préjudiciable. Les sollicitations les plus défavorables sont déterminées à l'aide des combinaisons suivantes :

$$\begin{array}{lcl}
 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} & \left. \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \right\} & \\
 G + Q \text{ (ELS)} & & \text{(BAEL 91 / modifié 99)} \\
 \\
 G + Q \pm E & \left. \begin{array}{c} \\ \\ \end{array} \right\} & \\
 0.8G \pm E & & \text{(Combinaisons d'actions sismiques du RPA 99 révisé 2003).}
 \end{array}$$

Les efforts à prendre en considération sont les suivants :

- Effort normal maximal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Effort normal minimal « N » ainsi que les moments « M2 » et « M3 » correspondants.
- Moments « M2 » et « M3 » ainsi que leurs efforts normaux « N » correspondants.

Tableau VI.4 : Caractéristiques de calcul en situation durable et accidentelle

	γ_b	γ_s	$f_{c28} \text{MPa}$	$f_{bu} \text{MPa}$	$f_e \text{MPa}$	$\sigma_s \text{MPa}$
Situation durable	1.5	1.15	25	14.16	400	348
Situation accidentelle	1.15	1	25	18.48	400	400

Convention $N < 0 \longrightarrow$ Traction

$N > 0 \longrightarrow$ Compression.

VI.2.2 Recommandations du RPA 2003 pour le ferraillage des poteaux (Article 7.4.2)

A) Armatures longitudinales

D'après le RPA99/ révisé 2003 (**Art 7.4.2**), les armatures longitudinales doivent être de 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.

Tableau VI.5 : Récapitulatif des sections d'acier recommandées par RPA99 version 2003

Section de poteaux (cm ²)	Pourcentage minimal $A_{min}=0.9\% \ b \times h \text{ (cm}^2\text{)}$	Pourcentage maximal (cm ²)	
		Zone de recouvrement $A_{max}=6\% \ b \times h$	Zone courante $A_{max}=4\% \ b \times h$
(55×55)	27.23	121	181.5
(50×50)	22.5	150	100
(45×45)	18.23	121.5	81
(40×40)	14.4	96	64
(35×35)	11.03	73.5	49
(30×30)	8.1	54	36

B) Armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : (**formule 7.1, RPA99/ version 2003**)

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 f_e}$$

Avec A_t section d'armature transversale

V_u effort tranchant de calcul

h_1 hauteur totale de la section brute

f_e contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale $f_e = 400 \text{ MPA}$.

ρ_a Est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant

$$\rho_a = \begin{matrix} 2.5 \rightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \rightarrow \lambda_g < 5 \end{matrix}$$

Avec λ_g : L'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\frac{l_f}{b}$

a et **b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée,

lf : longueur de flambement du poteau.

L'expression de la longueur de flambement **lf** est donnée suivant l'article **B.8.3, 3** du **BAEL99**:

$l_f = 0.7 h_e$

he : c'est la hauteur du poteau

St : espacement des armatures transversales. La valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit:

❖ **En zone nodale** $S_t \leq 10 \text{ cm} \rightarrow S_t = 10 \text{ cm}$.

❖ **En zone courante** $S_t \leq \min(b/2, h/2, 10 \phi)$

Avec ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{b \times s_t}$ en % est donnée comme suit:

$$0.3\% \rightarrow \lambda_g \geq 5$$

$$0.8\% \rightarrow \lambda_g < 3$$

$0.3 < \lambda_g < 3 \rightarrow$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

C) Calcul du ferrailage des poteaux

Le calcul est fait à l'aide du logiciel « SOCOTEC »

Tableau VI.6 : Détermination des armatures longitudinales des poteaux

Section S [cm²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	Type	Max (A inf ; A sup) [cm²]	Amin [cm²]	Ferrailage	A adopté [cm²]
(55×55)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-2238.3	-40.249	G+Q±E	0	27.23	4HA20+ 8HA16	28.65
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-2238.3	-3.427	G+Q±E	0			
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	929.92	13.237	0.8G±E	12.29			
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	929.92	3.675	0.8G±E	11.44			
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-1771.54	-91.829	G+Q±E	0			
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-1911.87	-137.99	G+Q±E	0			
(50×50)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-1778.97	4.686	ELU	0	22.5	12HA16	24.13
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-1778.97	-0.791	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	645.22	52.317	0.8G±E	10.97			
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	645.22	9.025	0.8G±E	8.57			
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-968.72	-100.28	0.8G±E	0			
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-1402.21	-162.36	G+Q±E	0			
(45×45)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-1399.21	4.334	ELU	0	18.23	4HA16+ 8HA14	18.47
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-1399.21	-1.509	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	335.83	53.243	0.8G±E	7.53			

	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	335.83	13.38	0.8G±E	5.03			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-582.28	-95.267	0.8G±E	0			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-940.08	-136.41	G+Q±E	0			
(40×40)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-899.89	5.862	ELU	0	14.4	12HA14	15.21
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-899.89	-2.156	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	72.78	22.035	0.8G±E	2.44			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	72.78	1.681	0.8G±E	1.03			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-379.25	-74.273	0.8G±E	0.53			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-473.08	-104.52	G+Q±E	1.84			
(35×35)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-476.14	6.7	ELU	0	11.4	4HA14+ 8HA12	13.57
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-476.14	-2.172	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	57.71	1.568	0.8G±E	0.85			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	57.71	2.306	0.8G±E	0.91			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-87.71	-56.257	0.8G±E	3.38			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-228.76	-69.872	G+Q±E	2.92			
(30×30)	$N^{\max} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	-233.13	5.908	ELU	0	8.1	12HA12	9.05
	$N^{\max} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	-233.13	-1.684	ELU	0			
	$N^{\min} \rightarrow M2^{\text{corr}}$	62.63	0.526	0.8G±E	0.84			
	$N^{\min} \rightarrow M3^{\text{corr}}$	62.63	1.338	0.8G±E	0.92			
	$M2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-26.05	-40.47	0.8G±E	3.52			
	$M3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-73.32	-40.061	G+Q±E	2.9			

VI.2.3 Vérification à l'ELU

VI.2.3.1. Armatures transversales

Leur calcul se fait à l'aide de la formule (**RPA 99 révisé 2003/Art 7.4.2.2**).

Elles sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

VI.2.3.2. Espacement des armatures selon le RPA 99 version 2003

En zone nodale : $St \leq 10 \text{ cm}$ soit : $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St \leq \text{Min}(b/2, h/2, 10 \Phi_1) = 15 \text{ cm}$

On prend $St = 15 \text{ cm}$

VI.2.3.3. L'élancement géométrique du poteau est donné par la relation :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Tel que L_f : longueur libre du poteau.

$L_f = 0.7 l_0$ et l_0 : c'est la hauteur du poteau

Tableau VI.7 : Valeurs de « λ_g » et « ρ_a » pour les différentes sections des poteaux.

Section des poteaux des différents niveaux	Niveau	hauteur libre du poteau	$\lambda_g = \frac{L_f}{h}$	ρ_a
55×55	SS et RDC	$L_0 = 3.06 \text{ m}$	3.89	3.75
50×50	1 ^{er} , 2 ^{eme} Etage	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4.28	3.75
45×45	3 ^{eme} et 4 ^{eme} 5 ^{eme} Etage	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	4.76	3.75
40×40	6 ^{eme} 7 ^{eme} , 8 ^{eme} etage	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	5.36	2.5
35×35	9 ^{eme} , 10 ^{eme} etage	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	6.12	2.5
30×30	11eme, 12eme etage	$L_0 = 3,06 \text{ m}$	7.14	2.5

Tableau VI.8 : Détermination des armatures transversales

Sections	Niveau	ρ_a	A_{min}	Espace (cm)		V_u	A_t	$A_{adopté}$
55 × 55	S.Sol et RDC	3.75	3.85	Zone nodale	10	72.58	1.23	6HA8= 3.02cm² (3 cadres de $\phi 8$)
			5.775	Zone courante	15		1.85	
50 × 50	1 ^{er} , 2 ^{ème} étage	3.75	2.4	Zone nodale	10	103.94	1.95	6HA8= 3.02cm² (3 cadres de $\phi 8$)
			3.6	Zone courante	15		2.92	
45×45	3 ^{ème} et 4 ^{ème} 5 ^{ème} étage	3.75	1.62	Zone nodale	10	89.21	1.86	4HA8= 2.01cm² (2 cadres de $\phi 8$)
			2.43	Zone courante	15		2.79	
40×40	6 ^{ème} 7 ^{ème} , 8 ^{ème} étage	2.5	1.2	Zone nodale	10	67.85	1.06	6HA8= 3.02cm² (3 cadres de $\phi 8$)
			1.8	Zone courante	15		1.59	
35×35	9 ^{ème} , 10 ^{ème} étage	2.5	1.05	Zone nodale	10	46.78	0.83	6HA8= 3.02cm² (3 cadres de $\phi 8$)
			1.575	Zone courante	15		1.25	
30×30	11 ^{ème} 12 ^{ème} étage	2.5	0.9	Zone nodale	10	27.94	0.52	6HA8= 3.02cm² (3 cadres de $\phi 8$)
			1.35	Zone courante	15		0.87	

VI.2.3.4. Longueur d'ancrage (BAEL 99/Article A.6.1.221)

$$l_s = \frac{\phi \times f_e}{4 \times \tau_{su}}$$

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

$$\tau_{su} = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28}$$

$\psi = 1.5$ pour les acier haute adhérence

$$\tau_{su} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.835 \text{ MPA}$$

- pour HA 12: $l_s = \frac{1.2 \times 400}{4 \times 2.835} = 11.34 \text{ cm}$
- Pour HA 14 : $l_s = \frac{1.4 \times 400}{4 \times 2.835} = 49.38 \text{ cm}$
- Pour HA 16 : $l_s = \frac{1.6 \times 400}{4 \times 2.835} = 56.43 \text{ cm}$
- Pour HA 20 : $l_s = \frac{2 \times 400}{4 \times 2.835} = 70.54 \text{ cm}$

VI.2.3.5. Longueur de recouvrement

Selon le RPA ; la longueur minimale de recouvrement est : $L_r = 50 \times \phi$

Pour :

- **HA12** : $L_r = 50 \times 1.2 = 60 \text{ cm}$
- **HA14** : $L_r = 50 \times 1.4 = 70 \text{ cm}$
- **HA16** : $L_r = 50 \times 1.6 = 80 \text{ cm}$
- **HA20** : $L_r = 50 \times 2 = 100 \text{ cm}$

VI.2.3.6. Vérification au cisaillement(RPA2003/Art 7.4.3.2)

$$\tau_b = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{bu} = \rho_b \times f_{c28} \quad \text{avec } f_{c28} = 25 \text{ MPA}$$

$$\text{Et } \begin{cases} \lambda_g \geq 5 & d'ou \quad \rho_b = 0.075 \\ \lambda_g < 5 & d'ou \quad \rho_b = 0.04 \end{cases}$$

➤ Pot 55×55

$$\tau_b = \frac{72580}{550 \times 525} = 0.25 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pot 50×x50

$$\tau_b = \frac{103940}{500 \times 475} = 0.43 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pot 45×45

$$\tau_b = \frac{89210}{450 \times 425} = 0.46 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.04 \times 25 = 1 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pot 40×40

$$\tau_b = \frac{67850}{400 \times 375} = 0.45 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pot 35×35

$$\tau_b = \frac{46780}{350 \times 325} = 0.41 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

➤ Pot 30×30

$$\tau_b = \frac{27940}{300 \times 275} = 0.34 \text{ MPA} \leq \tau_{bu} = 0.075 \times 25 = 1.875 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.3.7. Délimitation de la zone nodale

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b, h, 60 \text{ cm} \right)$$

. **Poteaux 55×55 cm²** : $h' = \text{Max} (306/6 ; 55 ; 55 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

. **Poteaux 50×50 cm²** : $h' = \text{Max} (360/6 ; 50 ; 50 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

. **Poteaux 45×45 cm²** : $h' = \text{Max} (306/6 ; 45 ; 45 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

. **Poteaux 40×40 cm²** : $h' = \text{Max} (306/6 ; 40 ; 40 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

. **Poteaux 35×35 cm²** : $h' = \text{Max} (306/6 ; 35 ; 35 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

. **Poteaux 30×30 cm²** : $h' = \text{Max} (306/6 ; 30 ; 30 ; 60 \text{ cm}) \Rightarrow h' = 60 \text{ cm}$.

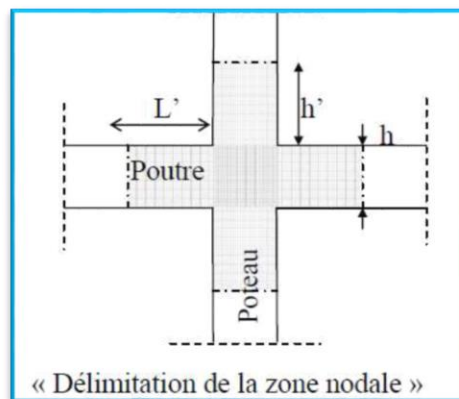


Figure VI.1 : Délimitation de la zone nodale

VI.2.3.8. Condition de non fragilité : (Art A.4.2,1 BAEL 91/ Modifié 99):

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9 : Vérification de la condition de non fragilité pour les poteaux

SectionS [cm ²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	es [cm]	Amin [cm ²]	A adoptée [cm ²]	A adoptée > Amin
(55×55)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-1598.51	1.668	0.001	8.57	28.65	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-1598.51	-0.022	0.00001	8.57		
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-556.73	-2.841	0.005	8.57		
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-556.73	2.646	0.004	8.57		
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-836.35	-31.807	0.038	8.59		
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-936.75	-7.494	0.008	8.58		
(50×50)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-1286.87	3.252	0.0025	7.05	24.13	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-1286.87	-0.569	0.0004	7.05		
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-440.1	-3.703	0.0084	7.05		
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-440.1	4.393	0.01	7.05		
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-749.97	-19.87	0.264	7.18		
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-661.55	-25.578	0.0386	7.07		
(45×45)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-1011.66	3.067	0.003	5.68	18.47	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-1011.66	-1.091	0.001	5.68		
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-277.7	-3.963	0.014	5.68		
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-277.7	-0.251	0.0009	5.68		
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-297.02	-7.224	0.024	5.69		

	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-432.15	-29.489	0.068	5.7		
(40×40)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-650.02	4.137	0.006	4.45	15.21	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-650.02	-1.56	0.002	4.45		
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-133.84	-4.616	0.034	4.46		
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-133.84	-0.015	0.0001	4.45		
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-161.89	-9.627	0.059	4.47		
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-249.2	-31.841	0.127	4.45		
(35×35)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-343.19	4.749	0.014	3.38	13.57	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-343.19	-1.571	0.004	3.38		
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-54.83	-3.966	0.072	3.4		
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-54.83	0.003	0.00005	3.37		
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-87.23	-9.269	0.106	3.41		
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-141.6	-28.275	0.199	3.44		
(30×30)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-167.18	4.196	0.025	2.45	9.05	Condition vérifiée
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-167.18	-1.216	0.007	2.45		
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	7.8	-3.159	0.405	2.57		
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	7.8	-0.042	0.005	2.45		
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-25.73	-7.37	0.286	2.53		
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-39.4	-22.406	0.568	2.63		

Toutes les sections adoptées sont supérieures aux sections minimales imposées par la condition de non fragilité, les exigences de l'article A.4.2 ,1 du BAEL 99 sont donc satisfaites.

VI.2.4 Vérification à L'ELS

A) État limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible. Donc aucune vérification n'est nécessaire. (Article A.4.5, 32 du BAEL 99).

B) Etat limite de compression du béton

$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15$ MPA. Afin de se simplifier le calcul, cette vérification est effectuée à l'aide du logiciel de ferrailage SOCOTEC.

Tableau VI.10 : Vérification de l'état limite de compression du béton dans les poteaux

SectionS [cm ²]	Sollicitations	N [KN]	M [KN.m]	A sup- adoptée [cm ²]	A inf- adoptée [cm ²]	σ_{bc-sup} [MPA]	σ_{bc-inf} [MPA]	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
(55×55)	$N^{max} \rightarrow M_2^{corr}$	-1598.51	1.668	10.3	10.3	4.84	4.75	CV
	$N^{max} \rightarrow M_3^{corr}$	-1598.51	-0.022			4.8	4.79	CV
	$N^{min} \rightarrow M_2^{corr}$	-556.73	-2.841			1.76	1.59	CV
	$N^{min} \rightarrow M_3^{corr}$	-556.73	2.646			1.75	1.59	CV
	$M_2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-836.35	-31.807			3.42	1.59	CV
	$M_3^{max} \rightarrow N^{corr}$	-936.75	-7.494			3.03	02.59	CV
(50×50)	$N^{max} \rightarrow M_2^{corr}$	-1286.87	3.252	8.04	8.04	4.82	4.57	CV
	$N^{max} \rightarrow M_3^{corr}$	-1286.87	-0.569			4.72	4.67	CV
	$N^{min} \rightarrow M_2^{corr}$	-440.1	-3.703			1.75	1.46	CV
	$N^{min} \rightarrow M_3^{corr}$	-440.1	4.393			1.78	1.43	CV
	$M_2^{max} \rightarrow N^{corr}$	-749.97	-19.87			3.51	1.96	CV

	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-661.55	-25.578			3.41	1.42	CV
(45×45)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-1011.66	3.067	7.1	7.1	4.68	4.36	CV
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-1011.66	-1.091			4.58	4.46	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-277.7	-3.963			1.45	1.03	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-277.7	-0.251			1.25	1.23	CV
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-297.02	-7.224			1.71	0.95	CV
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-432.15	-29.489			3.49	0.38	CV
(40×40)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-650.02	4.137	6.16	6.16	3.95	3.34	CV
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-650.02	-1.56			3.76	3.53	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-133.84	-4.616			1.09	0.41	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-133.84	-0.015			0.75	0.75	CV
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-161.89	-9.627			1.62	0.19	CV
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-249.2	-31.841			0	3.99	CV
(35×35)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-343.19	4.749	5.34	5.34	2.99	1.96	CV
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-343.19	-1.571			2.65	2.31	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-54.83	-3.966			0.83	0	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-54.83	0.003			0.4	0.4	CV
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-87.23	-9.269			1.75	0	CV
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-141.6	-28.275			5.01	0	CV
(30×30)	$N^{\max} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	-167.18	4.196	4.52	4.52	2.32	0.9	CV
	$N^{\max} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	-167.18	-1.216			1.82	1.41	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_2^{\text{corr}}$	7.8	-3.159			0.67	0	CV
	$N^{\min} \rightarrow M_3^{\text{corr}}$	7.8	-0.042			0	0	CV
	$M_2^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-25.73	-7.37			1.96	0	CV
	$M_3^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$	-39.4	-22.406			5.74	0	CV

VI.3. Ferraillage des voiles

VI.3.1 Introduction

Le voile est un élément structurel de contreventement soumis à des forces verticales (Charges et surcharges) ainsi qu'à des forces horizontales dues au séisme.

Le ferraillage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q) ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes (E).

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

VIII.3.2. Recommandations du RPA 99 pour le ferraillage des voiles

a. Armatures verticales..... (Article 7.7.4.1.DTR B.C.2.48)

Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures, le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0.20% (0.2%. L_{te}).

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15 cm.

b. Armatures horizontales(Article 7.7.4.2-DTR B.C-2-48)

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ .

c. Règles communes..... (Article 7.7.4.3-DTR B.C-2-48)

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $St = \min (1.5a ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile ($f < e/10$).
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ **40 ϕ** pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ **20 ϕ** pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

VI.3.3 Combinaisons d'action

Les combinaisons d'action sismiques et d'action dues aux charges verticales à prendre en considération sont données ci-dessous

1.35G + 1.5Q (ELU)	}	(BAEL 91 / modifié 99)
G + Q (ELS)		
G + Q $\pm$ E	}	(Combinaisons d'action sismiques du RPA 99 révisé 2003)
0.8G $\pm$ E		

VI.3.4 Exposé de la méthode du ferraillage

La méthode à utiliser pour le ferraillage des voiles est la méthode de **RDM**. Elle consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

Les contraintes seront relevées du logiciel ETABS.

Dans le but de faciliter la réalisation et alléger les calculs, on décompose le bâtiment en six zones

Zone I	: SS et RDC
Zone II	: 1 ^{er} et 2 ^{ème} étage
Zone III	: 3 ^{ème} , 4 ^{ème} et 5 ^{ème} et étage
Zone IV	: 6 ^{ème} , 7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Zone V	: 9 ^{ème} et 10 ^{ème} étage
Zone VI	: 11 ^{ème} et 12 ^{ème} étage

Avec

V1L : voiles de 1.30 m de longueur

V1T : voiles de 3.80 m de longueur

V2T : voiles de 1.35 m de longueur

V3T : voiles de 1.00 m de longueur

Le calcul se fera pour des bandes verticales de largeur (d) :

$$d \leq \min\left(\frac{h_e}{2}, \frac{2}{3}L_c\right) [\text{Art 7.7.4 RPA99/ modifié 2003}]$$

Avec :

- h_e : La hauteur entre nus de plancher du voile considéré.
- L_c : La longueur de la zone comprimée.

$$L_c = \frac{\sigma_{\max}}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \times L$$

- L : longueur du voile.
- L_t : La longueur de la zone tendue.

$$L_t = L - L_c$$

VI.3.5 Détermination des diagrammes de contraintes

En fonction des contraintes agissant sur le voile, trois cas peuvent se présenter :

- Section entièrement comprimé (S.E.C)
- Section entièrement tendue (S.E.T)
- Section partiellement comprimé (S.P.C)

Les efforts normaux dans les différentes sections sont donnés en fonction des diagrammes des contraintes obtenues :

➤ **Section entièrement comprimée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} \cdot d \cdot e \end{array} \right.$$

Avec : e : épaisseur du voile

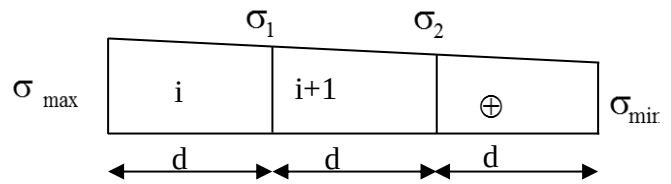


Figure VI.2. Diagramme d'une section entièrement comprimée.

➤ **Section partiellement comprimée :**

$$\left\{ \begin{array}{l} N_i = \frac{\sigma_{\min} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \\ N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e \end{array} \right.$$

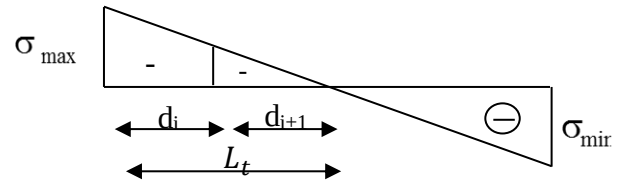


Figure VI.3. Diagramme d'une section partiellement comprimée.

➤ **Section entièrement tendue :**

$$N_i = \frac{\sigma_{\max} - \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

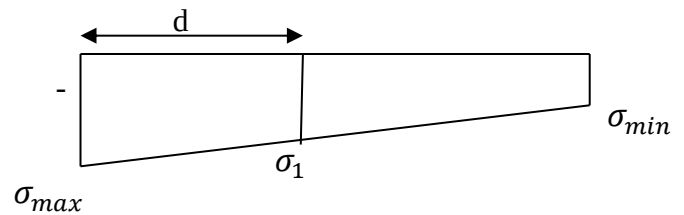


Figure VI.4. Diagramme d'une section entièrement comprimée.

VI.3.6 Détermination des armatures

A) Armatures verticales (Art 7.7.4.1/RPA99 version 2003)

❖ Section entièrement comprimée :

$$A_v = \frac{N_i - B \cdot f_{c28}}{\sigma_s}$$

Avec : B : section du voile

Situation accidentelle : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 MPa$ avec : $\gamma_s = 1$

Situation accidentelle : $\sigma_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_s} = 21,25 MPa$ avec : $\gamma_s = 1$

➤ Section partiellement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

➤ Section entièrement tendue :

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

B) Armatures horizontales

- **Exigences du RPA2003:** (Art 7.7.4.2/RPA99 version 2003).

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de **10Ø**

La section des armatures horizontales doit être **$A_H > 0,15 \% \cdot B$**

Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- **Exigence du BAEL99 :** (Art A.8.2,4/BAEL 91 modifié 99)

$$A_H = \frac{A_v}{4}$$

- **Règles communes du RPA 2003 pour les aciers verticaux et horizontaux.....Art 7.7.4.3/RPA 2003)**

Le pourcentage minimal d'armatures verticales et horizontales est donné comme suit:

Globalement dans la section du voile A_v et $A_h \geq 0.15 \% \cdot B$

Zone courante : A_v et $A_h \geq 0.10 \% \cdot B$

C) Armatures transversales

Les armatures transversales sont perpendiculaires aux faces des refends, Elles retiennent les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 révisé 2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

D) Armatures minimales

❖ Section entièrement comprimée : (SEC)

(Art A.8.1,21/BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} \begin{cases} \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ 0,2\% \leq \frac{A_{min}}{B} \leq 0,5\% \end{cases}$$

➤ Section partiellement comprimée : (SPC)

- **Condition de non fragilité : (Art A.4.2, 1/BAEL91 modifié 99)**

$$\begin{cases} A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} \geq 0,2\% \cdot B \end{cases}$$

➤ **Section entièrement tendue (SET) :**

- **Condition non fragilité (Art .4.2.1 /BAEL 91 modifié 99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} \geq \frac{0,23 \cdot B \cdot f_{t28}}{f_e} \\ A_{min} \geq 0,15\% \cdot B \end{array} \right.$$

. **E) Espacement(Art 7.7.4.3/RPA99 révisé 2003)**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes: $s_t \leq \min (1,5e ; 30 \text{ cm})$

F) Potelets

A chaque extrémité du voile 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 égale à 15cm.

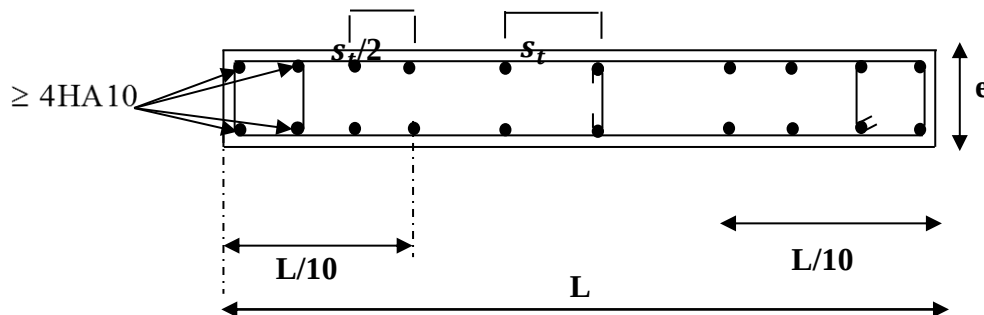


Figure VI.5. Disposition des armatures verticales dans les voiles.

G) Longueur de recouvrement

Elles doivent être égales à:

40Ø pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible .

20Ø pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

H) Armatures de coutures (Art 7.7.4.3 RPA 99 révisé 2003)

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = \begin{cases} 1,1 \frac{V}{f_e} \\ V=1,4T \end{cases} \quad \text{Avec :} \quad T : \text{Effort tranchant calculé au niveau considéré.}$$

I) Diamètre maximal

Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

$$\phi_{\max} = \frac{e}{10} = 20m$$

VI.3.7 Vérifications

A) Vérifications à l'ELS

$$\sigma_{bc} = \frac{N_S}{B+15A} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 15 MPa$$

$$\text{Avec :} \quad \begin{cases} N_S : \text{Effort normal appliqué} \\ B : \text{Section du béton} \\ A : \text{Section d'armatures adoptée.} \end{cases}$$

B) Vérification de la contrainte de cisaillement

D'après le **RPA2003 (Art 7.7.2. RPA 99 révisé 2003)**

$$\tau_u = \frac{V}{b \cdot d} \leq \overline{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 5 MPa$$

Avec : b : Epaisseur du linteau ou du voile.

d : Hauteur utile ($d = 0,9 h$).

h : Hauteur totale de la section brute.

D'après le **BAEL91 modifié 99 (Art 5.1, 1)**

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

$$\tau_u = \frac{V}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15.f_{c28}}{\gamma_b}; 4 MP_a \right\} = 3,3 MP_a \quad \text{Pour la fissuration préjudiciable.}$$

Voiles longitudinaux « VL1 »

Tableau VI.11 : Détermination du ferraillage des voiles « VL1 ».

