



وزارة البحث العلمي والتعليم العالي
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid Ibn Badis Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



N° d'ordre : M2. /GC/2022

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADIMIQUE

Filière : Génie-civil

Option : Structure

Thème

**Etude technique et technico-commercial d'un bâtiment
en "R+15 étages + 3 sous-sols et un étage mezzanine" a usage
mixte avec un système constructif "murs porteurs"**

Présenté par :

BELKHEIR Said

BENABDELOUED Nazim

Soutenu le 23/06/2022 devant le jury composé de :

Encadrent :	Dr. BAHAR SADEK	MCB	Université de Mostaganem
Président :	Dr. ZELMAT YASSINE	MAA	Université de Mostaganem
Examineur :	Dr. REZIGUA AHMED	MCB	Université de Mostaganem
Membre invité :	Dr. BOUHALOUFA AHMED	MCB	Université de Mostaganem

Année Universitaire 2021/2022

Remerciement

Au terme de la rédaction de ce mémoire, c'est un devoir agréable d'exprimer en quelques lignes la reconnaissance que je dois à tous ceux qui ont contribué de loin ou de près à l'élaboration de ce travail, qu'ils trouvent ici mes vifs respects et ma profonde gratitude.

En premier lieu je souhaite exprimer mes sincères et respectueuses reconnaissances et remerciements à mon encadreur Monsieur **BAHAR Sadek** Docteur en Génie civil à l'Université Abdelhamid Ibn Badis – Mostaganem d'avoir accepté de m'encadrer sur ce thème si passionnant et pertinent, de m'avoir orienté, encouragé et de m'apporter son attention tout au long de ce travail et à la présentation de ce mémoire dans sa forme final. Il a toujours su me faire confiance et m'apporter l'aide nécessaire, tant sur le plan scientifique que moral. Ses précieux conseils m'ont permis de mener à bien ce travail.

Nous portons avec gratitude de reconnaissance pour l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénierie en Génie Civil.

Nous ne saurons oublier de remercier les honorables Membres du Jury qui nous ont fait l'immense honneur de Présider et d'examiner ce Modeste travail.

Enfin, C'est avec une certaine émotion et beaucoup de sincérité que je voudrais remercier toute ma famille mes parents et surtout mes chère sœur **Mina, fayrouz,rania** et mon chère frère **abderrahim** et mes amis **Yacine et Ayad** pour leur encouragement et leur soutien inconditionnel.



Merci

Dédicace

*notre reconnaissance va à tous ceux qui nous ont encouragé à effectuer ce travail,
nous dédions cet mémoire à :*

*Nos très chers parents qui nous ont soutenu durant tout notre cursus scolaire et
universitaire,*

*Ma chère grand-mère **Soltana et Kheira** qui me prodigue ses sages conseils,
Je rends hommage à feu mes grands-parents paternels et mon grand-père
maternel,*

*Mes chères sœurs **Yamina et fayrouz**,*

*Mon cher frère **Abderrahim** et ma sœur **Rania***

*Mes chers amis **Yacine et Ayad**,*

Tous les membres de ma famille sans exception,

Et à tous ceux à qui ma réussite tient à cœur.

Résumé

L'accroissement urbain des villes algériennes, fait que l'habitat à haute densité regagne majoritairement le parc immobilier, en effet, la demande accrue de la société en termes de logement sous ses différentes formes conduit les autorités locales à recourir à des aménagements en minimisant l'emprise au sol et en s'étalant en hauteur n'accédant généralement les R+5.

Ce projet présente une étude technique de réalisation d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple (habitation, service et commerce), constitué de 3 sous-sol et un Rdc et une mezzanine plus 15 étage un comble habitable. Il est implanté dans la commune de ORAN, classée en zone sismique (IIa) selon le RPA99 Version 2003.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système trumeaux

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel "Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel 2019"

L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise.

En dernier lieu nous avons détaillé L'étude technico-commercial pour notre projet par le biais du logiciel MS PROJECT2010 et CYPE2017.

ملخص

إن النمو العمراني للمدن الجزائرية، يجعل الموانئ ذات الكثافة السكانية العالية تستعيد غالبية المخزون السكني، بل إن الطلب المتزايد للمجتمع من حيث الإسكان بأشكاله المختلفة يدفع السلطات المحلية إلى اللجوء إلى المنشآت عن طريق التقليل من قبضة على الأرض وتنتشر في ارتفاع لا يصل عمومًا إلى R+5.

يقدم هذا المشروع دراسة فنية لإنجاز مبنى غير منتظم الشكل للاستخدامات المتعددة (الإسكان والخدمة والتجارة) ، ويتكون من 3 أقيية وطابق أرضي وميزانين بالإضافة إلى 15 طابقا عليا صالحة للسكن. تقع في مدينة وهران، المصنفة كمنطقة زلزالية (IIa) وفقًا للإصدار RPA992003

يتم ضمان مقاومة الهيكل للأحمال الأفقية والرأسية بواسطة نظام trumeaux

RPA99 و CBA93) تم تحديد أبعاد وحساب التعزيزات لجميع العناصر المقاومة وفقًا للوائح الجزائرية المعمول بها (الإصدار 2003).

Autodesk Robot Structural Analysis Professional "تم إجراء التحليل الديناميكي للهيكل باستخدام برنامج 2019".

أسفرت دراسة البنية التحتية للمبنى عن تأسيس نوع رادي عام بعد أهمية الأحمال المنقولة للمياه من القاعدة.

MS PROJECT2010 أخيرًا، قمنا بتفصيل الدراسة الفنية التجارية لمشروعنا باستخدام برنامجي CYPE 2017 و

Abstract

The Urban growth of the Algerian cities, makes that the habitat with high density regains the majority of the housing stock, indeed, the increased demand of the society in terms of housing in its various forms leads the local authorities to resort to installations by minimizing the grip on the ground and spread out in height generally not reaching R+5.

This project presents a technical study for the realization of an irregularly shaped building for multiple use (housing, service and commerce), consisting of 3 basements and a ground floor and a mezzanine plus 15 floors a habitable attic. It is located in the town of ORAN, classified as a seismic zone (IIa) according to RPA99 Version 2003.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a trumeaux system

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 and RPA99 version 2003).

The dynamic analysis of the structure was carried out using the "Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2019" software.

The study of the building's infrastructure resulted in a foundation of the general Radier type following the importance of the loads transmitted to the water from the base.

Finally, we detailed the technical-commercial study for our project using MS PROJECT2010 and CYBE2017 software.

SOMMAIRE

Remerciement Dédicace Résumé Sommaire

La liste des figures La liste des tableaux La liste des notations

Introduction générale

CHAPITRE 01 généralité sur les voiles	4
1.1. Introduction :	4
1.2. Définition des murs porteurs (Les voiles):	4
1.3. Classification des types de voiles :	4
1.4. Classification des structures avec voiles :	5
1.5. Rôles des voiles de contreventement :	7
1.6. Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles :	7
1.6.1 Caractéristiques géométrique :	7
1.6.1.1 Longueur de flambement :	8
1.6.2 Caractéristiques mécanique :	8
CHAPITRE 02 : PRESENTATION DU PROJET	10
2.1. Présentation de l'ouvrage :	10
2.2. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :	10
2.3. Les éléments de l'ouvrage :	10
2.3.1 Ossature :	10
2.3.2 Planchers :	11
2.3.1 Escaliers :	11
2.3.2 Balcons :	11
2.3.3 Revêtement :	11
2.3.4 Isolation :	11
2.3.5 Locale d'ascenseur :	11
2.3.6 Les fondations :	12
2.3.7 Hypothèses de calcul :	12
2.3.8 Etats limites ultimes (ELU) :	12
2.3.9 Etats limites de service (ELS) :	12
2.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :	13
2.4.1 Le béton :	13
2.4.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :	13
2.4.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :	13

2.4.1.3 Module de déformation longitudinale :	14
2.4.1.4 Module de déformation transversale :	14
2.4.1.5 Modèles de calcul :	14
2.4.2 Acier :	16
2.4.2.1 Généralités :	16
2.5. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :	19
2.6. Hypothèses de calcul :	19
2.6.1. Béton :	19
2.6.2. Acier :	19
2.7. Les plans architecture de projet :	20
CHAPITRE 03 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	24
3.1 Introduction :	24
3.2 Plancher (dalle pleine) :	24
3.3 Les Voiles :	25
3.4. Poutres :	26
3.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :	26
3.4.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 versions 2003 :	26
3.4.3 Critères de flèche :	27
3.4.4 Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :	27
3.5 La Bande Noyée (Poutre Noyée) :	27
3.6 Descente Des Charges :	28
3.6.1 Introduction :	28
3.6.2. Plancher Terrasse accessible :	28
3.6.3 Plancher Etage Courant :	29
3.6.4 Plancher Rdc :	30
3.6.5. Plancher Sous-sol :	31
3.6.6. Balcon :	32
3.6.7. Mur Extérieure :	33
3.6.8. Mure Intérieur :	33
3.6.9. Escalier :	34
3.6.9.1. Volée (la paillasse):	34
3.6.9.2. Palier :	34
3.7. Conclusion :	35
Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux	37
4.1. Introduction :	37

4.2. Etude des balcons :	37
4.2.1. Détermination des charges :	37
4.2.1.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :	37
4.2.1.2. Calcul des efforts internes :	38
4.2.2 Calcul à l'ELU :	39
4.2.3 Calcul du ferrailage :	39
4.2.4 Vérifications à l'ELU :	39
4.2.4.1 Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1) :	39
4.2.4.2 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	40
4.2.4.3 Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3) :	40
4.2.5 Calcul à l'ELS :	42
4.2.5.1. Combinaison de charge :	42
4.2.5.2. Calcul des efforts internes :	42
4.2.5.3 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :	43
4.2.5.4 État limite d'ouvertures des fissures :	44
4.2.5.5 Vérification de la flèche :	44
4.2.5.6 Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91) :	44
4.3 Etude escalier :	45
4.3.1 Introduction :	45
4.3.2 Définition des éléments d'un escalier :	45
4.3.3 Dimensionnement :	46
4.3.3.1 Vérification de la loi de BLANDEL :	46
4.3.4 Détermination des charges et surcharges :	47
4.3.4.1 Charges permanentes :	47
4.3.4.2 Charges d'exploitations :	48
4.3.4.3 Combinaison de charges :	48
4.3.5 Ferrailage :	50
4.3.6 Vérification à l'ELU :	52
4.3.6.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	52
4.3.6.2 Espacement des barres :	52
4.3.6.3 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	52
4.3.6.4 Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3) :	53
4.3.6.5 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :	53
4.3.6.6 Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2) :	54

4.3.6.7Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)	54
4.3.7 Vérification à l'ELS :	54
4.3.7.1 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :	54
4.3.7.2 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :	55
4.3.7.3 Vérification de la flèche	55
4.4.1. Ferrailage :	58
4.4.1.1 Vérification à l'ELU :	59
4.4.1.2 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	59
4.4.1.3 Espacement des barres :	59
4.4.1.4 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :	60
4.4.1.5 Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3) :	60
4.4.1.6 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :	61
4.4.1.7 Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2) :	61
4.4.1.8 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313) : 62	
4.4.2.1 Vérification à l'ELS :	62
4.4.2.2 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :	62
4.4.2.3 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :	63
4.4.2.4 Vérification de la flèche :	63
4.5. Calcul de la poutre palière :	65
4.5.1 Pré dimensionnement :	65
4.5.2 Charge supportée par la poutre :	65
4.5.3 Combinaison à considérer :	65
4.5.4 Calcul du ferrailage (ELU):	65
4.5.5 Calcul des armatures :	67
4.5.6 Vérification à l'ELU :	68
4.5.7 Calcul à L'ELS :	70
4.5.8 Vérification à l'ELS :	71
4.5.9 Vérification de la flèche :	72
4.6. Calcul de la salle machine :	74
4.6.1. Introduction :	74
4.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :	74
4.6.3 Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :	75
4.6.4.Calcul des moments du au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91) :	76
4.6.5 Les moments agissants sur la dalle :	76

4.6.6 Ferrailage de la dalle :	76
4.6.7 Vérification à l'ELU :	77
4.6.7.1 Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :	77
4.6.7.2 Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :	78
4.6.7.3 Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :	78
4.6.7.4 Vérification des contraintes tangentielles :	78
4.6.8 Vérification à l'ELS :	79
4.6.8.1 Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :	79
4.6.8.2 Calcul des moments dû au poids propre de la dalle pleine :	79
4.6.8.3 Superposition des moments agissant au centre du panneau :	80
4.6.8.4 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :(Art A.4.5.2/BAEL 91)	80
4.6.8.5 Etat limite de déformation:(Art B.6.5.1/BAEL91) :	81
4.6 CONCEPTION & FABRICATION MONTE-VOITURE :	82
4.6.1 CARACTERISTIQUES TECHNIQUES GENERALES :	83
CHAPITRE 05 : MODELISATION ET VERIFICATION AU RPA.....	86
5.1. Introduction :	86
5.2. Choix de la méthode de calcul :	86
5.2.1. Méthode statique équivalente :	86
5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :	87
5.2.3. Méthode d'analyse dynamique :	87
5.3 Méthode d'analyse modale spectrale :	87
5.3.1 Principe :	87
5.3.2 Domaine d'application :	87
5.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse :	88
5.4 Poids total de la structure :	90
5.5 Modélisation de la structure :	90
5.5.1 Position des voiles :	90
5.5.2 Calcul de la force sismique totale :	92
5.6 Résultats de calcul :	93
5.7 Evaluation des excentricités :	97
5.8 Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente :	99
5.9 Vérification des déplacements inter étage :	99
5.10 Vérification de l'effet $P - \Delta$:	100
5.11 Calcul de la force sismique selon la hauteur :	103

CHAPITRE 06 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	107
6.1 Introduction :	107
6.2 Les planchers :	107
6.2.1 Introduction :	107
6.2.2 Etude des planchers dalle plein :	108
6.2.2.1 Evaluation des charges :	108
6.2.2.2 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	108
6.2.2.3 La réduction des moments:	109
6.2.2.3 Calcule des ferraillages :	109
6.2.2.4 Vérification à l'ELU :	110
6.2.2.5 Vérification à l'ELS :	111
6.2.2.6 Vérification à l'ELU :	114
6.2.2.7 Vérification à l'ELS :	114
6.3 Etude des voiles :	120
6.3.1 Introduction :	120
6.3.2 Combinaison des charges :	120
6.3.2.1 Voile 1 (L= 1.60m) :	120
6.3.2.2 Ferraillage vertical :	121
6.3.2.3 Choix des armatures appliquées :	122
6.3.2.4 Ferraillage horizontale :	123
6.3.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement :	124
6.3.2.6 Vérification de l'effort normal réduit :	124
6.3.3 Schéma Ferraillage de voiles :	125
6.3.4 Voile 1 (L= 5.20m) :	125
6.4 Voile périphérique :	127
6.4.1 Introduction :	127
6.4.2 Le Dimensionnement :	127
6.4.2.1 Calcul des charges :	127
6.4.2.2 Calcul du ferraillage :	128
6.4.2.3 Vérification à l'ELU :	129
6.5 Poutre :	132
6.5.1 Poutre Noyée Chainages (25x55):	132
6.5.1.1 Introduction :	132
6.5.1.2 Les moments de la poutre :	132
6.5.1.3 Combinaisons d'actions :	132

6.5.1.4 Calcul de ferrailage :	133
6.5.1.5 Vérification à l'ELS :	134
6.5.2 Poutres (40×80) :	136
6.5.2.1 Calcul de ferrailage :	136
6.5.2.2 Vérification à l'ELS :	137
6.5.3 Résumée des calculs des ferrailages des poutres :	140
6.5.4 Schémas de ferrailage des poutres :	141
CHAPITRE 07 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	147
7.1 Introduction :	147
7.2 Choix du type de fondation :	148
7.3 Étude du radier :	149
7.3.1 Pré dimensionnement du radier :	149
7.3.2 Détermination des sollicitations :	151
7.3.3 Calcul du poids propre du radier :	151
7.4 Combinaison d'action :	151
7.4.1 Vérification des contraintes :	151
7.4.1.1 A L'ELU :	151
7.4.1.2 A L'ELS :	152
7.5 Vérification de l'effet de sous pression :	152
7.6 Ferrailage du radier	153
7.6.1 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :	153
7.6.2. La réduction des moments :	153
7.6.3 Sens xx :	154
7.6.3.1 En travée :	154
7.6.3.1.1 Calcule des ferrailages :	154
7.6.3.1.2 Vérification à l'ELU :	154
7.6.3.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	154
7.6.3.1.2.2 Espacement des barres :	154
7.6.3.1.3 Vérification à l'ELS :	154
7.6.3.1.3.1 Position de l'axe neutre :	154
7.6.3.1.3.2 Moment d'inertie :	155
7.6.3.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :	155
7.6.3.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :	155
7.7.3.2 En appuis :	155
7.7.3.2.1 Calcule des ferrailages :	155

7.7.3.2.2 Vérification à l'ELU :	156
7.7.3.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	156
7.7.3.2.2.2 Espacement des barres :	156
7.7.3.2.3 Vérification à l'ELS :	156
7.7.3.2.3.1 Position de l'axe neutre :	156
7.7.3.2.3.2 Moment d'inertie :	156
7.7.3.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :	156
7.7.3.2.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :	156
7.7.4 Sens yy :	157
7.7.4.1 En travée :	157
7.7.4.1.1 Calcule des ferraillages :	157
7.7.4.1.2 Vérification à l'ELU :	157
7.7.4.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	157
7.7.4.1.2.2 Espacement des barres :	157
7.7.4.1.3 Vérification à l'ELS :	158
7.7.4.1.3.1 Position de l'axe neutre :	158
7.7.4.1.3.2 Moment d'inertie :	158
7.7.4.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :	158
7.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	158
7.7.4.2. En appuis :	158
7.7.4.2.1. Calcule des ferraillages :	158
7.7.4.2.2 Vérification à l'ELU :	159
7.7.4.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :	159
7.7.4.2.2.2. Espacement des barres :	159
7.7.4.2.3 Vérification à l'ELS :	159
7.7.4.2.3.1 Position de l'axe neutre :	159
7.7.4.2.3.2 Moment d'inertie :	159
7.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :	159
7.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :	160
7.8 Conclusion :	160
CHAPITRE 08 ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE.....	162
8.1 Introduction :	162
8.2 Métré :	162
8.5. Planning :	169
8.3. Devis :	174

8.3.1. Le devis descriptif :	174
8.3.2.le devis estimatif :	174
8.4.1. Prix unitaire :	175
8.4.1.1 Etape 1 :	175
8.4.1.2 Etape 2 :	184
8.4.1.3 Etape 3 :	184
8.4.1.4 béton de propreté :	185
8.4.1.5 RADIER :	185
8.4.1.6 POUTRE :	188
8.4.1.7 DALLE PLEIN :	191
8.5 conclusions :	197
9. CONCLUSION GENERALE :	198

LISTE DES FIGURES

Figure 1. Mur voile en Béton Armée.....	4
Figure 2. Différent type des voiles	5
Figure 3. Structures « mixtes » avec des murs porteurs.	6
Figure 4. Structure a noyau central.	6
Figure 5. Structure uniquement a murs porteurs.	6
Figure 6. Voile pleine	7
Figure 7. Coupe de voile en élévation.	8
Figure 8. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.	8
Figure 9. Vue sur la situation du Site étudié.	10
Figure 10. Plancher dalle pleine	11
Figure 11. Schéma d'un ascenseur mécanique	12
Figure 12. Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.	15
Figure 13. Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.....	15
Figure 14. Diagramme contrainte déformation.....	18
Figure 15. Plan de RDC.....	20
Figure 16. Vues en terrasse de la structure	20
Figure 17. Vue en plan niveaux étage courant de la structure	21
Figure 18. Vue en sous-sol.....	21
Figure 19. Vue en plan de la façade principale de la structure et coupe A-A de la structure...	22
Figure 20. Plancher dalle pleine	24
Figure 21. Coupe de voile en élévation.	26
Figure 22. Dimensions de poutres.....	26
Figure 23. Poutre noyée	27
Figure 24. Plancher terrasse accessible	28
Figure 25. Section transversale d'un plancher	29
Figure 26. Section transversale d'un plancher	30
Figure 27. Plancher balcon	32

Figure 28. Coupe vertical de mur extérieure	33
Figure 29. Schéma statique de calcul à l'ELU.....	38
Figure 30. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	38
Figure 31. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	38
Figure 32. Schéma statique de calcul à l'ELS	42
Figure 33. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	42
Figure 34. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.....	43
Figure 35. Plan de ferrailage des balcons.	45
Figure 36. Différents éléments d'un escalier.	46
Figure 37. Schéma de deux escaliers sous charges	49
Figure 38. Schéma statique (ELU et ELS).	49
Figure 39. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.....	50
Figure 40. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.....	50
Figure 41. Ferrailage du 1er escalier	56
Figure 42. Ferrailage du 2ème escaliers	64
Figure 43. Schéma statique (ELU).	65
Figure 44. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU	66
Figure 45. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	66
Figure 46. Schéma statique (ELS).	70
Figure 47. Ferrailage de la poutre palière.....	73
Figure 48. Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment	74
Figure 49. Schéma statique de la salle machine.....	75
Figure 50. Ferrailage de dalle pleine du hall d'ascenseur.	82
Figure 51. Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.	82
Figure 52. Plan technique du monte voiture	83
Figure 53. Disposition des voiles	91
Figure 54. Vue de la structure modélisée	92
Figure 55. Mode 1 translation sur xx.....	95
Figure 56. Mode 1 translation sur yy.....	96
Figure 57. Mode 3 rotation	96
Figure 58. Plancher en béton arme (dalles)	107
Figure 59. Choix de la dalle.....	108
Figure 60. Armature de la dalle sous-sol.....	117
Figure 61. De nappe supérieure de la dalle sous-sol	118
Figure 62. De la nappe inférieure de la dalle sous-sol	119
Figure 63. Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur $L = 1.60m$	125
Figure 64. Ferrailage du voile ($L = 5.20m$) coupe AA/BB	125
Figure 65. Ferrailage du voile ($L = 5.20m$) coupe CC/DD	126
Figure 66. Schéma statique d'une voile périphérique.	128
Figure 67. Ferrailage poutre noyé (25*55) appui et travée RDC.....	141
Figure 68. Ferrailage poutre noyé (25*55) appui et travée sous-sol.....	142
Figure 69. Ferrailage poutre noyé (25*55) appui et travée étage courant	143
Figure 70. Ferrailage poutre noyé (25*55) appui et travée terrasse.....	144
Figure 71. Schémas de ferrailage des poutres (40 x 80) cm ²	145
Figure 72. Ferrailage du radier.....	160
Figure 73. Lancement du logiciel.....	176
Figure 74. Création une nouvelle base de données	176