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	Zone V	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,3	1,3	1,3	1,3	1,3	1,3
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,26	0,26	0,26	0,26	0,26	0,26
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		1736,23	753,02	678,93	535,8	374,38	430,29
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		-2864,8	-1479,31	-1164,93	-239,33	-750,25	-548,69
	V _u (kN)		1429,9	1177,75	1005,18	795,24	575,49	328,14
	L _t (m)		0,81	0,86	0,82	0,40	0,87	0,73
	L _c (m)		0,49	0,44	0,48	0,90	0,43	0,57
	d (m)		0,405	0,431	0,411	0,201	0,434	0,364
	σ_1 [KN/m ²]		1432,400	739,655	582,465	119,665	375,125	274,345
	N (kN)	N ₁	173,92	95,58	71,76	7,20	48,80	29,98
		N ₂	57,972	31,860	23,920	2,402	16,266	9,995
	A _v (cm ²)	A _{v1}	4,35	2,39	1,79	0,18	1,22	0,75
		A _{v2}	1,45	0,80	0,60	0,06	0,41	0,25
	A _{vj} (cm ²)		55,05	45,34	38,70	30,62	22,16	12,63
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	18,11	13,73	11,47	7,83	6,76	3,91
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	15,21	12,13	10,27	7,71	5,95	3,41
	A _{min} (cm ²)		4,25	4,52	4,31	2,11	4,55	3,83
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	18,85	18,85	12,06	9,24	6,79	6,79
		Bonde 2	16,08	12,32	12,32	9,05	9,05	9,05
Ferraillage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*3HA20	2*3HA20	2*3HA16	2*3HA14	2*3HA12	2*3HA12
		Bonde 2	2*4HA16	2*4HA14	2*4HA14	2*4HA12	2*4HA12	2*4HA12

	S_t (cm)	Bonde1	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm	10cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm
	A_{Hmin}=0.0015*B (cm²)/bande		1,21	1,29	1,23	0,60	1,30	1,09
	A_H /nappe (cm²)		4,71	4,71	3,02	2,31	1,70	1,70
	Choix des barres/nappe (cm²)		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	S =30cm		(A=4.52c m ²)	(A=4.52c m ²)	(A=4.52c m ²)	(A=4.52c m ²)	(A=4.52c m ²)	(A=4.52c m ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			4 Epingles HA8/m ²		
	contraintes	t_u(MPa)	6,111	5,033	4,296	3,398	2,459	1,402
		t_b(MPa)	8,555	7,046	6,014	4,758	3,443	1,963
	ELS	N_s (kN)	3826,6	3687,13	3519,43	2219,16	1230,44	1133,29
		s_b(MPa)	12,25	12,02	11,87	7,72	4,34	3,99

Voiles transversaux « VT1 »

Tableau VI.12: Détermination du ferrailage des voiles « VT1 ».

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	Zone V	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)		3,8	3,8	3,8	3,8	3,8	3,8
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76
Sollicitations de calcul	σ_{max} [KN/m²]		1216,26	534,28	296,95	150,95	138,85	430,96
	σ_{min} [KN/m²]		-1981,03	-1217,6	-885,75	-534,95	-391,75	-548,69
	V_u (kN)		2219,65	2063,64	1761,38	1324,09	826,77	419,44
	L_t(m)		2,35	2,64	2,85	2,96	2,81	2,13
	L_c(m)		1,45	1,16	0,95	0,84	0,99	1,67
	d (m)		1,177	1,321	1,423	1,482	1,403	1,064
	σ₁ [KN/m²]		990,515	608,800	442,875	267,475	195,875	274,345
	N (kN)	N₁	349,82	241,18	189,06	118,91	82,43	87,58
		N₂	116,607	80,395	63,019	39,636	27,477	29,195
	A_v (cm²)	A_{v1}	8,75	6,03	4,73	2,97	2,06	2,19
		A_{v2}	2,92	2,01	1,58	0,99	0,69	0,73
	A_{vj} (cm²)		85,46	79,45	67,81	50,98	31,83	16,15
	A (cm²)	A₁=A_{v1}+A_{vj}/4	30,11	25,89	21,68	15,72	10,02	6,23

		$A_2 = A_{v2} + A_{vj}/4$	24,28	21,87	18,53	13,74	8,64	4,77
	$A_{min} (cm^2)$		12,36	13,87	14,94	15,56	14,73	11,17
	A_v adopté (cm^2)	Bonde1	32,15	32,15	24,61	18,06	18,06	18,06
		Bonde 2	24,61	24,61	24,61	18,06	18,06	18,06
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*8HA1 6	2*8HA1 6	2*8HA1 4	2*8HA1 2	2*8HA1 2	2*8HA1 2
		Bonde 2	2*8HA1 4	2*8HA1 4	2*8HA1 4	2*8HA1 2	2*8HA1 2	2*8HA1 2
	S_t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm
	$A_{Hmin} = 0.0015 * B$ (cm^2)/bande		3,53	3,96	4,27	4,45	4,21	3,19
	A_H /nappe (cm^2)		8,04	8,04	6,15	4,52	4,52	4,52
	Choix des barres/nappe (cm^2)		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	$S = 30cm$		($A=4.52$ cm^2)	($A=4.52$ cm^2)	($A=4.52$ cm^2)	($A=4.52$ cm^2)	($A=4.52$ cm^2)	($A=4.52$ cm^2)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/ m^2			4 Epingles HA8/ m^2		
	contra inte	t_u (MPa)	3,245	3,017	2,575	1,936	1,209	0,613
		t_b (MPa)	4,543	4,224	3,605	2,710	1,692	0,859
	ELS	N_s (kN)	6847,57	6097,8	5327,61	3927,57	2288,21	1115,91
		s_b (MPa)	8,10	7,25	6,39	4,82	2,81	1,37

Voiles transversaux « VT2 »

Tableau VI.13 : Détermination du ferrailage des voiles « VT2 ».

Zones			Zone I	Zone II	zone III	Zone IV	Zone V	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)		1,35	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,27	0,27	0,27	0,27	0,27	0,27
Sollicitations de calcul	$\sigma_{\max}$ [KN/m ²]		814,43	721,01	712,34	602,86	663,84	883,12
	$\sigma_{\min}$ [KN/m ²]		- 1701,43	-1423,8	- 1493,53	- 1487,05	- 1312,14	- 1115,22
	V _u (kN)		308,82	260,26	244,63	216,14	199,63	173,46
	L _t (m)		0,91	0,90	0,91	0,96	0,90	0,75
	L _c (m)		0,44	0,45	0,44	0,39	0,45	0,60
	d (m)		0,456	0,448	0,457	0,480	0,448	0,377
	σ_1 [KN/m ²]		850,715	711,900	746,765	743,525	656,070	557,610
	N (kN)	N ₁	116,50	95,70	102,39	107,13	88,22	63,02
		N ₂	38,834	31,899	34,129	35,711	29,407	21,005
	A _v (cm ²)	A _{v1}	2,91	2,39	2,56	2,68	2,21	1,58
		A _{v2}	0,97	0,80	0,85	0,89	0,74	0,53
	A _{vj} (cm ²)		11,89	10,02	9,42	8,32	7,69	6,68
	A (cm ²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	5,88	4,90	4,91	4,76	4,13	3,24
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,94	3,30	3,21	2,97	2,66	2,19
	A _{min} (cm ²)		4,79	4,70	4,80	5,04	4,71	3,96
	A _v adopté (cm ²)	Bonde1	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
		Bonde 2	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*3HA 12	2*3HA 13	2*3HA 14	2*3HA 15	2*3HA 16	2*3HA 17
		Bonde 2	2*3HA 12	2*3HA 13	2*3HA 14	2*3HA 15	2*3HA 16	2*3HA 17
	S _t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm
	A _{Hmin} =0.0015*B (cm ²)/bande		1,37	1,34	1,37	1,44	1,34	1,13
	A _H /nappe (cm ²)		1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70

Vérification des contraintes	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	S =30cm		(A=4.5 2cm ²)	(A=4.5 2cm ²)	(A=4.5 2cm ²)	(A=4.5 2cm ²)	(A=4.5 2cm ²)	(A=4.5 2cm ²)
	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			4 Epingles HA8/m ²		
	contrainte	t _u (MPa)	1,271	1,071	1,007	0,889	0,822	0,714
		t _b (MPa)	1,779	1,499	1,409	1,245	1,150	0,999
	ELS	N _s (kN)	3651,71	3240,01	2551,07	2379,61	2240,02	1151,78
		s _b (MPa)	12,58	11,16	8,79	8,20	7,71	3,97

Voiles transversaux « VT3 »

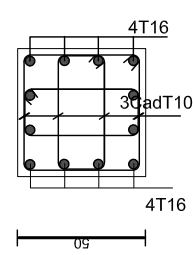
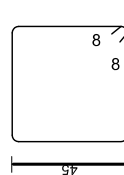
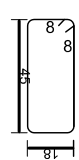
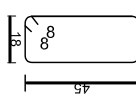
Tableau VI.14: Détermination du ferrailage des voiles « VT3 ».

Zones			Zone I	Zone II	Zone III	Zone IV	Zone V	zone VI
Caractéristiques géométriques	L (m)		1	1	1	1	1	1
	e (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
	B (m)		0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
Sollicitations de calcul	σ _{max} [KN/m²]		772,26	708,6	642,99	558,28	547,22	856,3
	σ _{min} [KN/m²]		-1528,44	-1343,63	-1290	-1199,02	-1032,1	-948,18
	V _u (kN)		250,95	238,53	242,46	220,78	175,47	129,52
	L _t (m)		0,66	0,65	0,67	0,68	0,65	0,53
	L _c (m)		0,34	0,35	0,33	0,32	0,35	0,47
	d (m)		0,332	0,327	0,334	0,341	0,327	0,263
	σ ₁ [KN/m²]		764,220	671,815	645,000	599,510	516,050	474,090
	N (kN)	N ₁	76,15	65,98	64,57	61,36	50,59	37,37
		N ₂	25,385	21,992	21,522	20,453	16,862	12,456
	A _v (cm²)	A _{v1}	1,90	1,65	1,61	1,53	1,26	0,93
		A _{v2}	0,63	0,55	0,54	0,51	0,42	0,31
	A _{vj} (cm²)		9,66	9,18	9,33	8,50	6,76	4,99
	A (cm²)	A1=A _{v1} +A _{vj} /4	4,32	3,95	3,95	3,66	2,95	2,18
		A2=A _{v2} +A _{vj} /4	3,05	2,85	2,87	2,64	2,11	1,56
	A _{min} (cm²)		3,49	3,44	3,50	3,58	3,43	2,76

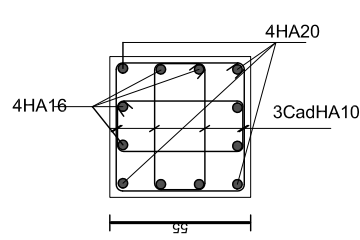
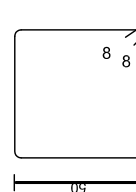
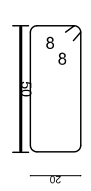
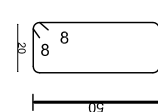
	A_v adopté (cm ²)	Bonde1	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
		Bonde 2	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
Ferrailage des voiles	Choix des barres	Bonde1	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
		Bonde 2	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12	2*3HA12
	S_t (cm)	Bonde1	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm	15cm
		Bonde 2	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm	20cm
	$A_{Hmin}=0.0015*B$ (cm ²)/bande		1,00	0,98	1,00	1,02	0,98	0,79
	A_H /nappe (cm ²)		1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70
	Choix des barres/nappe (cm ²)		4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12	4HA12
	$S = 30cm$		(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)	(A=4.52cm ²)
Vérification des contraintes	Armature transversal		4 Epingles HA8/m ²			4 Epingles HA8/m ²		
	Contrainte	t_u (MPa)	1,394	1,325	1,347	1,227	0,975	0,720
		t_b (MPa)	1,952	1,855	1,886	1,717	1,365	1,007
	ELS	N_s (kN)	2777,99	2588,43	2376,61	1836,06	1149,08	619,59
		s_b (MPa)	12,61	11,75	10,78	8,33	5,21	2,81

Plan de ferrailage des poteaux

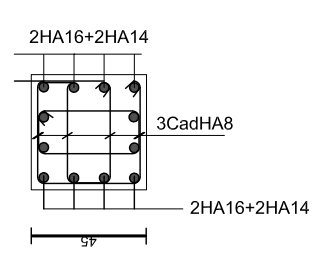
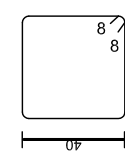
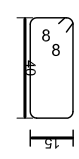
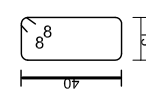
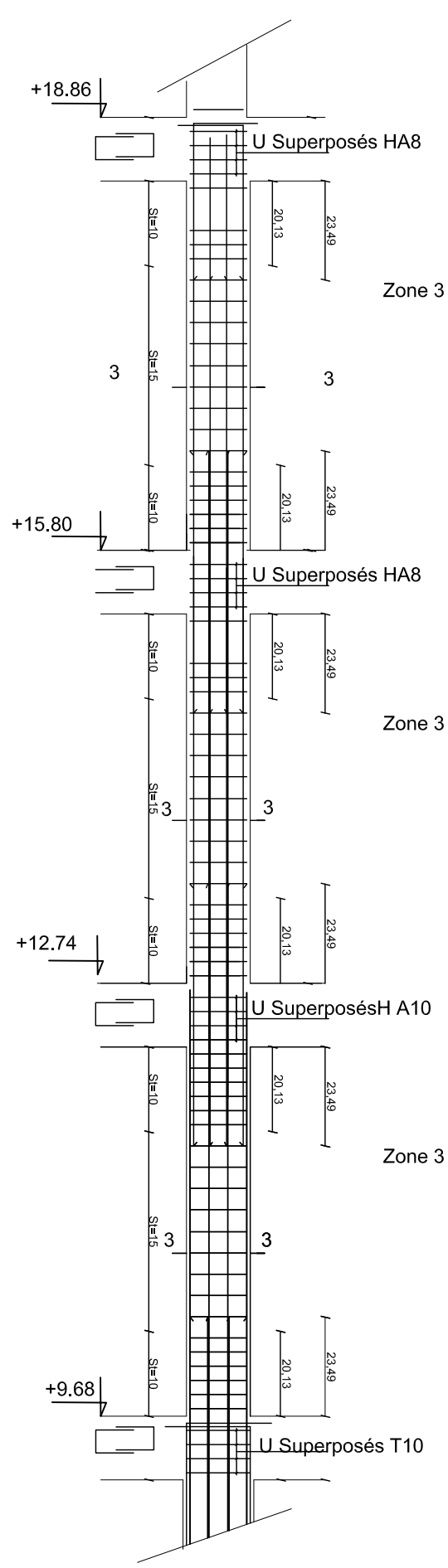
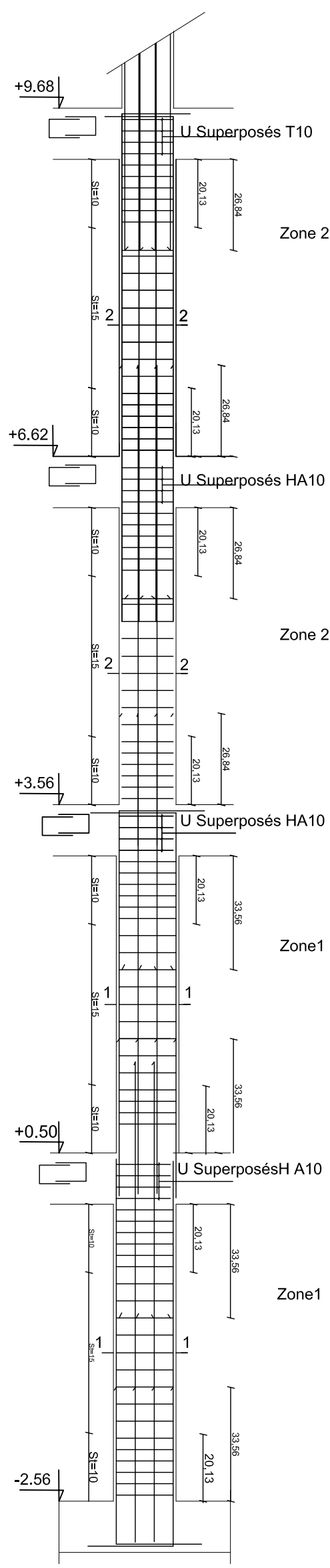
Zone : 1, 2 et 3



Coupe 2-2



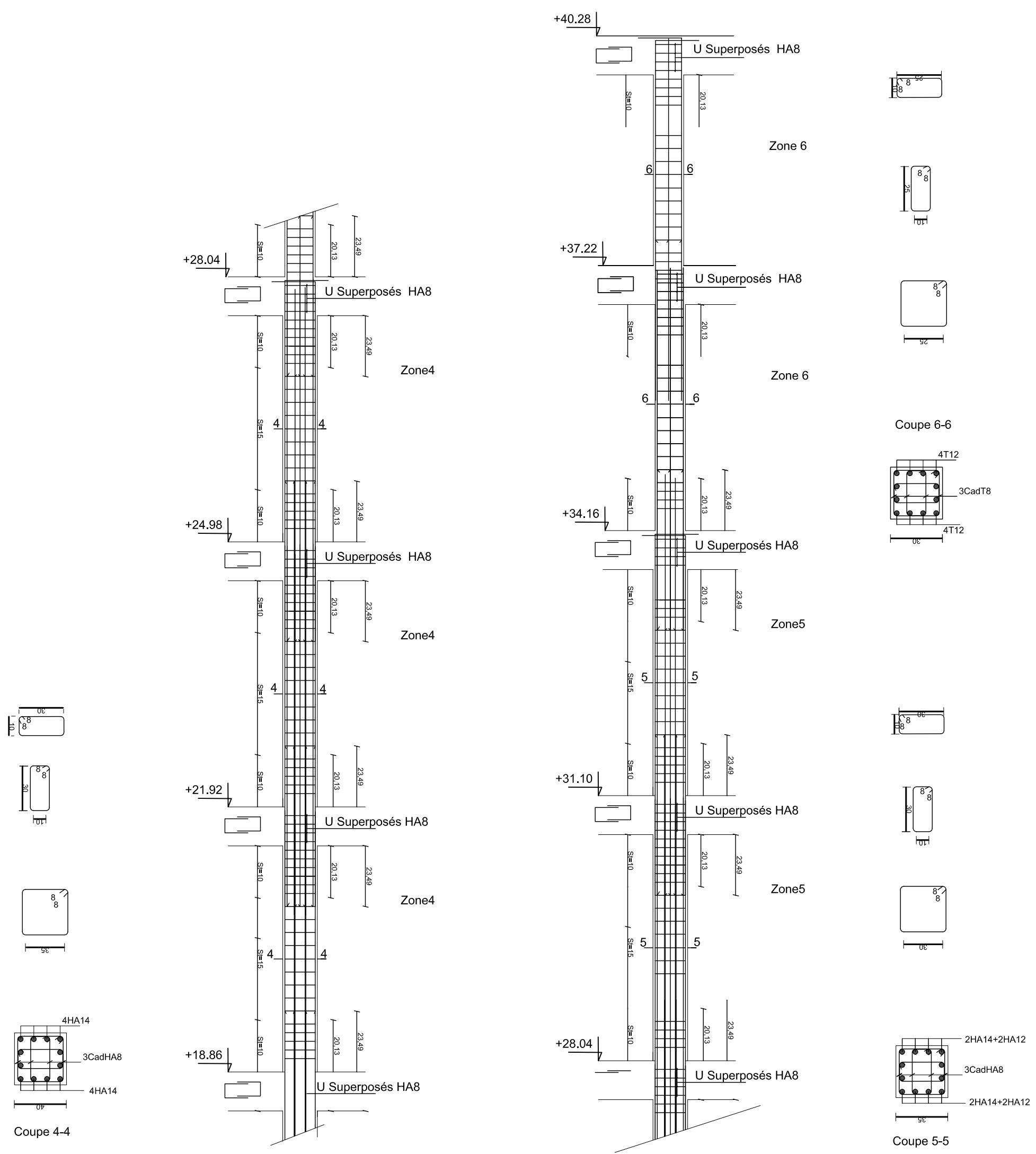
Coupe 1-1



Coupe 3-3

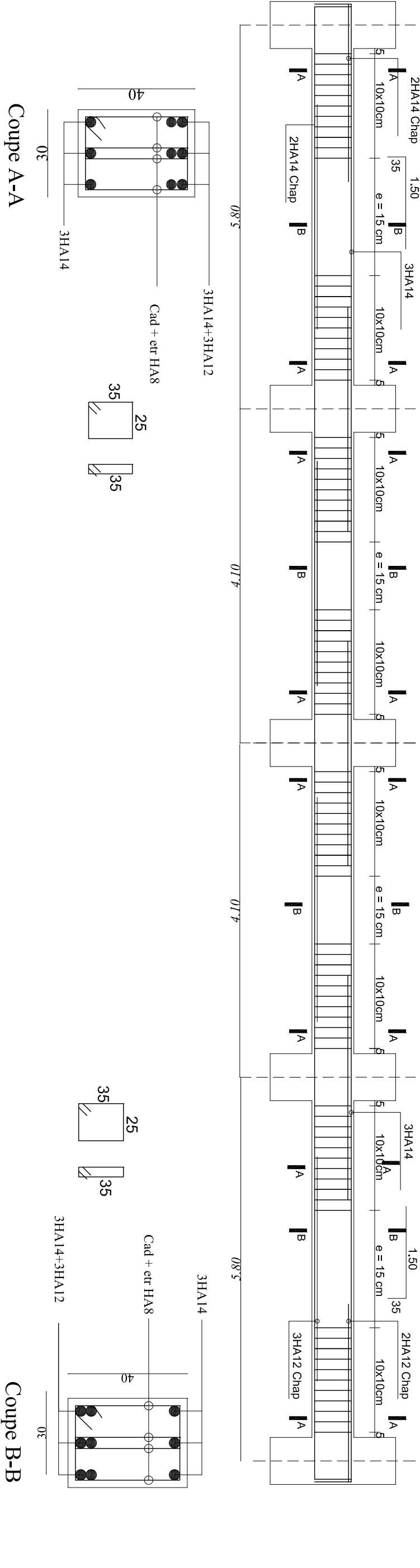
Plan de ferrailage des poteaux

Zone : 4, 5 et 6

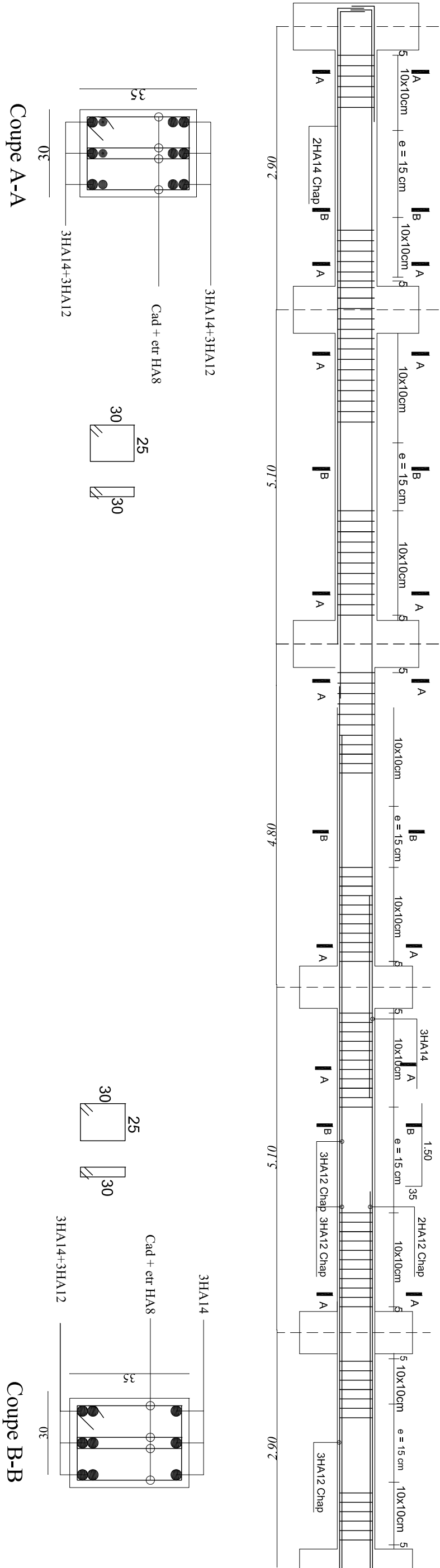


Pans de ferrailage des poutres

Ferrailage des poutres principales (30 x 40) tous les niveaux

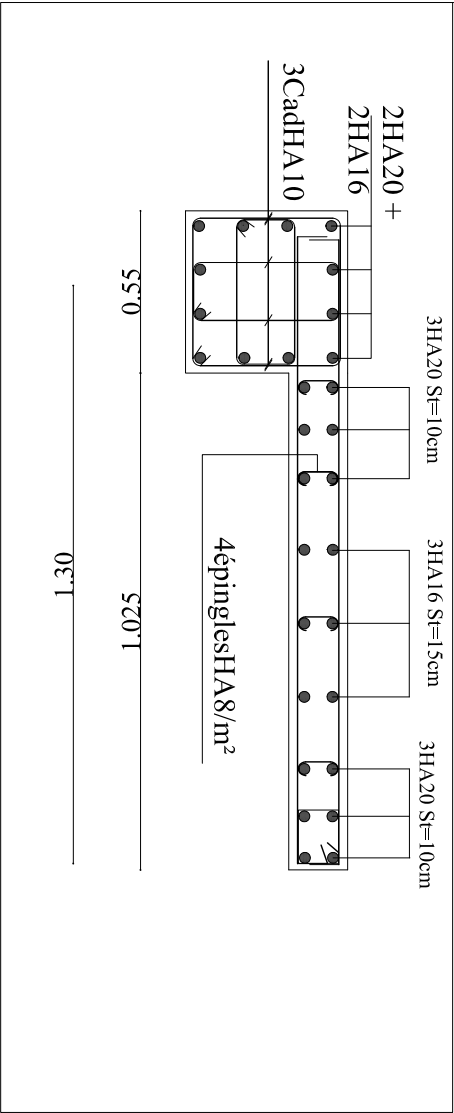


Ferrailage des poutres secondaires (30 x 35) tous les niveaux

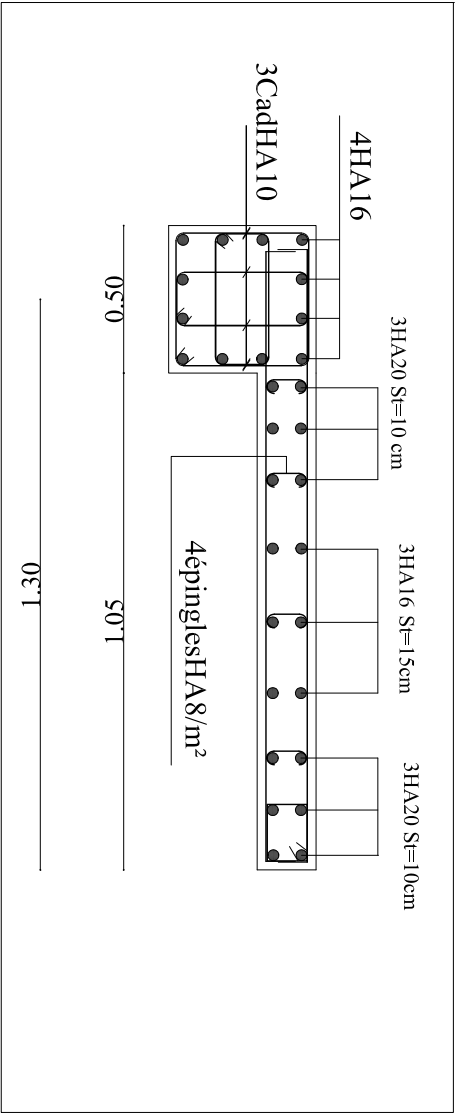


Ferrillage des voiles VL1

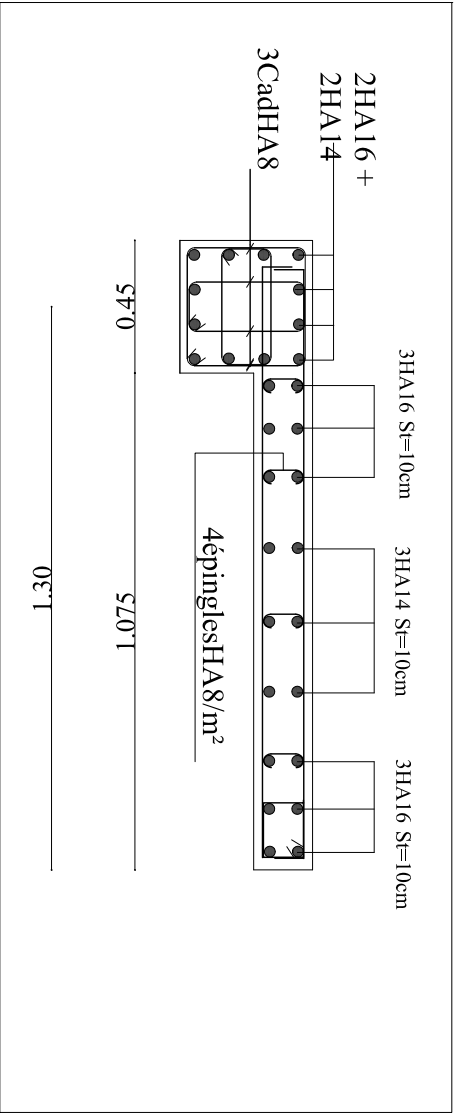
Zone I



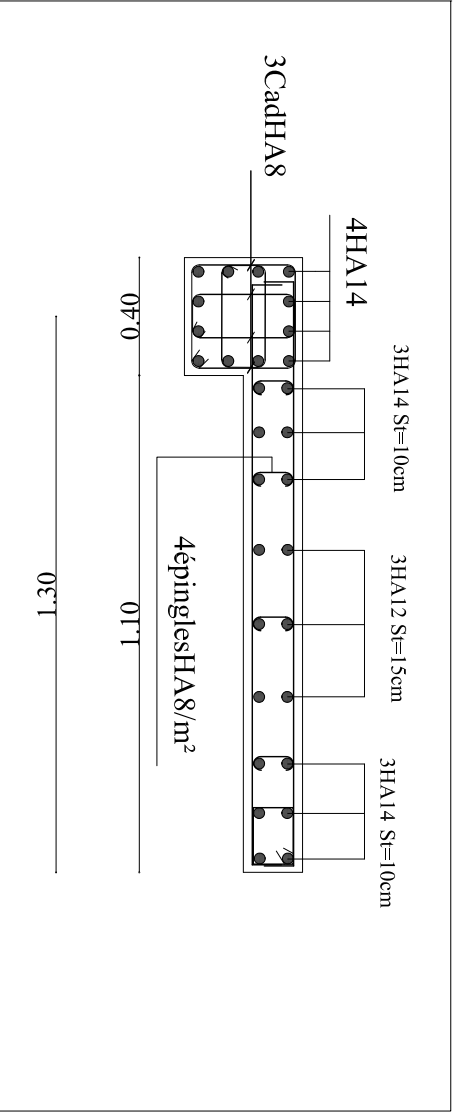
Zone II



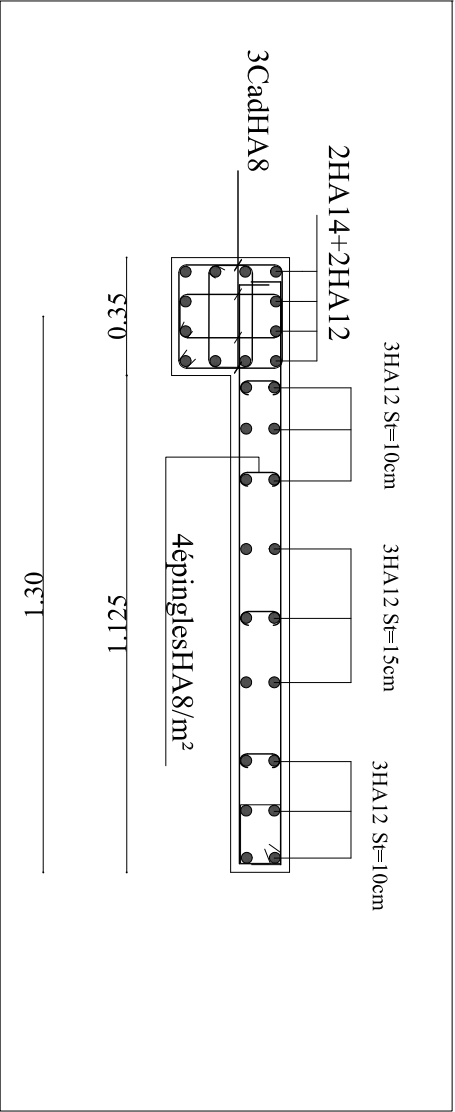
Zone III



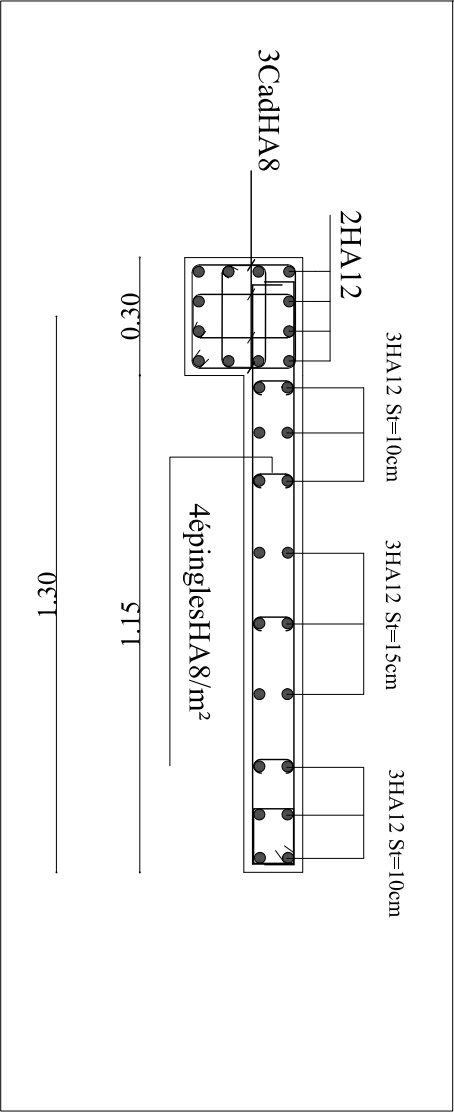
Zone IV



Zone V

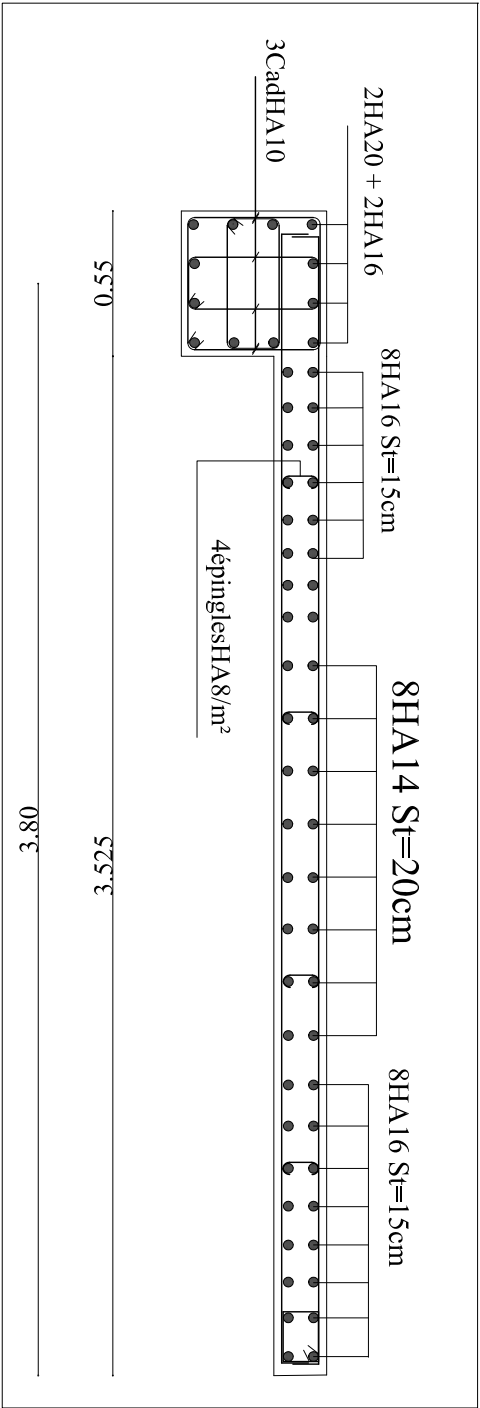


Zone VI

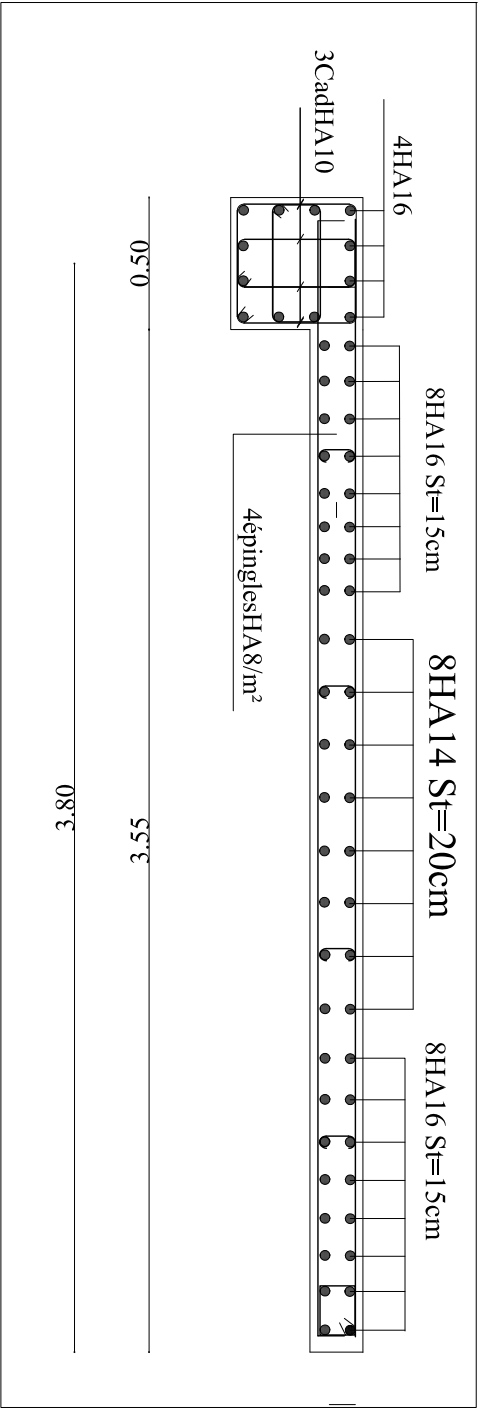


Ferrailage des voiles VT1

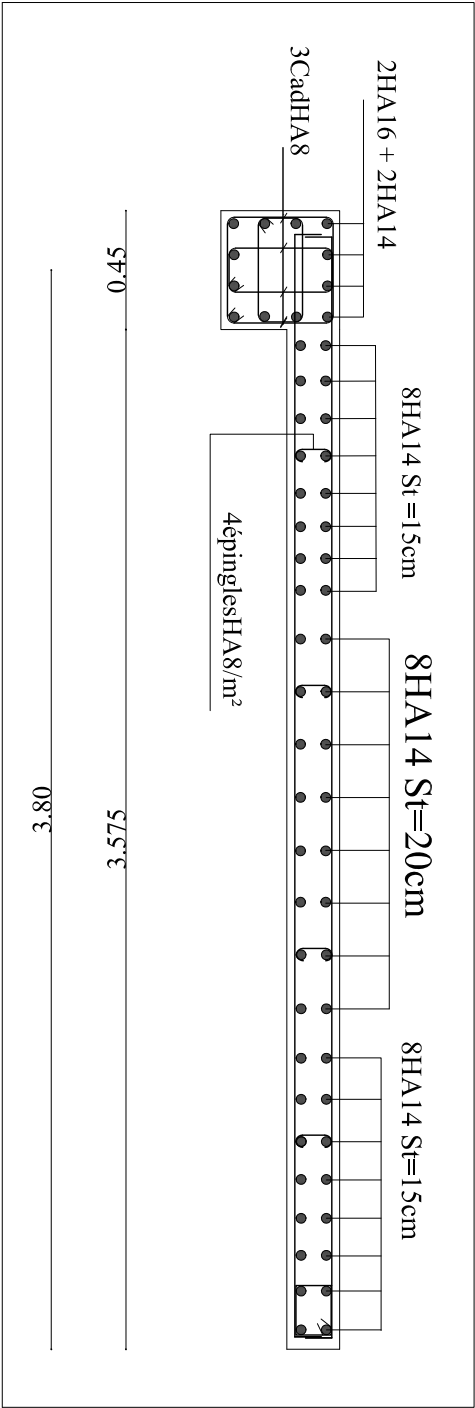
Zone I



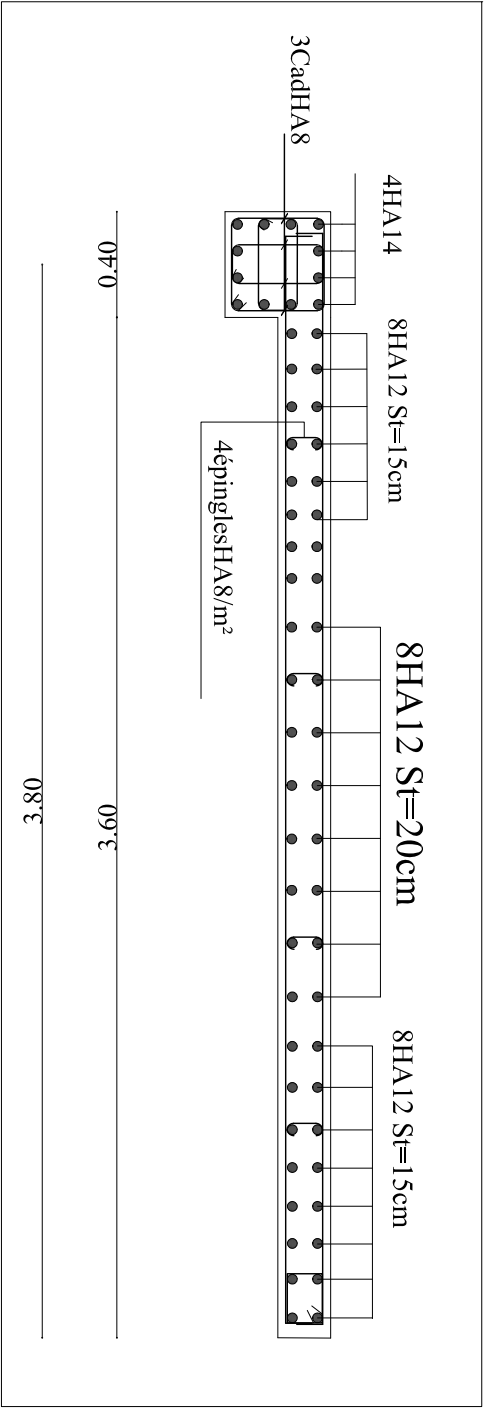
Zone II



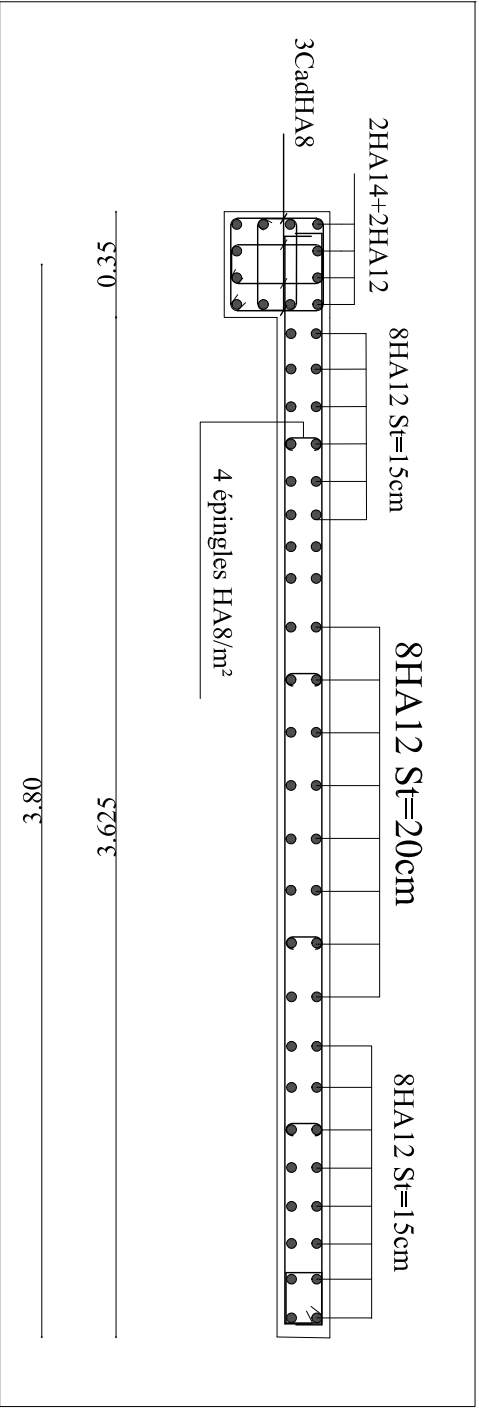
Zone III



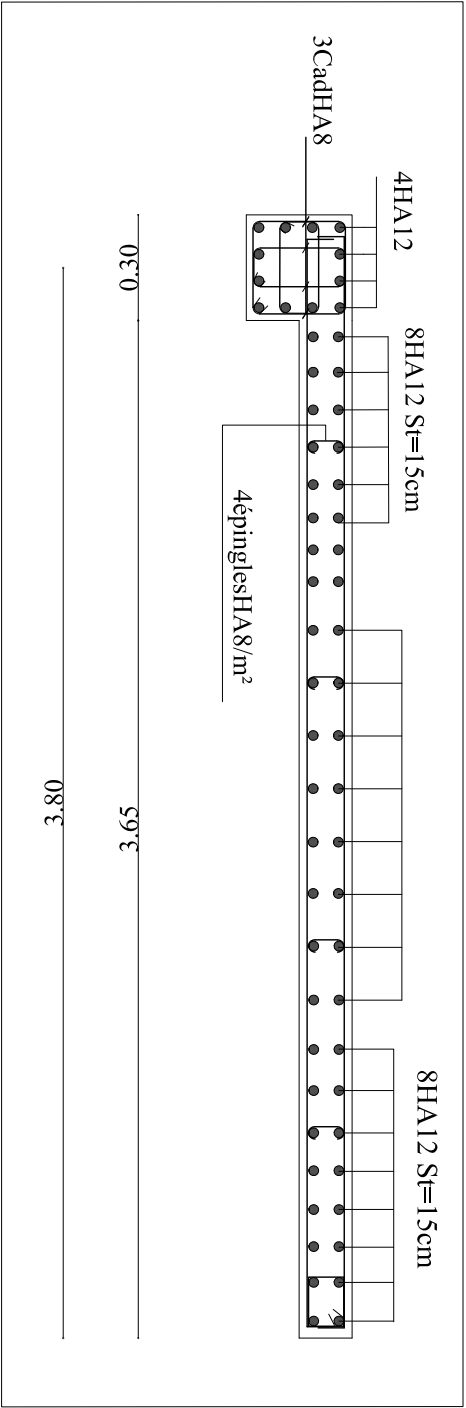
Zone IV



Zone V

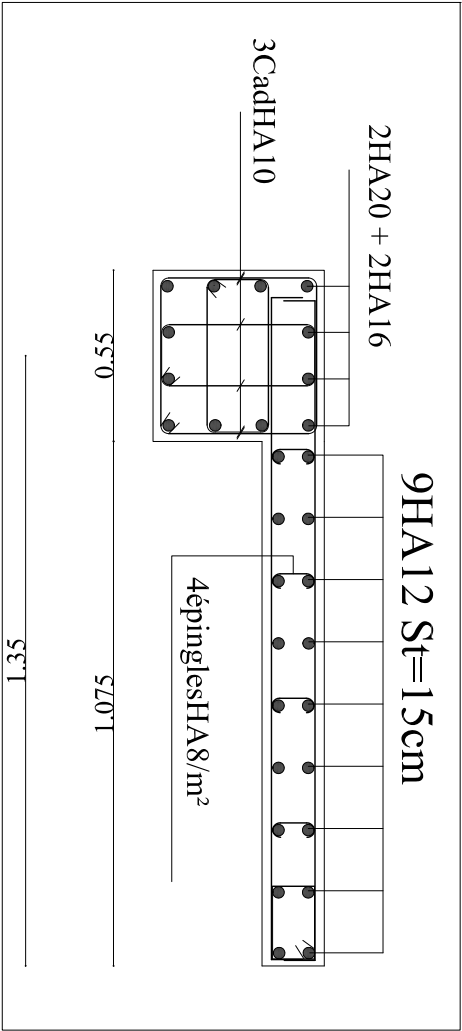


Zone VI

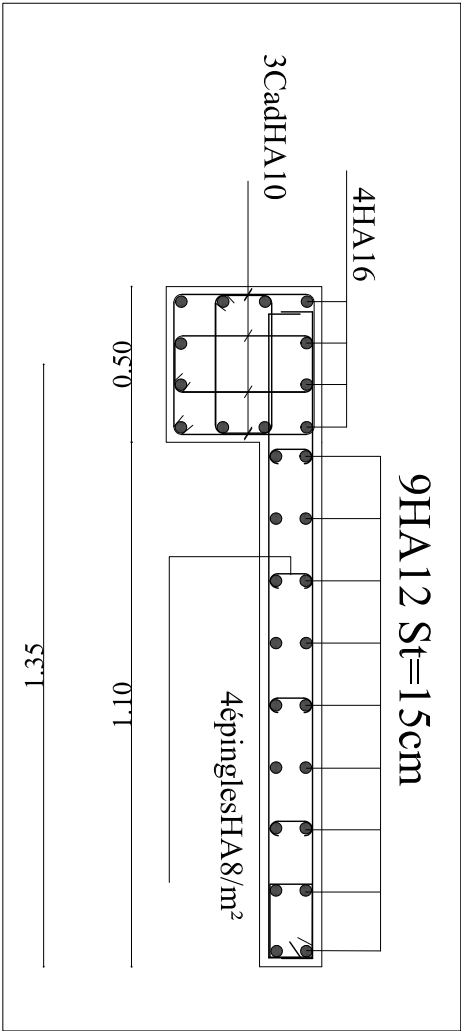


Ferrailage des voiles VT2

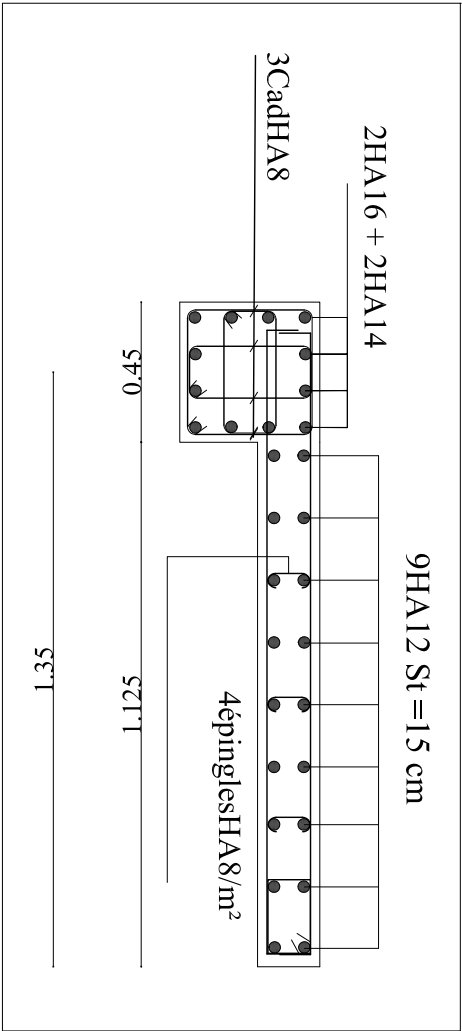
Zone I



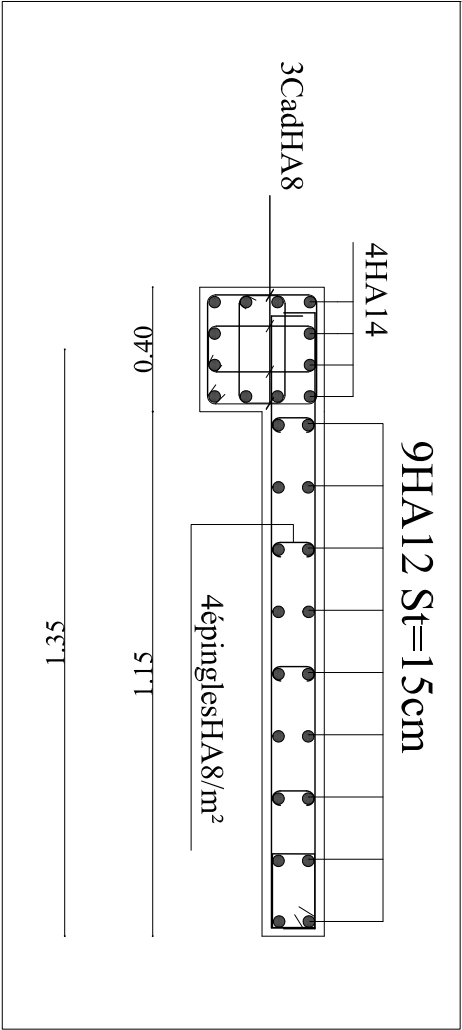
Zone II



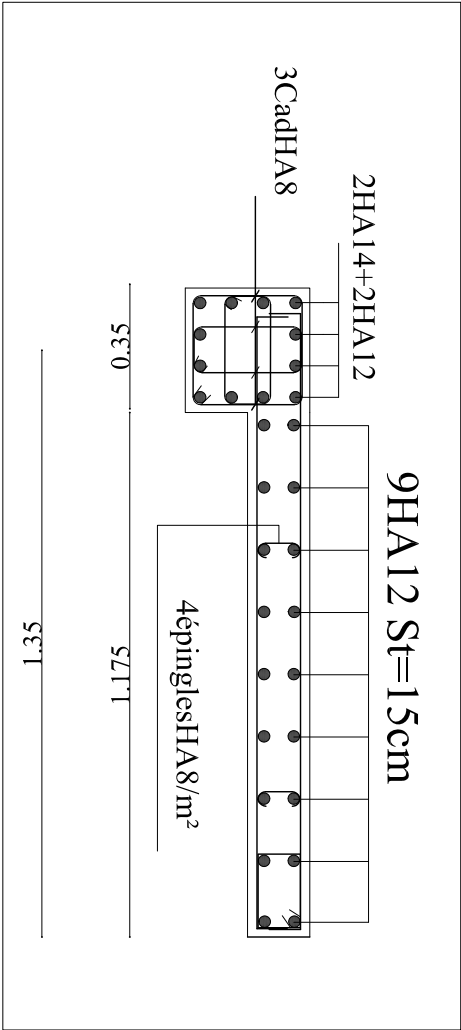
Zone III



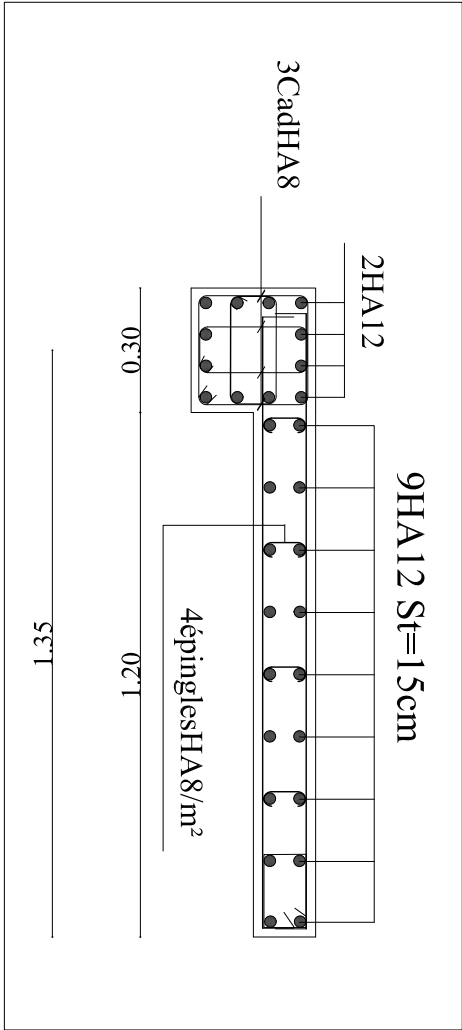
Zone IV



Zone V

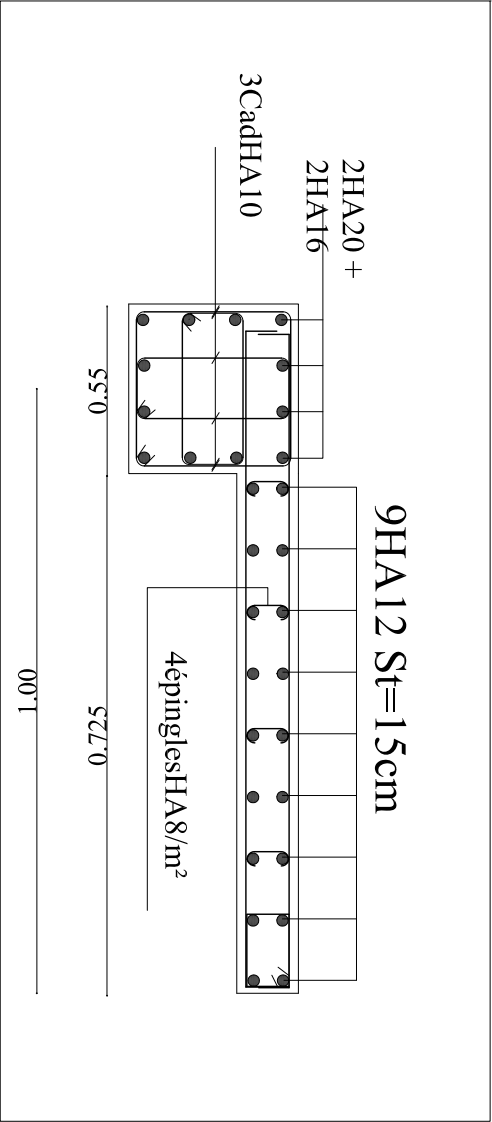


Zone VI

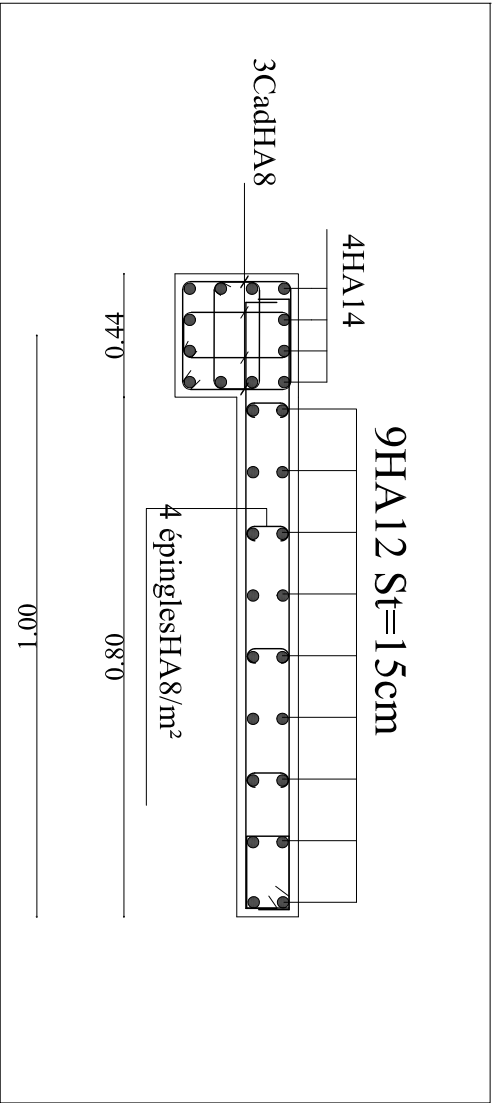


Ferrailage des voiles VT3

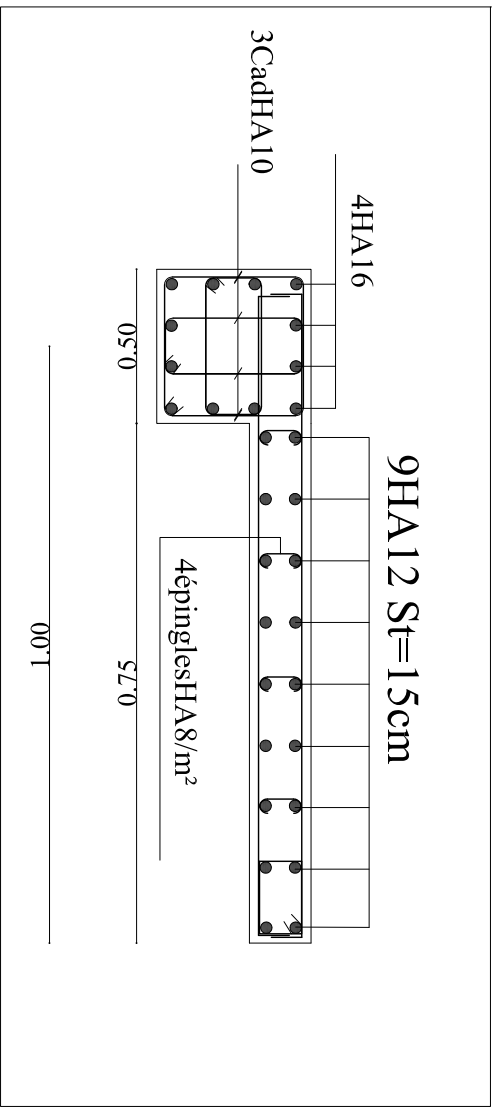
Zone I



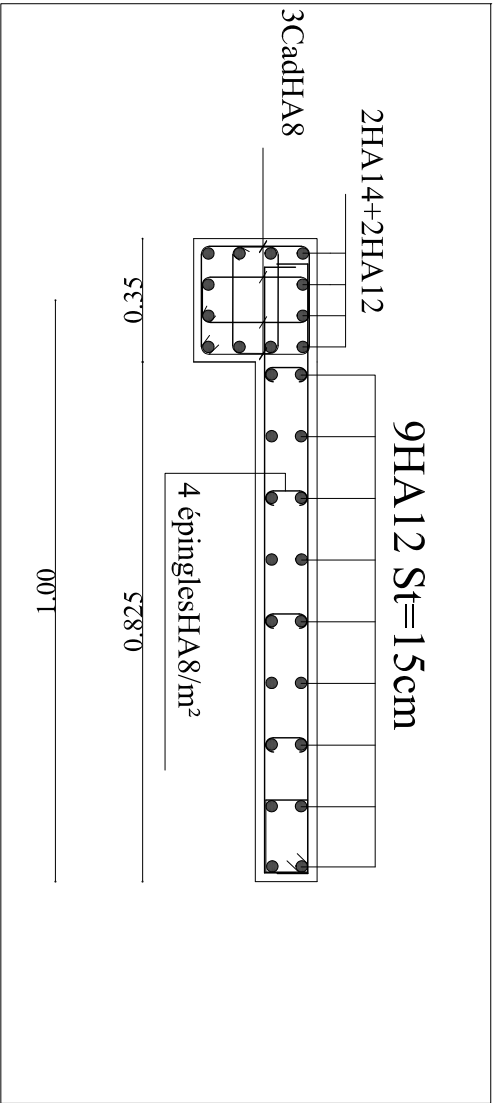
Zone IV



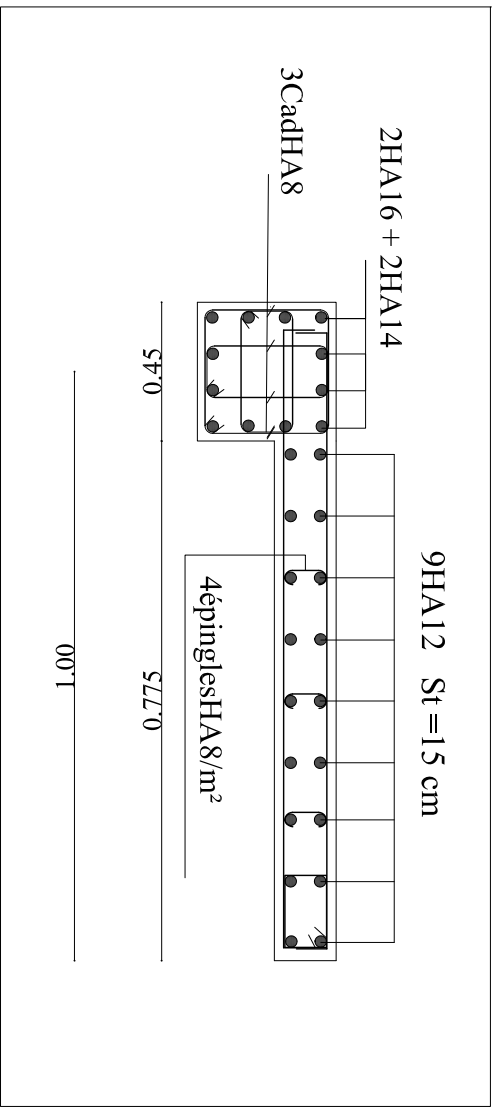
Zone II



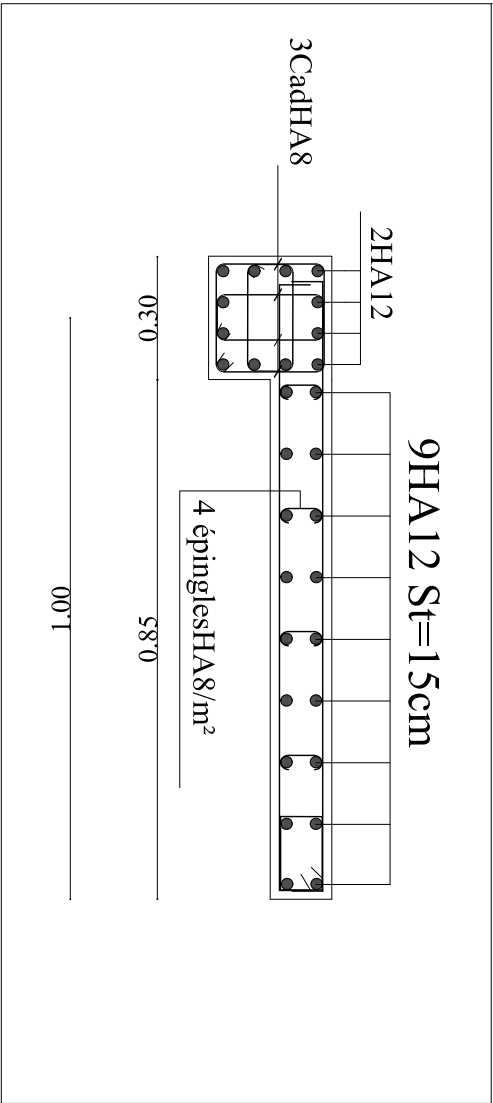
Zone V



Zone III



Zone VI



Chapitre

7

**Etude
de
l'infrastructure**

VII.1. Introduction

On appelle infrastructure, la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges engendrées par la superstructure, soit directement (Cas des fondations superficielles : semelles isolées, semelles filantes, radier général) soit par l'intermédiaire d'autres organes (Cas des fondations profondes : semelles sur pieux par exemple).

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- ❖ Capacité portante du sol ($\bar{\sigma}_{sol}$).
- ❖ Charges qui leurs sont transmises.
- ❖ Distance entre axes des poteaux.
- ❖ Profondeur du bon sol.

Les combinaisons de charges à prendre en considération pour le calcul des fondations sont les suivantes :

$$\begin{array}{l}
 \cdot \quad 1.35G + 1.5Q \text{ (ELU)} \\
 \cdot \quad G + Q \pm E \\
 \cdot \quad 0.8G \pm E
 \end{array}
 \left. \vphantom{\begin{array}{l} \cdot \\ \cdot \\ \cdot \end{array}} \right\} \quad \text{(Article 10.1.4.1 du RPA 2003)}$$

VII.2. Choix du type de fondations

VII.2.1. Semelles isolées

Les semelles isolées sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

Où :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- ❖ $N_{s,max}$: Effort normal à la base du poteau le plus sollicité à l'ELS (Déduit du logiciel ETABS)

S : Surface d'appui de la semelle ($S=A \times B$).

- ❖ $\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol donnée par le rapport géotechnique de ce dernier qui est **égale à 2 bars**.

- ❖ **Homothétie des dimensions**

$$\frac{a}{b} = \frac{A}{B} \Rightarrow \frac{55}{55} = 1 = \frac{A}{B}. \text{ Donc : } A = B.$$

D'où :

$$B^2 \geq \frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}} \Rightarrow B = \sqrt{\frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{3110,47}{200}} = 3.94 \text{ m.}$$

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, le risque de chevauchements est inévitable, il y a lieu donc d'opter pour des semelles filantes.

VII.2.2. Semelles filantes

VII.2.2.1 Semelles filantes sous voiles « S₁ »

Les semelles filantes sous les voiles sont dimensionnées en utilisant la relation suivante :

$$\frac{N_{s,max}}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{s,max}}{\bar{\sigma}_{sol} \times L}$$

« L » étant la longueur des semelles filantes sous voiles (qui est aussi la longueur des voiles).

D'où :

Tableau VII.1 . Semelles filantes sous voiles (sens longitudinal)

Voiles	N_s [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m²] (S= B x L)
VL1	966	1.3	3.71	4.823
VL2	966	1.3	3.71	4.823
VL3	966	1.3	3.71	4.823
VL4	966	1.3	3.71	4.823
		S₁totale		19.292

Tableau V11.2 . Semelles filantes sous voiles (sens transversal)

Voiles	N _s [KN]	L [m]	B [m]	Surface [m ²] (S= B x L)
VT1	1566.4	3.8	2.01	7.638
VT2	1210.32	3.8	1.59	6.042
VT3	1566.4	3.8	2.01	7.638
VT4	1213.96	3.8	1.59	6.042
VT5	783.56	1	3.91	3.91
VT6	783.56	1	3.91	3.91
VT7	810.75	1	4.05	4.05
VT8	810.75	1	4.05	4.05
VT9	810.75	1	4.05	4.05
VT10	810.75	1	4.05	4.05
VT11	1015.14	1.35	3.76	5.07
VT12	1015.14	1.35	3.76	5.07
S _{1totale}				65.57

$S_V = \sum S_i = 84.86 \text{ m}^2$ Avec : SV : Surface totale des semelles filantes sous voiles

VII.2.2.2 Semelles sous poteaux « S₂ »

➤ Etapes de calcul

Déterminer la résultante des charges « R » ($R = \sum N_i$),

Puis la coordonnée de cette résultante « e » ($e = \frac{\sum N_i \cdot e_i + \sum M_i}{R}$, e_i est la distance entre le centre de gravité de la structure et le point d'application de la charge N_i),

Enfin, déduire la répartition (par mètre linéaire) des sollicitations de la semelle filante tel que :

- Si $e \leq \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition trapézoïdale.
- Si $e > \frac{L}{6} \Rightarrow$ Répartition triangulaire.

Le calcul se fait pour les deux files les plus sollicitées tel que :

Tableau VII.3 . Résultante des charges pour les semelles sous poteaux.

e_i [m]	N_i [KN]	$N_i \cdot e_i$ [KN.m]	M_i [KN.m]
9.90	1348.81	13353.219	-4.553
4.10	1532.65	6283.865	6.902
0	1598.81	0	2.037
-4.10	1329.57	-5451.237	6.815
-9.90	1330.45	-13137.455	-4.51
Somme	7140.29	1048.392	6.691

D'où :

$$e = \frac{1048.392 + 6.691}{7140.29} = 0.14 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{20.35}{6} = 3.39 \text{ m.}$$

La répartition des charges est donc trapézoïdale, d'où :

$$B \geq \frac{q_{(L/4)}}{\sigma_{sol}} = \frac{N_s \left(1 + \frac{3 \cdot e}{L}\right)}{\sigma_{sol} \cdot L} ; \text{ Avec : } N_s = \sum N_{si}. \text{ D'où :}$$

$$B \geq \frac{7140.29 \times \left(1 + \frac{3 \times (0.14)}{20.35}\right)}{200 \times 20.35} = 1.79 \text{ m.}$$

Donc :

La surface totale des semelles filantes sous poteaux est égale à :

$$S_{2\text{totale}} = 6(B \times L) = 6 \times (1.79 \times 20.35) = 218.55 \text{ m}^2.$$

VII.2.2.3 Surface totale des semelles filantes

$S_{\text{totale}} = S_1 + S_2 = 84.86 + 218.55 = 303.41 \text{ m}^2 = 70\%$ de la surface totale de la structure (434.47 m²).

$$S_{\text{S. filantes}} > 50\% S_{\text{Bâtiment}}$$

Il y a donc un risque certain de chevauchement des semelles filantes. Ce type de fondations n'est pas approprié pour l'ouvrage en question.

Finalement, le type de fondation qui convient le mieux à cette structure est un radier général.

VII.2.3. Radier général

Un radier est un plancher renversé recevant du sol d'assise des charges réparties et ascendantes. Le radier assure une bonne répartition des charges sous le sol, évitant ainsi, le tassement différentiel.

VII.2.3.1. Pré-dimensionnement

❖ Epaisseur de la dalle du radier « h_r »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{580}{20} = 29 \text{ cm} \Rightarrow h_r = 30 \text{ cm.}$$

❖ Epaisseur des nervures « h_n »

Elle est déterminée à l'aide des deux relations suivantes :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_n \leq \frac{L_{\max}}{5} \Rightarrow \frac{580}{8} = 72.5 \text{ cm} \leq h_n \leq \frac{580}{5} = 116 \text{ cm.}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} \cdot L_{\max} \text{ (Condition de la longueur élastique).}$$

Où :

- L_e : Longueur élastique.
- L_{max} : Distance entre axes maximale des poteaux.
- E_{vj} : Module de déformation longitudinale déferée ($E = 10818.86$ MPA).
- b : Largeur de la nervure du radier.
- I : Inertie de la section du radier ($I = \frac{b \cdot h^3}{12}$).
- K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 40$ MPA).

Donc :

$$h_n^3 \geq \frac{3 \cdot K}{E} \frac{(L_{max})^4}{\pi^4} \Rightarrow h_n \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (L_{max})^4 \cdot K}{E \pi^4}} = \sqrt[3]{\frac{48 \cdot (580)^4 \cdot 40}{10818,86 \cdot (3.14)^4}} = 126 \text{ cm} \Rightarrow h_n = 130 \text{ cm.}$$

❖ Largeur des nervures « b_n »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n \Rightarrow 0.4 \times 130 = 52 \text{ cm} \leq b_n \leq 0.7 \times 130 = 91 \text{ cm} \Rightarrow b_n = 60 \text{ cm.}$$

❖ Epaisseur de la dalle flottante « h_d »

Elle est déterminée à l'aide de la relation suivante :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq h_d \leq \frac{L_{max}}{40} \Rightarrow \frac{580}{50} = 11.6 \text{ cm} \leq h_d \leq \frac{580}{40} = 14.5 \text{ cm.} \Rightarrow h_d = 15 \text{ cm.}$$

Conclusion

Les dimensions définitives du radier sont les suivantes :

Hauteur des nervures : $h_n = 130$ cm.

Largeur des nervures : $b_n = 60$ cm.

Hauteur de la dalle du radier : $h_r = 30$ cm.

Hauteur de la dalle flottante : $h_d = 15$ cm.

Enrobage : $c = 3$ cm (Article A.7.1 du BAEL 99).

VII.2.3.2. Détermination de la surface du radier

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}}$$