Figure 75. Générateur de prix	177
Figure 76. Type du projet	177
Figure 77. Décimales	178
Figure 78. Pourcentages.....	178
Figure 79. Mode d'édition	179
Figure 80. Unités d'ouvrage sans décomposition	179
Figure 81. Données avant signature	180
Figure 82. sélectionnèrent l'emplacement de notre projet	181
Figure 83. Générateur de prix	182
Figure 84. Donnés supplémentaires	183
Figure 85. Base de donne du projet	184
Figure 86. Les élément structuraux et non structuraux du rdc.....	184
Figure 87. Caractéristiques du béton de propreté.....	185
Figure 88. radier	185
Figure 89. Béton.....	186
Figure 90. Acier.....	186
Figure 91. Séparateurs	187
Figure 92. Compléments.....	187
Figure 93.finition.....	188
Figure 94. Poutre	188
Figure 95. Béton.....	189
Figure 96. Acier.....	189
Figure 97. Séparateurs	190
Figure 98. Coffrage	190
Figure 99. Dalle.....	191
Figure 100. Béton	191
Figure 101. Acier.....	192
Figure 102. Coffrage	192
Figure 103. Séchage	193
Figure 104. Les différentes taches du projet.....	193

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 1. Dimension de plan.....	10
Tableau 2. Plancher Terrasse accessible.....	28
Tableau 3. Plancher étage courant.....	29
Tableau 4. Plancher RDC	30
Tableau 5. Plancher SOUS-SOL.....	31
Tableau 6. Balcon.....	32
Tableau 7. Murs extérieurs (double parois)	33
Tableau 8. Murs intérieurs	33
Tableau 9. Les charges de la paillasse.....	34
Tableau 10. Les charges de Palier	34
Tableau 11. Les charges de Palier.....	47
Tableau 12. Les charges de la paillasse.....	48
Tableau 13. Pénalités du facteur de qualité	89
Tableau 14. Taux de participation modale.....	93
Tableau 15. Récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.....	98
Tableau 16. les forces sismiques des deux directions.	99
Tableau 17. Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.....	100
Tableau 18. Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX	101
Tableau 19. Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY	102
Tableau 20. Disposition de la force sismique	104
Tableau 21. Sollicitation des voiles.....	120
Tableau 22. Ferrailage des voiles.....	124
Tableau 23. Vérification des contraintes de cisaillement	124
Tableau 24. Détermination des moments fléchissant du mur voile.	128
Tableau 25. Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot. ..	132
Tableau 26. Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Robot.....	136
Tableau 27. Ferrailage des poutres.....	140
Tableau 28. Métré Fondation	162
Tableau 29. Métré sous-sol 3	163
Tableau 30. Métré sous-sol 2	163
Tableau 31. Métré sous-sol 1	163
Tableau 32. Métré RDC.....	164
Tableau 33. Métré mezzanine	164
Tableau 34. Métré étage 1.....	164
Tableau 35. Métré étage 2.....	165
Tableau 36. Métré étage 3.....	165
Tableau 37. Métré étage 4.....	165
Tableau 38. Métré étage 5.....	166
Tableau 39. Métré étage 6.....	166
Tableau 40. Métré étage 7.....	166
Tableau 41. Métré étage 8.....	167
Tableau 42. Métré étage 9.....	167

Tableau 43. Métré étage 10.....	167
Tableau 44. Métré étage 11.....	168
Tableau 45. Métré étage 12.....	168
Tableau 46. Métré étage 13.....	168
Tableau 47. Métré étage 14.....	169
Tableau 48. Métré étage terrasse	169
Tableau 49. Représentant le planning du projet.....	172
Tableau 50. Devis estimatif du projet.....	197

Liste des notations

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol.

f_{cj} : Résistance à la compression.

f_{tj} : Résistance à la traction.

E_{ij} : Déformations instantanées.

E_{vj} : Déformations différées. ν : Coefficient de poisson.

τ_u : Contrainte admissible de cisaillement. τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.

f_{bc} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.

σ_{bc} : Contrainte du béton.

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier. G : Action permanente.

Q : Action d'exploitation. E : Action accidentelle.

A : Facteur d'accélération de la zone.

C_p : Facteur de la force horizontale.

E_s : Module d'élasticité longitudinal.

β : Valeur du coefficient de pondération. W : Poids total de la structure.

W_{Gi} : Poids de la charge permanente.

W_{Qi} : Poids de la charge d'exploitation N : Effort normale.

T : Effort tranchant.

R : Coefficient de comportement de la structure. Q : Facteur de qualité.

M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_s : Moment à l'état limite service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment en appuis.

A_{st} : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.

A_r : Section d'armatures de répartition.

μu : Moment ultime réduit.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

St : Espacement.

ELU : Etat limite ultime. ELS : Etat limite service. I : Moment d'inertie.

g : Accélération de la pesanteur.

δk : Déplacement relatif.

$\delta e k$: Déplacement du aux force sismique.

Δk : Déplacement admissible

Introduction Générale :

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème du non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans ce travail on présentera une étude détaillée d'un bâtiment à usage multiple (habitation, service et commerce), Ce projet présente des particularités, c'est pour quoi on l'a choisi comme projet de fin d'études, qui sont :

- Une irrégularité en plan et en élévation.
- Une hauteur importante qui nécessite un système de fondation adéquat L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :
- La première étape portera les généralités sur les voiles
- La deuxième sur la présentation complète du bâtiment,
- La troisième étape portera sur la descente de charges la définition de ses différents éléments et le choix des matériaux à utiliser
- La quatrième étape sera la détermination des actions verticales présentes dans le bâtiment, et le pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux du bâtiment (balcon, escalier et poutre noyée, planchers et le monte-charge).
- La Cinquième étape portera sur l'étude dynamique du bâtiment et la détermination de l'action sismique. L'étude du bâtiment pour la structure sera faite par l'analyse du modèle de structure en 3D sur le logiciel de calcul Autodesk Robot Structural Analysis Professionnel 2019.
- La sixième étape portera sur le calcul du ferrailage des éléments structuraux

(Poutres et voiles) Les résultats donnés par Robot vont être vérifiés par rapport aux exigences de l'RPA 99 version2003.

- La septième étape portera sur l'étude de l'infrastructure.
- La huitième étape sera comme une introduction sur l'études technico-commercial qui contient la quantité du (béton ferrailage ratio coffrage) le

planning par le logiciel ms Project 2010 et le prix par le logiciel Cype 2017 et par la fin une conclusion générale

La neuvième étape contient deux annexes : ferrailages voile poutre, les fiches techniques du béton de propreté, radier, poutre noyée, dalle pleine

Chapitre 01 :
Généralité sur les voiles

CHAPITRE 01 généralité sur les voiles

1.1. Introduction :

L'utilisation des voiles en béton armé comme des éléments porteurs pour les constructions parasismiques est de plus en plus courante et la raison est que les murs de contreventements, en plus de leurs rôles porteurs pour les charges verticales ils ont également la capacité de prendre les efforts horizontaux, est une grande capacité de dissipation d'énergie lors d'un séisme.

1.2. Définition des murs porteurs (Les voiles):

Les **voiles** ou **murs** de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan **est** négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales.

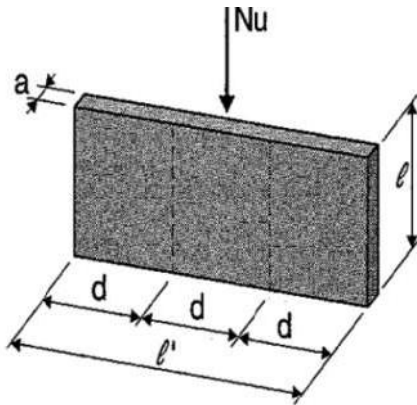
Les « **MURS PORTEURS** » sont des murs destinés à supporter la structure des planchers d'un bâtiment. Ils constituent le squelette de ce dernier, et reposent sur ses fondations.



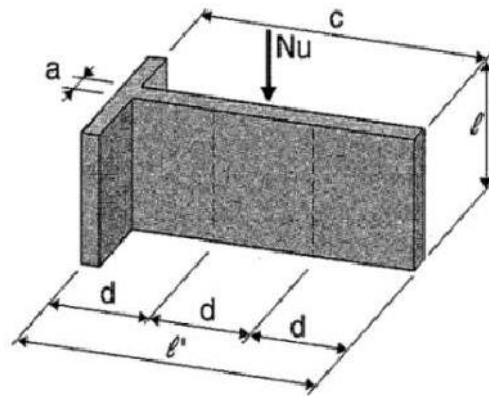
Figure 1. Mur voile en Béton Armée

1.3. Classification des types de voiles :

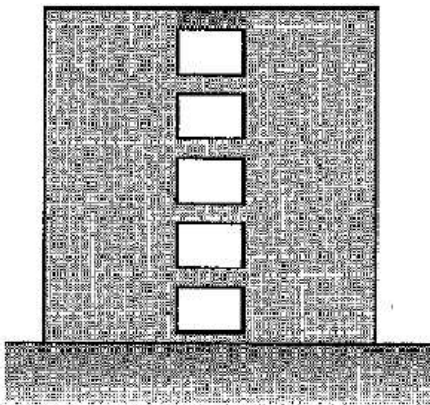
- Voile pleine où -voile sans raidisseur (Figure 2a)
- Voile avec raidisseur (Figure 2b)
- Voile avec une seule file d'ouverture (Figure 2c)
- Voile avec plusieurs files d'ouvertures (Figure 2d)



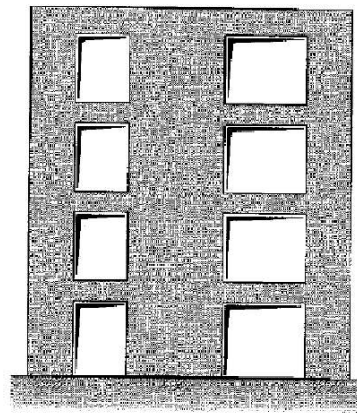
a-Voile sans raidisseurs.



b-voile avec raidisseur.



c- Voile avec une seule file d'ouverture.



d-Voile avec plusieurs files d'ouverture.

1.4. Classification des structures avec voiles :

Vue la grande variété des constructions à voiles de contreventements, on peut fournir une classification pratique de ces constructions. A cet égard, trois grandes catégories peuvent être rencontrées :

- Structures « mixtes » avec des murs porteurs associés à des portiques (Figure 3),
- Structures à noyau central (Figure 4),
- Structures uniquement à murs porteurs (Figure 5).

Figure 2. Différent type des voiles

Chapitre 01 généralité des voiles

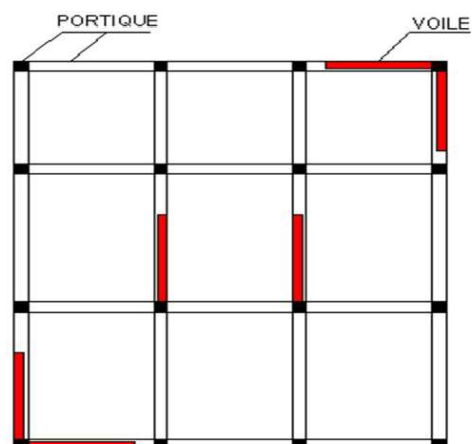


Figure 3. Structures « mixtes » avec des murs porteurs.

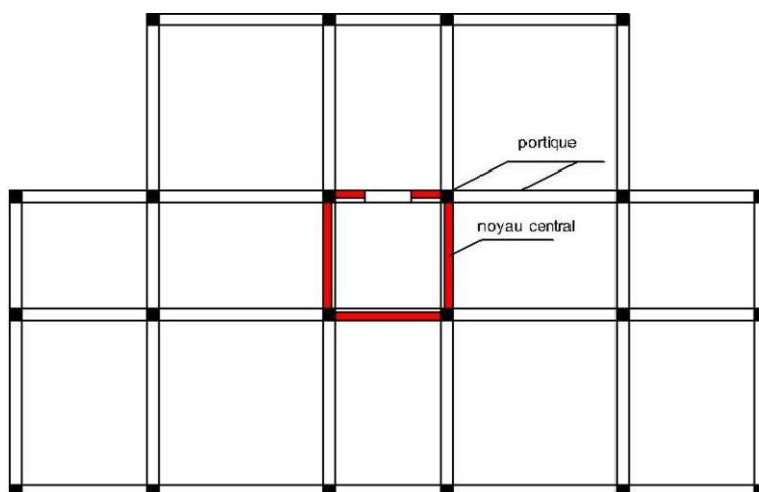


Figure 4. Structure a noyau central.

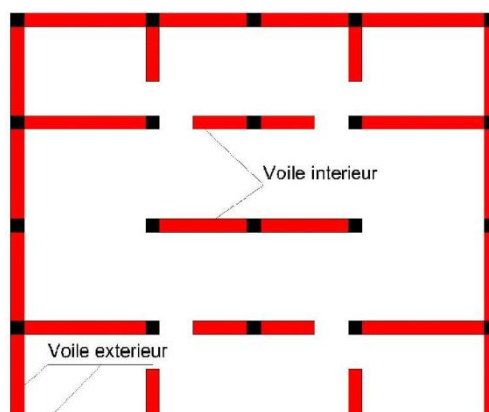


Figure 5. Structure uniquement a murs porteurs.

1.5. Rôles des voiles de contreventement :

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures dans les zones sismiques est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99/V2003.

La raison est que les voiles, outre leur rôle porteur vis-à-vis des charges verticales, sont très efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales. Reprenant la plus grande partie de l'effort sismique, ils conditionnent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité. Par rapport à d'autres éléments de structures, les voiles jouent d'autres rôles à savoir :

- Augmente la rigidité de l'ouvrage ;
- Diminue l'influence des phénomènes du second ordre et éloigne la possibilité d'instabilité ;
- Diminue les dégâts des éléments non-porteurs dont le coût de réparation est souvent plus grand que celui des éléments porteurs ;
- Apaise les conséquences psychologiques sur les habitants de haut bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que des portiques.

1.6. Caractéristiques géométriques et mécaniques des voiles :

1.6.1 Caractéristiques géométrique :

Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console parfaitement encastrée à sa base, (Figure 6).

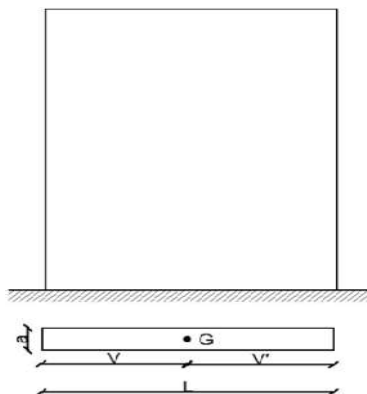


Figure 6. Voile pleine

La plupart des codes de constructions essaient de dimensionner des bâtiments au séisme de façon que l'énergie sismique apportée puisse être absorbée et dissipée par des déformations inélastiques de la structure. D'après le règlement RPA, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a > h_{e20}$$

$$L > a \cdot 4$$

L'épaisseur minimale **amin** = 15 cm.

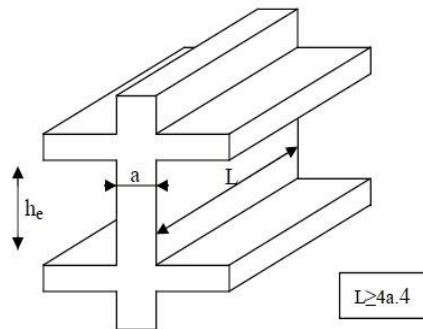


Figure 7. Coupe de voile en élévation.

1.6.1.1 Longueur de flambement :

- Voile non raidie latéralement

La longueur de flambement L_f en fonction de la hauteur libre L du voile entre nus de plancher

- $l_f = 0,8l$ voile encastré en tête et en pied avec un plancher de part et d'autre.
- $l_f = 0,85l$ voile encastré d'un seul côté.
- $l_f = l$ voile articulé en tête et en pied.

1.6.2 Caractéristiques mécanique :

La Figure 8 montre l'exemple d'un élément de section rectangulaire ou en I, soumis à une charge verticale N et une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal N et un effort tranchant V constants sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique du voile est composé d'armatures verticales (pourcentage ρ_v), d'armatures horizontales (pourcentage ρ_h). Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

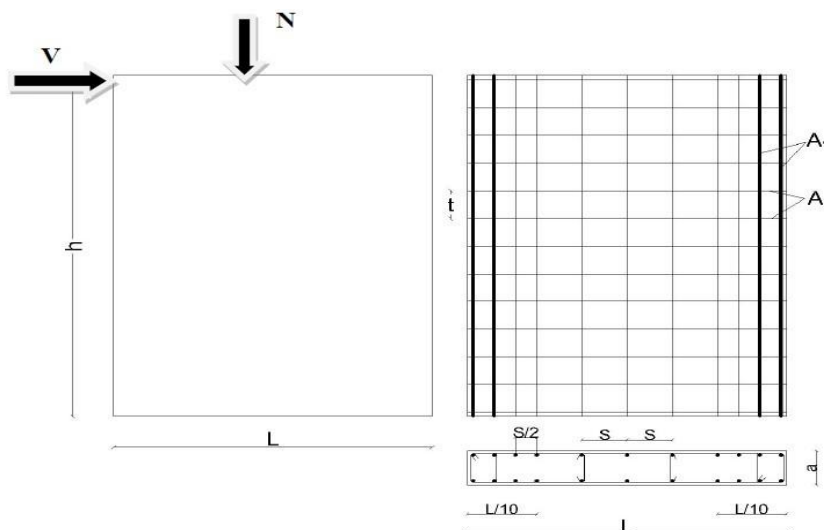


Figure 8. Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage.

Chapitre02 : présentation du projet

CHAPITRE 02 : PRESENTATION DU PROJET

2.1. Présentation de l'ouvrage :

Le projet que nous avons en train d'étudier consiste à un bâtiment à usage commerciale et d'habitation, composé de trois sous-sols, et deux Rez de chaussée (mezzanine) plus étages quinze, implanté à la wilaya de ORAN belgaid, Qui est une Zone de moyenne sismicité zone IIa d'après les règles parasismiques algériennes (RPA 99 version 2003).

Les trois sous-sols seront utilisés comme parking, les deux RDC pour vocation commercial, les autres étages seront des logements d'habitation



Figure 9. Vue sur la situation du Site étudié.

2.2. Caractéristique géométrique (dimensions des plans) :

Longueur totale du bâtiment	15 m
Largeur totale du bâtiment	24.3 m
Hauteur totale du bâtiment	59.26 m
Hauteur du R.D.C	3.24 m
Hauteur des étages courants	3.06 m
Hauteur de sous-sol	3.06 m

Tableau 1. Dimension de plan

2.3. Les éléments de l'ouvrage :

2.3.1 Ossature :

C'est une structure auto-stable réalisé en système des voiles porteurs pour assurer stabilité du bâtiment sous l'effet des actions verticale et horizontale.

2.3.2 Planchers :

Les planchers sont des aires planes limitant les étages et supportant les revêtements et les surcharges. Les planchers adoptés pour notre structure sont :

- Dalle pleine avec des poutres noyées pour tous les étages.

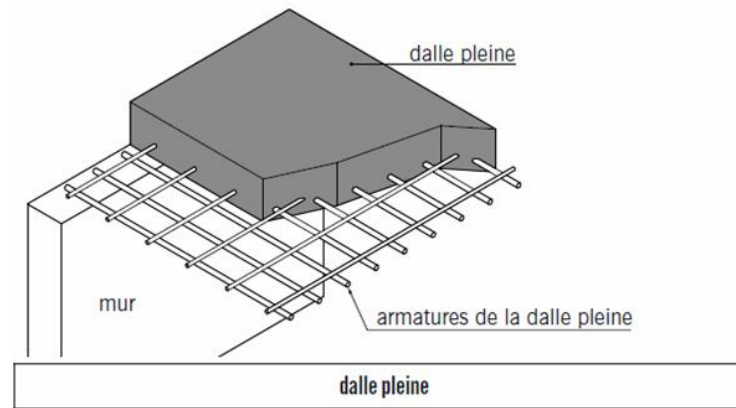


Figure 10. Plancher dalle pleine

2.3.1 Escaliers :

Un escalier est un ouvrage constitué d'une suite de degrés horizontaux (marches et paliers) permettant d'accéder aux différents niveaux. Notre tour est munie d'une cage d'escalier en béton armé à deux volées et coulé sur place.

2.3.2 Balcons :

Les balcons sont réalisés en dalles pleines.

2.3.3 Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds et les cloisons.
- Revêtement à dalle de sol pour les planchers.
- Le plancher de toiture sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

2.3.4 Isolation :

L'isolation thermique est assurée par les couches de liège pour les planchers terrasses et par le vide d'air pour les murs extérieurs.

2.3.5 Locale d'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant le déplacement vertical (elle fait le mouvement de va-et-vient) et accès aux différents niveaux du bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. Notre tour comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

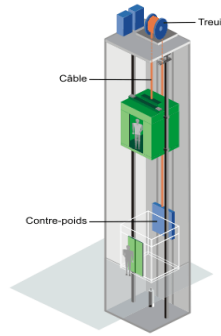


Figure 11. Schéma d'un ascenseur mécanique

2.3.6 Les fondations :

La fondation est l'élément qui est situé à la base de la structure, elle assure la transmission des charges et surcharges au sol. Le choix de type de fondation dépend de type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage. La transmission des charges par la superstructure en sol est assurée par radier.

2.3.7 Hypothèses de calcul :

Le calcul de cet ouvrage est effectué conformément aux règlements BAEL 91 (béton armé aux états limites) basé sur la théorie des états limites.

2.3.8 Etats limites ultimes (ELU) :

Correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de la construction soit :

- Equilibre statique.
- Résistance de l'un des matériaux de la structure.
- Stabilité de forme.
- Hypothèses :
 - Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.
 - Le béton tendu est négligé dans les calculs.
 - L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10 % et le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ dans le cas de la flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

2.3.9 Etats limites de service (ELS) :

Constituent les frontières aux de là des quelles les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de ses éléments ne sont plus satisfaites soient :

- Ouverture des fissures.
- Déformation des éléments porteurs.
- Compression dans le béton.
- **Hypothèses :**
 - Les sections droites et planes avant déformation, restent droites et planes après déformation.
 - Pas de glissement relatif entre le béton et l'acier.

Chapitre 02 présentation du projet

- Le béton tendu est négligé dans les calculs.
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéaires élastiques et il est fait abstraction du retrait et du fluage du béton.
- Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention 15 fois plus grand que celui du béton ($E_s = 15 E_b$), $n=15$: coefficient d'équivalence.

2.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux :

2.4.1 Le béton :

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et de l'eau, il est caractérisé du point de vue mécanique par sa résistance à la compression qui varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton. Ce dernier sera conforme aux règles BAEL 91 et le RPA 99 version 2003 applicable en ALGERIE.

A titre indicatif le dosage courant par 1m^3 est comme suit :

- Granulats (sable 0/5, gravier 5/25) :
- Gravions : 800 L
- Sable : 400 L
- Ciment : 300 à 400 kg/m^3
- Eau de gâchage : 150 à 200 L

2.4.1.1 Résistance caractéristique du béton à la compression :

Elle sera prise à 28 jours de temps de durcissement du béton notée f_{c28} , dans notre projet on prend $f_{c28}=30$ MPa pour $j \leq 28$. La résistance caractéristique à la compression est définie comme suit :

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} \times f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa (C.B.A 93, A2.1.1.1).}$$

Avec : $j \leq 28$ jours

Poids volumique du béton : $\gamma_{\text{béton}} = 25 \text{ KN/m}^3$

Pour 28 jours $< j < 60$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour $j \geq 60$ jours..... $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour notre étude on prend. $f_{c28}=30\text{Mpa}$

2.4.1.2 Résistance caractéristique du béton à la traction :

La résistance du béton à la traction est faible, elle est de l'ordre de 10 % de la résistance à la compression, elle est définie par la relation suivante :

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} \text{ (BAEL 91, art A.2.1,12)}$$

Chapitre 02 présentation du projet

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06(30) = 2.4 \text{ MPa.}$$

2.4.1.3 Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

1. Module de déformation instantanée : la durée d'application de la contrainte normale est inférieure à 24 h, à l'âge de j jours.

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 34179.557 \text{ MPa, Pour } f_{c28}=30 \text{ MPa}$$

2. Module de déformation différée :

Il permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage et retrait).

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11496.760 \text{ MPa, Pour } f_{c28}=30 \text{ MPa}$$

2.4.1.4 Module de déformation transversale :

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

$$G = E / 2(1 + \nu).$$

E : module de YOUNG.

ν : Coefficient de poisson. (BAEL 91, art A.2.1,3).

C'est le rapport entre la déformation relative transversale et la déformation relative longitudinale, il est pris égal :

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

2.4.1.5 Modèles de calcul :

A l'ELU :

Pour les calculs à l'ELU, le diagramme réel de déformation donné sur figure 2.5, avec cette figure :

$0 \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\%$: c'est une section entièrement comprimée.

$2\% \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\%$: compression avec flexion.

Avec ε_{bc} : raccourcissement du béton.

La contrainte limite ultime de résistance à la compression est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \text{ (C.B.A 93, A.4.3.4.1.) [2]}$$

Avec γ_b : coefficient de sécurité.

Chapitre 02 présentation du projet

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1,15 & \text{en situation accidentaire} \end{cases}$$

- 0,85 devient 0,80 quand les conditions de bétonnage deviennent sévères.
- θ : Coefficient d'application des actions considérées :

$\theta = 1$: si la durée d'application des actions est supérieure à 24h.

$\theta = 0,9$: si la durée d'application des actions est entre 1h et 24h.

$\theta = 0,85$: si la durée d'application des actions est inférieure à 1h.

A 28 jours on a $\sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa}$.

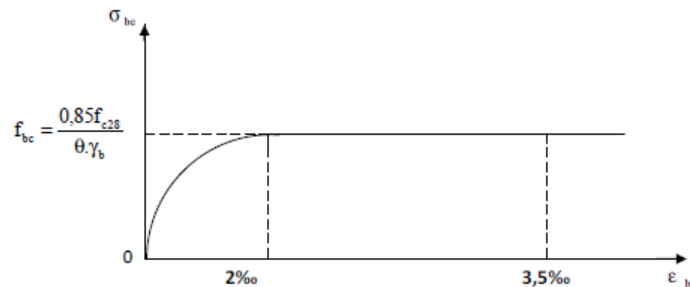
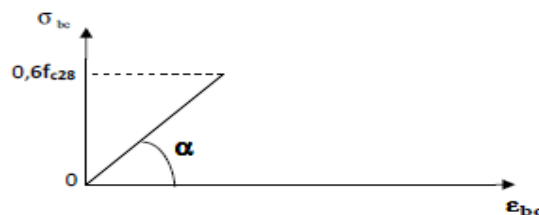


Figure 12. Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU.

A l'ELS :

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$ (BAEL 91, art A.4.5)



$$\sigma = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Figure 13. Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS.

- **Contrainte limite de cisaillement à l'ELS :**

La contrainte de cisaillement est donnée par l'expression suivante :

- **Fissuration non préjudiciable (peu nuisible) :**

Chapitre 02 présentation du projet

$$\bar{\tau}_U = \min \left(\frac{0.2 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

-Fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\tau_U = \min \left(\frac{0.15 \times f_{cj}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa} \right) = 3 \text{ MPa}$$

La contrainte ultime de cisaillement dans une pièce en béton définie par rapport à l'effort tranchant ultime T_u .

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

T_u : Effort tranchant à l'ELU dans la section.

b_0 : Largeur de la section cisailée.

d : Hauteur utile (0,9h position d'aciers tendus).

- Poids volumique de béton :

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

2300 à 2400 daN/m s'il n'est pas armé.

2500 daN/m s'il est armé.

2.4.2 Acier :

2.4.2.1 Généralités :

Les armatures d'un béton armé sont des aciers qui se distinguent par leur nuance et leurs états de surfaces (RL, HA).

- Les ronds lisses FeE215 et FeE235 correspondent à des limites d'élasticité garanties de 215 MPa et 235 MPa respectivement.
- Les aciers à haute adhérence FeE400 et FeE500 correspondent à des limites d'élasticité garanties respectivement de 400 MPa et 500 MPa.
- Treillis soudé de type TS520
- **Module d'élasticité longitudinale de l'acier :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est pris égal à : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. (BAEL 91, art A.2.2)

- **Coefficient de poisson des aciers :**

Chapitre 02 présentation du projet

Il est pris égal $\nu=0,3$.

- **Contraintes limites :**

- **Contrainte limite ultime ELU :** $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \varepsilon_s \geq \varepsilon_L$

Avec :

ε_s : Allongement relatif de l'acier, limité à 10 ‰.

E_s : Module d'élasticité longitudinale est pris égal à 200 000 MPa.

f_e : Limite d'élasticité garantie.

Le diagramme contrainte de calcul se déduit de précédent en effectuant une affinité parallèlement à la tangente à l'origine et dans le rapport $\frac{1}{\gamma_s}$.

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{En situation durable et transitoire} \\ 1 & \text{en situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : σ_s limite élastique de l'acier utilisé ;

D'où l'on aura :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ Mpa} & \text{situation normale.} \\ \sigma_s = 400 \text{ Mpa} & \text{situation accidentelle.} \end{cases}$$

- **État limite de service (E.L.S):**

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

η : Coefficient de fissuration.

$$\begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armatures à hautes adhérence (HA)} \end{cases}$$

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min \left(\left(\frac{2}{3} \right) f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 201,63 \text{ MPa (H.A)}$

$\sigma_s \leq 156,66 \text{ MPa (Lisses)}$ avec $f_e = 235 \text{ MPa}$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\sigma_s \leq \min \left(\left(\frac{1}{2} \right) f_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right)$$

Donc : $\bar{\sigma}_s \leq 164,97 \text{ MPa (H.A)}$

Chapitre 02 présentation du projet

$$\sigma_s \leq 117,5 \text{ MPa} \quad \text{avec } f_e = 235 \text{ MPa}$$

- **Fissuration peu nuisible** : aucune vérification n'est requise pour les aciers.
- **Diagramme contraintes déformations de l'acier** :

Dans le calcul relatif aux états limites, nous utiliserons le diagramme simplifié suivant : (BAEL 91, art A.2.2)

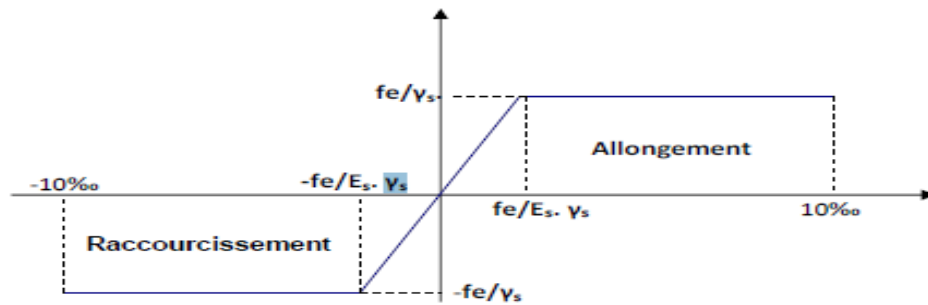


Figure 14. Diagramme contrainte déformation.

- **Protection des armatures (BAEL 91, art A.7.2)** :

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

- $C \geq 5\text{cm}$: pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour ceux exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: pour les parois soumises à des actions agressives, intempéries, condensations et éléments en contact avec un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisations).
- $C \geq 1\text{cm}$: pour les parois situées dans les locaux couverts et ceux non exposés aux condensations.
- **La réglementation utilisée** :

L'étude du présent ouvrage sera menée suivant les règles :

- Du BAEL 91 (règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé suivant la méthode des états limites).
- Du RPA 99 modifié 2003 (règles parasismiques algériennes).
- Du DTR.BC-22 (charges et surcharges d'exploitations).

2.5. Sollicitation du calcul vis-à-vis des états limites :

- Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

$$1,35G+1,5Q$$

- Etat limite de service :

Combinaison d'action suivante : $G + Q$

S'il y a intervention des efforts horizontaux dus aux séismes

Les règles parasismiques algériennes ont prévu les combinaisons d'actions suivantes :

$$G+Q\pm E \quad / G: \text{charge permanente}$$

$$G+Q\pm 1,2E \quad / Q : \text{charge d'exploitation}$$

$$0,8G\pm E \quad / E : \text{effort de séisme}$$

2.6. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul utilisé dans cette étude sont :

2.6.1. Béton :

La résistance du béton à la compression à 28 jours : $f_{c28} = 30\text{MPa}$

La résistance du béton à la traction à 28 jours : $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité instantané de béton à 28 jours : $E_{i28} = 34179.557 \text{ MPa}$

Le module d'élasticité différé de béton : $E_{v28} = 11496.760 \text{ MPa}$

2.6.2. Acier :

Armatures longitudinales : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Armatures transversales : $f_e = 400 \text{ MPa}$

Module d'élasticité longitudinal : $E_s = 200000 \text{ MPa}$

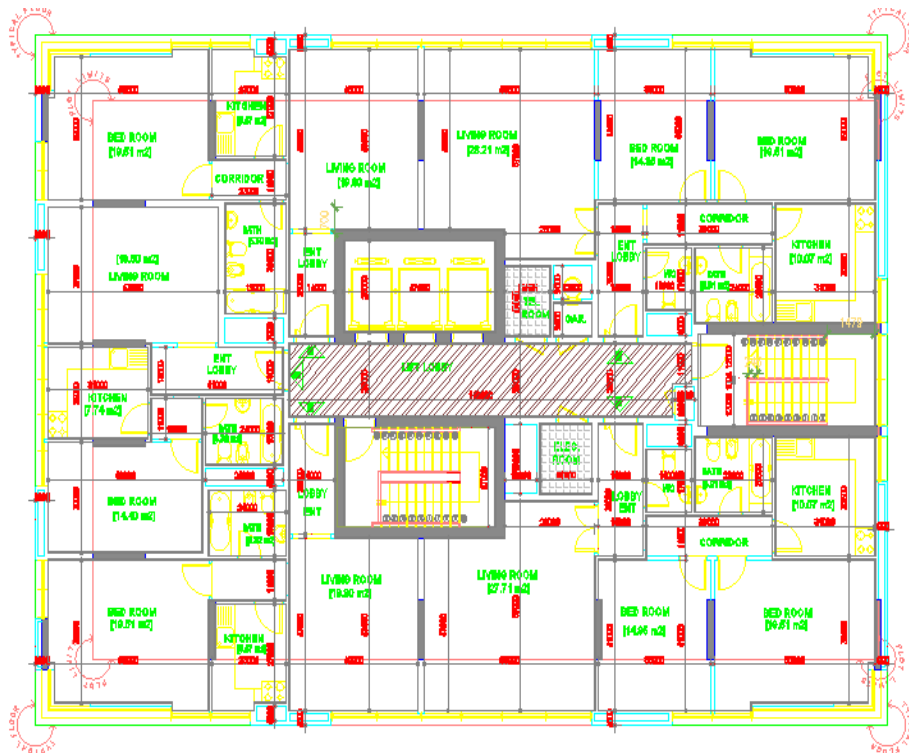


Figure 17. Vue en plan niveaux étage courant de la structure

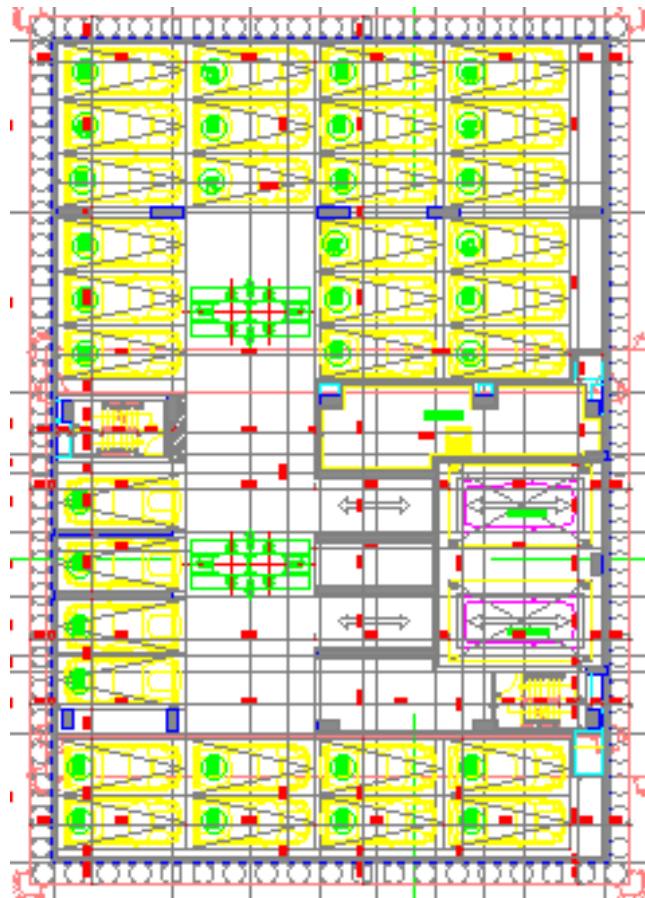


Figure 18. Vue en sous-sol

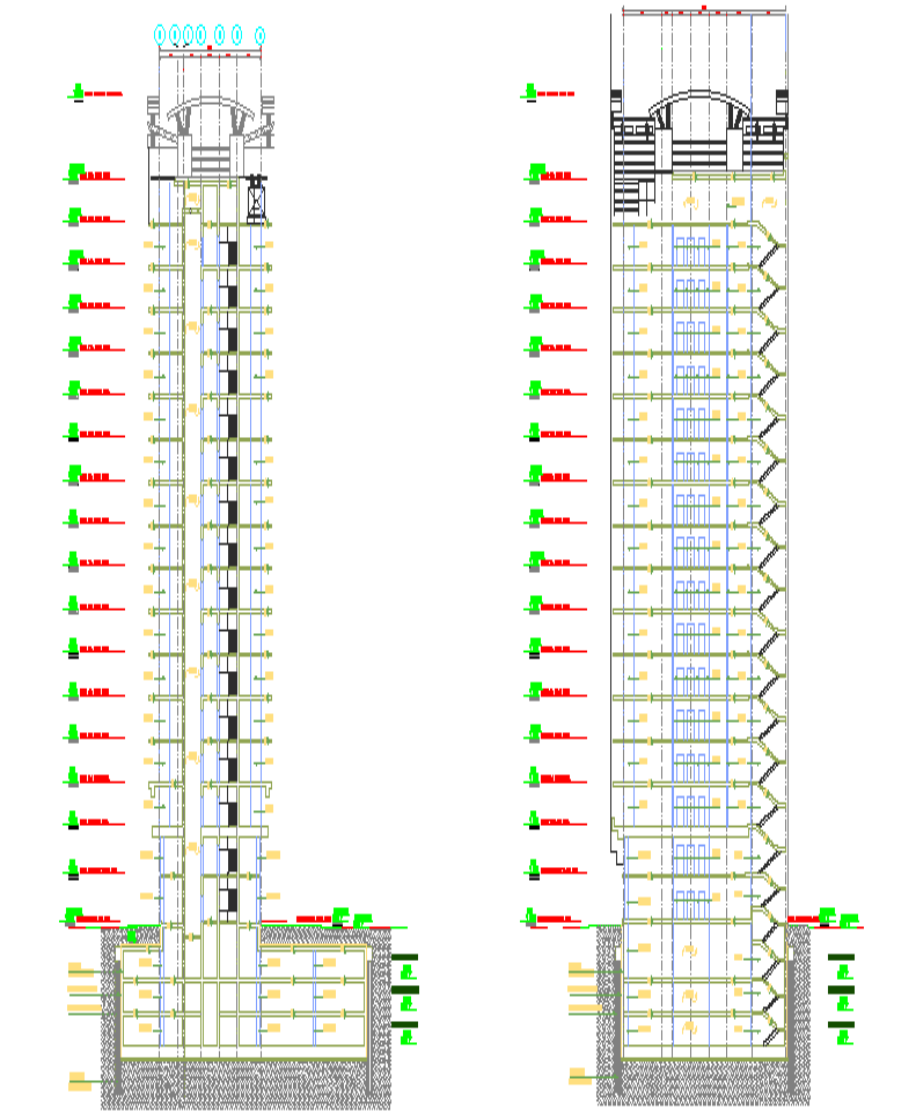


Figure 19. Vue en plan de la façade principale de la structure et coupe A-A de la structure

Chapitre03 :
Prédimensionnement
Des éléments

CHAPITRE 03 : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

3.1 Introduction :

Avant d'entamer tout calcul des éléments de la structure, il faut passer par leurs Pré dimensionnements et cela en se basant sur des lois issues des règlements **BAEL91** et **RPA99version 2003**, ces lois résultent généralement des limitations de déformations et des contrainte dans les matériaux. Le prédimensionnement des éléments a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des sections et des éléments de l'ouvrage.

3.2 Plancher (dalle pleine) :

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

L'épaisseur à donner aux dalles résulte des conditions :

- De résistance à la flexion :

1/30 à 1/35 de la portée pour une dalle reposant sur 2 appuis et 1/40 à 1/50 pour une dalle reposant sur 3 ou 4 cotés.

- D'isolation acoustique : ≥ 16 cm
- De rigidité ou limitation de la flèche $\leq 1/500$;
- De sécurité vis à vis de l'incendie : on adopte une épaisseur de 7 cm pour 1 heure de coupe-feu et de 11 cm pour 2 heures de coupe-feu.

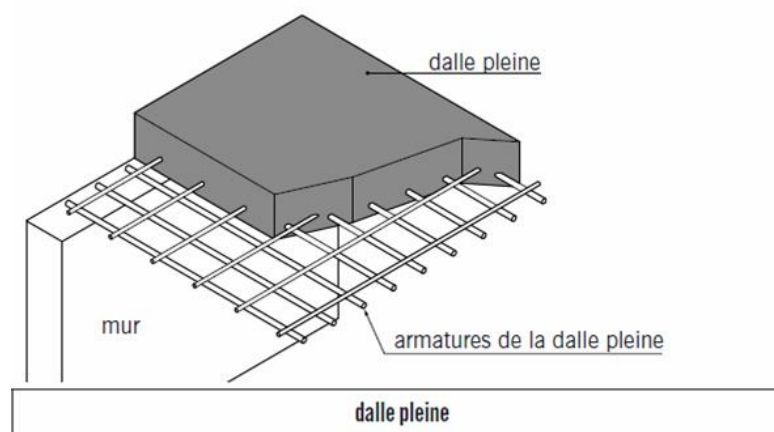


Figure 20. Plancher dalle pleine

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 520 \text{ cm} \\ L_y = 610 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Chapitre 03 prédimensionnement des éléments

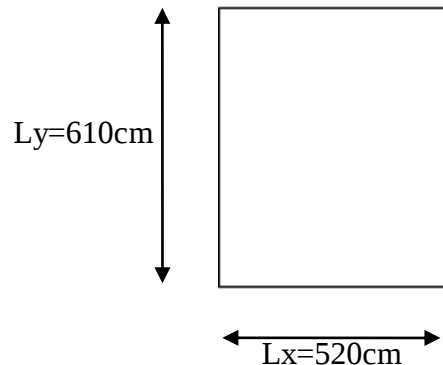
$L_x/L_y = 520/610 = 0.85 \dots \dots \dots 0.4 < \rho < 1$, Dalle porteur dans les deux sens

- **Condition de la flèche**

$L_y = 610\text{cm}$; $L_x = 520\text{cm}$

$L_x/50 \leq e \leq L_x/40 \dots \dots \dots (520/50) = 10.4 \leq e \leq (520/40) = 13$

Donc on prend $e = 25\text{ cm}$



3.3 Les Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales et reprendre une partie des charges verticales. Leur pré dimensionnement se fera conformément à l'article (7.7.1. RPA99 modifié 2003), sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition :

$$L \geq 4a \text{ et } a \geq h_e/20.$$

Dans le cas contraire ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires. L'épaisseur minimale est de 15cm .de plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure 21.

Avec : L : longueur du voile

a : épaisseur des voiles ($a_{\min} = 15\text{cm}$)

h_e : Hauteur d'étage.

$$a \geq 324/20 = 16.2 \text{ cm on prendra } = 40 \text{ cm}$$

$$L \geq 4a \quad L \geq 4 * 20 = 80\text{cm}$$

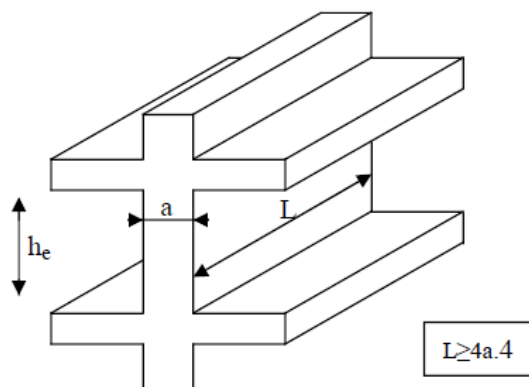


Figure 21. Coupe de voile en élévation.