Où N_s est l'effort normal à l'ELS induit par la superstructure tel que : $N_s = G_{ss} + Q_{ss}$.

Du logiciel ETABS : $G_{ss} = 41139.13$ KN et $Q_{ss} = 10870.55$ KN. Donc : $N_s = 52009.68$ KN.

D'où :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{52009.68}{200} = 260.04 \text{ m}^2.$$

$$S_{\text{radier}} = 260.04 \text{ m}^2 < S_{\text{bâtiment}} = 434.47 \text{ m}^2.$$

Donc, la surface du radier est égale à celle de la structure (434.47 m^2) à laquelle il faut ajouter un débord minimal calculé comme suit :

$$L_{\text{débord}} \geq \max\left(\left(\frac{h_n}{2} ; 30 \text{ cm}\right)\right) = \max\left(\left(\frac{130}{2} ; 30 \text{ cm}\right)\right) = 65 \text{ cm}.$$

La surface du radier est donc égale à :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bâtiment}} + S_{\text{débord}} = S_{\text{bâtiment}} + (P_{\text{bâtiment}} \cdot L) = 434.47 + [(20.35 + 21.35) \times 2 \times 0.65] = 488.68 \text{ m}^2.$$

VII.2.3.3. Détermination des sollicitations à la base du radier

❖ Poids propre du radier « G_{radier} »

Le poids propre du radier est la somme des éléments suivants :

- Poids propre de la dalle du radier « G_1 ».
- Poids propre des nervures « G_2 ».
- Poids propre du remblai (Tout-venant d'oued) « G_3 ».
- Poids propre de la dalle flottante « G_4 ».

Tableau VII.4 . Détermination du poids propre du radier.

Eléments	Opérations	Applications numériques	Résultat [KN]
G₁	$[S_{\text{radier}} \times h_r] \times \rho_{\text{béton}}$	$488.68 \times 0.3 \times 25$	3665.1
G₂	$[b_n \times (h_n - h_r) \times L_{\text{nervures}}] \times \rho_{\text{béton}}$	$[0.60 \times (1.30 - 0.3) \times 252.45] \times 25$	6351.25
G₃	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times (h_n - h_r)] \times \rho_{\text{remblai}}$	$[(488.68 - 125.7) \times (1.30 - 0.3)] \times 17$	6170,66
G₄	$[(S_{\text{radier}} - S_{\text{nervures}}) \times h_d] \times \rho_{\text{béton}}$	$[(488.68 - 125.7) \times 0.15] \times 25$	1361.175
G_{radier}	$\sum G_1 = G_1 + G_2 + G_3 + G_4$	$3665.1 + 6351.25 + 6170.66 + 1361.175$	17547.185

❖ Surcharges d'exploitation du radier

$$Q_{\text{radier}} = Q_{\text{ss}} \times S_{\text{radier}} = 2.5 \times 488.68 = 1221.7 \text{ KN.}$$

❖ Charges et surcharges totales de la structure

$$G_{\text{total}} = G_{\text{ss}} + G_{\text{radier}} = 41139.13 + 17547.185 = 58686.98 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{total}} = Q_{\text{ss}} + Q_{\text{radier}} = 10870.55 + 1221.7 = 12092.25 \text{ KN}$$

❖ Combinaisons d'actions

- À l'ELU : $N_U = 1.35G_{\text{total}} + 1.5Q_{\text{total}} = 1.35 \times 58686.98 + 1.5 \times 12092.25 = 97365.798 \text{ KN.}$
- À l'ELS : $N_S = G_{\text{total}} + Q_{\text{total}} = 58686.98 + 12092.25 = 70779.23 \text{ KN.}$

VII.2.3.4. Vérifications

a. Vérification au cisaillement (BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b.d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2.5 \text{ MPA}$$

Avec :

- $V_{\max} = q_u \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{N_U \times b}{S_{radier}} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{97365.798 \times 1.30}{488.68} \times \frac{5.80}{2} = 751.144 \text{ KN.}$
- $b = 130 \text{ cm} ; d = 0.9h_r = 0.9 \times 30 = 27 \text{ cm.}$

Donc :

$$\tau_u = \frac{751.144 \times 10^3}{1300 \times 270} = 2.14 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

b. Poinçonnement(BAEL 99 / Art A.5.2,42)

$$Q_u \leq 0.045.U_c.h. \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

Q_u : La charge de calcul vis-à-vis de l'état limite ultime (Déduite d'ETABS).

h : L'épaisseur totale des nervures ($h = 1.3\text{m}$).

U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen tel que :

❖ Sous poteau

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.55+0.55+2 \times 1.3] = 7.4 \text{ m}$$

❖ Sous voile

$$U_c = 2[U+V] = 2 \times [u+v+2h] = 2 \times [0.2+3.8+2 \times 1.3] = 13.2 \text{ m}$$

Donc :

❖ **Sous poteau**

$$N_u = 2210.13 \text{ KN} < 0.045 \times 7.4 \times 1.3 \times \frac{25000}{1.5} = 7214.99 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

❖ **Sous voile**

$$N_u = 9405.61 \text{ KN} < 0.045 \times 13.2 \times 1.3 \times \frac{25000}{1.5} = 12869.99 \text{ KN. La condition est vérifiée.}$$

c. Stabilité au renversement(Art 10.1.5 du RPA 2003)

Selon l'article, il faut vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$.

❖ **Sens X-X**

$$e = \frac{33360.528}{70779.23} = 0.47 \text{ m} < \frac{21.35}{4} = 5.33 \text{ m.}$$

❖ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{39612.179}{70779.23} = 0.55 \text{ m} < \frac{20.25}{4} = 5.06 \text{ m.}$$

La condition est vérifiée dans les deux sens, il n'y a donc pas de risque de renversement.

d. Contrainte dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans les deux sens :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{sol.}}$$

Où :

$$\sigma_{(\min ; \max)} = \frac{N}{S_{\text{radier}}} \pm \frac{M}{I} \cdot V$$

Avec :

- $\sigma_{\min}$ et $\sigma_{\max}$: Contrainte minimale et maximale dans les extrémités du radier.
- N : Effort normal dû aux charges verticales.
- S_{radier} : Surface totale du radier.
- M : Moments sismiques à la base dans les deux sens X-X et Y-Y (Déduit d'ETABS).
- V : Distance entre le CDG du radier et la fibre la plus éloignée de ce dernier (Déduite

d'AutoCAD).

- I : Moment d'inertie suivant le sens considéré (Dédit d'AutoCAD).

On a :

$$M=M_0+T_{0h}$$

Avec : $\begin{cases} M_0: \text{Moment sismique à la base de la structure} \\ h : \text{profondeur de l'infrastructure} \\ T_0: \text{Effort tranchant à la base de la structure} \end{cases}$

Calcul du centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i \cdot X_i}{\sum S_i} = \frac{20.35 \times 21.35 \times \frac{21.35}{2}}{20.35 \times 21.35} = 10.675m \\ Y_G = \frac{\sum S_i \cdot Y_i}{\sum S_i} = \frac{20.35 \times 21.35 \times \frac{21.35}{2}}{20.35 \times 21.35} = 10.175m \end{cases}$$

Avec : S_i : Aire du panneau considéré

X_i ; Y_i : Centre de gravité du panneau considéré

Moment d'inertie du radier :

$$\begin{cases} I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{21.35 \times 20.35^3}{12} = 14993.73m^4 \\ I_{yy} = \frac{h \cdot b^3}{12} = \frac{20.35 \times 21.35^3}{12} = 16503.52m^4 \end{cases}$$

➤ Calcul des moments :

$$\begin{cases} M_{0x}=24872.122 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0x}=3452.62\text{KN} & ;(\text{ETABS}) \\ M_{0y}=33622.299 \text{ KN.m} \text{ et } T_{0y}=4607.6\text{KN} & ;(\text{ETABS}) \\ M_{xx}=M_{0x}+T_{0x} h_n = 28872.122 + (3452.62 \times 1.3)=33360.528 \text{ KN.m} \\ M_{yy}= M_{0y}+T_{0y} h_n =33622.299 + (4607.6 \times 1.3)=39612.179 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Sens longitudinal (X-X):

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{97365.798}{488.68} + \frac{33360.528}{14993.73} \times 10.175 = 221.87 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{97365.798}{488.68} - \frac{33360.528}{14993.73} \times 10.175 = 176.61 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 221.87 + 176.61}{4} = 210.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{70779.23}{488.68} + \frac{33360.528}{14993.73} \times 10.175 = 167.46 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_x}{I_{XX}} Y_G = \frac{70779.23}{488.68} - \frac{33360.528}{14993.73} \times 10.175 = 122.20 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 167.46 + 122.20}{4} = 156.145 \text{ KN/m}^2$$

❖ Sens transversal (Y-Y):

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_U}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{97365.798}{488.68} + \frac{39612.179}{16503.52} \times 10.675 = 224.86 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_U}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{97365.798}{488.68} - \frac{39612.179}{16503.52} \times 10.675 = 173.62 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\text{D'où : } \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 224.86 + 173.63}{4} = 212.05 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_s}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{70779.23}{488.68} + \frac{39612.179}{16503.52} \times 10.675 = 170.45 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{min} = \frac{N_s}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_{YY}} X_G = \frac{70779.23}{488.68} - \frac{39612.179}{16503.52} \times 10.675 = 119.21 \text{ /m}^2 \end{cases}$$

$$D'où : \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 170.45 + 119.21}{4} = 157.64 \text{ KN/m}^2$$

➤ **Sens longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU : } \sigma_m = 210.55 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{ELS : } \sigma_m = 156.45 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

➤ **Sens transversal:**

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{ELU : } \sigma_m = 212.05 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < 1.33 \bar{\sigma}_{sol} = 266 \text{ KN/m}^2 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \\ \text{ELS : } \sigma_m = 157.64 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 & \Rightarrow \text{Condition vérifiée} \end{array} \right.$$

f. Poussée hydrostatique

Il faut s'assurer que :

$$P \geq F_s \times h \times S_{\text{radier}} \times \gamma_w$$

Avec :

P : Poids total à la base du radier (P = 43313.24 KN).