3.4. Poutres :

3.4.1. Selon les Règles de BAEL93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules (1) et (2).

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \dots\dots\dots (1)$$

$$0.3h \leq b \leq 0.7h \dots\dots\dots (2)$$

Avec :

- { L : la portée de la poutre
- { h : la hauteur de la poutre
- { b : la largeur de la poutre

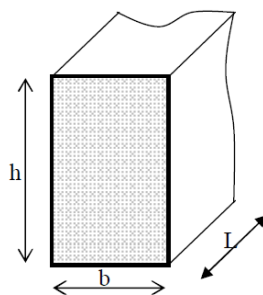


Figure 22. Dimensions de poutres

3.4.2. Conditions imposées par le R.P.A 99 versions 2003 :

- $b \geq 20$ cm
- $h \geq 30$ cm
- $h/b < 4$

3.4.3 Critères de flèche :

$$L_{\max} = 8.9 \text{ m}$$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{890}{15} \leq h \leq \frac{890}{10} \Rightarrow 59.33 \text{ cm} \leq h \leq 89.00 \text{ cm}$$

Pour le choix de b:

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$18 \leq b \leq 42$$

On prendra : $h = 80 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

3.4.4 Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003 :

$$\left. \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 80 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ h/b = 2 < 4 \end{array} \right\} \Rightarrow \text{les conditions sont vérifiées}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 60) \text{ cm}^2$

3.5 La Bande Noyée (Poutre Noyée) :



Figure 23. Poutre noyée

Poutre intégrée dans l'épaisseur d'un plancher (sans retombée), La poutre noyée permet de reprendre les charges de murs sur un plancher, puisque les charges sont linéaires et suivant la longueur du mur et donc cette poutre.

Selon RPA 99 h peut être ramené à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

On prend $h = 25 \text{ cm}$

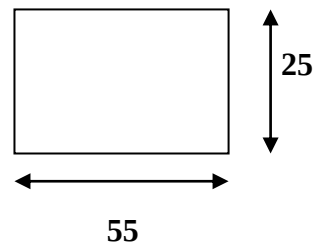
$$0.3 \cdot 20 \leq b \leq 0.7 \cdot 20 \Rightarrow 6 \leq b \leq 14 \quad \mathbf{h = 25 \text{ cm}}$$

$$b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 55 \geq 20 \text{ CV}$$

$$h \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots 20 \geq 20 \text{ CV}$$

$$\mathbf{b = 55 \text{ cm}}$$

$$\mathbf{h/b \leq 4 \dots\dots\dots 20/55 = 0.36 \text{ CV La poutre noyée.}}$$



3.6 Descente Des Charges :

3.6.1 Introduction :

Pour chaque projet, une descente de charges manuelle est effectuée, même si une modélisation de la structure sur un logiciel a déjà été effectuée. Cette descente de charges sera utile tout au long du projet, permettant de retrouver rapidement les charges appliquées sur les Différents éléments de la Structure.

De plus, elle permet de conserver une trace de la répartition des charges et ainsi de rester en cohérence du début à la fin du projet.

3.6.2. Plancher Terrasse accessible :

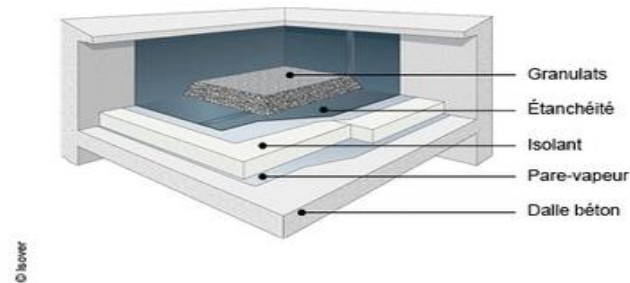


Figure 24. Plancher terrasse accessible

A. Charges permanentes :

Matériaux	Ep (Cm)	P (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Forme de pont 10 cm	10	0.22	2.2
Etanchéité multicouche	2	0.6	0.12
Dalle de sol , y compris la couche de mortier de pose	2	0.3	0.6
Dalle pleine 25cm	25	0.25	6.25
Enduit au mortier	2	0.18	0.36
			G₁ = 9.53KN/m²

Tableau 2. Plancher Terrasse accessible.

B. Surcharges d'exploitation :

Chapitre 03 prédimensionnement des éléments

Terrasse accessible : $Q_1=1 \text{ KN/m}^2$

3.6.3 Plancher Etage Courant :



Figure 25. Section transversale d'un plancher

A. Charges permanentes :

Materiaux	Ep (Cm)	P (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Chappe de beton	/	/	0.2
Mortier de pose 1 cm	2	0.1	0.2
Dalle de sol	2	0.12	0.24
Enduit en plâtre	1	0.1	0.1
Dalle en BA	25	0.25	6.25
			G₂= 6.99KN/m²

Tableau 3. Plancher étage courant

B. Surcharge d'exploitation :

$Q_2=1,5 \text{ KN/m}^2$

Logement y compris combles aménageables

3.6.4 Plancher Rdc :

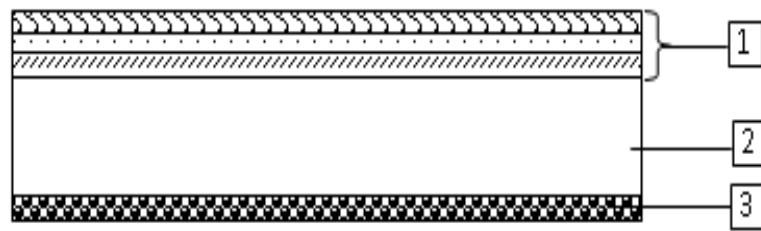


Figure 26. Section transversale d'un plancher

A. Charges permanentes :

Materiaux	Ep (Cm)	P (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Chappe de beton	/	/	0.2
Mortier de pose 1 cm	2	0.1	0.2
Dalle de sol	2	0.12	0.24
Enduit en plâtre	1	0.1	0.1
Dalle en BA	25	0.25	6.25
			G₂= 6.99KN/m²

Tableau 4. Plancher RDC

B. Surcharge d'exploitation :

$$Q_3=5 \text{ KN/m}^2$$

3.6.5. Plancher Sous-sol :

A. Charges permanentes :

Matériaux	Ep (cm)	P (KN/m ³)	G(KN/m ²)
Charpe en béton	4	0.2	0.8
Dalle en BA	25	0.25	6.25
			G₃= 7.05 KN/m²

Tableau 5. Plancher SOUS-SOL

B. Surcharge d'exploitation

Q₃=2,5 KN/m²

3.6.6. Balcon :

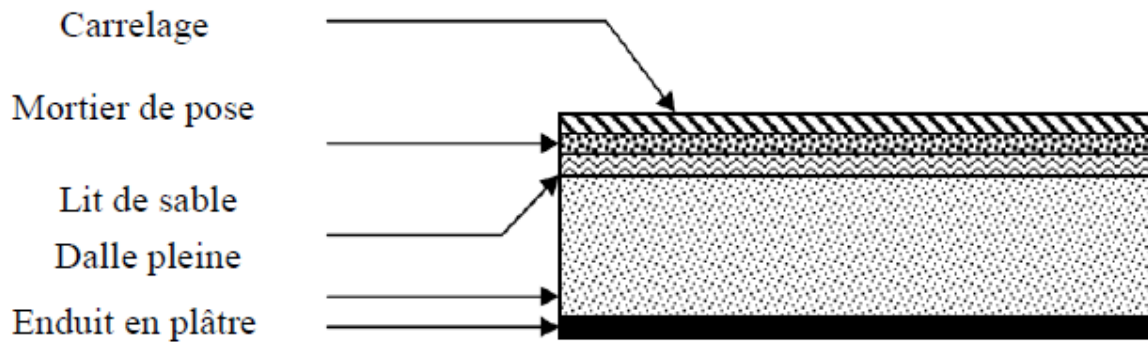


Figure 27. Plancher balcon

A. Charges permanentes :

Matériaux	Ep (cm)	P (KN /m ³)	G (KN /m ²)
Dalle de sol	1	0.12	0.12
Dalle en BA	20	0.25	5
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
			G ₂ = 5.32KN/m ²

Tableau 6. Balcon

B. Surcharge d'exploitation

$$Q_3=3,5 \text{ KN/m}^2$$

3.6.7. Mur Extérieure :

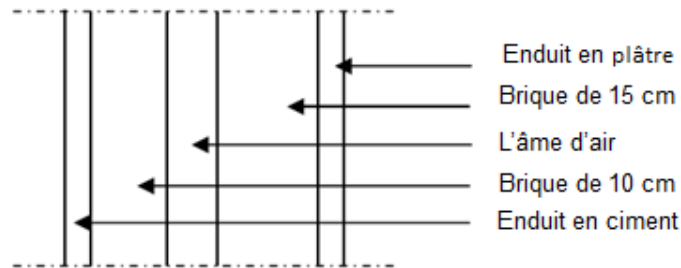


Figure 28. Coupe verticale de mur extérieure

A. Charges permanentes :

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep (cm)	G (KN /m ²)
Enduit en ciment	10	0.2	0,4
Parois en brique creuse	9	0.15	1,35
Lame d'air	-	0.5	0,00
Parois en briques creuses	9	0.10	0,90
Enduit en plâtre	0.02	0. 10	0.2
			G₂= 2.85KN/m²

Tableau 7. Murs extérieurs (double parois)

3.6.8. Mure Intérieur :

Matériaux	P (KN /m ³)	Ep(cm)	G (KN /m ²)
1- Enduit en ciment	20	0.2	0,4
2- Parois en briques creuses	9	0.10	0,90
3-Enduit en plâtre	0.02	0. 10	0.2
			G₂= 1.5KN/m²

Tableau 8. Murs intérieurs

3.6.9. Escalier :

Désignation	p(KN/m ³)	Ep (m)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	20	0,01	0,2
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,02	0,2
Charge permanent G			7.25
Charge d'exploitation Q			2,50

3.6.9.1. Volée (la paillasse):

3.6.9.2. Palier :

Désignation	p(KN/m ³)	Ep (m)	G(KN/m ²)
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	12	0,02	0,24
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			4,97
Charge d'exploitation Q			2,50

Tableau 10. Les charges de Palier

Tableau 9. Les charges de la paillasse.

3.7. Conclusion :

Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage, nous a permis d'avoir une idée sur les dimensions des éléments structuraux afin d'éviter un surdimensionnement d'acier et du béton.

Chapitre 04 :
Etude des éléments non
structuraux

Chapitre 04 : Etude des éléments non structuraux

4.1. Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments non structuraux ne participant pas directement au contreventement. Ils peuvent être en maçonnerie (cloisons, murs extérieurs etc. ...) ou en béton armé (acrotère, balcon, escalierEtc.) .

Dans ce chapitre on va calculer des éléments ci-après :

- Escalier
- Balcon
- Ascenseur

4.2. Etude des balcons :

Le balcon est considéré comme une console et constitué d'une dalle pleine faisant suite à la dalle du plancher, on fait son calcul comme une poutre encastrée au niveau de la poutre de rive.

Le calcul se fera pour une bande de 1.5 m.

- Epaisseur de balcon :

Isolation acoustique : $e \geq 15\text{cm}$

$e \geq L/10$ $e \geq 150/10 = 15\text{cm}$

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

4.2.1. Détermination des charges :

- **Charge permanente :**

Poids propre de la dalle pleine : $G = (5.32\text{KN/m}^2) \times 1.5\text{m} = 7.98\text{KN/ml}$

Poids propre du garde-corps de 1m de hauteur : $g = (0.375) \times 1.5\text{m} \times 1.5\text{m} = 0.843\text{KN}$

- **Charges d'exploitations :**

Surcharge: $Q = (3.5\text{KN/m}^2) \times 1.5\text{m} = 5.25\text{KN/ml}$

4.2.1.1. Calcul à l'état limite ultime (ELU) :

Le balcon sera calculé en flexion simple.

- **Combinaison de charge :**
- **Pour l'état limite ultime**

$P_u = 1.35 \times 7.98 + 1.5 \times 5.25 = 18.65\text{KN/ml}$

$G_u = 1.35 \times 0.843 = 1.138\text{KN}$

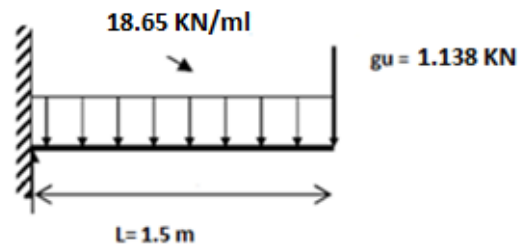


Figure 29. Schéma statique de calcul à l'ELU

4.2.1.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = 22.93 \text{ kN.m}$$

$$T_u = -29.11 \text{ kN}$$

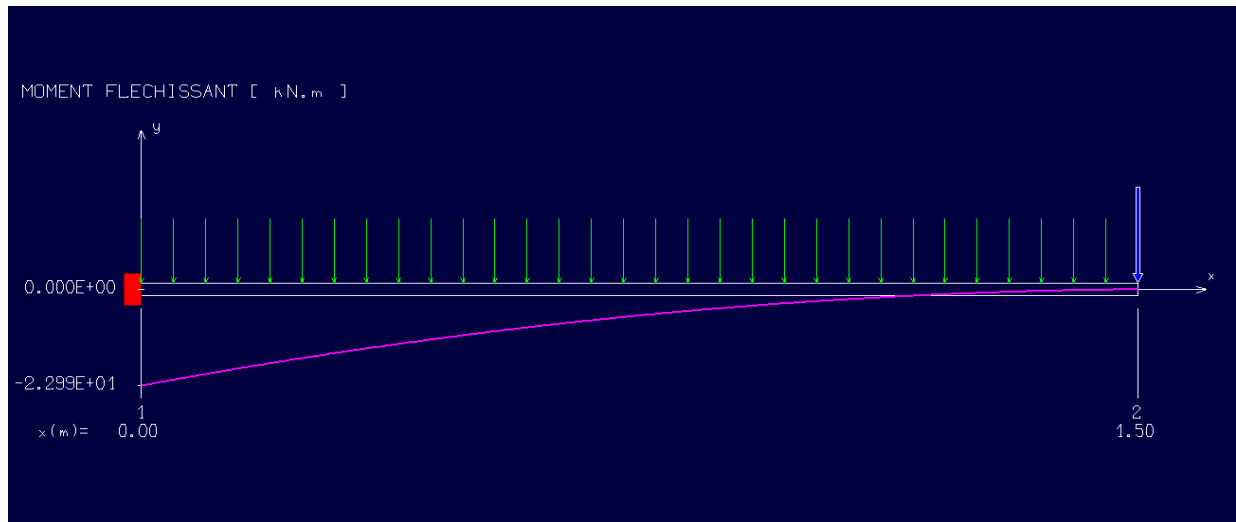


Figure 30. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

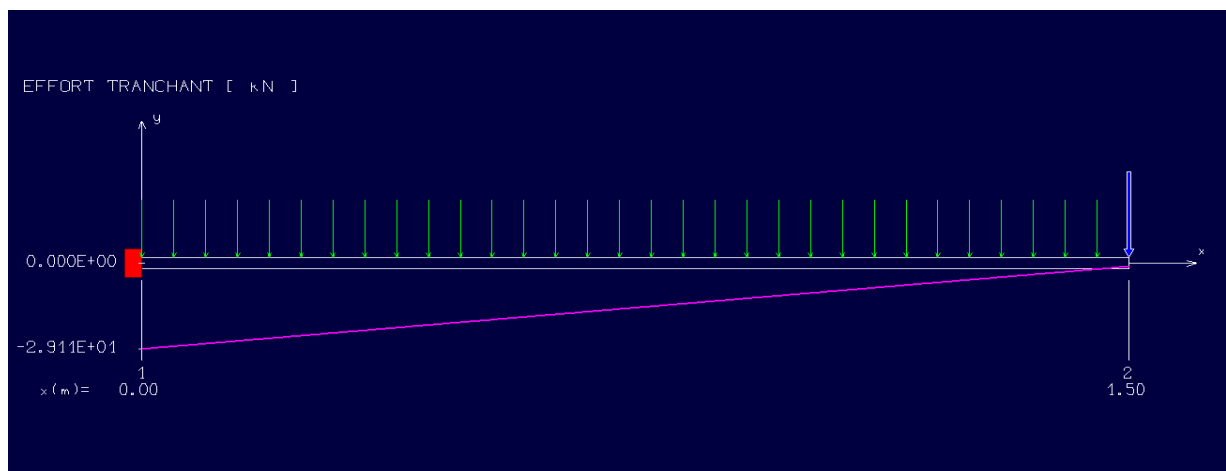


Figure 31. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

4.2.2 Calcul à l'ELU :

La hauteur $h = 20 \text{ cm}$

$$d = 0.9 \cdot h = 0.9 \cdot 20 = 18 \text{ cm}$$

4.2.3 Calcul du ferrailage :

- Armatures principales :

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22930}{100 \cdot 18^2 \cdot 17} = 0.041 < 0.392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont nécessaires.

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.041}) = 0.052$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.063 = 0.979$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{22930}{0.979 \cdot 18 \cdot 348} = 3.74 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4.52 cm², avec un espacement de 15 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement de 15 cm.

4.2.4 Vérifications à l'ELU :

4.2.4.1 Condition de non fragilité :(BAEL99 /Art A.4.2.1) :

$$f_{t28} = 0.6 \times 0.06 f_{c28} = 2.4 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 22.5 \cdot \frac{2.4}{400} = 3.105 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28}$$

$$\text{Avec : } \tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 - d \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29110}{0.9 \cdot 225 \cdot 75.4} = 1.91 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

$$\tau_{se} = 1.91 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit :** (BAEL 91/Art A.6.1, 23)

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{0.8 * 400}{4 * 3.24} = 24.69 \text{ cm} \quad \text{Donc on prend : } l_s = 30 \text{ cm}$$

Longueur d'ancrage hors crochet :

$$l_c = 0.8 \times l_s = 25 \text{ cm.}$$

$$A = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{min} = 3.105 \text{ cm}^2 \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

4.2.4.2 Vérification au cisaillement : (BAEL99/Art 5.1, 211) :

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 29.11 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{29110}{1000 \cdot 180} = 0.16 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.2.4.3 Vérification d'adhérence des barres: (BAEL91/ Art 6.1, 3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 * \psi * f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 - d \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{29110}{0.9 * 225 * 150.72} = 0.95 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 0.95 \text{ MPa} < \tau_{se} = 3.6 \text{ MPa}$$

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.2.4.4 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :

- Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 3.24} = 37.037 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barre seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 30.864 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à là qu'elle les barre seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

- Espacement des barres :

- Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min (4h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 33\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

- Armatures transversales :

$$S_t \leq \min (4h; 33\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t = 15\text{cm} \leq 45\text{cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

4.2.5 Calcul à l'ELS :

4.2.5.1. Combinaison de charge :

- Pour l'état limite service

$$P_{ser} = (G_1 + Q_1) \times 1.5 = (5.32 + 3.5) \times 1.5 = 13.23 \text{ KN/ml}$$

$$g_s = g \times 1.5 = 2.85 \text{ KN}$$

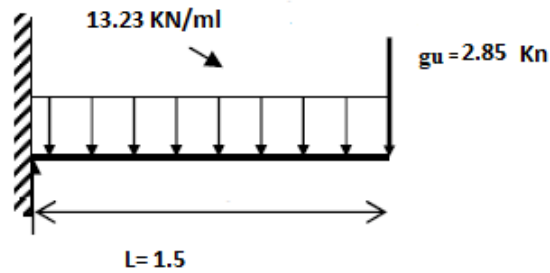


Figure 32. Schéma statique de calcul à l'ELS

4.2.5.2. Calcul des efforts internes :

$$M_u = \frac{q_u l^2}{2} + P_u l = -19.16 \text{ KN.m}$$

$$T_u = -22.70 \text{ kN}$$

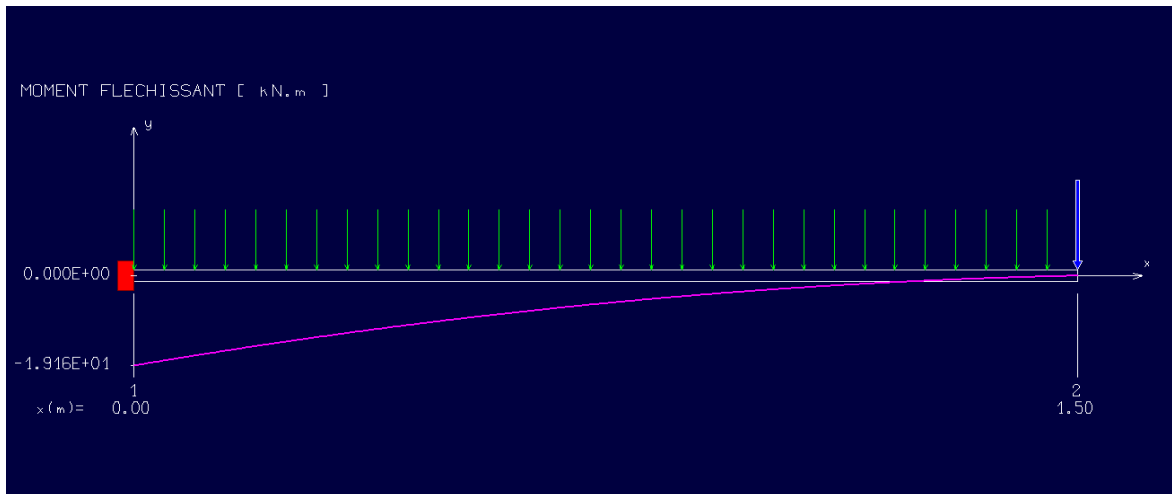


Figure 33. Diagramme du moment fléchissant à l'ELS

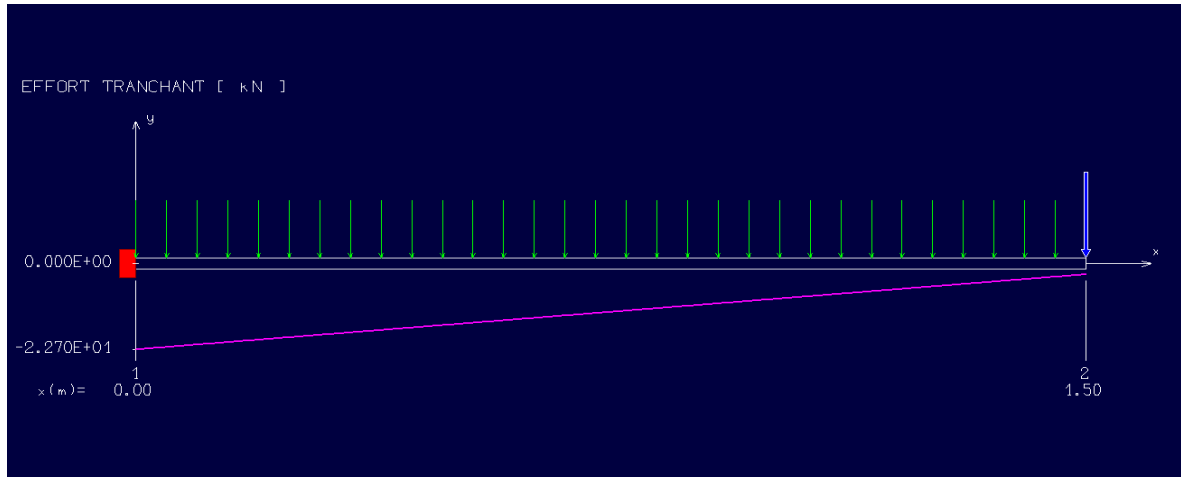


Figure 34. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS

- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 67.8y_1 - 1220.4 \quad \longleftrightarrow \quad y_1 = 4.31\text{cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*4.31^3)/3 + 15* 4.52*(22.5-4.31)^2 = 35684.39\text{cm}^4.$$

4.2.5.3 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :

σ_{bc} :Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (19160 / 15375.57) * 4.31 = 5.37\text{Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.37\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

4.2.5.4 État limite d'ouvertures des fissures :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_c ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 MPa$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 19160 / 15375.57 * (18 - 4.31)) = 136.53 MPa.$$

$$\sigma_s = 136.53 MPa \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 MPa \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.2.5.5 Vérification de la flèche :

4.2.5.6 Etat limite de déformation : (Art B.6.5.1/BAEL91)

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.25}{1.5} = 0.17$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

Condition vérifiée.

$$\frac{h}{L} = \frac{0.25}{1.5} = 0.17$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{19.16}{10 * 19.16} = 0.1$$

Condition vérifiée.

$$\frac{A}{b * d} = \frac{4.52}{22.5 * 100} = 0.0025$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

Condition vérifiée

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

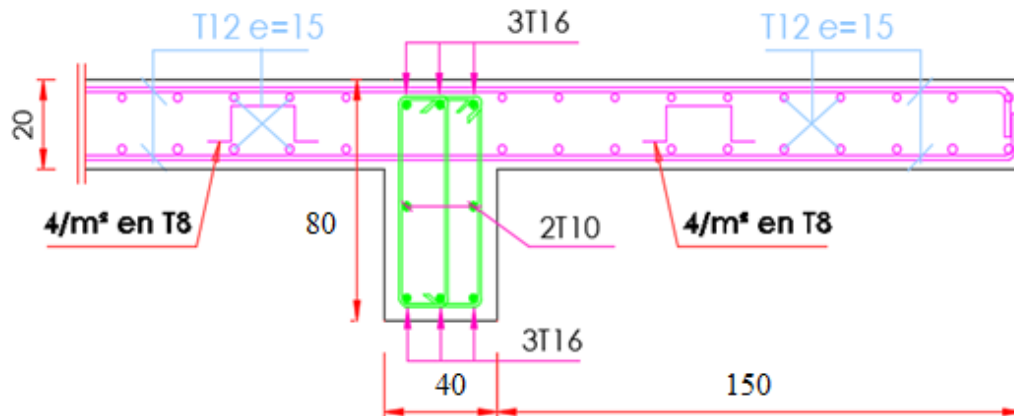


Figure 35. Plan de ferrailage des balcons.

4.3 Etude escalier :

4.3.1 Introduction :

Les escaliers sont des éléments constitués d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux d'un immeuble comme il constitue une issue des secours importante en cas d'incendie, constitués d'une dalle inclinée (**paillasse**), avec des dalles horizontales (**paliers**), ces derniers sont coulés sur place.

4.3.2 Définition des éléments d'un escalier :

- **La montée** : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.
- **La marche** : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied
- **La hauteur de marche** : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).
- **La contre marche** : est le plan vertical situé entre deux marches successives.
- **Le nez de marche** : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.
- **Le giron** : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).
- **Une volée** : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.
- **Un palier** : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées
- **L'emmarchement** : est la longueur d'une marche.
- **La ligne de jour** : est la plus courte des deux lignes conventionnelles qui passent par les nez de marches aux extrémités des marches.

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

- **La ligne de foulée** : est une ligne conventionnelle qui passe par le nez de marches.
- **L'échappée** : est la distance verticale entre les nez de marches.
- **La paillasse** : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier (avec L : Longueur horizontale de la paillasse et H : Hauteur verticale de la paillasse).

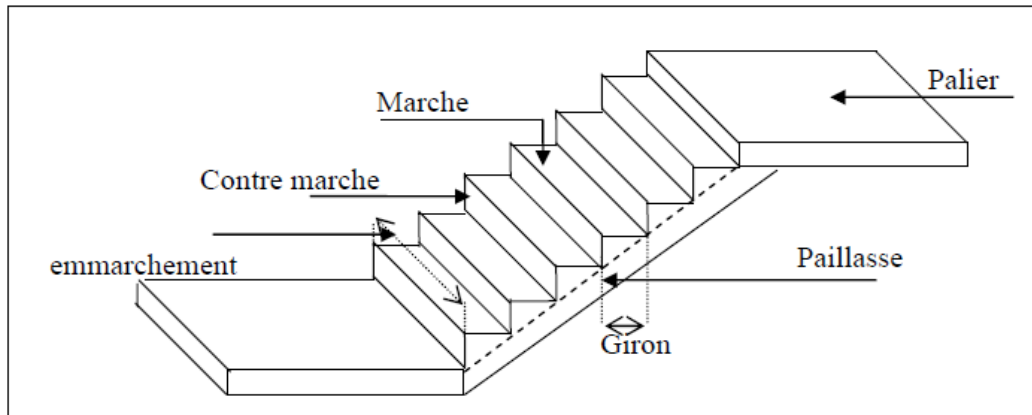


Figure 36. Différents éléments d'un escalier.

4.3.3 Dimensionnement :

Pour les dimensions des marches "g" et contre marches "h", on utilise généralement la formule de BLONDEL : **60 cm < m < 65 cm.**

- $m = g + 2 \times h$
- $14\text{cm} \leq h \leq 20\text{ cm}$
- $22\text{m} \leq g \leq 33\text{cm}.$

4.3.3.1 Vérification de la loi de BLANDEL :

Vérification de la formule de Blondel : $59\text{ cm} \leq m \leq 66\text{cm}$

On prend :

g = 30 cm.

h =17 cm.

$$59\text{ cm} \leq g + 2 \times h \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm}$$

$$59\text{ cm} \leq 64 \leq 66\text{cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Nombre de contre marches : } n = H/h = 306/17 = 18$$

On aura 18 contre marche entre chaque étage

$$n= 9 \text{ contre marche}$$

$$\text{Nombre de marches : } m = (n-1) = (9-1) = 8 \text{ marches.}$$

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

Nombre de contre marches : $n = H/h = 324/17 = 19$

On aura 19 contre marche entre chaque étage

$n = 9$ contre marche

Nombre de marches : $m = (n-1) = (9-1) = 8$ marches.

- **La ligne de foulée :**

$L_f = g \times m = 30 \times 8 = 240 \text{ cm.}$

- **L'inclinaison :**

$\tan \alpha = h / g = 17 / 30 = 0.567 \Rightarrow \alpha = 29.538^\circ$

- **La longueur de la paillasse (L paillasse) :**

$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(153^2 + 240^2)} = 285 \text{ cm.}$

- **L'épaisseur de l'est :**

$L/30 < e < L/20 \Rightarrow 285/30 < e < 285/20$

$\Rightarrow 9.5 < e < 14.25$

On opte pour une épaisseur d'ép. = 15cm pour la paillasse et le palier

4.3.4 Détermination des charges et surcharges :

4.3.4.1 Charges permanentes :

- **Palier :**

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	$e(\text{m})$	$G(\text{KN/m}^2)$
Poids propre du palier	25	0,15	3.75
Revêtement en marbre	21	0,02	0,42
Mortier de pose	20	0,02	0,40
Enduit en ciment	20	0,02	0.4
Charge permanent G			4,97

Tableau 11. Les charges de Palier.

- Paillasse :

Désignation	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Revêtement en marbre horizontal	21	0,02	0,42
Mortier de pose horizontal	20	0,02	0,4
Revêtement en marbre vertical	21	/	0,25
Poids propre de la paillasse	25	/	4.10
Poids propre des marches	22	/	1,87
Garde-corps	/	/	0,1
Enduit en plâtre	10	0,01	0,11
Charge permanent G			7.25

Tableau 12. Les charges de la paillasse.

4.3.4.2 Charges d'exploitations :

Selon (DTR B.C 2.2/Art 7.1) pour une construction à usage d'habitation $Q=2.5\text{KN/m}^2$

Charge de mur extérieur : $F=G (H- e) \times m= 2,81*(3.06-0,12) * 8$ **F=66,09 KN/ml**

Avec : G : poids volumique de mur extérieur.

H : hauteur d'étage.

e : épaisseur du palier.

4.3.4.3 Combinaison de charges :

➤ Etat limite ultime (ELU) :

Palier : $q_{1u} = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 4.97 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 10.46 \text{ KN/ml}$.

Volée : $q_{2u} = (1.35 \times G + 1.5 \times Q) \times 1 = (1.35 \times 7.25 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.54 \text{ KN/ml}$.

➤ Etat limite service (ELS) :

Palier : $q_{1s} = 4.97 + 2,5 = 7.47 \text{ KN/m}$

Volée : $q_{2s} = 7.25 + 2,5 = 9.75 \text{ KN/m}$

Schéma statique :

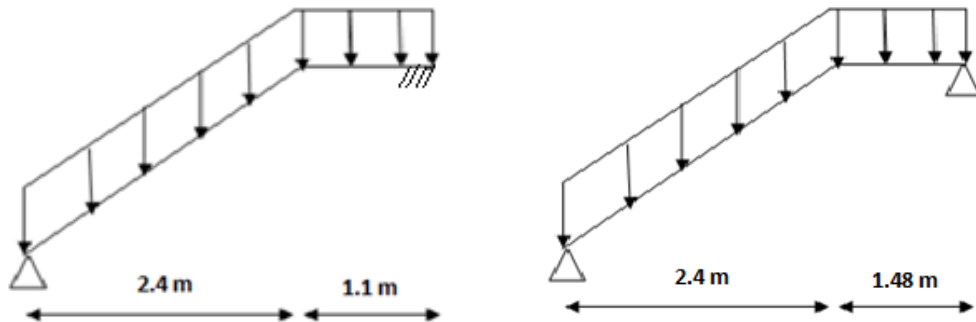


Figure 37. Schéma de deux escaliers sous charges

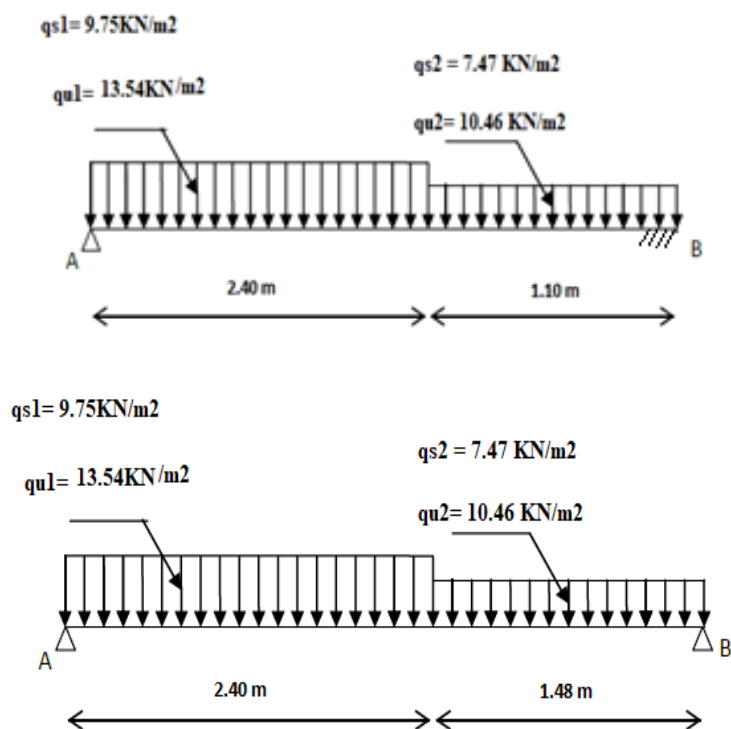


Figure 38. Schéma statique (ELU et ELS).

- Escalier 1 :

4.3.5 Ferrailage :

ELU :

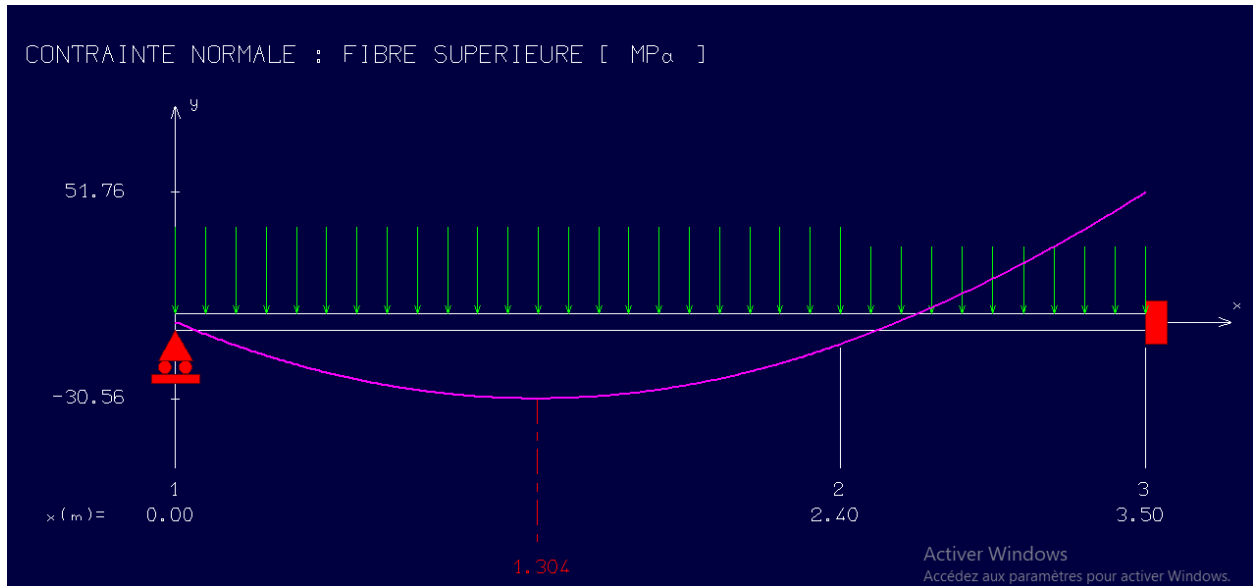


Figure 39. Diagramme du moment fléchissant à l'ELU

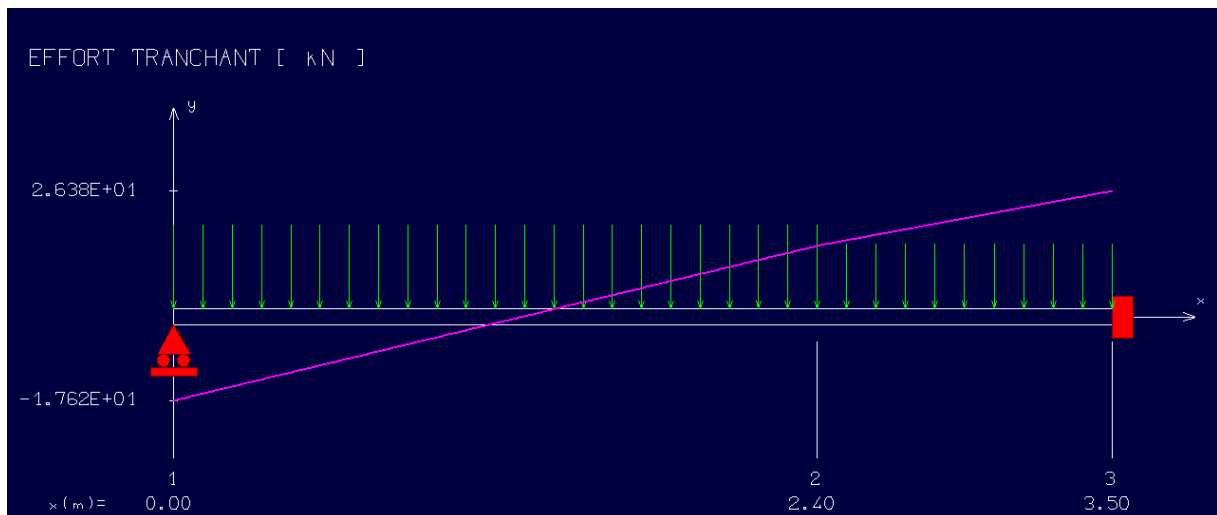


Figure 40. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

- En travée :

$$M_{tu} = M_0 \cdot 0.85 = 51.76 \cdot 0.85 = 43.99 \text{ kN.m}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$

Acier : FeE400

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

Coffrage : $b=1$ m, $h=0.15$ m, $d=0.135$ m, $c=c'=0.02$ m

Sollicitation : **$M_u=43.99\text{KN.m}$**

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = 0.169 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.23$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,908$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{43990}{0.908 \times 348 \times 13,5} = 10.31 \text{cm}^2$$

Donc; on adopte: **$A_{st} = 10.78 \text{ cm}^2 = 7\text{T14}$**

Espacement = 15 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{10.78}{4} = 2.69 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 3.02 \text{ cm}^2 = 6\text{T8}$

- **En appuis :**

$M_{ua} = 0.3M_{max} = 15.52\text{KN.m}$

$$u = \frac{M_1}{b\sigma_b d^2} = 0,059 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0,076$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,969$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{15520}{0.969 \times 348 \times 13,5} = 3.40 \text{cm}^2$$

Donc : on adopte: **$A_{st} = 4.52\text{cm}^2 = 4\text{T12}$**

Espacement = 15 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{cm}^2$$

Donc : on adopte: **$A_r = 4\text{T8} = 2.01 \text{cm}^2$**

4.3.6 Vérification à l'ELU :

4.3.6.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2$$

} **Condition vérifiée**

4.3.6.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 15\text{cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 15\text{cm} \leq 25 \text{ cm.}$$

} **Condition vérifiée**

- Armatures de répartition :

$$S_t \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \{45; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

} **Condition vérifiée**

4.3.6.3 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 26.38 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{26380}{1000 \cdot 135} = 0,195 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.3.6.4 Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \varnothing = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{26380}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.44 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.44 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.3.6.5 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :

- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$l_s = \frac{\varnothing \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 30.864 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0,4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0,4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

4.3.6.6 Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 30}{1,5} = 1,4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{26380}{1000 \times 135} = 0,19$$

Donc condition est vérifiée.

4.3.6.7 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 99 Art AS .1.313)

- Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0,26 ab f_{c28}$$

a: désigne la longueur d'appuis égale $0,9d$

$$a = 0,9d = 0,9 \times (135) = 121,5 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0,267 \times 121,5 \times 1000 \times 25 = 811012,5 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_u \max = 22,67 \text{ KN} \leq 811,012 \text{ kN} = N. \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.3.7 Vérification à l'ELS :

4.3.7.1 Vérification des contraintes dans le béton: (Art A.4.5.2/BAEL 91) :

- Aux travées

- Position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 55,05y_1 - 743,175$$

$$y_1 = 3,39 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 3,39^3)/3 + 15 \cdot 4,52 \cdot (13,5 - 3,39)^2 = 8228,58 \text{ cm}^4.$$

- Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (8249 / 8228.58) * 3.39 = 3.39 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 3.39 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

4.3.7.2 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :

- Aux appuis:

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (13950 / 8228.58) * 3.39 = 5.74 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 5.74 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

4.3.7.3 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.5} = 0.042$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

} **Condition non vérifiée.**

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M.l^2}{10.E_v.I_{Fv}} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93}) \quad \text{Et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5\text{m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{bh^3}{12} = \frac{1 \cdot 0.15^3}{12} = 0,000281 \text{cm}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{30} = 11496.76 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 51.76 \text{ kN.m}$$

$$f = \frac{M.l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} = \frac{51760 \cdot 3,5^2}{10 \cdot 11496.76 \cdot 10^6 \cdot 0,000281} = 0.002 \text{ cm}$$

$$f = 0.002 \text{ cm} < \bar{f} = 0,78 \text{ cm} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

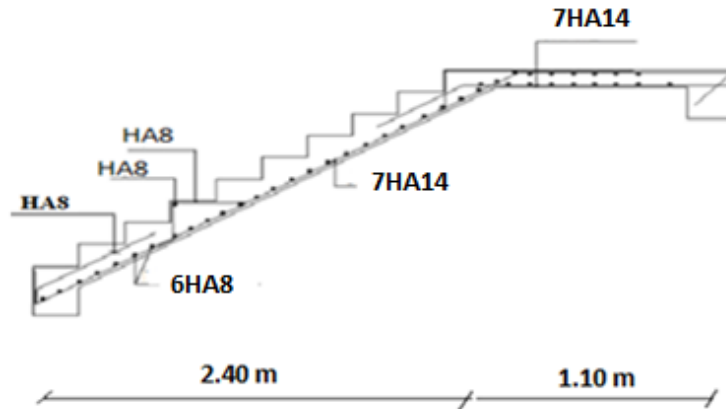


Figure 41. Ferrailage du 1er escalier

- Escalier 2 :
- Etat limite ultime (ELU) :
- Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^u \times 2.4 + q_2^u \times 1.48$$

$$R_A + R_B = 13.54 \times 2.4 + 10.46 \times 1.48 \Rightarrow R_A + R_B = 47.97 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^u \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.48\right) + q_2^u \times 1.10 \times \left(\frac{1.48}{2}\right)}{3.88}$$

$$R_A = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.48\right) + 10.46 \times 1.48 \times \left(\frac{1.48}{2}\right)}{3.88} \Rightarrow R_A = 25.39 \text{ KN}$$

$$\Sigma M_A = 0 \Rightarrow$$

$$R_B = \frac{q_1^u \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^u \times 1.48 \times \left(\frac{1.48}{2} + 2.40\right)}{3.88}$$

$$R_B = \frac{13.54 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 10.46 \times 1.48 \times \left(\frac{1.48}{2} + 2.40\right)}{3.88} \Rightarrow R_B = 22.57 \text{ KN}$$

- Etat limite ultime (ELS) :
- Calcul des réactions :

$$\Sigma F_V = 0 \Rightarrow R_A + R_B = q_1^s \times 2.4 + q_2^s \times 1.48$$

$$R_A + R_B = 9.75 \times 2.4 + 7.47 \times 1.48 \Rightarrow R_A + R_B = 34.45 \text{KN}$$

$$\Sigma M_B = 0$$

$$R_A = \frac{q_1^s \times 2.4 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.48\right) + q_2^s \times 1.10 \times \left(\frac{1.48}{2}\right)}{3.88}$$

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

$$R_A = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2} + 1.48\right) + 7.47 \times 1.48 \times \left(\frac{1.48}{2}\right)}{3.88} \Rightarrow R_A = 18.28 \text{ KN}$$

- $\Sigma M_A = 0$

$$R_B = \frac{q_1^s \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + q_2^s \times 1.48 \times \left(\frac{1.48}{2} + 2.40\right)}{3.88}$$

$$R_B = \frac{9.75 \times 2.40 \times \left(\frac{2.40}{2}\right) + 7.47 \times 1.48 \times \left(\frac{1.48}{2} + 2.40\right)}{3.88} \Rightarrow R_B = 16.18 \text{ KN}$$

4.4.1. Ferrailage :

ELU :

- **En travée :**

$$M_{tu} = M_0 \times 0.85 = 23.82 \times 0.85 = \mathbf{20.25 \text{ KN.m}}$$

Les données

Matériaux :

Béton : $f_{c28} = 30 \text{ MPA}$

Acier : FeE400

Coffrage : $b = 1 \text{ m}$, $h = 0.15 \text{ m}$, $d = 0.135 \text{ m}$, $c = c' = 0.02 \text{ m}$

Sollicitation : **$M_u = 20.25 \text{ KN.m}$**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.065 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.084$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.966$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{20250}{0.966 \times 348 \times 13.5} = 4.46 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 = 4T12$**

Espacement = 20 cm

- **Armature de répartition :**

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

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

On adopte : $A_r = 2,01 \text{ cm}^2 = 4T8$

- **En appuis :**

$$M_{ua} = 0.3M_{max} = 17.57 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0,057 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,073$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,971$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{17570}{0,971 \times 348 \times 13,5} = 3.85 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **$A_{st} = 4.52 \text{ cm}^2 = 4T12$**

Espacement = 20 cm

• **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **$A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

4.4.1.1 Vérification à l'ELU :

4.4.1.2 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,86 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_t = 4,52 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 1.86 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

4.4.1.3 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- **Armatures principales :**

$$S_t \leq \min\{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min = \{30; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

Travée : $S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$.