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement (F_s = 1,5).

γ_w : Poids volumique de l'eau (γ_w = 10 KN/m³).

h : Profondeur de l'infrastructure (h = 1.3 m).

S : Surface du radier (S = 488.68m²).

Donc :

$$P = 43313.24 \text{ KN} > 1.5 \times 1.3 \times 488.68 \times 10 = 9529.26 \text{ KN}.$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de soulèvement de la structure sous l'effet de la pression hydrostatique.

VII.3. Ferrailage du radier

VII.3.1. Ferrailage de la dalle du radier

Le radier est calculé comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ouvrage.

Dimensions du panneau le plus sollicité

$$l_x = L_x - b_n = 5.10 - 0.60 = 4.5 \text{ m.}$$

$$l_y = L_y - b_n = 5.80 - 0.6 = 5.2 \text{ m.}$$

D'où : $0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0.85 \leq 1$. Le panneau travail dans les deux sens.

❖ Moments « M_x » et « M_y » agissant sur le panneau

Au centre du panneau et pour une bande de largeur unitaire (1 m) la valeur des moments est :

. Sens l_x (Petite portée) : $M_{ox} = \mu_x \cdot p \cdot l_x^2$

. Sens l_y (Grande portée) : $M_{oy} = \mu_y \cdot M_{ox}$

Où :

μ_x et μ_y : Coefficients données par le tableau de l'**annexe E.3 du BAEL 99** en fonction du

rapport $\alpha = \rho = \frac{l_x}{l_y}$, donc :

Pour $\frac{l_x}{l_y} = 0.85$: $\mu_x = 0.051$ et $\mu_y = 0.685$

p : Contrainte maximale à laquelle il faut soustraire la contrainte due au poids propre du radier, cette dernière étant directement reprise par le sol d'assise. Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{A l'ELU} : q_u = \sigma_m(ELU) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 212.05 - \frac{17547.185}{488.68} = 176.15 \text{ KN/ml} \\ \text{A l'ELS} : q_s = \sigma_m(ELS) - \frac{G_{rad}}{S_{rad}} = 157.64 - \frac{17547.185}{488.68} = 121.74 \text{ KN/ml} \end{array} \right.$$

Donc :

❖ **À l'ELU**

$$M_{xu} = [\mu_x \cdot p_u \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.051 \times 176.15 \times 4.5^2] \cdot 1ml = 181.91 \text{ KN.m.}$$

$$M_{yu} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.685 \times 181.91] \cdot 1ml = 124.60 \text{ KN.m.}$$

❖ **À l'ELS**

$$M_{xs} = [\mu_x \cdot p_s \cdot l_x^2] \cdot 1ml = [0.051 \times 121.74 \times 4.5^2] \cdot 1ml = 125.72 \text{ KN.m.}$$

$$M_{ys} = [\mu_y \cdot M_{ox}] \cdot 1ml = [0.685 \times 125.72] \cdot 1ml = 86.11 \text{ KN.m.}$$

❖ **Correction des moments**

Afin de tenir compte des semi encastrement du panneau au niveau de son pourtour, les moments obtenus sont affectés d'un coefficient de (0.85) en travée, de (-0.5) aux appuis intermédiaires et de (-0.3) aux appuis de rives. Donc :

❖ **À l'ELU**

➤ **En travée**

$$. M_x^t = 0.85 \times 181.91 = 154.62 \text{ KN.m.}$$

$$. M_y^t = 0.85 \times 124.60 = 105.91 \text{ KN.m.}$$

➤ **Aux appuis**

$$M_1^a_x = -0.5 \times 181.91 = -90.955 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^a_x = -0.3 \times 181.91 = -54.573 \text{ KN.m.}$$

$$M_1^a_y = -0.5 \times 124.60 = -62.3 \text{ KN.m.}$$

$$M_2^a_y = -0.3 \times 124.60 = -37.38 \text{ KN.m.}$$

❖ À l'ELS

➤ En travée

$$M_x^t = 0.85 \times 125.72 = 106.862 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^t = 0.85 \times 86.11 = 73.1935 \text{ KN.m.}$$

➤ Aux appuis

$$M_x^a = -0.5 \times 125.72 = -62.86 \text{ KN.m.}$$

$$M_x^a = -0.3 \times 125.72 = -37.716 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.5 \times 86.11 = -43.055 \text{ KN.m.}$$

$$M_y^a = -0.3 \times 86.11 = -25.833 \text{ KN.m.}$$

❖ Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple pour une bonde de longueur unité (1m), les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.5 . Résultats du calcul des armatures du panneau de dalle du radier.

Zone	Sens	M_u [KN.m]	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]		S _t [cm]
En travée	x-x	154.62	17.98	6HA 20	18.85	15
	y-y	105.91	11.94	6HA 16	12.06	15
Aux appuis	x-x	-90.955	10.17	6HA 16	12.06	15
	y-y	-62.3	6.75	6HA 12	6,78	15

VII.3.2. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non-fragilité(BAEL 99 / Art B.7.4)

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \text{ et } \rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0$$

Avec :

ρ_x et ρ_y : Les taux minimaux d'acier en travée dans le sens « x » et dans le sens « y ».

ρ_0 : Rapport du volume des aciers à celui du béton. $\rho_0 = 0.0008$ pour des barres à haute adhérence de classe FeE400 de diamètre supérieur à 6 mm.

- Sens x-x

$$\rho_x = \frac{A_x}{b.h} \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} \Rightarrow A_x \geq \rho_0 \frac{3 - \frac{l_x}{l_y}}{2} (b.h) = 0.0008 \times \frac{3 - 0.85}{2} \times (130 \times 30) \Rightarrow A_{x,\min} = 3.35 \text{ cm}^2.$$

$$A_x = 18.85 \text{ cm}^2 > A_{x,\min} = 3.35 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

- Sens y-y

$$\rho_y = \frac{A_y}{b.h} \geq \rho_0 \Rightarrow A_y \geq \rho_0 (b.h) = 0.0008 \times (130 \times 30) \Rightarrow A_{y,\min} = 3.12 \text{ cm}^2.$$

$$A_y = 12.06 \text{ cm}^2 > A_{y,\min} = 3.12 \text{ cm}^2. \text{ La condition est vérifiée.}$$

b. Diamètre maximal des barres(BAEL 99 / Art A.7.2,1)

D'après l'article, le diamètre des barres employées comme armatures de dalles doit être au plus égale au dixième de l'épaisseur de l'élément, donc :

$$\varphi_{\max} \leq \frac{h}{10} = \frac{300}{10} = 30 \text{ mm.}$$

$$\varphi_{\text{adopté}} = 16 \text{ mm} < 30 \text{ mm. La condition est vérifiée.}$$

c. Espacements des barres(BAEL 99/ Art A.8.2, 42)

Pour des charges réparties seulement :

. Direction (x-x) : $S_t = 15 \text{ cm} < \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$

. **Direction (y-y) :** $S_t = 15 \text{ cm} < \min(4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. La condition est vérifiée.

VII.3.3. Vérification des contraintes à l'ELS.

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

a. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_{te} ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{266.66; 201.63\}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

b. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.6 : Vérification des contraintes à l'ELS pour la dalle du radier.

Zone	Sens	M_s [KN.m]	A [cm ²]	P	β_1	K_1	σ_{st} [MPa]	σ_{bc} [MPa]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPa]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPa]	Obs.
En travée	x-x	106.862	18.85	0.158	0.935	61.92	195.87	3.16	201,63	15	C.V
	y-y	73.1935	12.06	0.121	0.942	71.21	145.65	2.04			C.V
Aux appuis	x-x	-62.86	12.06	0.121	0.942	71.21	113.51	1.59			C.V
	y-y	-43.055	6.78	0.089	0.950	85.00	98.74	1.16			C.V

VII.3.4. Ferrailage du débord

le calcul se fait à l'aide de l'ouvrage (aide-mémoire DUNOD) en considérant le débord comme un panneau de dalle encastré sur trois cotés et libre d'un seul côté

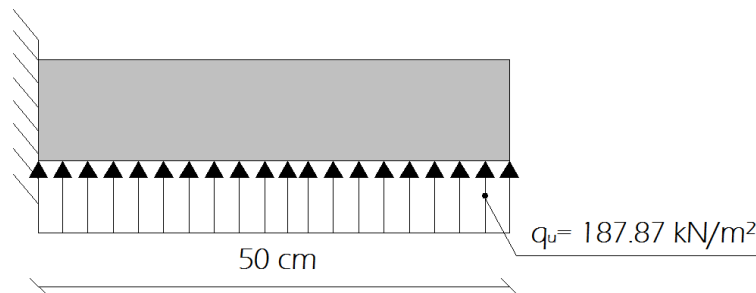


Figure VII.1 : Schéma statique de calcul du débord du radier.

- Calcul du moment fléchissant (à l'encastrement)

$$M_u = - \frac{q_u l^2}{2} = - \frac{176.15 \times 0.65^2}{2} = - 37.21 \text{ KN.m.}$$

$$Q_u = 176.15 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des armatures

$$\mu = \frac{M}{b.d^2.f_{bc}} = \frac{37.21.10^6}{1000 \times 270^2 \times 14.2} = 0.035 < \mu_l = 0.392.$$

À partir des abaques, $\mu = 0.045$: $\beta = 0.982$.

$$A_t = \frac{M_t}{\beta.d.\sigma_{st}} = \frac{37.21.10^3}{0.982.27.348} = 4.03 \text{ cm}^2.$$

Remarque

La section d'armature d'un panneau de dalle du radier est largement supérieure à celle du débord, alors, le ferrailage du débord est la continuité de celui du radier (Prolongement des barres).

VII.3.5. Ferrailage des nervures

- Les nervures sont considérées comme étant des poutres continues sur plusieurs appuis.
- Tous les panneaux de dalle du radier travaillent dans les deux sens ($0.4 \leq \frac{l_x}{l_y} = 0,85 \leq 1$), donc, les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires tel que :
 - Les nervures suivant le sens de la petite portée sont soumises à des charges triangulaires.
 - Les nervures suivant le sens de la grande portée sont soumises à des charges trapézoïdales.

Pour le calcul des efforts internes (Moments fléchissant et efforts tranchants), **M. BELAZOUGUI** propose dans son manuscrit « **Calcul des Ouvrages en Béton Armé** » [page 174] une méthode simple qui permet de ramener ce type de charges (Trapézoïdales et triangulaires) à des charges simplifiées (Uniformément réparties).

Pour ce faire, il y a lieu de déterminer la largeur du panneau de dalle correspondant à un diagramme rectangulaire qui donne le même moment (Largeur l_m) et le même effort tranchant (Largeur l_t) que le diagramme trapézoïdal tel que :

$$q_m = q \cdot l_m$$

$$q_t = q \cdot l_t$$

Avec :

q_m : Charges permettant le calcul des moments fléchissant.

q_t : Charges permettant le calcul des efforts tranchants.

q : Charges agissant sur les panneaux de dalle des radier.

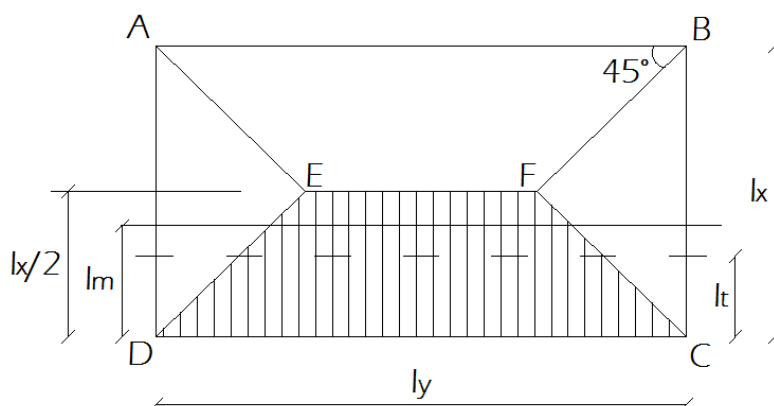


Figure VII.2 : Schéma statique de nervure

Les largeurs l_m et l_t sont déterminées comme suit :

➤ **Cas des charges trapézoïdales**

Moment fléchissant : $l_m = l_x \cdot (0,5 - \rho_x^2 / 6)$.

Effort tranchant : $l_t = l_x \cdot (0,5 - \rho_x / 4)$.

➤ **Cas des charges triangulaires**

Moment fléchissant : $l_m = 0,333 \cdot l_x$.

Effort tranchant : $l_t = 0,25 \cdot l_x$.

Le calcul se fait pour les nervures les plus sollicitées suivant les deux sens.

➤ **Détermination des sollicitations**

a. Sens des petites portées (Charges triangulaires)

Tableau VII.7 . Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des petites portées.

Travées	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	ELU			ELS	
				q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	2.3	0.76	0.575	176.15	133.87	101.28	121.74	92.52
B-C	4.5	1.49	1.125	176.15	262.46	198.16	121.74	181.39
C-D	4.2	1.39	1.05	176.15	244.84	184.95	121.74	127.82
D-E	4.5	1.49	1.125	176.15	262.46	198.16	121.74	181.39
E-F	2.3	0.76	1.05	176.15	133.87	101.28	121.74	92.52

b. Sens des grandes portées (Charges trapézoïdales)

Tableau VII.8 . Détermination des charges uniformes (simplifiées) dans le sens des grandes portées.

Travées	l_x [m]	l_m [m]	l_t [m]	ρ_x	ELU			ELS	
					q_u [KN/m ²]	q_{mu} [KN/ml]	q_{tu} [KN/ml]	q_s [KN/m ²]	q_{ms} [KN/ml]
A-B	4.5	1.71	1.28	0.86	176.15	301.21	225.47	121.74	208.17
B-C	4.5	1.035	0.81	1.28	176.15	182.31	142.68	121.74	98.60
C-D	4.5	1.035	0.81	1.28	176.15	182.31	142.68	121.74	98.60
D-E	4.5	1.71	1.28	0.86	176.15	301.21	225.47	121.74	208.17

➤ Remarque

Les charges q_{mu} , q_{tu} et q_{ms} agissant sur les nervures trouvées dans les tableaux ci-dessus sont celles engendrées par un seul panneau. Étant donné que les nervures les plus sollicitées sont les nervures intermédiaires (du milieu), il faut multiplier ces charges (q_{mu} , q_{tu} et q_{ms}) par 2 (car les panneaux ont les mêmes dimensions et le même chargement)

Calcul des efforts internes

Le calcul se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

Sens des petites portées

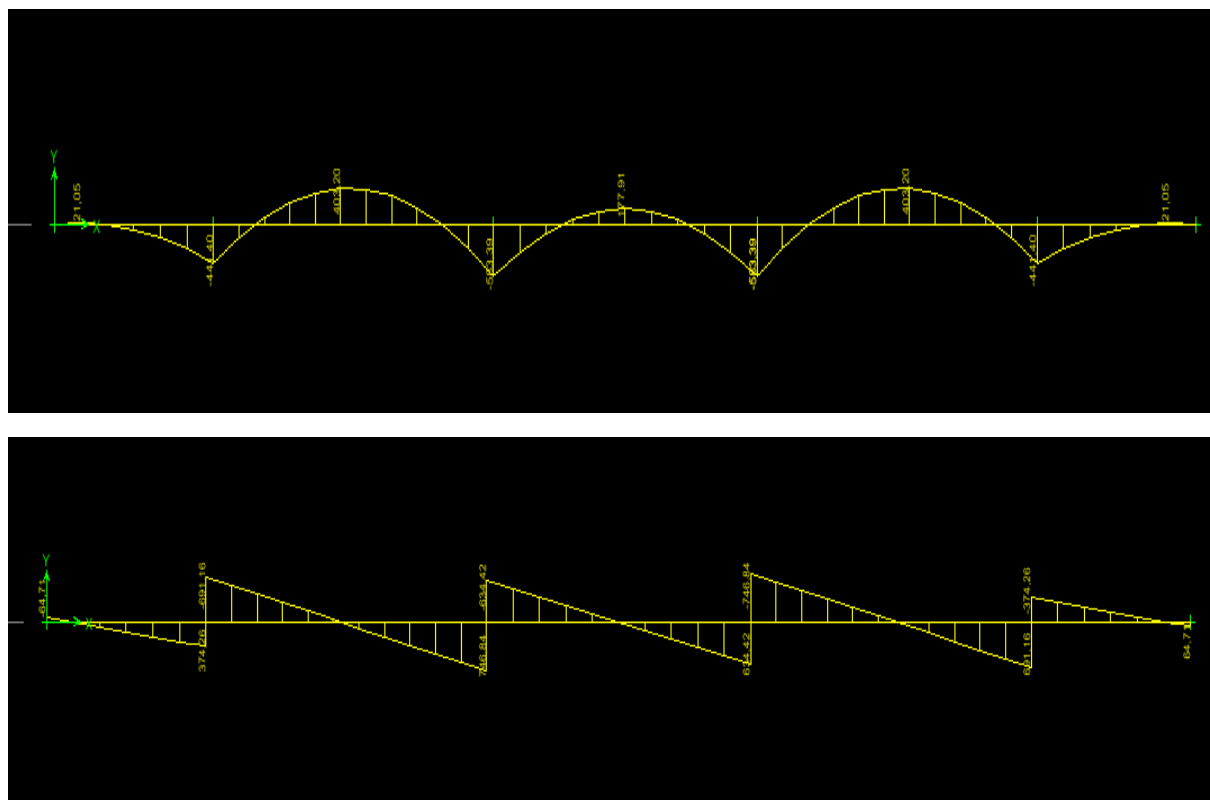


Figure VII.3 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des petites portées).

Sens des grandes portées

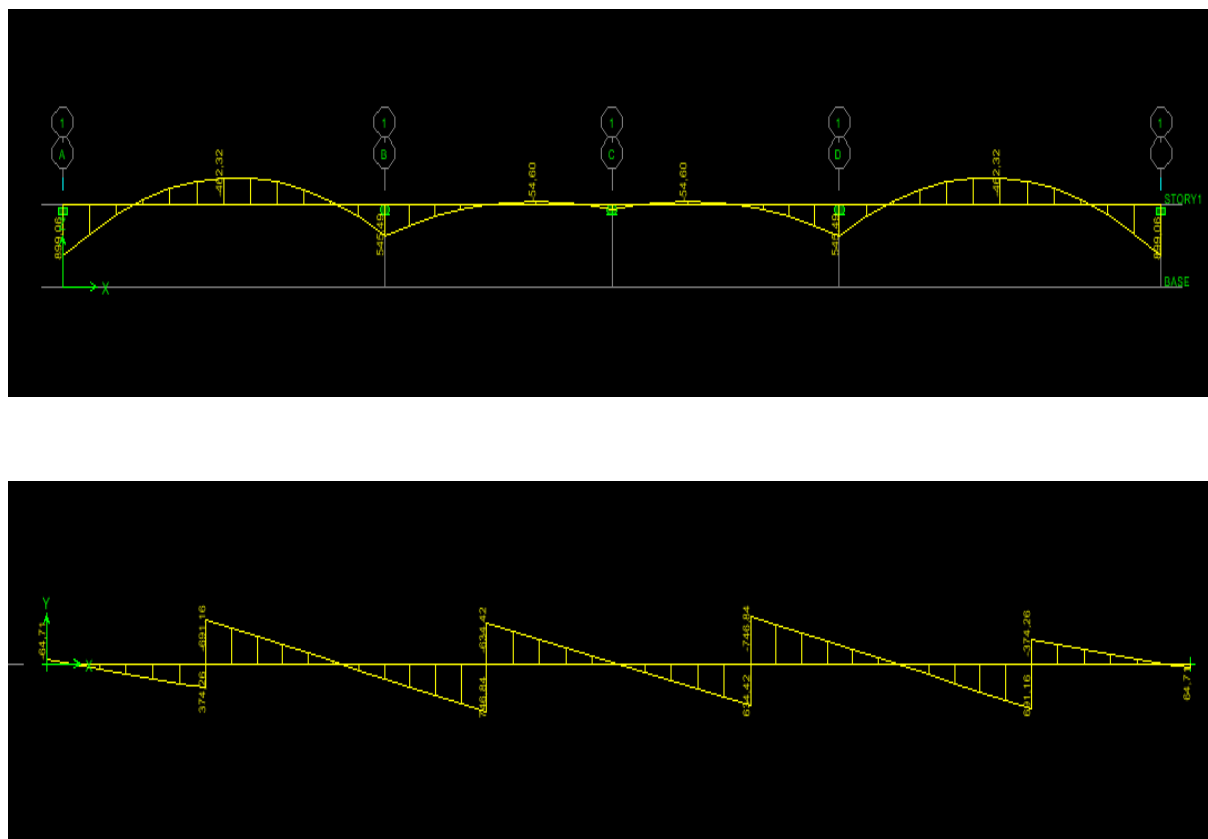


Figure VII.4 : Diagramme des efforts internes à l'ELU (Sens des grandes portées).

Calcul des armatures

Le calcul se fait en flexion simple, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.9 : Résultats du calcul des armatures des nervures.

Sens	Zone	$M_u \text{ max}$ [KN.m]	A [cm ²]	A adoptée [cm ²]
X-X	En travée	-405,17	9,32	6HA16 = 12.06
	Aux appuis	-583,65	13,52	6HA16 +6HA12 = 18.85
Y-Y	En travée	-523,55	12,09	6HA16 +6HA12 = 18.85
	Aux appuis	631.03	14,64	6HA16+6HA14 = 21.3

VII.3.6. Vérifications à l'ELU

a. Condition de non fragilité(BAEL 99 / Art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq 0,23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23(60)(127) \frac{21}{400} = 9,20 \text{ cm}^2.$$

Toutes les sections d'armatures adoptées sont supérieures à $A_{\min}$. La condition est donc vérifiée.

b. Vérification au cisaillement(BAEL 99/ Art A.5.1 ,211)

La fissuration est préjudiciable, d'où :

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPA} \right\} = 2,5 \text{ MPA}$$

Sens des petites portées

$$\tau_u = \frac{532,96 \cdot 10^3}{600 \times 1270} = 0,69 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}.$$

Sens des grandes portées

$$\tau_u = \frac{660,54 \cdot 10^3}{600 \times 1270} = 0,86 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque de cisaillement.

c. Vérification de l'adhérence des barres (BAEL 99 / Art A.6.1 ,3)

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s \cdot f_{t28}$$

Où :

Ψ_s : Coefficient de scellement (En fonction de la nuance d'acier)

$\Psi_s = 1,5$ (Barres de haute adhérence).

Donc :

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

$$\tau_{se} = \frac{V_{\max}}{0.9d \sum \mu_i}$$

Où :

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

Sens des petites portées

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3.14 \times 16 = 301.44 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{532.96 \cdot 10^3}{0.9 \times 1270 \times 301.44} = 1.54 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

Sens des grandes portées

$$\sum \mu_i = n \cdot \pi \cdot \varphi = 6 \times 3.14 \times 16 = 301.44 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{660.54 \cdot 10^3}{0.9 \times 1270 \times 301.44} = 1.91 \text{ MPA} < \bar{\tau}_{se} = 3.15 \text{ MPA}$$

La condition est vérifiée, il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

d. Calcul des armatures transversales(BAEL99/ Art A.7.2,2)

$$\Phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_t) = \min (3.71 ; 6 ; 2) = 2 \text{ cm.}$$

En guise d'armatures transversales, le choix se porte sur un cadre et un étrier en $\varphi 10$

$$(A_t = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2)$$

e. Armatures transversales minimales(Art. 7.5.2.2 du RPA 2003)

$A_{t \min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 60 = 2.7 \text{ cm}^2 < A_{t \text{ adoptée}} = 3.14 \text{ cm}^2$. La condition est vérifiée.

f. Espacement des armatures transversales**1. Article A.5.1,23 du BAEL 99**

Pour équilibrer l'effort tranchant au nu de l'appui la section des armatures transversales doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{A_t}{b_o \cdot S} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e} \Rightarrow S_t = \frac{0.9 \cdot f_e \cdot A_t}{\gamma_s (\tau_u - 0.3 f_{tj}) b_o} = \frac{0.9 \times 3.14 \times 400}{1.15 \times (1.55 - 0.3 \times 2.1) \times 60} = 17.80 \text{ cm.}$$

2. Article 7.5.2.2 du RPA 2003**· Zone nodale**

$$S_t \leq \min (h/4 ; 12\phi) = \min (32.5 ; 24) = 24 \text{ cm.}$$

Donc :

$$S_{t \max} = \min (17.80 \text{ cm}; 24 \text{ cm}) = 17.80 \text{ cm.}$$

$$\Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

· Zone courante

$$S_t \leq h/2 = 130/2 = 65 \text{ cm.}$$

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

g. Espacement maximal des armatures transversales (BAEL 99 / Art A.5.1 ,22)

$$S_t^{\max} \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) = \min (114.3 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm.}$$

$$S_{t \max \text{ adopté}} = 20 \text{ cm} < S_t^{\max} = 40 \text{ cm. La condition est vérifiée.}$$

h. Délimitation de la zone nodale

La zone nodale pour le cas des poutres (nervures) est délimitée dans la figure 7.2 du RPA 2003 page 63 (Zone nodale) comme suit :

$$l' = 2.h$$

Avec :

. l' : Longueur de la zone nodale.

. h : Hauteur de la poutre.

D'où :

$$l' = 2 \times 130 = 260 \text{ cm.}$$

i. Armatures de peau(BAEL 99 / Art A.8.3)

« Des armatures dénommées ‘armatures de peau’ sont réparties et disposées parallèlement à la fibre moyenne des poutres de grande hauteur ; leur section est d'au moins 3 cm² par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction. ». D'où :

$$A_{\text{peau}} = 2HA 14 = 3.08 \text{ cm}^2.$$

VII.3.7. Vérification des contraintes à l'ELS

Le calcul des moments fléchissant à l'ELS se fait à l'aide du logiciel ETABS. Les résultats sont illustrés dans les diagrammes suivants :

Sens des petites portées

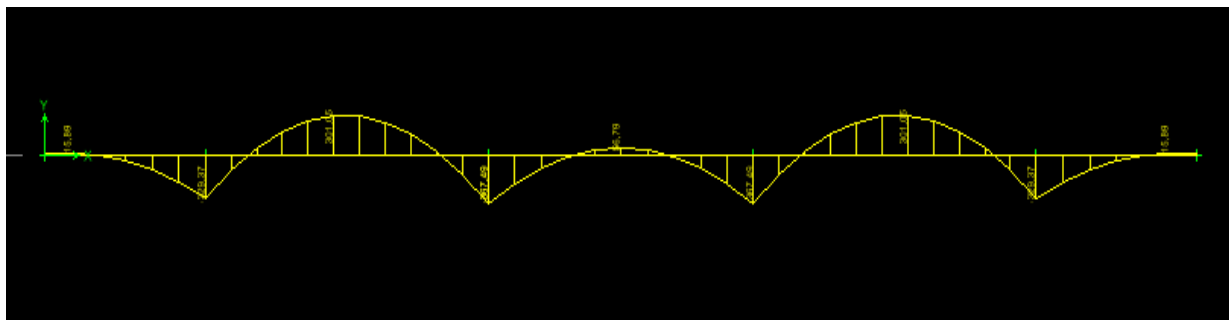


Figure VII.5 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des petites portées).

Sens des grandes portées

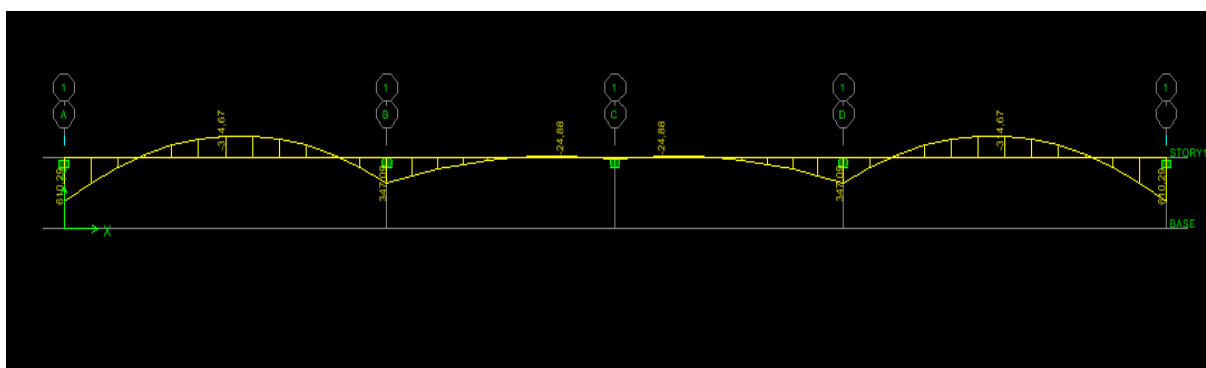


Figure VII.6 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS (Sens des grandes portées).

La fissuration est considérée comme préjudiciable ou très préjudiciable. **Donc :**

1. Contraintes dans les aciers

$$\bar{\sigma}_{st} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\} \leq \min \left\{ \frac{2}{3} \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} \leq \min \{ 266.66 ; 201.63 \}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.63 \text{ MPA} \geq \sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta_1 d A}$$

2. Contraintes dans le béton

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPA} \geq \sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{K_1}$$

Où : K_1 et β_1 sont déterminés à l'aide d'abaques en fonction de $\rho = \frac{100 \cdot A}{b \cdot d}$.

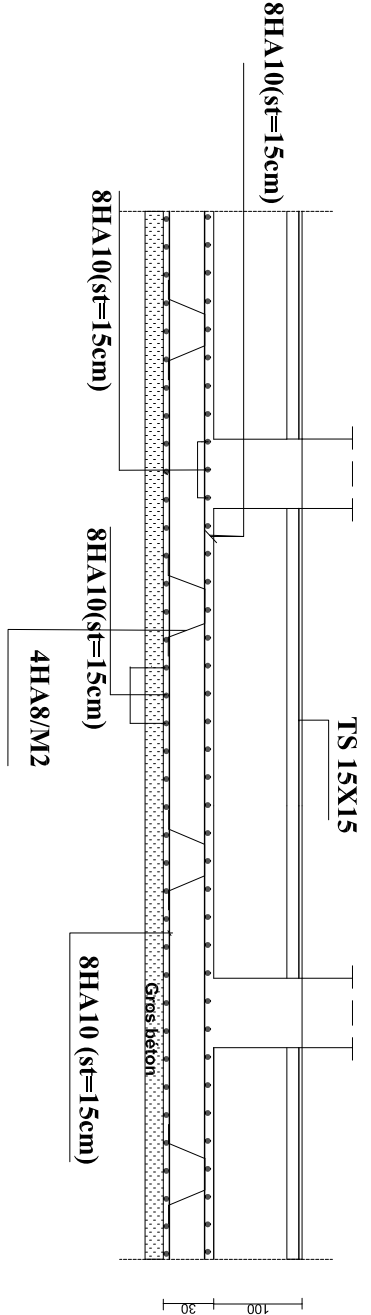
Les résultats des vérifications sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VII.10 : Vérification des contraintes à l'ELS pour les nervures.

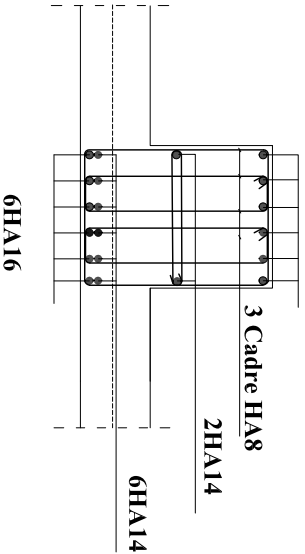
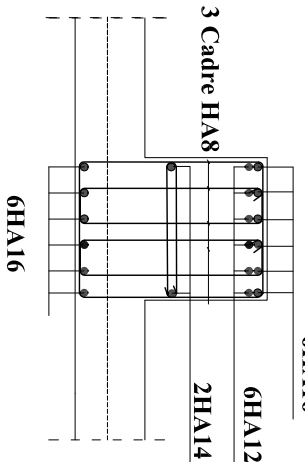
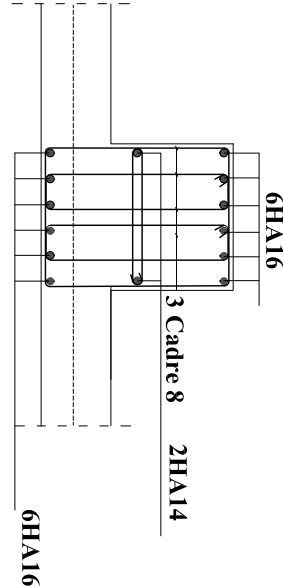
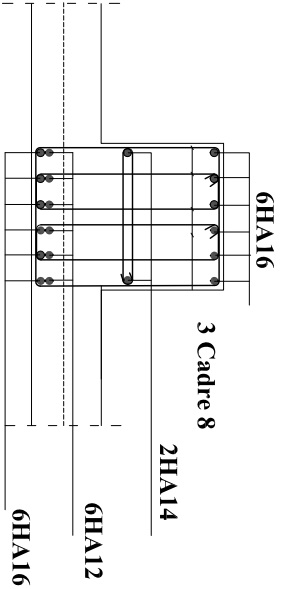
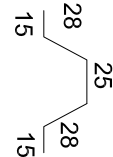
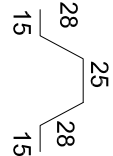
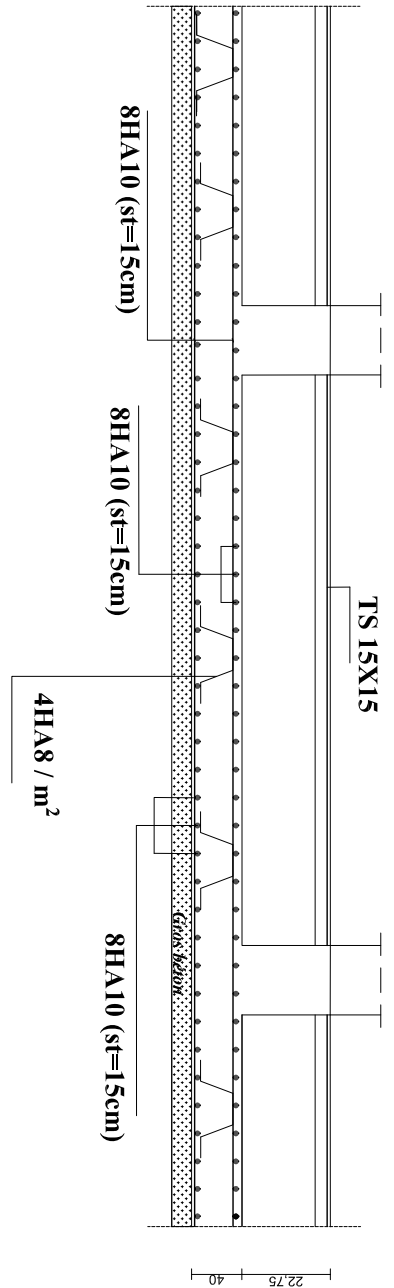
Sens	Zone	M_s [KN.m]	A [cm ²]	ρ	β_1	K_1	σ_{st} [MPA]	σ_{bc} [MP A]	$\bar{\sigma}_{st}$ [MPA]	$\bar{\sigma}_{bc}$ [MPA]	Obs.
X-X	En travée	-282,80	12,56	0.168	0.934	59.63	199.12	3.33	201,63	15	C.V
	Aux appuis	368,04	18,73	0.247	0.920	47.5	167.10	3.52			C.V
Y-Y	En travée	-375,90	18,73	0.247	0.920	47.5	170.67	3.59			C.V
	Aux appuis	498.73	21.30	0.279	0,916	44.52	201.27	4.52			C.V

Plan de ferrailleur du radier et la dalle flottante

Sens longitudinal



Sens transversal



Appuis

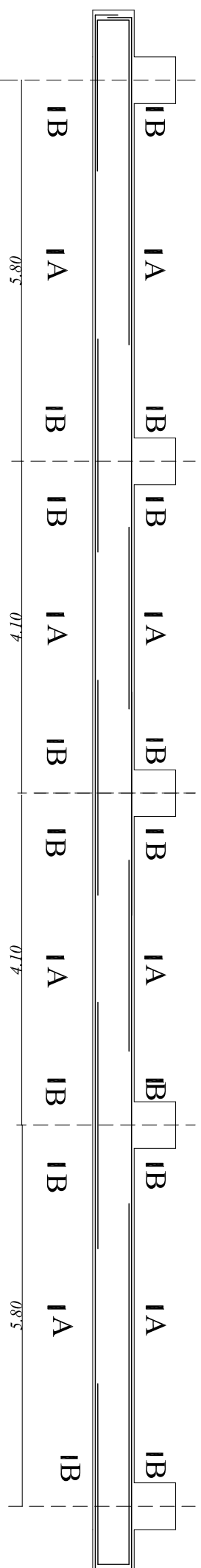
Travée

Travée

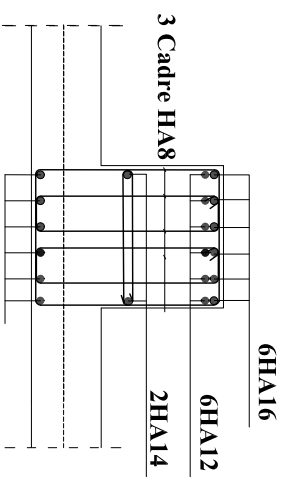
Appuis

Plan de ferrailage de nervure

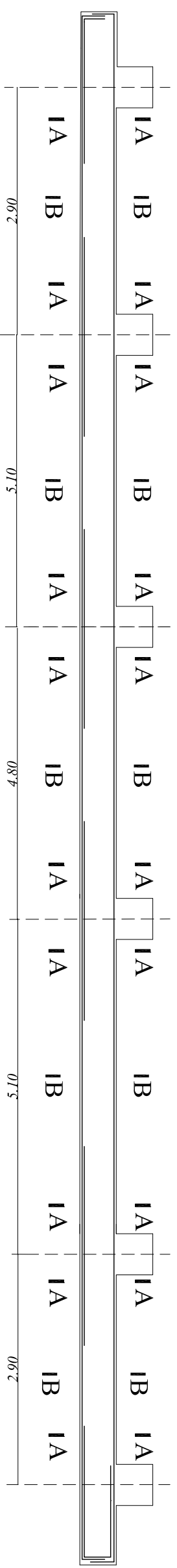
Sens Y-Y



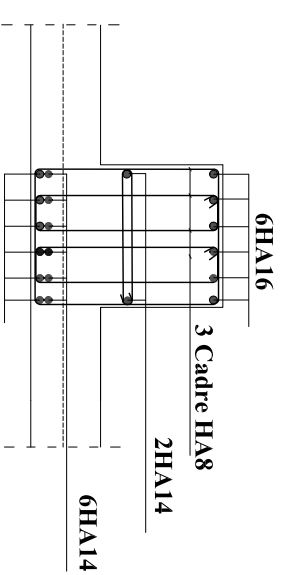
Coupe A-A



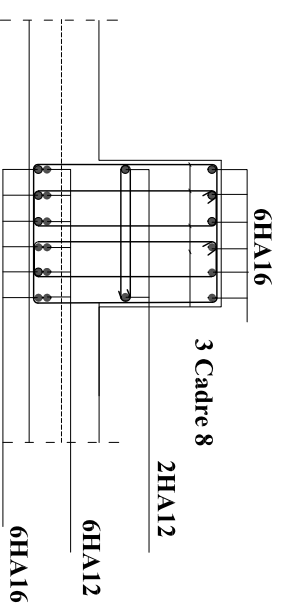
Sens X-X



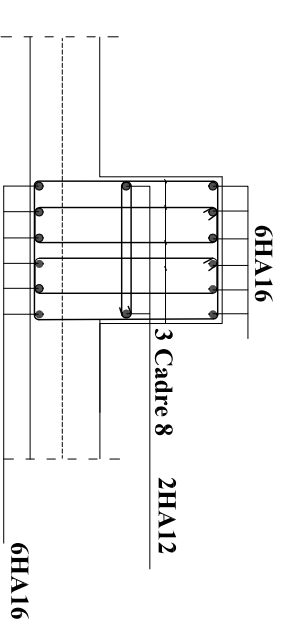
Coupe B-B



Coupe A-A



Coupe B-B



**Etude
des voiles
périphériques**

VIII .1.Introduction

Afin de relier l'infrastructure à la superstructure dans le sol, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique qui reprendra les charges verticales et horizontales provenant du séisme et des poussées des terres.

Le voile périphérique assure un chaînage de la structure, et forme un caisson rigide et indéformable, il permet de remplir les fonctions suivantes :

- Limiter les déplacements horizontaux relatifs aux fondations ;
- Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la superstructure.

VIII.2.Pré dimensionnement du voile périphérique

L'épaisseur minimale imposée par le **RPA 2003 (Art 10.1.2)** pour le voile périphérique est de **15 cm**.

On opte pour une épaisseur de 20 cm.

VIII .3. Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol

Les caractéristiques mécaniques et physiques du sol sont données par le manuscrit de **M.**

BELAZOUGUI « Calcul Des Ouvrages En Béton Armé » (page 239)

- Poids volumique du sol : $\gamma = 17 \text{KN/m}^3$
- Angle de frottement interne : $\varphi = 35^\circ$
- Cohésion : $c = 0$
- Charge d'exploitation éventuelle : $q = 10 \text{KN/m}^2$
- Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$
- Hauteur du voile. $H = 3.06 \text{ m}$.

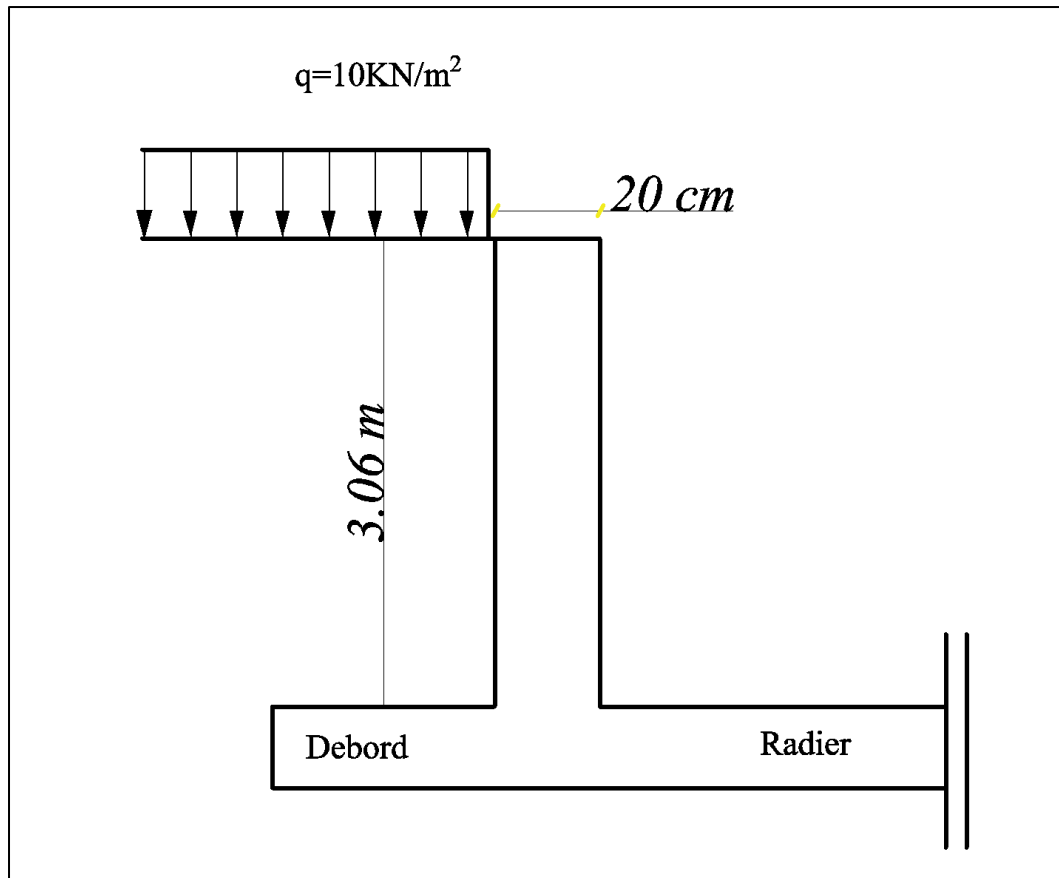


Figure VIII.1 : Caractéristiques du sol.

VIII .4. Détermination des sollicitations :

Les contraintes qui s'exercent sur la face du voile sont :

σ_H : Contrainte horizontale

σ_V : Contrainte verticale

$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

Avec :

K_a : coefficient de poussée des terres au repos.

$$K_a = \cos \beta \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \varphi}}$$

Pour un sol horizontal ($\beta = 0$) donc :

$$K_a = \operatorname{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.27$$

VIII.5. Calcul à l'ELU

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (1.35 \cdot \gamma \cdot h + 1.5 \cdot q)$$

Pour :

$$h = 0 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h1} = 0.27(1.5 \times 10) = 4.05 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = 0.27 (1.35 \times 17 \times 3.06 + 1.5 \times 10) = 23.01 \text{ KN/m}^2$$

VIII .6. Calcul à l'ELS

- Calcul des contraintes :

$$\sigma_h = K_a \times \sigma_v = K_0 (\gamma \cdot h + q)$$

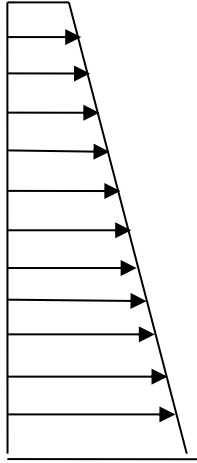
Pour :

$$h = 0 \longrightarrow \sigma_{h1} = 0.27 \times 10 = 2.7 \text{ KN/m}^2$$

$$h = 3.06 \text{ m} \longrightarrow \sigma_{h2} = (17 \times 3.06 + 10) 0.27 = 16.74 \text{ KN/m}^2$$

- Diagramme des contraintes :

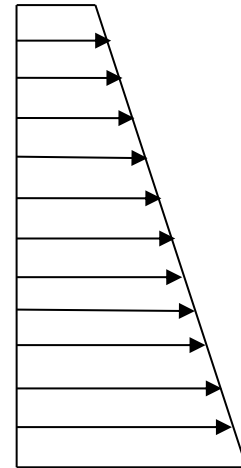
$$\sigma_h = 4.05 \text{ KN/m}^3$$



$$\sigma_h = 23.01 \text{ KN/m}^3$$

Figure VIII.2 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELU

$$\sigma_h = 2.7 \text{ KN/m}^3$$



$$\sigma_h = 16.74 \text{ KN/m}^3$$

Figure VIII.3 : Diagramme des contraintes horizontales à l'ELS

VIII .7. Charges moyennes à considérer dans le calcul pour une bande de 1 m

$$\text{ELU : } q_u = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 21.01 + 4.05}{4} \times 1\text{ml} = 18.27 \text{ KN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_s = \frac{3\sigma_{h2} + \sigma_{h1}}{4} \times 1\text{ml} = \frac{3 \times 16.74 + 2.7}{4} \times 1\text{ml} = 13.23 \text{ KN/ml}$$

VIII.8. Ferrailage du voile périphérique

1. Méthode de calcul :

Le voile périphérique sera considéré comme un ensemble de dalles continues encastrées sur 4 cotés au niveau des nervures et des poteaux.

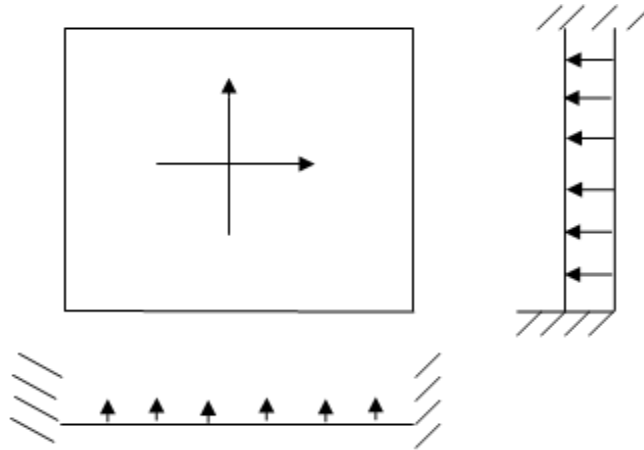


Figure VIII.4 : Schéma statique des efforts de poussées et la réaction du sol.

2. Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Le panneau considéré est un panneau de rive, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel et pour tenir compte de la continuité de la dalle, les moments seront affectés par des coefficients suivants :

- **Moment en travée :**

0.85 → (sens XX)

0.75 → (sens YY)

- **Moment d'encastrement sur les grands cotés :**

0.5 → appui de rive

0.5 → autre appui

➤ **Identification des panneaux :**

$$l_x = 3.06\text{m}$$

$$l_y = 5.80\text{m}$$

$$\varphi = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.06}{5.80} = 0.53 > 0.4 \Rightarrow \text{le panneau travaille dans les deux sens}$$

ELU :

$$\varphi = 0.53 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0905 \\ \mu_y = 0.250 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0905 \times 18.27 \times (3.06)^2 = 15.48 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.250 \times 15.48 = 3.87 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 15.48 = 7.74 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 15.48 = 13.16 \text{ KN.m}$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0y} = 0.5 \times 3.87 = 1.93 \text{ KN.m}$

En travées : $M_t = 0.75 M_{0y} = 0.75 \times 3.87 = 2.9 \text{ KN.m}$

ELS :

$$\varphi = 0.53 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0945 \\ \mu_y = 0.4 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 0.0945 \times 13.23 \times (3.06)^2 = 11.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0.4 \times 11.7 = 4.68 \text{ KN.m}$$

❖ **Correction des moments :**

Sens xx:

Aux appuis : $M_a = 0.5 M_{0x} = 0.5 \times 11.7 = 5.85 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 11.7 = 9.94 \text{ KN.m}$

Sens yy :

Aux appuis : $M_a = 0.5M_{0y} = 0.5 \times 4.68 = 2.34 \text{ KN.m}$

En travée : $M_t = 0.75M_{0y} = 0.75 \times 4.68 = 3.51 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des sections d'armatures :

Tableau VIII.1 : ferrailage du voile périphérique

Sens	zone	M_u (KN.m)	μ_u	μ_1	section	β	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adoptée}$ (cm ²)	st (cm)
xx	Appuis	7.74	0.017	0.392	SSA	0.991	1.24	2	6HA12 =6.78	15
	Travée	13.16	0.028	0.392	SSA	0.986	2.1	2	6HA12 =6.18	15
yy	Appuis	1.93	0.004	0.392	SSA	0.998	0.3	2	6HA12 =6.18	15
	travée	2.9	0.006	0.392	SSA	0.997	0.46	2	6HA12 =6.18	15

1. Recommandations du RPA :

Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Les armatures sont constituées de deux nappes
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10%B dans les deux sens (horizontal et vertical)
- $A \geq 0.001bh = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$

Les deux nappes sont reliées par quatre épingles/m² de HA8.

VIII.9. Vérification à l'ELS

Vérification des contraintes :

Le voile périphérique étant exposé aux eaux emmagasinées dans le sol, de ce fait elles
Constituent un état de fissuration préjudiciable, les contraintes sont limitées alors :

➤ Dans les aciers :

$$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right\} \quad \text{avec : } \eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} 400; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

➤ Dans le béton :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\text{Avec : } \rho = \frac{100 \cdot A_s}{b \cdot d} \rightarrow \beta \rightarrow K$$

$$\sigma_b = K \cdot \sigma_s \quad \text{Avec} \quad \sigma_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot A_s}$$

Tableau VIII.2 : Vérification des contraintes à l'ELS

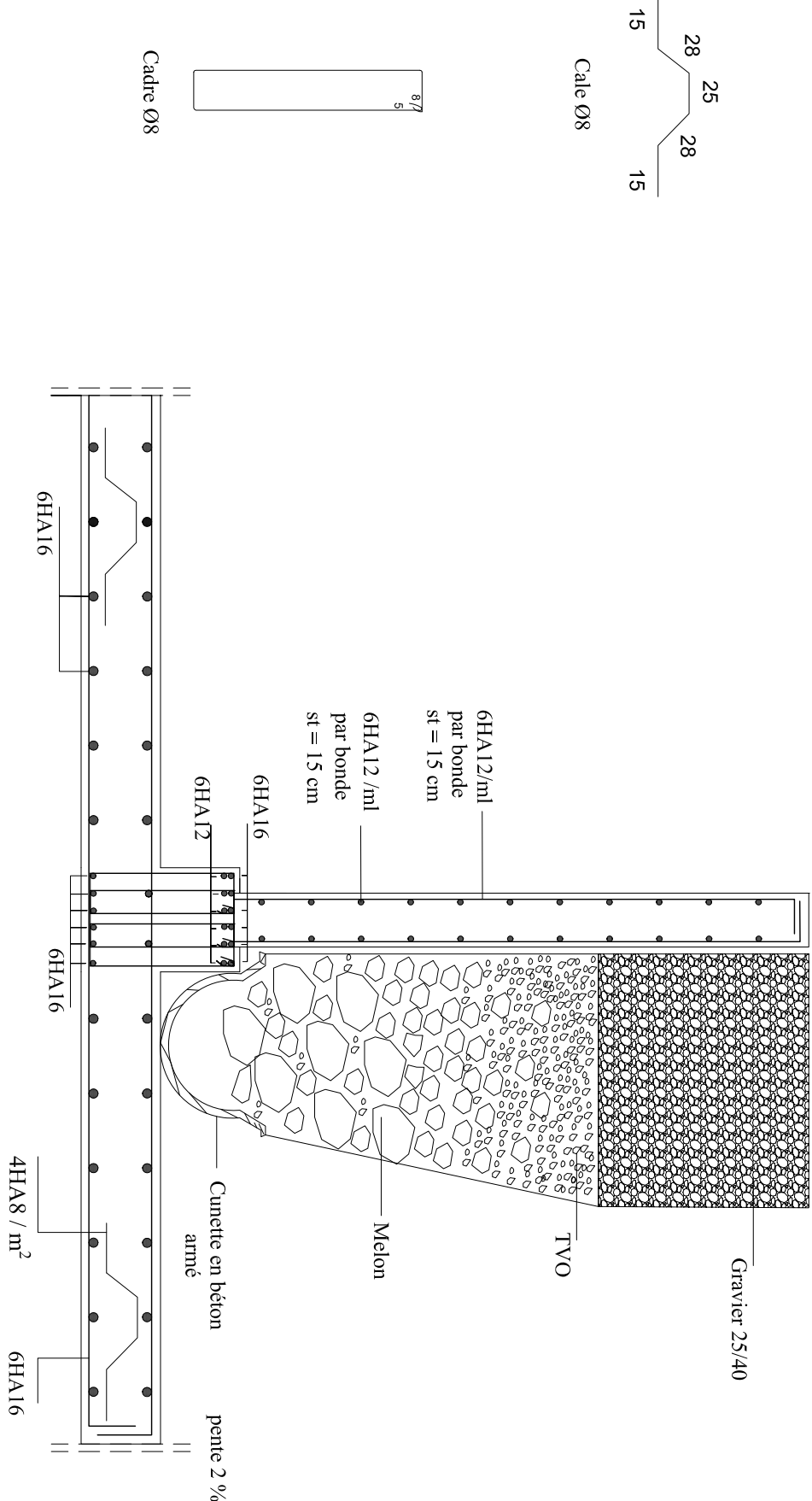
sens	zone	A _s (cm ²)	M _s (KN.m)	ρ ₁	β ₁	K ₁	σ _s (MPa)	σ̄ _s (Mpa)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	observation
x-x	appuis	6.78	5.85	0.376	0.905	37.63	52.87	201.63	1.4	15	CV
	travée	6.78	9.94	0.376	0.905	37.63	89.99	201.63	2.6	15	CV
y-y	appuis	6.78	2.34	0.376	0.905	37.63	21.18	201.63	0.56	15	CV
	travée	6.78	3.51	0.376	0.905	37.63	31.78	201.63	0.84	15	CV

Les deux conditions sont vérifiées, donc il n'est pas nécessaire de procéder au calcul de la flèche.