Condition vérifiée

- **Armatures de répartition :**

$$S_t \leq \{3h ; 33\text{cm}\}$$

$$S_t \leq \{45 ; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm}.$$

$$\text{Appui : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}.$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Travée : } S_t = 25 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm}. \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

4.4.1.4 Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211) :

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 25.40 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{25400}{1000 \cdot 135} = 0,19 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.4.1.5 Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3) :

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{Avec: } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm}$$

$$\tau_{se} = \frac{25400}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.38 \text{ MPa}.$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.38 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

4.4.1.6 Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23) :

– Armatures longitudinales :

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 * 400}{4 * 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\phi * f_e}{4\tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 * \psi^2 * f_{t28} = 0.6 * 1.5^2 * 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 * 400}{4 * 3.24} = 30.864 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

4.4.1.7 Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 * 30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{25400}{1000 * 135} = 0.19$$

Donc condition est vérifiée.

4.4.1.8 Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313) :

- Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{ba} \leq 0,8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_{u \max} = 0,26 abfc28$$

Avec:

A : désigne la longueur d'appuis égale 0.9d

$$a=0,9d = 0,9*(135) = 121,5 \text{ mm}$$

$$V_{u \max} \leq 0.267 \times 121.5 \times 1000 \times 25 = 811012.5 \text{ N}$$

$$\text{Où: } V_{u \max} = 22.67 \text{ KN} \leq 811012,5 \text{ KN.} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.2.1 Vérification à l'ELS :

4.4.2.2 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :

- Aux travées

- Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 55.05y_1 - 743.175$$

$$y_1 = 3.58 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*3.58^3)/3 + 15* 4.52*(13.5-3.58)^2 = 8201.37 \text{ cm}^4.$$

- Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (14552 / 8201.37) * 3.58 = 6.35 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 6.35 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

4.4.2.3 Vérification des contraintes dans le béton:(Art A.4.5.2/BAEL 91) :

- Aux appuis :

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

σ_{bc} :Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (4902 / 8420.15) * 3.39 = 2.08 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.08 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.4.2.4 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.15}{3.9} = 0.038$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

} **Condition non vérifiée.**

La première condition n'est pas vérifiée.

$$F = \frac{M \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{Fv}} \quad (\text{Art: Annexes D CBA 93}) \quad \text{Et } f \leq \bar{f} = 1 / 500 \quad (L \leq 5 \text{ m. Art B.6.5.3 CBA 93})$$

$$I_{Fv} = \frac{b h^3}{12} = \frac{1 * 0.15^3}{12} = 0.000281 \text{ cm}^4$$

$$E_v = 3700 * \sqrt[3]{f_{c28}} = 3700 * \sqrt[3]{25} = 10818.9 \text{ MPa}$$

$$M_{u \max} = 14.552 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M l^2}{10 * E_v * I_{Fv}} = \frac{14522 * 3.88^2}{10 * 10818.9 * 10^6 * 0.000281} = 0.0072 \text{ cm}$$

$$f = 0.0072 \text{ cm} < \bar{f} = 0.78 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée}$$

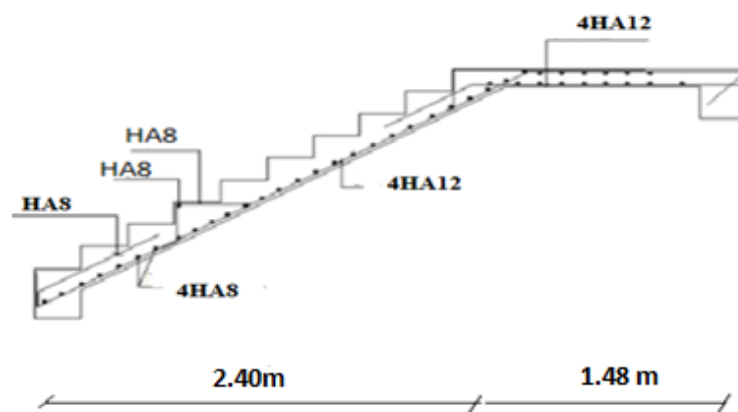


Figure 42. Ferrailage du 2ème escaliers

4.5. Calcul de la poutre palière :

4.5.1 Pré dimensionnement :

Selon le BAEL91, le critère de rigidité est :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16.7 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

On prendra : $h = 30 \text{ cm}$ et $b = 25 \text{ cm}$

- Vérification des conditions imposées par le RPA 99 version 2003

$$\left. \begin{array}{l} b = 25 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 30 \text{ cm} \geq 30 \\ h/b = 30/25 = 1,2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

Donc la section de la poutre principale est de dimension $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

4.5.2 Charge supportée par la poutre :

Poids propre de la poutre : $G = 0,30 \times 0,25 \times 25 = 1,875 \text{ KN/m}$

Réaction du palier (ELU) $RA_u = 25.51 \text{ KN/ml.}$

Réaction du palier (ELS) $RA_s = 18.35 \text{ KN/ml.}$

4.5.3 Combinaison à considérer :

E LU :

$$q_u = 1,35 G + RA_u.$$

$$q_u = 1,35 \times (1.87) + 25.51 = 28.03 \text{ KN/ml.}$$

E LS :

$$q_s = G + Q = G + RA_s.$$

$$q_s = 1.87 + 18.35 = 20.22 \text{ KN/ml.}$$

4.5.4 Calcul du ferrailage (ELU):

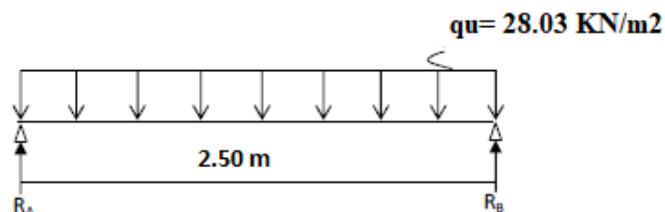


Figure 43. Schéma statique (ELU).

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

$$R_A = R_B = (q_u \cdot l) / 2 = 35.03 \text{ KN}$$

- **Calcul des moments isostatique :**

$$M_0 = M_{\max} = (q_u \cdot l^2) / 8 = 21.90 \text{ KN.m}$$

- **Correction des moments**

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \cdot 25.54 = -6.57 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \cdot 25.54 = 18.62 \text{ KN.m.}$$

- **Effort tranchant :**

$$T = R_A = R_B = 35.04 \text{ KN}$$

- **Les diagrammes des moments et efforts tranchants**

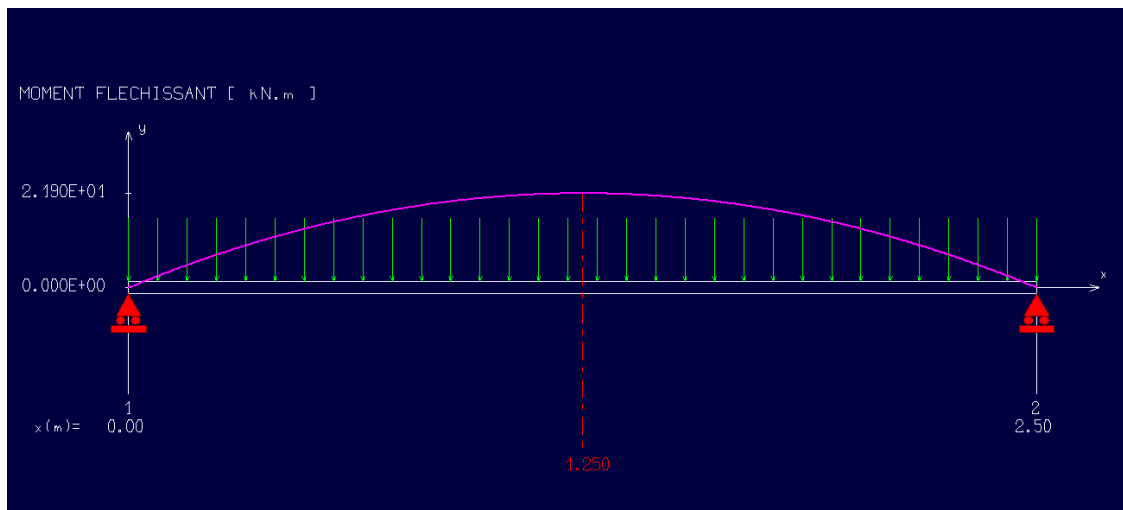


Figure 44. Diagramme de moment fléchissant à l'ELU

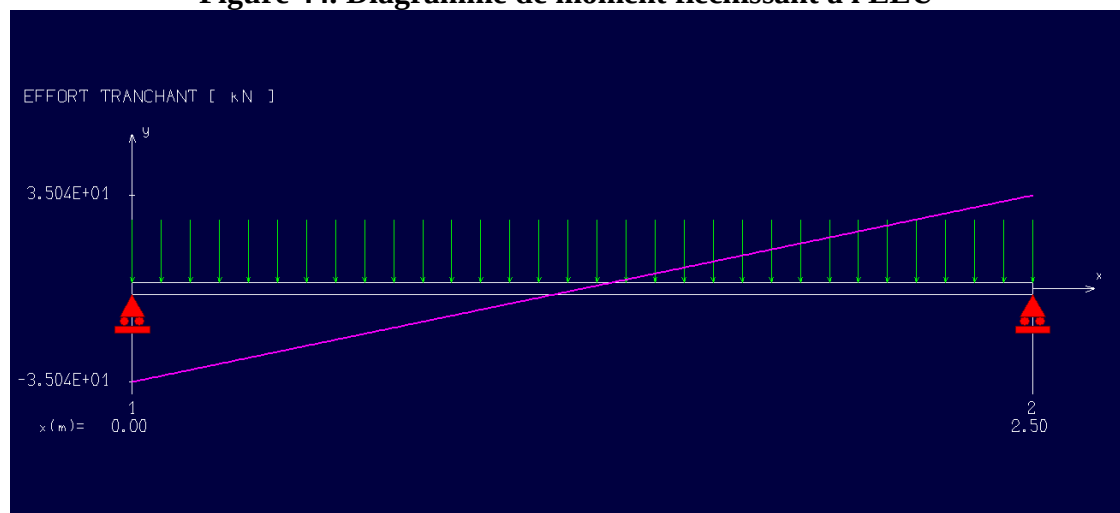


Figure 45. Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU

4.5.5 Calcul des armatures :

- Armatures principales (longitudinal) :

En travée

$$M_u = 18.62 \text{ KN.m.}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.06 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.077$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.962$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{18620}{0.962 \times 348 \times 27} = 2.03 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 6.03 cm² = 3T16**

Espacement = 20 cm

- Armature de répartition :

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

On adopte : Ar = 2,01 cm² = 4T8

En appuis :

$$M_{ua} = 0.3 M_{max} = 6.57 \text{ KN.m}$$

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = 0.022 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.03$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.988$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{6570}{0.988 \times 348 \times 27} = 0.7 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 6.03 cm² = 3T16**

Espacement = 20 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 4,52/4 = 1.13 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **$A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$**

4.5.6 Vérification à l'ELU :

➤ **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.72 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 3.72 \text{ cm}^2 < A_t = 4.52 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 3.72 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 4.52 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

- **Vérification d'adhérence des barres:(BAEL91/ Art 6.1, 3)**

$$\tau_{se} \leq \overline{\tau_{se}} = 0.6 \cdot \psi \cdot f_{t28} \quad \text{avec : } \tau_{se} = \frac{v_u}{0.9 \cdot d \cdot \sum u}$$

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

$$\sum u = 4 \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 12 = 150.72 \text{ mm.}$$

$$\tau_{se} = \frac{35040}{0.9 \cdot 135 \cdot 150.72} = 1.913 \text{ MPa.}$$

$$\overline{\tau_{se}} = 1.5 \times 2.4 = 3.6 \text{ MPa} \quad (\psi = 1.5 : \text{Barres de haute adhérence}).$$

$$\tau_{se} = 1.24 \text{ MPa} < \overline{\tau_{se}} = 3.6 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque d'entraînement des barres.

- **Longueur de scellement droit :(BAEL 91/Art A.6.1, 23)**

- **Armatures longitudinales :**

$$l_s = \frac{\phi \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{12 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 37.03 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 45 \text{ cm}$

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 45 = 18 \text{ cm}$$

- Armatures transversales :

$$l_s = \frac{\sigma_s \cdot f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\text{Tel que : } \tau_{su} = 0.6 \cdot \psi^2 \cdot f_{t28} = 0.6 \cdot 1.5^2 \cdot 2.4 = 3.24 \text{ Mpa}$$

$$l_s = \frac{10 \cdot 400}{4 \cdot 3.24} = 30.864 \text{ cm}$$

On prend : $l_s = 40 \text{ cm}$

La longueur de scellement dépasse la largeur de la poutre à la qu'elle les barres seront ancrée alors le BAEL admet que l'ancrage d'une barre se termine par un crochet, dont la longueur d'ancrage mesuré hors crochets est : $l_c = 0.4 \times l_s$ (art A.6.1.253 BAEL 99).

$$l_c = 0.4 \times 40 = 16 \text{ cm}$$

- Longueur d'ancrage mesurée hors crochets : (BAEL D1 Art as.2.2)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} \leq \tau = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \cdot 30}{1.5} = 1.4 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{35040}{1000 \cdot 135} = 0.26$$

Donc condition est vérifiée.

- Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL99Art AS .1.313)

- Influence sur le béton :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{2V_{\max}}{b a} \leq 0.8 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \Rightarrow V_u \max = 0.26 a b f_{c28}$$

Avec:

a: désigne la longueur d'appui égale $0.9d$

$$a = 0.9d = 0.9 \cdot (270) = 243 \text{ mm}$$

$$V_u \max \leq 0.267 \times 243 \times 300 \times 25 = 486607.5 \text{ N}$$

Où: $V_u \max = 35040 \text{ KN} \leq 486607.5 \text{ KN}$. **Condition vérifiée.**

- Vérification au cisaillement :(BAEL99/Art 5.1, 211)

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 35040 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{35040}{25 \times 270} = 0,52 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

4.5.7 Calcul à L'ELS :

- La combinaison d'action :

$$q_s = G + Q = G + R_{as.} = 20.22 \text{ KN/ml.}$$

- Réaction

$$R_A = R_B = (q_s \times l) / 2 = 25.27 \text{ KN}$$

- Calcul des moments isostatique :

$$M_0 = M_{\max} = (q_s \times l^2) / 8 = 15.8 \text{ KN.m}$$

- Correction des moments

En appuis :

$$M_a = -0,3 M_0 = -0,3 \times 25.54 = -4.72 \text{ KN.m.}$$

En travée :

$$M_t = 0,85 M_0 = 0,85 \times 25.54 = 13.42 \text{ KN.m.}$$

- Effort tranchant :

$$T = R_A = R_B = 25.27 \text{ KN}$$

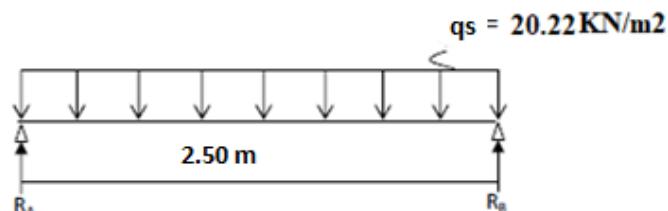


Figure 46. Schéma statique (ELS).

4.5.8 Vérification à l'ELS :

- **Vérification des contraintes dans le béton:**(Art A.4.5.2/BAEL 91)
- **Aux travées**

Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 12.5y_1^2 + 67.8y_1 - 1830.6$$

$$y_1 = 9.69\text{cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (250*9.69^3)/3 + 15* 4.52*(27-4.31)^2 = 110726.98\text{cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I)*y_1 = (13421.5/110726.98)*9.69 = 1.17\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1.17\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18\text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_e/Y_s = 400 / 1.15 = 348\text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 15*M_{ser}/I *(d-y_1) = (15*13421.5)/27897.43*(27-9.69) = 124.9\text{Mpa}.$$

$$\sigma_s = 124.9\text{Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 348\text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis:**

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (4720 / 27897.43) \cdot 9.69 = 1.64 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.64 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Contraintes dans les aciers :

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\overline{\sigma_s} = f_{e} / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 4720) / 27897.43 \cdot (27 - 9.69) = 43.93 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 43.93 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_s} = 348 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.5.9 Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b \cdot d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.6} = 0.083$$

$$\frac{1}{16} = 0.0625$$

} **Condition vérifiée.**

$$\frac{h}{L} = \frac{0.30}{3.6} = 0.083$$

$$\frac{M_t}{10 M_0} = \frac{13421.5}{10 \cdot 38.44} = 0.035$$

} **Condition vérifiée.**

$$\frac{A}{b \cdot d} = \frac{4.52}{25 \cdot 27} = 0.007$$

$$\frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105$$

} **Condition vérifiée**

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

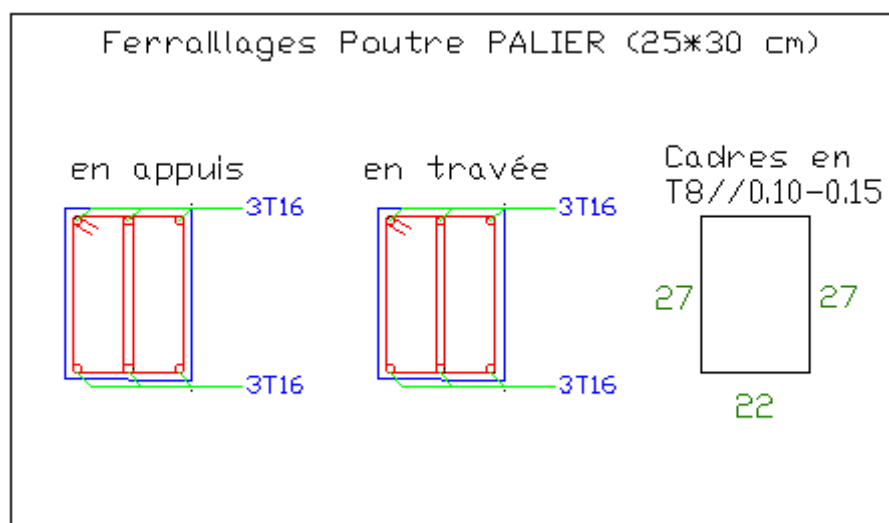


Figure 47. Ferrailage de la poutre palière

4.6. Calcul de la salle machine :

4.6.1. Introduction :

C'est un appareil avec lequel on élève ou on descend des personnes et des chargements aux différents niveaux du bâtiment. Il est prévu pour les structures de cinq étages et plus, dans lesquelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

Un ascenseur est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans une cage d'ascenseur, on doit bien sur lui associer les dispositifs mécaniques permettant de déplacer la cabine (le moteur électrique ; le contre poids ; les câbles).

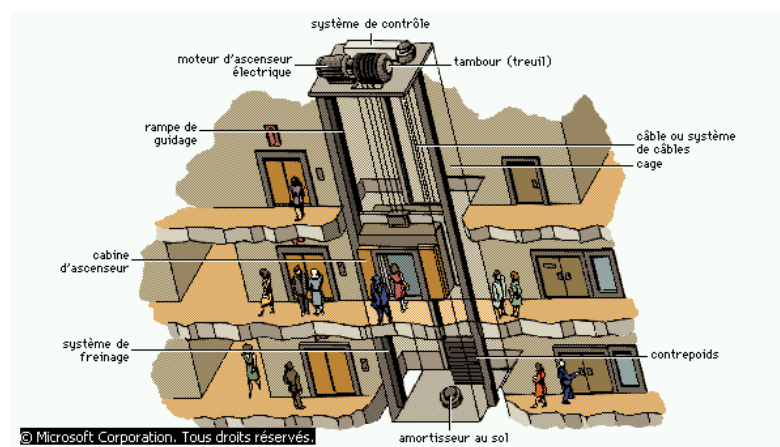


Figure 48. Schémas d'un ascenseur dans un bâtiment

La surface du cabinet est : $S = 1.60 \times 1.60 = 2.56 \text{ m}^2$. Ce dernier peut contenir 9 personnes, la charge totale transmise par le système de levage et par le cabinet est :

$P = 90 \text{ KN}$.

4.6.2 Calcul de la dalle pleine de la salle machine à l'ELU :

Epaisseur de la dalle h_0 :

$$h \geq \frac{Lx}{30} = \frac{160}{30} = 5.33$$

Selon les exigences de RPA 2003 l'épaisseur minimale pour une dalle pleine est de :

$h_{\min} \geq 12 \text{ cm}$. Donc on prend $h_{\min} = 20 \text{ cm}$.