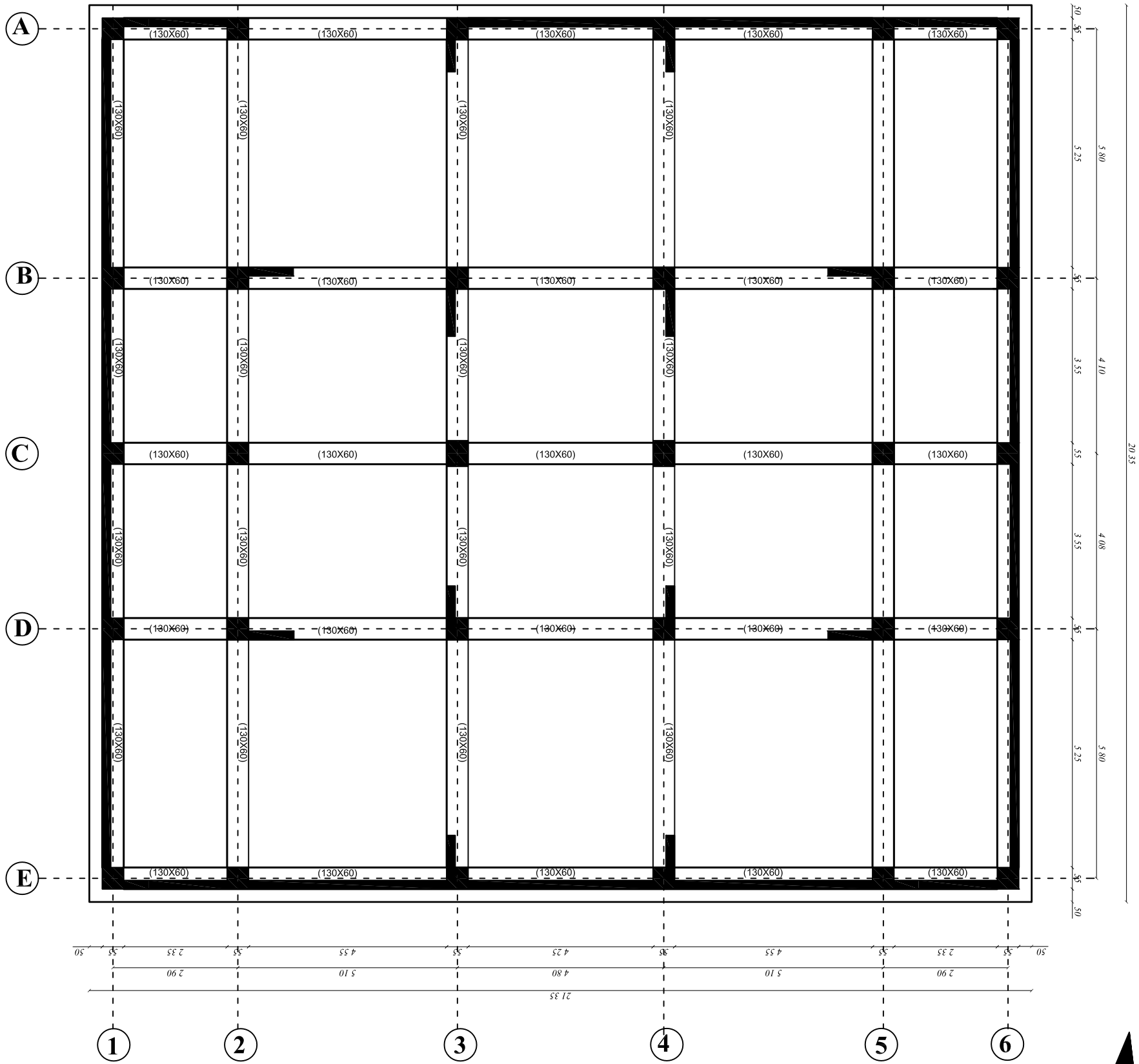
Conclusion :

- L'épaisseur du voile périphérique est de **20cm**.
- Le calcul du voile périphérique est fait pour une bande de **1m**.
- Le ferrailage du voile périphérique est comme suit :
 - **Sens X-X**
 - En travée : **6HA12** avec un espacement de **15 cm**.
 - Aux appuis : **6HA12** avec un espacement de **15cm**.
 - **Sens Y-Y**
 - En travée : **6HA12** avec un espacement de **15cm**.
 - Aux appuis : **6HA12** avec un espacement de **15cm**.

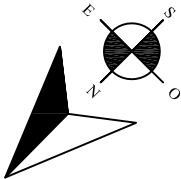
Plan de ferrailage du voile périphérique



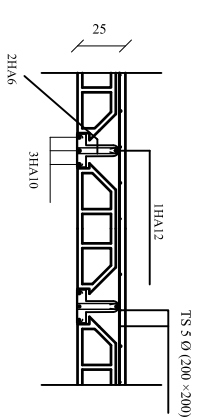
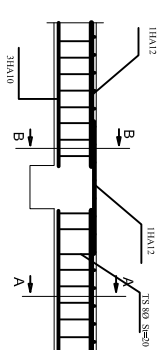
Plans de coffrages



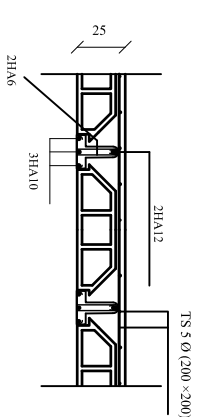
Plan de coffrage du radier



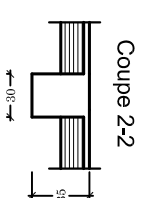
Ferraillage de la poutrelle



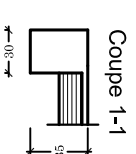
Coupe A-A



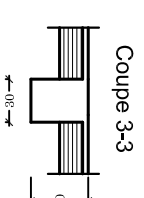
Coupe B-B



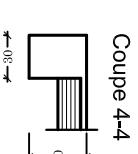
Coupe 2-2



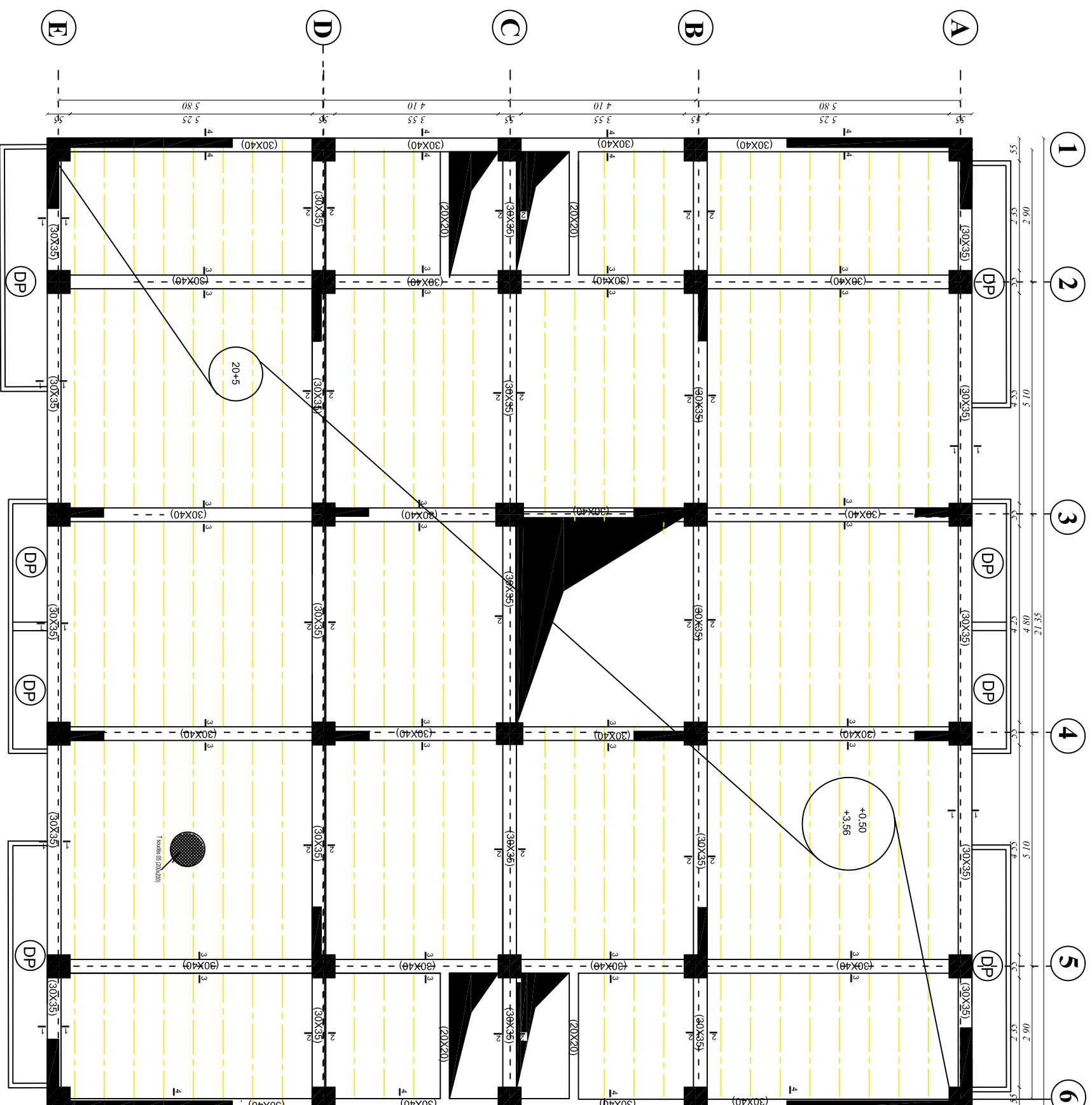
Coupe 1-1



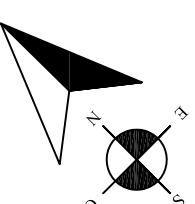
Coupe 3-3

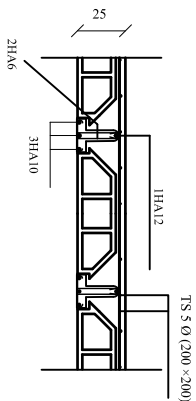
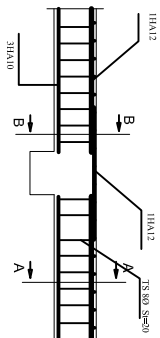


Coupe 4-4

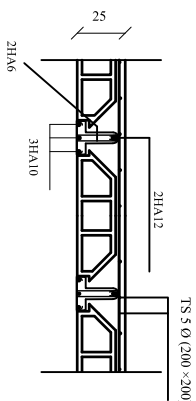


Plan de coffrage Niv. +0.50, +3.56

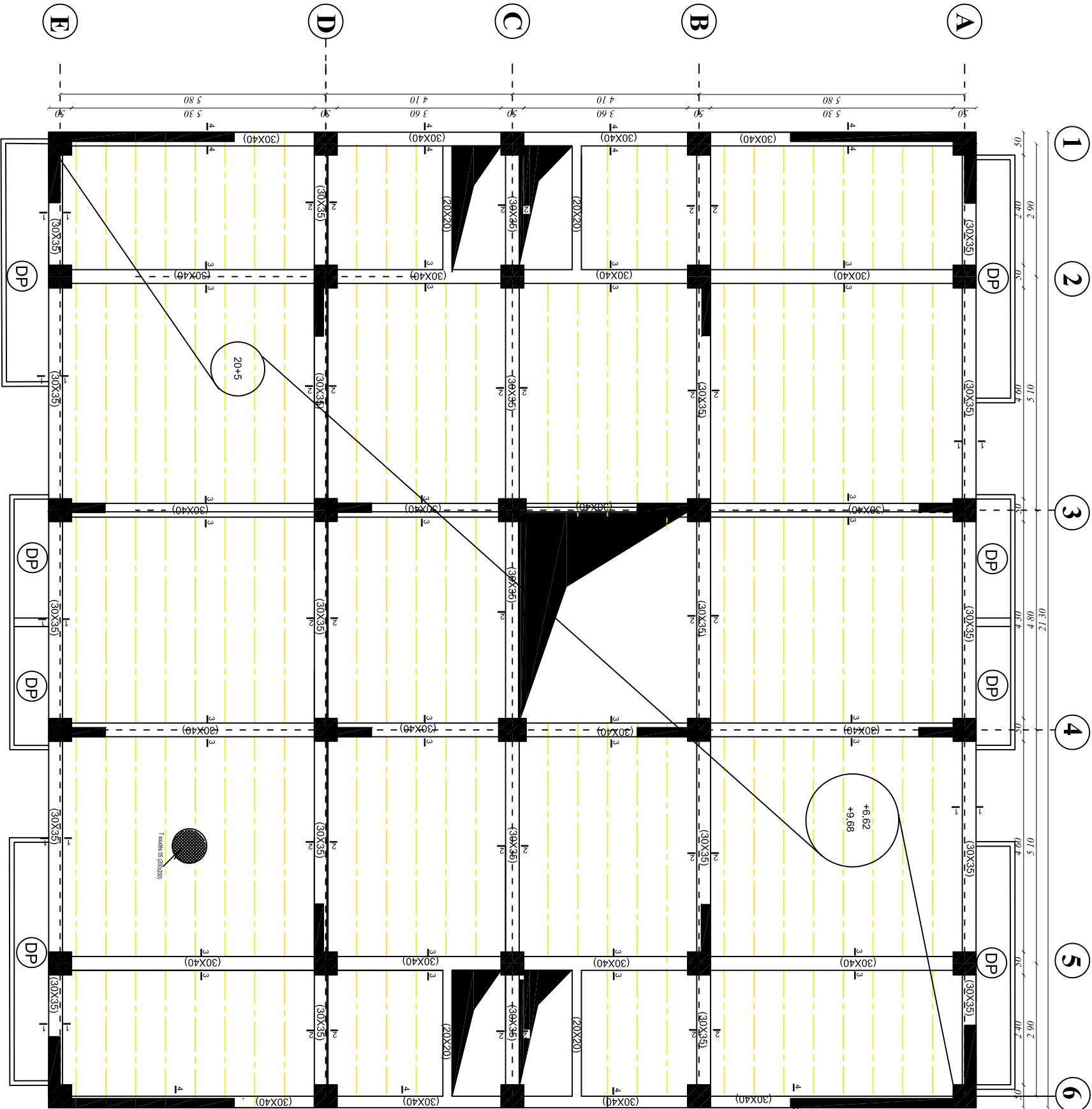




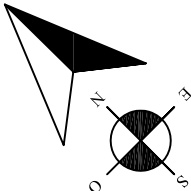
Coupe A-A



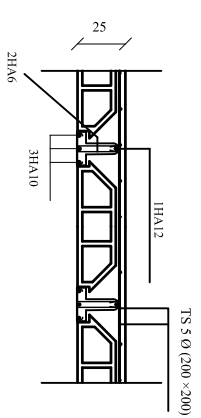
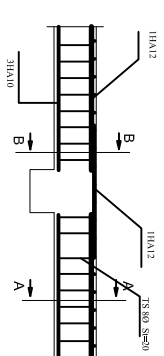
Coupe B-B



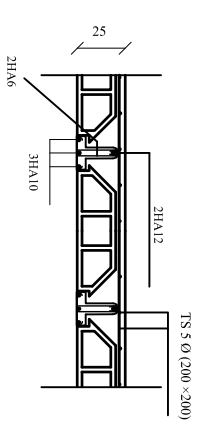
Plan de coffrage Niv. +6.62,+9.68



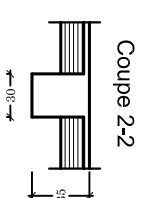
Ferrailage de la poutrelle



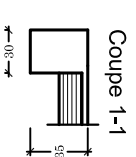
Coupe A-A



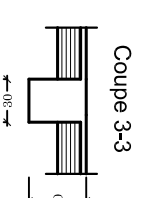
Coupe B-B



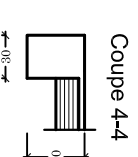
Coupe 2-2



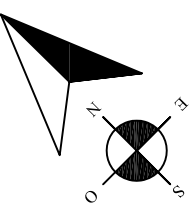
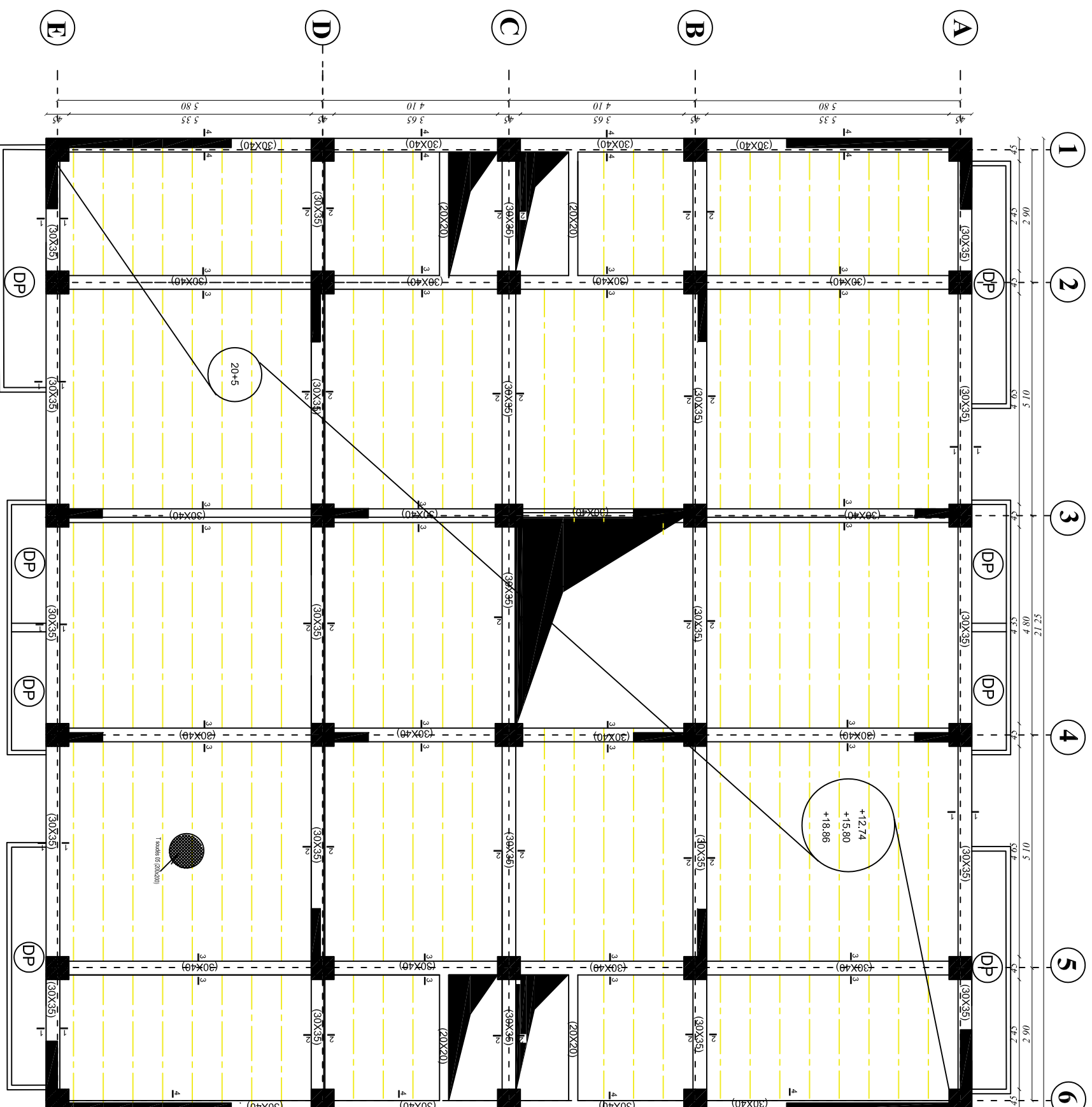
Coupe 1-1



Coupe 3-3

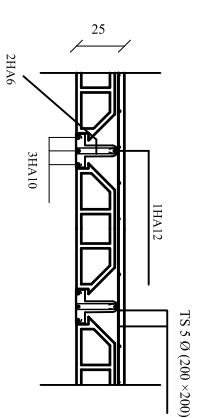
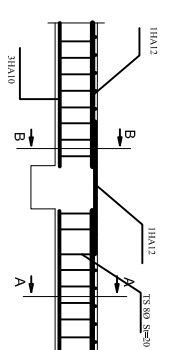


Coupe 4-4

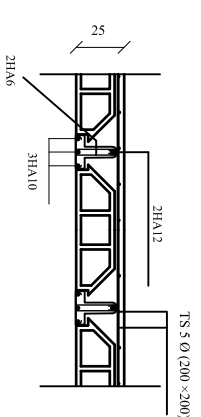


Plan de coffrage Niv. +12.74, +15.80, 18.86

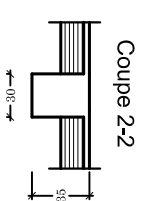
Ferraillage de la poutrelle



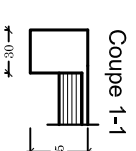
Coupe A-A



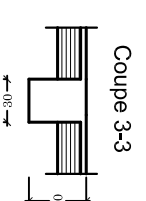
Coupe B-B



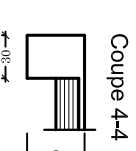
Coupe 2-2



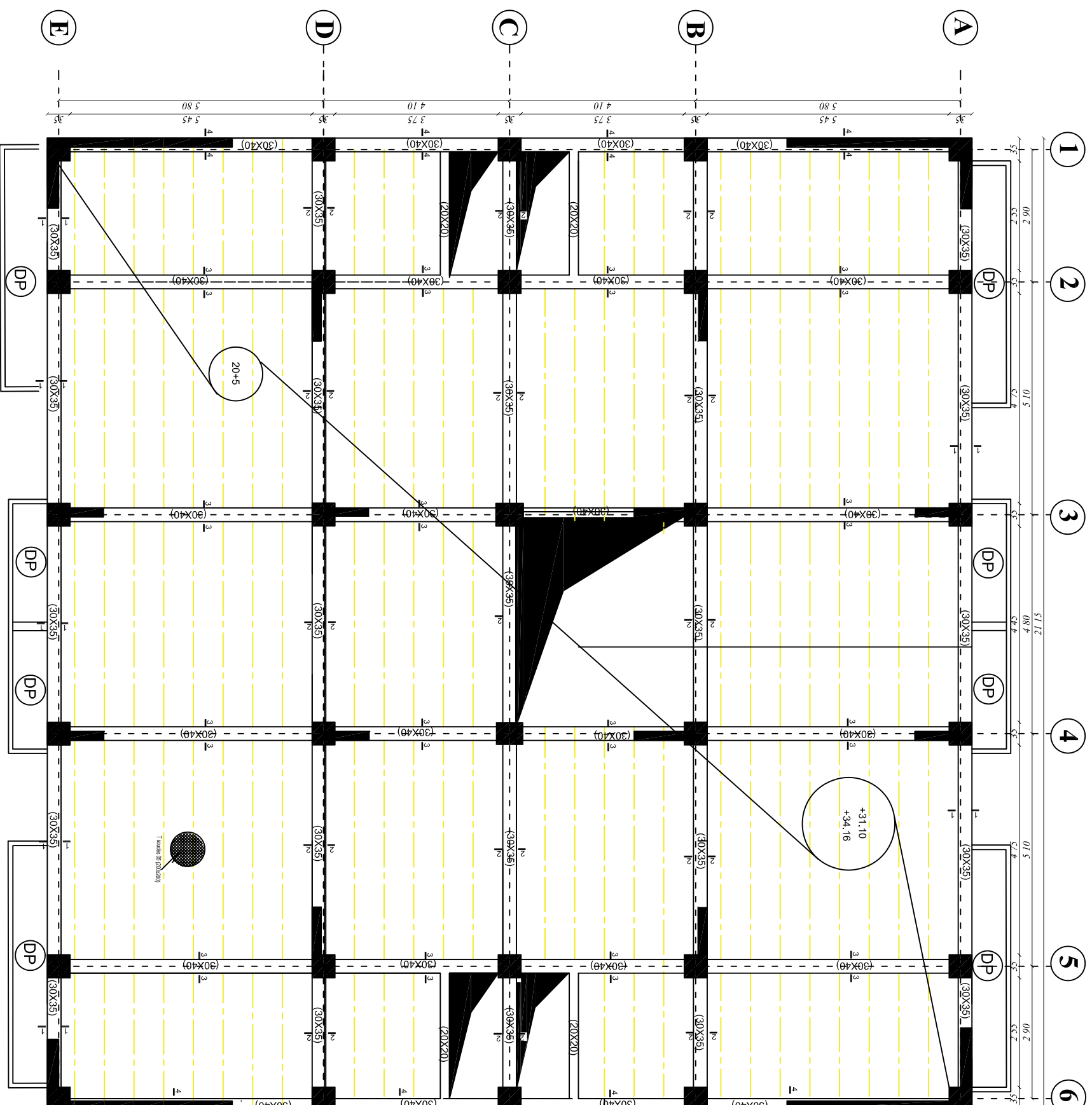
Coupe 1-1



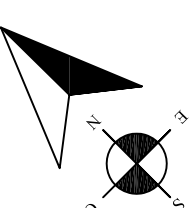
Coupe 3-3

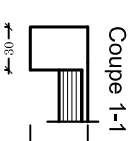
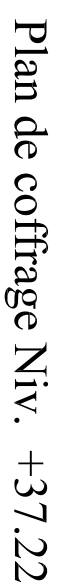


Coupe 4-4

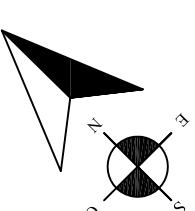


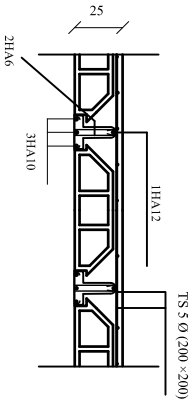
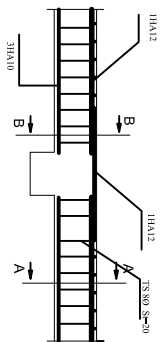
Plan de coffrage Niv. +31.10, +34.16



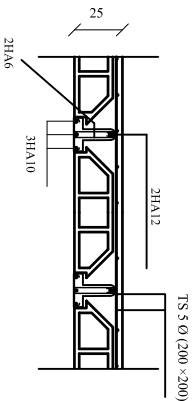


A diagram showing a T-junction. A horizontal line is intersected by a vertical line. The angle between the horizontal line and the vertical line is labeled as 30°.

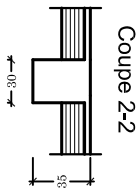
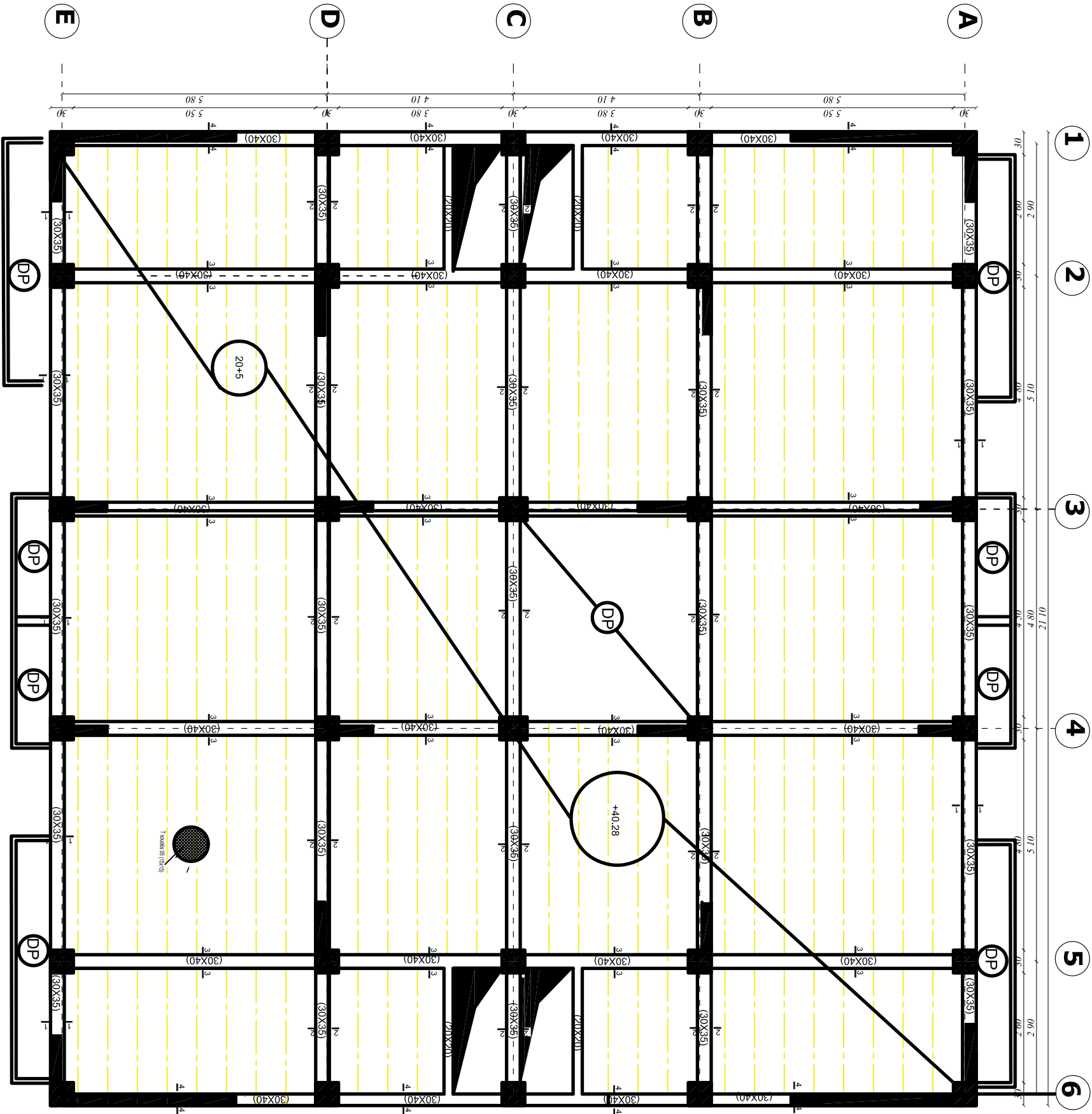




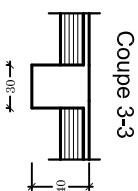
Coupe A-A



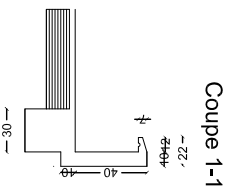
Coupe B-B



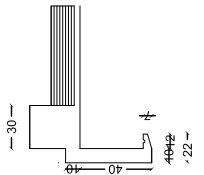
Coupe 2-2



Coupe 3-3



Coupe 1-1



Coupe 4-4

Plan de coffrage Niv terrasse

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de bien visualiser les différentes phases d'exécution d'une structure en portiques-voiles en béton armé et d'appliquée les règles d'une part, et d'acquérir des connaissances sur les logiciels (ETABS, Auto-CAD...etc.) d'autre part. Suite à l'étude de ce projet, nous avons constaté l'importance d'avoir une concertation et une collaboration entre l'architecte et l'ingénieur dès le début du projet pour éviter une mauvaise conception.