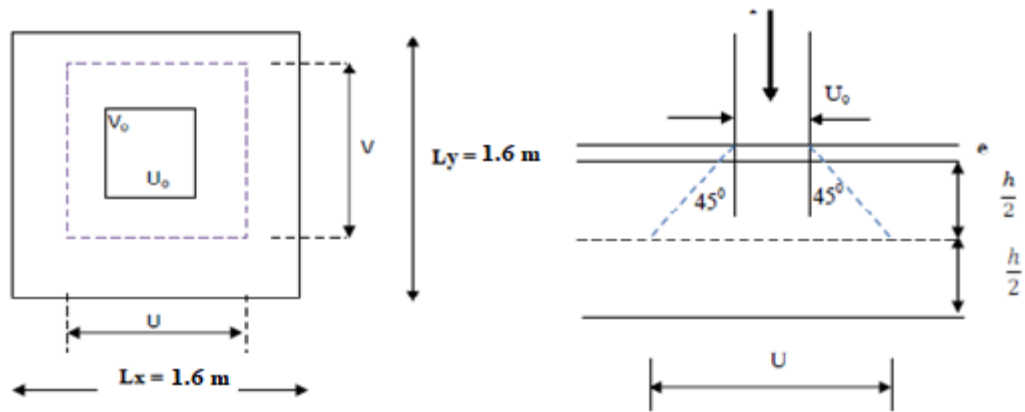


Figure 49. Schéma statique de la salle machine.

La dalle repose sur 4 appuis. Elle est soumise à une charge localisé concentrique agissante sur un rectangle ($U \times V$).

On a: $U = U_0 + 2\xi e + h_0$

$V = V_0 + 2\xi e + h_0$

Avec $e = 20\text{cm}$.

e : revêtement de la dalle ($e = 5\text{cm}$).

$\xi = 1$ pour le béton.

$U_0 = V_0 = 80\text{cm}$.

On aura : $U = V = 110\text{cm}$.

Les côtés U_0 et V_0 sont respectivement parallèles à L_x et L_y .

4.6.3 Calcul des moments M_{x1} et M_{y1} du système du levage :

Les moments selon l'axe des X et l'axe des Y sont donnés par

$$M_{x1} = q_u (M_1 + \nu M_2).$$

$$M_{y1} = q_u (i + \nu M_1).$$

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

$$\frac{u}{L_x} = \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

Donc : $M_1 = M_2 = 0.069$

$$P_u = 1.35 P = 121.5 \text{ KN}$$

$$M_{1x} = M_1 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{1y} = M_2 P_u U V = 10.14 \text{ KN.m}$$

4.6.4.Calcul des moments du au poids propre de la dalle : (Méthode BAEL 91) :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur.

Les moments sont donnés par les formules :

Poids propre de la dalle : $G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml}$.

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.74 \text{ KN/ml}$$

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

$$\begin{cases} M_{2x} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_{2y} = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

On a : $\rho_{lxly} = 160/160 = 1 > 0.4 \Rightarrow$ Donc la dalle portent en deux sens .

D'après le tableau :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$
$$M_{2x} = 0.92 \text{ KN.m}$$
$$M_{2y} = 0.92 \text{ KN.m}$$

4.6.5 Les moments agissants sur la dalle :

$$M_x = M_{1x} + M_{2x} = 11.06 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{1y} + M_{2y} = 11.06 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

$$M_t = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 11.06 = 9.401 \text{ KN.m}$$

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 11.06 = -3.32 \text{ KN.m}$$

4.6.6 Ferrailage de la dalle :

Dans le sens x-x

- **En travée :**

$$M_{ut} = 9.401 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{9401}{100.18^2 \cdot 14.2} = 0.020 < 0.392 \text{ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.020}) = 0.025$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \cdot 0.038 = 0.989$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{9401}{0,989 \cdot 18 \cdot 348} = 1.52 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA8 = 2.01 cm², avec un espacement de 25 cm.

Aux appuis :

$$M_{uap} = -3.32 \text{ KN.m}$$

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{3320}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0.007 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,007}) = 0.0088$
- $\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,038 = 0,996$
- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{3320}{0,996 \cdot 18 \cdot 348} = 0.53 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA10 = 3.14 cm², avec un espacement de 25 cm.

Selon le sens y-y : c'est le même calcul et le même résultat :

- **En travée :**

$A_{st} = 1.52 \text{ cm}^2$ soit 4Φ10/ml ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$).

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

- **Aux appuis :**

$A_{st} = 0.53 \text{ cm}^2$ soit 4Φ10/ml ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$).

Avec : un espacement $S_t = 25 \text{ cm/ml}$

4.6.7 Vérification à l'ELU :

4.6.7.1 Condition de non fragilité (Art B.7.4/BAEL99) :

Sens x-x : $A_{st} = 4\Phi 10$ ($A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2$).

$$\rho = \frac{A_x}{b \cdot h} \geq \rho_0 * \frac{1}{2} * (3 - \frac{L_x}{L_y})$$

Avec :

ρ_0 : le rapport du volume des aciers à celui du béton.

$\rho_0 = 0.8 \%$ (HA de classe FeE400)

$$A_x \geq b \cdot h \cdot p_0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_x \geq 100 \cdot 20 \cdot 0.0008 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_x = A_{x\min} = 1.2 < 3.14 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

$$\text{Sens y-y : } A_{st} = 4\Phi 10 \text{ (} A_{st} = 3.14 \text{ cm}^2 \text{)}.$$

$$p = \frac{A_y}{b \cdot h} \geq p_0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq b \cdot h \cdot p_0 \cdot \frac{1}{2} \cdot \left(3 - \frac{L_x}{L_y}\right)$$

$$A_y \geq 100 \cdot 20 \cdot 0.0008 \cdot \frac{1}{2} \cdot (3 - 1) = 1.6 \text{ cm}^2$$

$$A_y = A_{y\min} = 1.6 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2. \text{ Condition vérifiée.}$$

4.6.7.2 Ecartement des barres (Art A.8.2.42 BAEL99) :

Sens principal :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (2h = 40 \text{ cm} ; 25 \text{ cm}) \text{ Condition vérifiée.}$$

Sens perpendiculaire :

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq (3h = 60 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) \text{ Condition vérifiée.}$$

4.6.7.3 Condition de non poinçonnement (Art A.5.2.42) :

$$P_u \leq 0.045 \times U_c \times h_0 \times (f_c 28 / \gamma_b)$$

P_u : charge de calcul à l'ELU.

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

h_0 : épaisseur totale de la dalle.

U_c : périmètre du contour de l'aire sur laquelle agit la charge au niveau du feuillet moyen

$$U_c = 2(U + V) = 2(1.10 + 1.10) = 4.4 \text{ m}$$

$$P_u = 121.5 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.4 \times 20 \times (25 \times 10^3 / 1.5) = 660 \text{ KN} \text{ Condition vérifiée.}$$

4.6.7.4 Vérification des contraintes tangentielles :

Les efforts tranchants sont max au voisinage de la charge :

Sens x-x : $T_{\max} = V_u = \frac{p}{2v+u} = \frac{121.5}{2*1.1+1.1} = 36.82 \text{ KN.}$

Ainsi on aura :

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0,15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2,50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{36820}{1000 \cdot 180} = 0,205 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2,50 \text{ MPa.} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Diamètre maximal des armatures (Art 8.2.42/BAEL99) :**

On doit vérifier : $\emptyset \leq \emptyset_{\max} = h/10 = 200/10 = 20 \text{ mm.}$

$\emptyset = 10 \text{ mm} \leq \emptyset_{\max} = 20 \text{ mm}$ **Condition vérifiée.**

4.6.8 Vérification à l'ELS :

4.6.8.1 Evaluation des moments (M_{x1} et M_{y1}) engendrant par le système du levage :

Coefficient de poisson $\nu = 0.2$ à l'ELS.

$$q_s = P = 90 \text{ KN}$$

$$\frac{u}{L_x} = \frac{v}{L_y} = \frac{110}{160} = 0.69$$

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1$$

$$\text{Donc : } M_1 = M_2 = 0.069$$

$$M_{x1} = q_s (M_1 + \nu M_2) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m.}$$

$$M_{y1} = q_s (M_2 + \nu M_1) = 90 \times (0.069 + 0.2 \times 0.069) = 7.452 \text{ KN.m}$$

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

4.6.8.2 Calcul des moments dû au poids propre de la dalle plane :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de largeur

$$P = \frac{L_x}{L_y} = \frac{160}{160} = 1 \quad 0.4 \leq |P| \leq 1 \text{ la dalle travaille dans les deux sens}$$

D'après les tables de PIGEAUX on tire les valeurs :

$$\mu_x = 0.0442; \quad \mu_y = 1.000$$

$$\text{Poids propre de la dalle : } G = 0.20 \times 1 \times 25 + 0.05 \times 1 \times 22 = 6.1 \text{ KN/ml}$$

$$q_s = G + Q = 6.1(1) + 1(1) = 7.1 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = M_{y2} q = \mu_x q_s L_x^2 = 0.0442 \times 7.1 \times 1.6^2 = 0.803 \text{ KN.m}$$

4.6.8.3 Superposition des moments agissant au centre du panneau :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 7.452 + 0.803 = 8.26 \text{ KN.m}$$

Pour tenir compte de l'encastrement de la dalle au niveau des voiles, on doit affecter des coefficients réducteurs pour les moments en travée et aux appuis.

Sens x-x et sens y-y :

$$M_{ap} = -0.30 \times M_x = -0.30 \times 8.26 = -2.478 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 8.26 = 7.021 \text{ KN.m}$$

4.6.8.4 Vérification des contraintes dans le béton et les aciers :(Art A.4.5.2/BAEL 91)

Sens x-x :

- **En travée :**
- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 47.1y_1 - 847.8 \quad y_1 = 3.7 \text{ cm.}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 3.7^3) / 3 + 15 \cdot 3.14 \cdot (18 - 3.7)^2 = 11319.9 \text{ cm}^4$$

- **Contrainte dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (7021 / 11319.9) \cdot 3.7 = 2.29 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = 2.29 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Contrainte dans l'acier :**

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 7021 / 11319.9 * (18 - 3.7)) = 133.04 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 133.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

4.6.8.5 Etat limite de déformation:(Art B.6.5.1/BAEL91) :

Il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0}$$

$$\frac{A}{b * d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.6} = 0.125 \\ \frac{1}{16} = 0.0625 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{0.20}{1.2} = 0.17 \\ \frac{M_t}{10 M_0} = \frac{7.021}{10 * 7.021} = 0.1 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A}{b * d} = \frac{3.14}{18 * 100} = 0.00174 \\ \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

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

Chapitre 04 étude des élément non structuraux

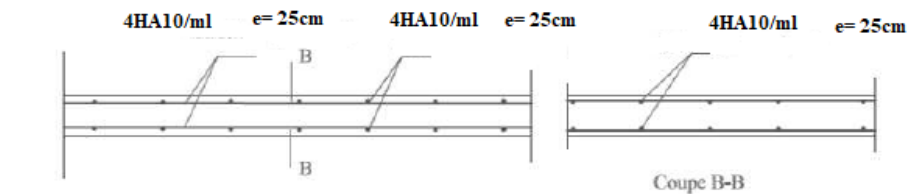
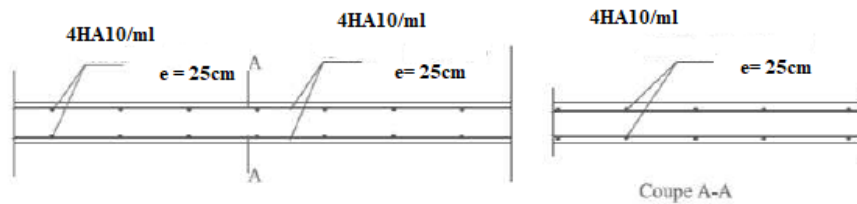


Figure 50. Ferrailage de dalle pleine du hall d'ascenseur.

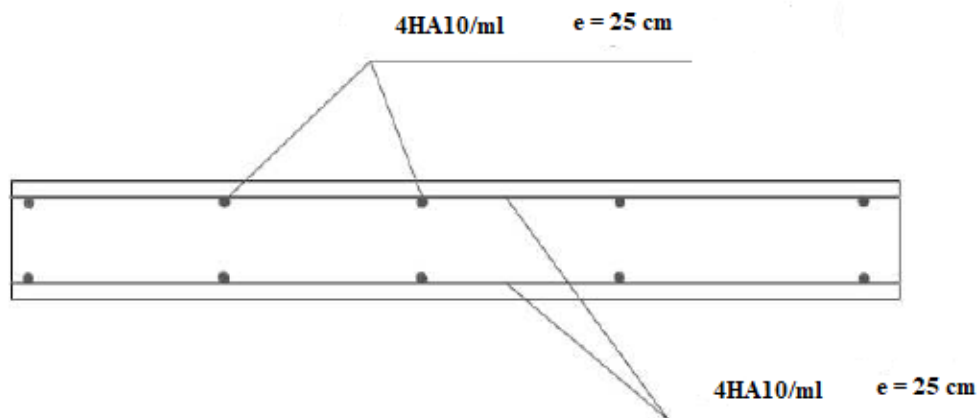


Figure 51. Plan de ferrailage de la dalle triangulaire.

4.6 CONCEPTION & FABRICATION MONTE-VOITURE :

Le monte voitures est conçu pour le transfert de niveau ou le stockage superposé de véhicules Entre niveaux fixes, Il est conçu pour l'équipement de garages, parkings, musées, résidences De standing, etc, Les monte voitures ACI élévation disposent d'une parfaite stabilité grâce à Un guidage latéral assuré par des galets en polyuréthane, ainsi que d'un parfait positionnement De la plateforme au niveau grâce à un verrouillage au niveau par taquets posés, Un trottoir De dégagement est prévu pour l'ouverture des portières, ACI élévation propose également Un modèle à baldaquin, permettant de superposer deux véhicules afin de les transférer où De les stocker, Les monte-voitures peuvent être installés dans une gaine maçonnée ou bien dans Une gaine métallique sur mesure fabriquée par ACI ELEVATION, L'ensemble de ces Produits s'intègre aussi facilement dans un projet de construction que dans des bâtiments Déjà existants (plans en 3D fournis par notre Bureau d'Etudes), Nos monte voitures sont Certifiés CE, ils répondent à la directive machine 2006/42/CE.

4.6.1 CARACTERISTIQUES TECHNIQUES GENERALES :

- Course jusqu'à 11,5 m suivant modèle – Vitesse d'élévation approximative : 5m/mn
- **Mât** en deux parties pour course supérieure à 4,5 m, en option pour les courses inférieures
- **Chaînes de levage** à mailles jointives, équipées d'un contact ou d'un mou de chaîne, coef. De sécurité 5
- **Guidage latéral** par galets nylon
- **Coffret électrique** général avec indicateur de défauts et sectionneur cadenassable
- **Groupe hydraulique** : externe – Alimentation électrique : 400 V Tri (3 P+T) ou 230 V Tri (3P+T) sur demande
- **Gaine** en tôle pleine ou perforée, finition : galvanisation ou peinture – autres matières en option
- **Hauteur passage libre** : 2220 mm pour le C2V
- **Boutons de sélection d'étage** encastrés (plastron) dans les montants de chaque porte palière
- **Portes asservies** (battante manuelle simple ou double vantaux – coulissante articulée manuelle)
- **Profondeur de fosse** 400 mm seulement – Groupe hydraulique : externe

Finition peinture polyuréthane : colonnes : Gris RAL 7016 – plateau et rambardes : Bleu RAL 5010

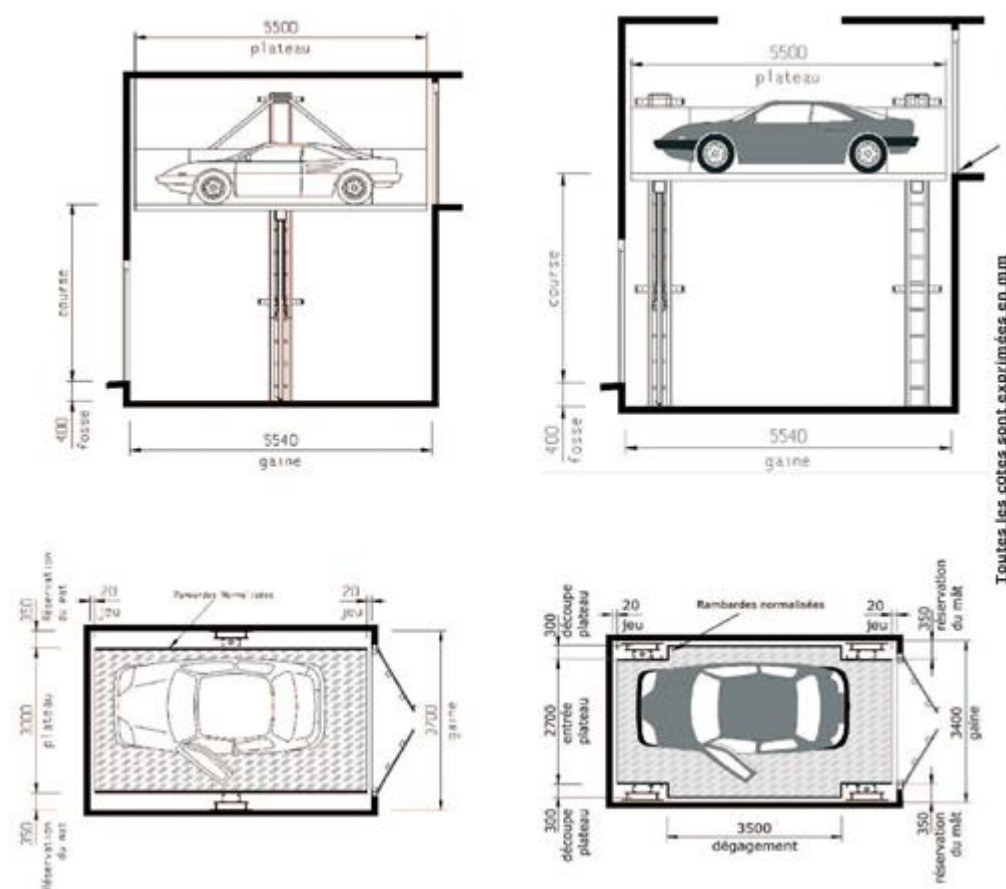


Figure 52. Plan technique du monte voiture .



Chapitre 05 :
Modélisation et vérification
au RPA

CHAPITRE 05 : MODELISATION ET VERIFICATION AU RPA

5.1. Introduction :

Un séisme est une libération brutale de l'énergie potentielle accumulée dans les roches par le jeu des mouvements relatifs des différentes parties de l'écorce terrestre. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol.

Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

5.2. Choix de la méthode de calcul :

En fonction de la forme, des dimensions et du type de la construction, le RPA99/ version 2003 doit d'utiliser soit :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

5.2.1. Méthode statique équivalente :

- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode est de remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- Conditions d'application de la MSE :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation, avec :

$6H \leq 5m$ en zone I et II_a,

- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière, tout en respectant les conditions complémentaires exigées par le RPA (Art 4.1.2) en plus de la hauteur énoncée en a). Les bâtiments concernés ne doivent pas dépasser (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

Remarque : Notre structure ne satisfait pas la condition (b) car elle dépasse (07) niveaux ou 23mètres en zone (IIa) pour les groupes d'usages 2.

5.2.2. Méthode dynamique modale spectrale :

- Principe de la méthode dynamique modale :

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.

- Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres) ;
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte ;
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans ;
- Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90 ;

5.2.3. Méthode d'analyse dynamique :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée 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.

La structure étudiée ne répond pas aux conditions exigées par les RPA99/Version 2003 pour l'application de la méthode statique équivalente ; c'est pourquoi le calcul sismique se fera par la méthode Modale Spectrale, la méthode statique équivalente sera donnée à titre indicatif.

5.3 Méthode d'analyse modale spectrale :

5.3.1 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.

5.3.2 Domaine d'application :

La méthode dynamique est une méthode générale et plus particulièrement quand la méthode statique équivalente n'est pas appliquée.

5.3.3 Détermination des paramètres du spectre de réponse :

- Coefficient d'accélération A :

Zone IIa, groupe 2, (D'après la classification sismique de wilaya d'ORAN : RPA 99version 2003) ; alors d'après les deux critères précédents on obtient : **A=0,15**

- Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en mur porteur en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R=3.5**

- Facteur de qualité Q :

1. Régularité en plan :

- Le bâtiment présente une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis de deux directions orthogonales.
- L'excentricité ne dépasse pas les 15 % de la dimension du bâtiment mesurée

Perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

- La structure a une forme compacte, et le rapport :

Longueur / largeur = $24.3/15 = 1,62 < 4$

Donc le critère est observé **pq = 0**

2. Régularité en élévation :

La structure est classée régulièrement en élévation **pq = 0**

3. Contrôle de la qualité des matériaux :

On suppose que les matériaux utilisés dans notre bâtiment ne sont pas contrôlés donc :

pq = 0,05

4. Contrôle de la qualité de l'exécution :

Il est prévu contractuellement une mission de suivi des travaux sur chantier. Cette mission doit comprendre notamment une supervision des essais effectués sur les matériaux.

On considère que ce critère est non observé : **pq = 0.10**

Q : Facteur de qualité, défini par :

$$\mathbf{Q : Facteur de qualité (} Q = 1 \pm \sum_1^6 P_q \text{).}$$

Critère « q »	P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.00
2. Redondance en plan	0.00
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.00
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0.05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.10
Σ	0.2

Tableau 13. Pénalités du facteur de qualité

$$Q = 1 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,00 + 0,05 + 0,1 \Rightarrow Q=1.2$$

- Facteur de correction d'amortissement "η" :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$$

ξ(%) : est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : est donné par le tableau [4.2] des RPA99/Version 2003.

Nous avons un contreventement en voiles on prend ξ=10 %.

D'où : η= 0.764 ≥ 0,7

Période T1 et T2 du site considérée S3 :

T1= 0,15s T2 = 0.50s

- Spectre de réponse de calcul :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant (RPA 99V2 003, page 45)

$$\left. \begin{array}{l} 1,25A [1+ (T/T1) (2,5\eta (Q/R)-1)] \\ (S_a / g) = 2,5\eta (1,25A) (Q/R) \\ 2,5\eta (1,25A) (Q/R) (T2/T)^{2/3} \\ 2,5\eta (1,25A) (T2/3)^{2/3} (3/T)^{3/5} (Q/R) \end{array} \right\} \begin{array}{l} 0 \leq T \leq T1 \\ T1 \leq T \leq T2 \\ T2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ T \geq 3,0 \text{ s} \end{array}$$

- Détermination des paramètres des combinaisons d'action :

$$ELU = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$$

$$ELS = G + Q$$

$$G + Q \pm 1.2 \cdot E$$

$$0.8 \cdot G \pm E$$

- Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen, est fonction de la catégorie du site, du facteur de coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T . Ce coefficient est donné par :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(T_2/T)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(T_2/3.0)^{\frac{2}{3}}(3.0/T)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.0s \end{cases}$$

Avec : $T_2 = 0,50$ sec : période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau [4.7] des RPA99/Version 2003.