Ce mémoire d'étude nous a doué l'opportunité d'appliquer les différents règlements, à savoir utiliser {BAEL 91}, {RPA 99 / version 2003}, aussi bien que les fiches et les documents techniques. Nous avons appris énormément de choses très pratiques pour l'ingénieur lors de ce projet de fin d'études.

C'est une expérience qui nous mettra dans peu de temps dans le monde professionnel avec beaucoup de confiance.

Les différentes certes et types de calcul et de comparaison, dont ; les vérifications des conditions, tout cela apporte une construction sécurisée et selon les normes internationales.

Enfin, nous espérons que ce travail va être d'un grand apport pour les prochaines promotions.

Perspectives

En perspective de ce travail, il serait nécessaire de diffuser le mode opératoire de cette étude dynamique de la structure, ensuite à un autre stade dans ce projet pour la mise en œuvre, à travers un saut technologique qui permet de s'affranchir de quelques limitations actuelles.

Pour une meilleure qualité de mesure, calcul et de vérifications, il serait envisageable de bâtir le bâtiment en toute sécurité contre les effets sismiques ; un système portique contreventé par des voiles qui permet d'assurer la stabilité, et d'utiliser une technologie d'après le logiciel **ETABS** qui permet de mesurer le déplacement maximal provoqué par le fait sismique ; afin d'éliminer le taux d'endommagement (fissures, effondrement,...) après la construction et lors de séismes (earth quack). De nouvelles campagnes de vérifications contre l'effet de flèche et du voilement des éléments structuraux constructifs, à la base de données sur tous les étapes de calculs, pour affiner les corrélations et les comparaisons entre les calculs, modélisations et de vérifications. L'étude numérique doit être approfondie, qu'il est envisageable d'aller plus loin dans la comparaison des données numériques et expérimentales en utilisant des critères et réglementations en vigueur.

Il serait souhaitable de profiter des avancées dans le domaine calcul numérisé pour réaliser une modélisation fiable, stable et aussi durable.

Si le modèle se révèle alors, suffisamment fiable, la relation pouvant exister entre les paramètres rhéologiques et un paramétrage de chargement-vérificatif pourrait être identifiée dans le but d'accéder à une analyse correcte.

Portons à la connaissance, et par les observations pragmatiques constatées par les experts, lorsque les effets terrestres, que les escaliers et les balcons (ou porte à feu) sont moins susceptibles à résister fortement ces effets, tant que le ferrailage majoritaire de ces éléments est simplement armé S.S.A, on a procédé un ferrailage de double nappes (lits) sup. et inf. pour garantir la stabilité, en espérant de trouver des techniques qui y adéquat.

Pour améliorer la stabilité de l'ouvrage contre l'effet d'affaissement de fondations à long terme, primo, on tiendrait à un dimensionnement et d'imitation numérique (des données géotechniques) pour y garantir, c'est une volée d'autres recherches plus approfondies doivent être envisagées sur différents sites, et types de sols dans le but de conduire la bonne méthode de calcul-vérification le paramétrage Sol-Fondation, pour définir et calibrer les facteurs rhéologiques adaptés.

La procédure de normalisation envisagée consiste à tracer le chargement moyen de la fondation, divisée par une mesure de la résistance du sol dans la profondeur de l'influence du radier, par rapport au déplacement, divisé par la largeur de la semelle. La courbe « charge-enfoncement » obtenue serait indépendante de la taille et de l'encastrement de la fondation.

L'idée primordiale de ce thème, fait désormais l'objet d'un projet d'étude et de réalisation d'un bâtiment à l'usage mixte Habitation-Commercial, évidemment qui porte une grande nécessité de l'étude de fiabilité ; afin d'assurer la sécurité des riverains.

Bibliographie

- Règle BAEL 91modifiées 99, règles technique de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états-limites.

Edition EYROLLES (Paris 1992).

- Cours en béton armé BAEL 91 (calcul des éléments simples, et ; des structures de bâtiment).

JEAN PIERRE Mougin - Edition EYROLLES (Paris 1992).

- Règles parasismiques algériennes **(DTR BC 2.48 RPA 99 / Version 2003).**

- Calcul et vérification des ouvrages en béton armé (théories et applications).

PIERRE Charon - Edition EYROLLES (Paris 1992).

- Calcul pratique des ossatures en béton armé.

ALBERT Fuentes - Edition EYROLLES (Paris 1992).

- Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé **CBA 93.**

- Charges permanentes et sur charges d'exploitation **DTR BC 2.2.**

- Règles de calcul des fondations superficielles **DTR BC 2.331**

- Mémoire de fin d'étude Master II.

Réf: TH-MAST-BAT-141-1 ; (U.M.M.T.O 2013/2014).

- Mémoire de fin d'étude Master II.

Réf: TH-MAST-BAT-146-2 ; (U.M.M.T.O 2013/2014).

- Mémoire de fin d'étude Master II.

Réf: TH-MAST-BAT-structure. W. H ; (U.M.M.T.O 2017/2018).

***Annexe A : Tableaux des valeurs des
charges permanentes et charges
d'exploitations***

CHARGES PERMANENTES

A titre de renseignements, nous donnons ci-après, les valeurs de charges permanentes extraites de la norme NF P 06-004 de mai 1977 [1.9] (1).

Ces valeurs s'appliquent à tous les calculs de construction et peuvent être utilisées en l'absence d'autres indications données aux Documents Particuliers du Marché.

MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m ³	MATÉRIAUX	Poids volumique kN / m ³
BÉTONS		MATÉRIAUX DIVERS (suite)	
Béton non armé	22	Briquettes en vrac	8
Béton armé courant	25	Briquettes empilées	13
Béton de granulats légers	7,5 à 15,5	Calcaire compact	28
Béton bitumineux	22	Calcaire de dureté moyenne	22
		Calcaire tendre	18
		Cendres	8
MAÇONNERIES (sans enduits)		Classeurs, armoires, bibliothèques	6
Briques pleines	19	Coke	6,5
Briques creuses	9	Farine en sacs	5
Briques perforées	13,5	Farine en vrac	6
Parpaings pleins	21	Foin et paille en vrac	1
Parpaings creux porteurs	13,5	Foin et paille bottelés	1,5
Parpaings pleins de pouzzolane ou de laitier expansé	15	Fonte	72,5
Parpaings creux de pouzzolane ou de laitier expansé	9,2 à 9,5	Fourrages	10
Parpaings pleins de béton cellulaire autoclavé	8 à 8,2	Fumier en tas	12
		Fumier empilé	18
ENDUITS		Granit	28
Plâtre	10	Gravier	17
Mortier aux liants hydrauliques	18	Grès	25
		Herbes et trèfles	3,5
MATÉRIAUX DIVERS		Houille sèche	8
Acier	78,5	Houille humide	10
Aluminium	27	Mâchefer	8
Asphalte coulé	18	Malt	6
Avoine en vrac	5,5	Marbre	28
Ballast concassé	18	Métaux cuivreux	89
Ballast roulé	19	Minette	20
Ballast pour voie de chemin de fer	18,5	Papier empilé	11
Blé, orge, seigle	8	Papier en rouleaux	16
Blocs de liège	4	Plomb	114
Bois en bûches, conifères secs	4,5	Pommes de terre	7
Bois en bûches, conifères humides	6,5	Raves	7
Bois en bûches feuillus sec	7	Sable	17 à 19
Bois en bûches feuillus humide	10	Sel en vrac	12
Bois en copeaux en vrac	2	Sel en sacs	10
Bois en copeaux compact	3	Sucre en vrac	9,5
Bois durs tropicaux	10	Sucre en sacs	16
		Terre sèche	18
		Terre humide	21
		Verre	25

(1) toujours en vigueur à la date de la publication du présent document.

Nature du plancher	Pour une hauteur réelle totale (cm)	Poids surfacique (*) (kN/m ²)
A. Dalles pleines en béton armé	par cm	25
B. Planchers nervurés à poutrelles préfabriquées ou nervures coulées en place, avec entrevous (corps creux) en béton, entre axes : 60 cm.		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,50-2,60 2,75-2,85 3,10-3,30 3,60-4,00
- Montages sans table de compression	16 20 24	2,20-2,30 2,60-2,80 2,90-3,10
C. Dito avec entrevous en terre cuite		
- Montages avec table de compression	12 + 4 16 + 4 20 + 4 25 + 5	2,20-2,30 2,50-2,60 2,80-3,00 3,20-3,60
- Montage sans table de compression	16 20 24	1,90-2,00 2,20-2,40 2,50-2,70
D. Dito avec entrevous très légers (ex : polystyrène) ou sans entrevous.		
- Montages avec table de compression	12 + 5 16 + 5 20 + 5 25 + 5	1,50-1,70 1,70-2,00 1,80-2,10 2,40-2,80
E. Planchers préfabriqués à éléments jointifs de dalles alvéolées, à alvéoles de petites dimensions	12 16 20 24	2,00-2,50 2,40-2,90 2,80-3,30 3,20-3,70
REVETEMENTS DE PLANCHERS		
A. Chape en mortier de ciment	par cm	0,20
B. Dalle flottante, y compris sous-couche élastique	par cm	0,22
C. Carrelages scellés, y compris la couche de mortier de pose de 2 cm		
- Grès cérame mince (4,5 mm) format 5 x 5 et 2 x 2		0,50
- Grès cérame (9,0 mm) format 10 x 10		0,60
- Dallage céramique ou pierre dure de 15 à 30 mm		0,70-1,00
D. Carrelages ou dallages collés	par cm	0,20
E. Parquets de 23 mm y compris lambourdes		0,25
F. Sols minces textiles ou plastiques (collés ou tendus) et parquets mosaïque y compris ragréage du support		0,08
G. Chape flottante en asphalte 2 à 2,5 cm y compris couche élastique, revêtement de sol non compris		0,50

(*) La variation des poids moyens est due à la variation de la forme de la section

PLANCHERS

Nature de l'élément	Poids surfacique (*) (kN/m ²)
A. Support de la couverture - lattis (ou liteaux) sapin - voligeage sapin - support céramique	0,03 0,10 0,45
B. Couvertures métalliques - en zinc (voligeage et tasseaux compris) - en alu 8/10 (plaques ondulées sans support) - en alu 8/10 (voligeage et tasseaux compris) - en acier inox (voligeage et tasseaux compris) - en tôle ondulée d'acier galvanisé 8/10	0,25 0,03 0,17 0,25 0,06
C. Couvertures en ardoises - ardoises naturelles ordinaires (lattis et voligeage compris) - ardoises modèle en amiante-ciment (lattis et voligeage compris)	0,28 0,30
D. Couvertures en tuiles - tuiles mécaniques à emboîtement (liteaux compris) - tuiles plates (liteaux compris) - tuiles canal (voliges comprises) - tuiles béton (supports compris)	0,35-0,45 0,55-0,75 0,40-0,60 0,45
E. Couvertures en éléments auto-portants non métalliques - plaques ondulées d'amiante-ciment - plaques profilées d'amiante-ciment sur support de tuiles canal (y compris les tuiles)	0,17 0,40
F. Sous-toitures - contreplaqués okoumé, par cm d'épaisseur - panneaux de lin, par cm d'épaisseur - plaques de plâtre (genre Placoplâtre ou Pregypan) par cm d'épaisseur - panneaux de paille compressée, par cm d'épaisseur - plaques planes d'amiante-ciment en 6 cm d'épaisseur	0,05 0,04 0,09 0,03 0,11
G. Terrasses - asphalte coulé en 0,5 cm d'épaisseur plus 1,5 cm d'asphalte coulé sablé - étanchéité multicouche en ciment volcanique, enduit plastique ou feutre bitumé, épaisseur 2 cm - gravillon pour protection de l'étanchéité par cm d'épaisseur - protection de l'étanchéité réalisée par une couche d'asphalte gravillonné de 2 cm sur deux feuilles papier kraft	0,50 0,12 0,20 0,50

CHARGES D'EXPLOITATION DES BÂTIMENTS (NF P 06-001 de juin 1986)

1. limites d'application de la norme

La norme (voir [1.10]) traite des charges d'exploitation des bâtiments, de leur mode d'évaluation et des valeurs de ces charges à introduire dans les calculs.

Elle ne traite pas des coefficients à leur appliquer dans les combinaisons d'actions ou des autres valeurs de ces charges susceptibles d'y intervenir.

2. charges d'exploitation dont la valeur minimale peut être fixée de façon générale

a — Charges uniformément réparties

Les valeurs de base sont données pour une surface de base égale à 15 m² et pour une utilisation normale (effets dynamiques courants pris en compte mais non compris les phénomènes d'amplification dynamique).

a 1 — Valeurs des charges en fonction de la nature des locaux

Nature du local	Valeur de la charge en kN/m ² (1)
— Hébergement en chambres, salles de jeux et repos des crèches	1,5 **
— Hébergement collectif (dortoirs)	2,5 **
— Salles de restaurants, cafés, cantines (nombre de places assises < 100)	2,5 **
— Bureaux proprement dits	2,5 **
— Salles de réunions avec tables de travail	2,5 **
— Halles diverses (gares, etc..) où le public se déplace	4,0 *
— Salles d'exposition de : moins de 50 m ²	2,5 *
50 m ² ou plus	3,5 *
— Salles de réunions et lieux de culte avec assistance debout	5,0
— Salles, tribunes et gradins des lieux de spectacles et de sport avec places debout	6,0
— Salles de théâtre, de conférences, amphithéâtre, tribunes avec sièges	4,0

(1) Voir signification des astérisques page 49.

- Cuisines des collectivités, non compris gros matériel	2,5
- Salles de lecture des bibliothèques	4,0 **
- Salles de danse	5,0
- Boutiques et annexes	5,0 **
- Garages et parcs de stationnement de voitures légères.....	2,5
- Balcons	3,5
- Balcons de bâtiments recevant du public.....	6,0
- Loggias	dito locaux contigus dito locaux desservis ou 5,0 si public
- Circulations intérieures des bâtiments	

a 2 — Valeurs des charges en fonction du type d'utilisation

	Valeur kN/m ²
Bâtiments à usage d'habitation	
- Logements y compris combles aménageables	1,5 *
- Balcons	3,5
- Escaliers à l'exclusion des marches isolées, halls d'entrée	2,5
- Combles non aménageables dont l'utilisation n'est pas prévue a priori, non accessibles normalement :	
avec plancher	1,0
sans plancher	
partie accessible pour l'entretien : 1 kN concentré en un point quelconque des éléments de structure ou de supports de plafond sur lesquels l'on peut se déplacer.	
- Greniers proprement dits.....	2,5
- Etages des caves	2,5
Bâtiments de bureaux	
- Bureaux proprement dits.....	2,5 **
- Bureaux paysagers	3,5 **
- Circulations et escaliers	2,5
- Halls de réception	2,5
- Halls à guichet	4,0 *
- Salles de projections et de conférences à nombre de places limité (≤ 50 m ²) ..	3,5
- Cantines.....	2,5 à 3,5
- Salles de réunions avec tables	2,5
- Zone de dépôts	3,5
- Salles d'ordinateurs et de reprographie	2,5

Bâtiments hospitaliers et dispensaires

1 Locaux hébergement

— Chambres	1,5 **
— Circulations internes	2,5

2 Locaux médico-techniques

— Salles d'opérations, salles de plâtres, salles de travail (obstétrique)	3,5
— pour les autres services, la charge peut être prévue d'une façon générale égale à	2,5
— En outre, dans les locaux de radiographie, les salles d'opérations et de plâtres, il y a lieu de prévoir des charges pour équipements suspendus en plafond.	

3 Autres locaux

- Halls	4,0 **
— Circulations générales	4,0
— Bureaux	2,5 **
— Postes de personnel et de soins	2,5
— Salles de cours	2,5
— Salles de réunions, de conférences et de restauration générale :	
. local utilisable en tant que local de réception, de surface en principe supérieure à 100 m ²	4,0
. local de surface inférieure à 50 m ²	2,5
— Sanitaires	1,5
— Cuisines	5,0
— Buanderies	3,5
— Locaux de réserves, dépôts ou stockage	3,5 à 6

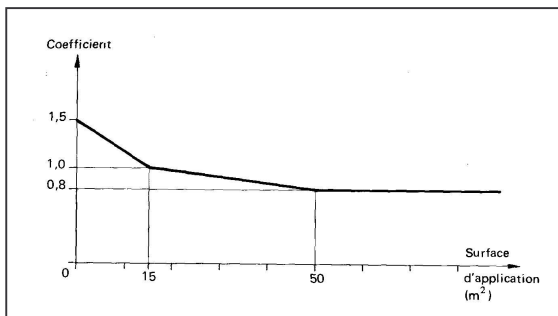
Bâtiments scolaires et universitaires

— Salles de classe	2,5
— Amphithéâtres	3,5
— Ateliers, laboratoires, le matériel lourd étant à prendre en sus	2,5
— Circulations, escaliers	4,0
— Salles de réunions avec assistance debout	4,0
— Bibliothèques	4,0
— Surfaces de regroupement, d'abri, de détente et de jeu, salles polyvalentes . . .	4,0
— Dortoir collectif	2,5 **
— Hébergement individuel	1,5 **
— Dépôts, lingerie	4,0
— Cuisines collectives	5,0
— Dépôts des cuisines collectives	6,0
— Salles à manger de petites dimensions	2,5
— Cantines	3,5
— Sanitaires collectifs, locaux médicaux et sociaux	2,5

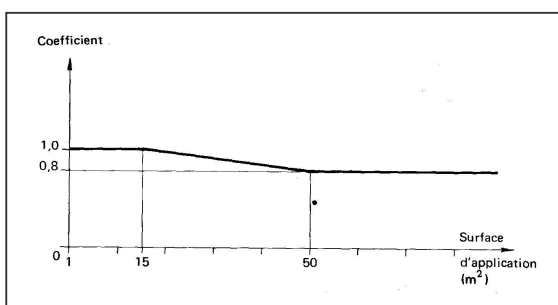
a 3 — Dégression horizontale

Dans certains cas, la valeur de base est susceptible d'un coefficient de dégression horizontal (réduction pour grandes surfaces ou majoration pour faibles surfaces) dont la valeur est définie selon ces cas :

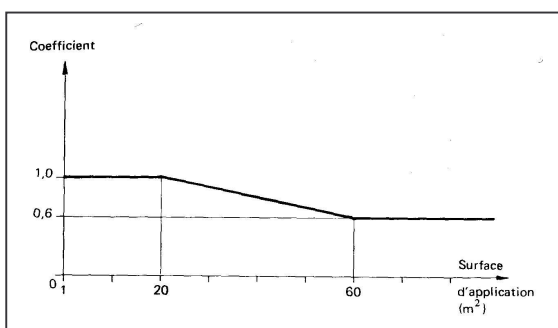
Cas des charges signalées par le signe ** dans les paragraphes 3.3.2 a 1 et a 2.



Cas des charges signalées par le signe * dans les paragraphes 3.3.2 a 1 et a 2.



Cas des garages et parcs de stationnement de voitures légères.



a 4 — Dégression verticale

- La valeur de base est susceptible d'un coefficient de dégression verticale dans le cas des bâtiments à usage d'habitation ou d'hébergement pour lesquels est appliquée la loi de dégression de base.
- Cette dégression n'est pas cumulée avec les réductions pour grandes surfaces.
- Lorsque des locaux commerciaux ou industriels occupent certains niveaux, ces derniers ne sont pas comptés dans le nombre d'étages intervenant dans la loi de dégression, et les charges sur les planchers correspondants sont pris en compte sans abattement.
- Pour les bâtiments de bureaux, on applique la loi de dégression de base à la fraction de la charge d'exploitation égale à cette dernière diminuée de 1 kN/m².

- Dans les autres cas, les dégressions verticales sont fixées par les documents particuliers du marché (D.P.M.).

- Loi de dégression de base :

Soit:

Q_0 la valeur de référence pour le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_i la valeur de référence pour le plancher de l'étage « i », la numérotation étant effectuée à partir du sommet.

Q_{ri} la fraction de la charge de l'étage « i » à laquelle on n'applique pas la loi de dégression.

Sous les réserves précédemment faites, on adopte pour le calcul des éléments porteurs intéressés les valeurs ci-après :

- sous le toit ou la terrasse :	Q_0
- sous le premier étage à partir du sommet ($i = 1$) :	$Q_0 + Q_1$
- sous le deuxième étage ($i = 2$) :	$Q_0 + 0,95 \sum_1^2 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^2 Q_{ri}$
- sous le troisième étage ($i = 3$) :	$Q_0 + 0,90 \sum_1^3 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^3 Q_{ri}$
- sous le quatrième étage ($i = 4$) :	$Q_0 + 0,85 \sum_1^4 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^4 Q_{ri}$
- sous le cinquième étage ($i = 5$) :	$Q_0 + 0,80 \sum_1^5 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^5 Q_{ri}$
- sous le sixième étage ($i = 6$) :	$Q_0 + 0,75 \sum_1^6 (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^6 Q_{ri}$
- sous le septième étage et sous les suivants ($i \geq 7$) :	$Q_0 + \frac{3+i}{2i} \sum_1^i (Q_i - Q_{ri}) + \sum_1^i Q_{ri}$

Lorsque la charge d'exploitation de référence est la même pour tous les étages, cette loi revient à prendre :

- sous le toit ou la terrasse :	Q_0
- sous le premier étage à partir du haut :	$Q_0 + Q$
- sous le deuxième étage à partir du haut :	$Q_0 + 1,9 Q + 0,1 Q_r$
- sous le troisième étage à partir du haut :	$Q_0 + 2,7 Q + 0,3 Q_r$
- sous le quatrième étage à partir du haut :	$Q_0 + 3,4 Q + 0,6 Q_r$
- sous le cinquième étage à partir du haut :	$Q_0 + 4,0 Q + 1,0 Q_r$
- sous le sixième étage à partir du haut :	$Q_0 + 4,5 Q + 1,5 Q_r$
- sous le septième étage à partir du haut et sous tous les suivants :	$Q_0 + 5 Q + 2 Q_r$

b — Charges concentrées

On considère pour tous les locaux une charge concentrée sur un appui de $\varnothing$ 25 mm, égale à 2 kN.

- Pour les garages et parcs de stationnement de voitures légères, on considère une charge poinçonnante égale à 8 kN sur un carré de 10 cm de côté.
- Les valeurs et les surfaces d'application des charges concentrées correspondant à des matériels lourds ou à des engins de manutention sont données dans les documents particuliers du marché (D.P.M.).

c — Cloisons de distribution

- Elles sont assimilables à une charge répartie de 1 kN/m² pour les cloisons légères de poids inférieur à 2,50 kN/m et pour certains types de bâtiments (habitation, bureaux).

La valeur de la charge est ramenée à 0,50 kN/m² pour les bâtiments d'habitation à refends transversaux porteurs rapprochés.

- Dans les autres cas, les cloisons sont à compter telles que prévues sur les plans ou telles que définies dans les documents particuliers du marché.

Nota:

Il convient de se reporter à la norme pour déterminer les valeurs des charges d'exploitation relatives aux toitures, terrasses, jardins privatifs, garde-corps, escaliers, passerelles et aux locaux où la valeur d'utilisation des charges ne peut être définie de façon générale.

***Annexe B : Tableau des sections des barres
indépendantes***

Tableau des sections des barres indépendantes

Diamètre	Section en cm ² pour :									
en mm	1 barre	2 barres	3 barres	4 barres	5 barres	6 barres	7 barres	8 barres	9 barres	10 barres
4	0,126	0,252	0,378	0,504	0,630	0,756	0,882	1,008	1,134	1,260
5	0,196	0,392	0,588	0,784	0,980	1,176	1,372	1,568	1,764	1,960
6	0,283	0,566	0,849	1,132	1,415	1,698	1,981	2,264	2,547	2,830
7	0,385	0,770	1,155	1,540	1,925	2,310	2,695	3,080	3,465	3,850
8	0,503	1,006	1,509	2,012	2,515	3,018	3,521	4,024	4,527	5,030
10	0,785	1,570	2,355	3,140	3,925	4,710	5,495	6,280	7,065	7,850
12	1,131	2,262	3,393	4,524	5,655	6,786	7,917	9,048	10,179	11,310
14	1,539	3,078	4,617	6,156	7,695	9,234	10,773	12,312	13,851	15,390
16	2,011	4,022	6,033	8,044	10,055	12,066	14,077	16,088	18,099	20,110
20	3,142	6,284	9,426	12,568	15,710	18,852	21,994	25,136	28,278	31,420
25	4,909	9,818	14,727	19,636	24,545	29,454	34,363	39,272	44,181	49,090
32	8,042	16,084	24,126	32,168	40,210	48,252	56,294	64,336	72,378	80,420
40	12,566	25,132	37,698	50,264	62,830	75,396	87,962	100,528	113,094	125,660
50	19,64	39,280	58,920	78,560	98,200	117,840	137,480	157,120	176,760	196,400

Barres à haute adhérence NF A 35-016 NF A 35-019	HA	
	400	500
Nuance Fe E	400	500
Limite d'élasticité (Mpa)	400	500
Résistance à la traction (MPa)	480	550
Allongement à la rupture en %	14	12

***Annexe C : Longueurs développées des
cadres, étriers et épingles***

Longueurs développées des cadres, étriers et épingles

Longueur développée L (mm)		Diamètre =	6	8	10	12	14	16	20
		$\varnothing_m \geq 5 \varnothing$	32	40	50	63	80	80	160
Cadre avec retour à 90°		d =	92	108	135	164	194	216	300
		$L = 2(a + b) +$	113	124	156	187	217	249	307
Cadre avec retour à 135°		e =	72	78	85	104	124	136	200
		$L = 2(a + b) +$	103	102	103	125	151	164	248
Étrier		f =	72	78	85	104	124	136	200
		c =	44	56	70	87	108	112	200
Épingle		f =	72	78	85	104	124	136	200
		c =	44	56	70	87	108	112	200
U		$L = 2a + b +$	-28	-37	-46	-56	-68	-73	-117

NOTA. Les crochets "normalisés" ont des retours droits de : 10 $\varnothing$ pour un angle de 90°, 5 $\varnothing$ pour un angle $\geq 135^\circ$, 5 $\varnothing$ pour un angle de 180°.

Les diamètres des mandrins de cintrage sont choisis dans la série de Renard recommandée par l'EN13670 – Annexe D : 16, 20, 25, 32, 40, 50, 63, 80, 89, 100, 125, 160, 200, 250, 320, 400, 500, 630

er 2008

Henry THONIER (T2)

EN : Équerre normalisée (90°)

RN : Retour normalisé (135°) CN : Crochet normalisé (180°)

Longueur de coupe des façonnages courants (en rouge)

CADRE	ÉTRIER	ÉPINGLE	
ACIER DCOUX	ACIER DCOUX	ACIER DCOUX	
$2(A + B) + 19 \varnothing$	$2A + 19 \varnothing$	$A + 18 \varnothing$	
HA	HA	HA	
$2(A + B) + 20,5 \varnothing$	$2A + 24,5 \varnothing$	$A + 22 \varnothing$	
RN	RN	CN	CN
$A + 34 \varnothing$	$A + 36 \varnothing$	$A + 33 \varnothing$	
RN	EN	CN	
$A + 17 \varnothing$	$A + 18 \varnothing$	$A + 16,5 \varnothing$	