5.4 Poids total de la structure :

Le poids de la structure W est égal à la somme des poids W_i de chaque niveau (i).

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad : \text{avec } W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et aux équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Poids dû aux charges d'exploitation. Q_i W

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le tableau [4.5].des RPA99/Version 2003.

Pour le calcul des poids des différents niveaux de la structure, la masse calculée d'après le logiciel **Robot** :

$$W_t = 209926.87 \text{KN}$$

5.5 Modélisation de la structure :

5.5.1 Position des voiles :

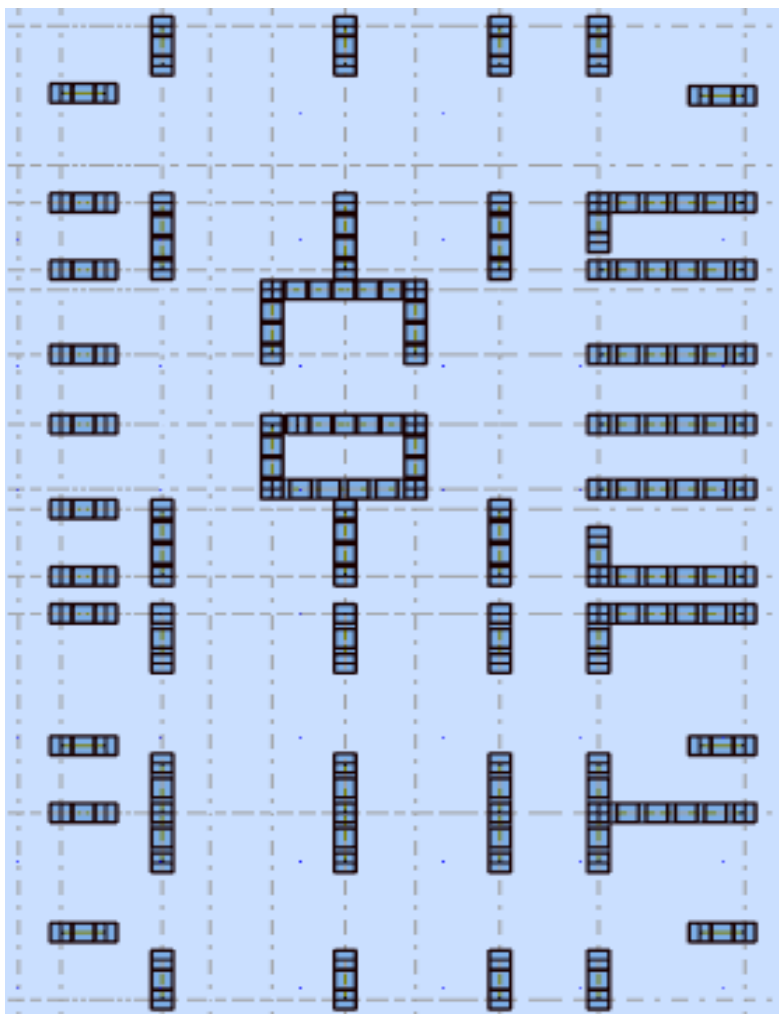


Figure 53. Disposition des voiles

Pour la modélisation de notre structure, on a utilisé le logiciel « ROBOT »

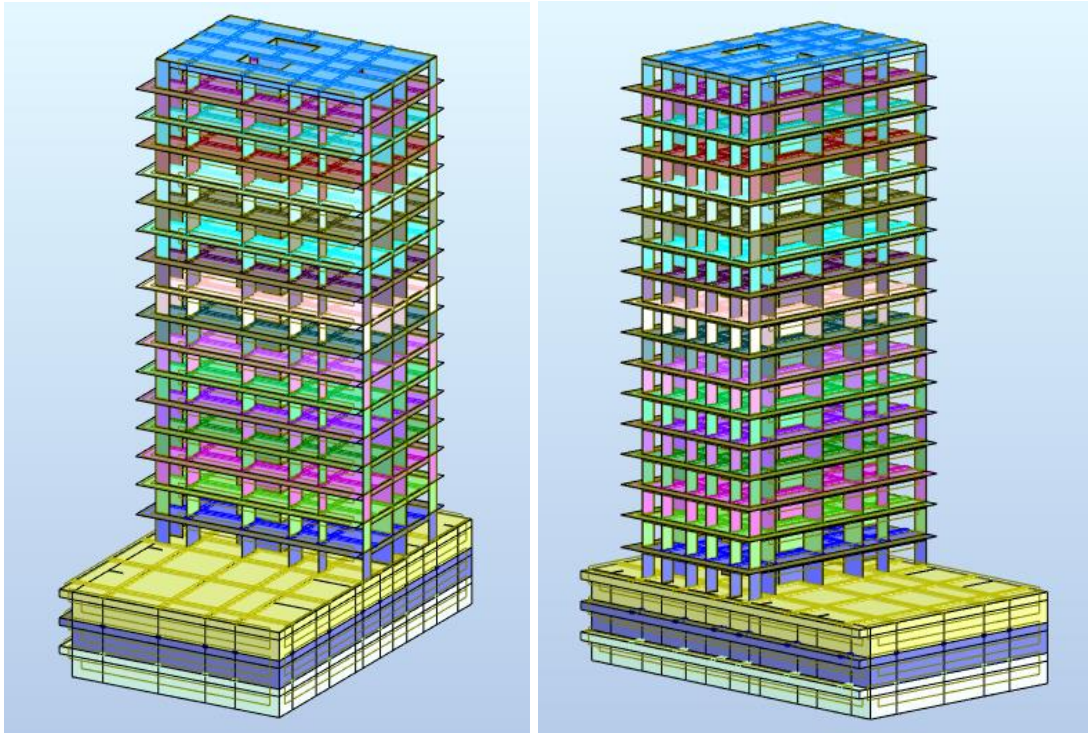


Figure 54. Vue de la structure modélisée

5.5.2 Calcul de la force sismique totale :

Dans cette méthode l'intensité effective de l'action sismique est donnée sous la forme d'effort tranchant maximum à la base de la structure par la formule suivante :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W .$$

Avec :

A : coefficient d'accélération donné par le tableau des règles RPA99/Version 2003 (tableau [4-1]) 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.

W : poids total de la structure

D : facteur d'amplification dynamique, dépendant de la période T et du type de sol d'assise de fondation.

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux)

$$V_x = \frac{A_x D_x Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,14 \times 1,2}{3,5} \times 209926,87 = 12307,71 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{A_y D_y Q}{R} W = \frac{0,15 \times 1,07 \times 1,2}{3,5} \times 209926,87 = 11551,97 \text{ KN}$$

5.6 Résultats de calcul :

Mode	Période(s)	Facteur de participation massique			
		UX (%)	UY (%)	Masse cumulée UX	Masse cumulée UY
1	1,55	0,00	56,78	0,00	56,78
2	1,39	55,96	56,78	55,96	0,00
3	1,22	56,39	57,08	0,42	0,29
4	0,43	56,39	71,50	0,00	14,43
5	0,38	56,87	71,85	0,48	0,35
6	0,35	70,44	71,87	13,58	0,01
7	0,21	70,47	78,60	0,03	6,73
8	0,20	70,57	80,64	0,10	2,04
9	0,16	78,09	80,68	7,52	0,04
10	0,15	80,42	81,12	2,33	0,44
11	0,13	80,45	87,78	0,03	6,66
12	0,12	81,09	88,23	0,63	0,45
13	0,10	88,21	88,37	7,12	0,14
14	0,10	88,35	91,61	0,14	3,23
15	0,09	88,38	91,82	0,03	0,21
16	0,07	89,86	92,64	1,48	0,82
17	0,07	92,22	93,10	2,36	0,46
18	0,07	92,24	93,25	0,02	0,14
19	0,05	92,29	93,57	0,04	0,33
20	0,05	92,38	94,08	0,09	0,51

Tableau 14. Taux de participation modale

- Estimation de la période fondamentale de la structure :

On a donc :

$$T = \min \begin{cases} T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \\ T = C_T \times h_N^{3/4} \end{cases}$$

Chapitre 05 modélisation et vérification du RPA

h_N :Hauteur en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau N.

CT : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau [4.6] des RPA99/Version2003.

C_T : Coefficient, fonction de système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau 4.6.

$C_T = 0,05$ (Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA)

$$h_N = 68.46\text{m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 24.3 \text{ m}$$

$$D_y = 15\text{m}$$

$$T = C_T \times h_N^{3/4} = 0,05 \times (68,46)^{3/4} = 1,20 \text{ s. Dans les deux directions}$$

$$T_x = 0.09 * \frac{68.46}{24.3} = 1.24$$

$$T_y = 0.09 * \frac{68.46}{15} = 1.59$$

$$T_x = \min (1.24; 1.20) \rightarrow T_x = 1,20 \text{ s}$$

$$T_y = \min (1.59; 1.20) \rightarrow T_y = 1,20\text{s}$$

$$T_2 \leq (T_x \text{ et } T_y) < 3\text{s} \Rightarrow D = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}$$

$$D_x = 1,14 \text{ s}; D_y = 1,07\text{s}$$

$$T = \max (T_x) = 1,20\text{s}$$

D'après les résultats trouvés on constate que :

$$T_{\text{emp}} = 1.20 \text{ s } T_{\text{dyn}} = 1.55 \text{ s}$$

Selon (RPA 99 V 2003) il faut que : $1.3T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}} \Rightarrow 1.56\text{s} > 1.55\text{s}$ Condition vérifiée.

$$T_{\text{emp}} = 1.20 \text{ s } T_{\text{dyn}} = 1.39 \text{ s}$$

Selon (RPA 99 V 2003) il faut que : $1.3T_{\text{emp}} > T_{\text{dyn}} \Rightarrow 1.56\text{s} > 1.39 \text{ s}$ Condition vérifiée.

- Le 1^{er} mode de vibration est une translation suivant l'axe (yy)

Chapitre 05 modélisation et vérification du RPA

- Le 2^{ème} est une translation suivant l'axe (xx)
- Et le 3^{ème} mode de torsions
- Les facteurs de participations massiques ont atteint plus de 90% au 17^{ème} mode pour le sens (xx) et le sens (yy).
- **Vérification ART 4.3.4 RPA99/V2003**

Directions xx : 17^{ème} mode : Masse cumulée = 92,22 %

Direction yy : 17^{ème} mode : Masse cumulée = 93,10%

Masse cumulée > 90% **Condition de vérification**

Figure 55. Mode 1 translation sur xx

Figure 56. Mode 1 translation sur yy

Figure 57. Mode 3 rotation

5.7 Evaluation des excentricités :

Selon les **RPA** on doit calculer deux types d'excentricités :

- Excentricités théoriques :

$$\begin{cases} E_{xt} = X_m - X_t \\ E_{yt} = Y_m - Y_t \end{cases}$$

Avec :

X_m ,: Les coordonnées du centre de masse.

X_t ,: Les coordonnées du centre de torsion.

Les résultats de l'excentricité théorique du différent niveau sont :

$$\begin{cases} E_{xt} = 1.31 \text{ m} \\ E_{yt} = 0.68 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

$L_x = 24.3 \text{ m}$

$L_y = 15 \text{ m}$

Niveaux	Wi(KN)	G(X.Y) [m]	R(X.Y) [m]	I _x (KN/m ²)	I _y (KN/m ²)	Ex0 (m)	Ey0 (m)
Sous-sol 3	2021745,19	13,27 4,01	12,90 4,15	259954238,21	122845681,68	0,37	0,14
Sous-sol 2	2021745,19	13,27 4,01	12,90 4,15	259952963,06	122843448,21	0,37	0,14
Sous sol-1	2065758,42	13,26 4,00	12,90 4,15	265712045,32	125305698,92	0,36	0,14
RDC	891175,33	12,95 8,98	12,32 8,84	23932373,05	50287238,64	0,62	0,14
RDC 2	881281,43	12,94 8,98	12,32 8,84	23726982,80	49779744,15	0,62	0,14
1ère étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22985674,96	51720983,66	1,36	6,03
2ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,48	51721579,98	1,36	6,03
3ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,48	51721579,98	1,36	6,03

Chapitre 05 modélisation et vérification du RPA

4ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,48	51721579,98	1,36	6,03
5ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,48	51721579,98	1,36	6,03
6ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,48	51721579,98	1,36	6,03
7ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,48	51721579,98	1,36	6,03
8ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,48	51721579,98	1,36	6,03
9ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,57	51721579,98	1,36	6,03
10ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,57	51721579,98	1,36	6,03
11ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,57	51721579,98	1,36	6,03
12ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,57	51721579,98	1,36	6,03
13ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,57	51721579,98	1,36	6,03
14ème étage	875879,42	13,19 8,98	14,55 2,95	22986189,57	51721629,63	1,36	6,03
15ème étage	848669,70	13,62 8,98	12,32 8,84	18383327,93	48212741,75	1,30	0,14

Tableau 15. Récapitulatif des excentricités, masses, centre de masse et torsion selon X et Y de chaque étage.

5.8 Détermination de la force sismique par la méthode statique équivalente

⋮

La force sismique totale (V) appliquée à la base de la structure est donnée selon le RPA99/2003 par la formule suivante :

$$V = \frac{A.D.Q}{R} W$$

Le RPA exige que la résultante des forces sismique calculées par la méthode modale spectrale doit être supérieure ou égale à 80% des force sismique calculées par la méthode statique équivalente $V_{statique}$ correspondant à la période fondamentale donnée par la formule empirique (T_{emp}).

Résultat donné par le logiciel « **ROBOT** » est :

Sens	V_{st} (kN)	$0,8V_{st}$ (kN)	V_{dyn} (kN)	$V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$
X	12307.71	9846.16	12246,02	CV
Y	11551.97	9241.57	11643,62	CV

Tableau 16. les forces sismiques des deux directions.

5.9 Vérification des déplacements inter étage :

Sous l'action des forces sismiques horizontales, la structure subira des déformations dans le plan (o, x, y), les résultats des déplacements sont présentés dans le tableau 17

L'article 4.43 du RPA99/2003 préconise que les déplacements relatifs aux étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur libre de l'étage considéré. Les déplacements sont calculés par la formule définie par le RPA99/2003 comme suit : $\delta_K = R \times \delta_{eK}$

δ_K -est le déplacement horizontal au niveau (k) de la structure ;

δ_{eK} -est le déplacement élastique dû aux forces sismiques V ;

R -est le coefficient de comportement ($R = 3,5$) ;

Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$	Etage	$\Delta_K^{dr x}$	$\Delta_K^{dr y}$
Sous-sol 3	0,124	0,177	3 ^{ème}	1,211	1,436	10 ^{ème}	1,193	1,326
Sous-sol 2	0,270	0,385	4 ^{ème}	1,251	1,466	11 ^{ème}	1,155	1,271
Sous-sol 1	0,392	0,522	5 ^{ème}	1,273	1,476	12 ^{ème}	1,115	1,211
RDC	0,958	0,972	6 ^{ème}	1,279	1,470	13 ^{ème}	1,075	1,151
RDC 2	0,996	1,216	7 ^{ème}	1,272	1,449	14 ^{ème}	1,040	1,094
1 ^{er}	1,061	1,288	8 ^{ème}	1,254	1,417	15 ^{ème}	1,004	1,102
2 ^{ème}	1,149	1,380	9 ^{ème}	1,227	1,376			

Tableau 17. Vérification des déplacements inter étage selon X et Y.

D'après l'article 5.10 du RPA99/2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$\Delta_K \leq 1\% h_e \longrightarrow 0.1 \leq 1\% h_e = 4.76 \text{ cm}$, donc la condition est vérifiée

5.10 Vérification de l'effet $P - \Delta$:

Les effets du 2^{ème} ordre ou effet $P - \Delta$ peuvent être **négligés dans les cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux** :

$$\theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_K} \leq 0,10.$$

- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égal à $\frac{1}{(1 - \theta_K)}$.
- Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau 'K'.

Δ_K : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau 'K-1'.

h_K : hauteur de l'étage 'K'.

Suivant (XX) :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	-20586,94	0,124	12246,67	3,06	0,00681194	OK
Etage 2	185316,99	0,27	11891,75	3,06	0,01375029	OK
Etage 3	165490,75	0,392	11201,82	3,06	0,01892561	OK
Etage 4	145631,19	0,958	10549,66	3,24	0,04081656	OK
Etage 5	136890,05	0,996	10271,39	3,24	0,04096915	OK
Etage 6	128229,42	1,061	9934,9	3,06	0,04475259	OK
Etage 7	119627,97	1,149	9565,27	3,06	0,04696065	OK
Etage 8	111038,52	1,211	9164,94	3,06	0,04794759	OK
Etage 9	102449,08	1,251	8741,83	3,06	0,04791117	OK
Etage 10	-93859,64	1,273	8313,68	3,06	0,04696697	OK
Etage 11	-85270,2	1,279	7882,86	3,06	0,04521292	OK
Etage 12	-76680,75	1,272	7445,07	3,06	0,04281375	OK
Etage 13	-68091,31	1,254	6993,04	3,06	0,03990265	OK
Etage 14	-59501,87	1,227	6502,91	3,06	0,03668986	OK
Etage 15	-50912,42	1,193	5953,55	3,06	0,03334009	OK
Etage 16	-42322,98	1,155	5341,95	3,06	0,02990453	OK
Etage 17	-33733,54	1,115	4660,12	3,06	0,02637657	OK
Etage 18	-25144,1	1,075	3873,93	3,06	0,02280192	OK
Etage 19	-16554,65	1,04	2900,99	3,06	0,01939482	OK
Etage 20	-7965,21	1,004	1604,2	3,06	0,01629112	OK

Tableau 18. Vérification de l'effet $p\Delta$ sens XX

Suivant (YY) :

Etage	P	Δ	V	h	θ	Vérification
Etage 1	205867,94	0,177	11643,52	3,06	0,01022719	OK
Etage 2	185316,99	0,385	11342,5	3,06	0,02055634	OK
Etage 3	165490,75	0,522	10710,88	3,06	0,0263571	OK
Etage 4	145631,19	0,972	10064,14	3,24	0,04341092	OK
Etage 5	136890,05	1,216	9762,58	3,24	0,05262545	OK
Etage 6	128229,42	1,288	9411,12	3,06	0,05735097	OK
Etage 7	119627,97	1,38	9028,84	3,06	0,05975282	OK
Etage 8	111038,52	1,436	8624,01	3,06	0,06042232	OK
Etage 9	102449,08	1,466	8218,5	3,06	0,05972113	OK
Etage 10	-93859,64	1,476	7811,25	3,06	0,05795932	OK
Etage 11	-85270,2	1,47	7406,92	3,06	0,05530387	OK
Etage 12	-76680,75	1,449	7006,44	3,06	0,05182459	OK
Etage 13	-68091,31	1,417	6592,6	3,06	0,04782813	OK
Etage 14	-59501,87	1,376	6154,77	3,06	0,04347262	OK
Etage 15	-50912,42	1,326	5670,35	3,06	0,03890774	OK
Etage 16	-42322,98	1,271	5118,75	3,06	0,03434286	OK
Etage 17	-33733,54	1,211	4485,97	3,06	0,02975968	OK
Etage 18	-25144,1	1,151	3724,23	3,06	0,02539531	OK
Etage 19	-16554,65	1,094	2765,32	3,06	0,0214028	OK
Etage 20	-7965,21	1,102	1516,44	3,06	0,01891612	OK

Tableau 19. Vérification de l'effet $p\Delta$ sens YY

5.11 Calcul de la force sismique selon la hauteur :

Selon Art. 4.2.5 RPA99-V2003, la résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$F_{t,x,y} = 0,25.V$$

$$F_{t,x,y} = 0,07.T_{x,y}.V \Rightarrow T > 0,7 \text{ s}$$

$$F_{tx} = 0,07 \times 12307,71 \times 1,08 = 930,46 \text{ KN} \leq 0,25 \times 12307,71 = 3076,92 \text{ KN}$$

$$F_{ty} = 0,07 \times 11551,97 \times 1,2 = 970,36 \text{ KN} \leq 0,25 \times 11551,97 = 2887,99 \text{ KN}$$

$$F_i = \frac{(V - F_t) W_i h_i}{\sum W_j h_j}$$

Les résultats de la force sismique à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure, ce calcul a été effectué par MSE99.

Avec :

W_i : Poids de l'étage « i ».

F_i : Force sismique du niveau i.

h_i : Hauteur du niveau i.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Chapitre 05 modélisation et vérification du RPA

Niveaux	W_i	h_i	$W_i \times h_i$	F_{ix}	F_{iy}	V_x	V_y
Sous-sol 3	2021745,19	3,06	6186540,28	1737,14	1615,66	12307,71	11551,97
Sous-sol 2	2021745,19	6,12	12373080,56	3474,28	3231,32	12307,71	11551,97
Sous-sol 1	2065758,42	9,18	18963662,30	5324,88	4952,49	12307,71	11551,97
RDC	891175,33	12,42	11068397,60	3107,94	2890,59	12307,71	11551,97
RDC 2	881281,43	15,66	13800867,19	3875,20	3604,19	12307,71	11551,97
1ère étage	875879,42	18,72	16396462,74	4604,02	4282,05	12307,71	11551,97
2ème étage	875879,42	21,78	19076653,77	5356,60	4982,00	12307,71	11551,97
3ème étage	875879,42	24,84	21756844,79	6109,18	5681,95	12307,71	11551,97
4ème étage	875879,42	27,9	24437035,82	6861,76	6381,90	12307,71	11551,97
5ème étage	875879,42	30,96	27117226,84	7614,34	7081,85	12307,71	11551,97
6ème étage	875879,42	34,02	29797417,87	8366,92	7781,80	12307,71	11551,97
7ème étage	875879,42	37,08	32477608,89	9119,51	8481,75	12307,71	11551,97
8ème étage	875879,42	40,14	35157799,92	9872,09	9181,70	12307,71	11551,97
9ème étage	875879,42	43,2	37837990,94	10624,67	9881,65	12307,71	11551,97
10ème étage	875879,42	46,26	40518181,97	11377,25	10581,60	12307,71	11551,97
11ème étage	875879,42	49,32	43198372,99	12129,83	11281,56	12307,71	11551,97
12ème étage	875879,42	52,38	45878564,02	12882,41	11981,51	12307,71	11551,97
13ème étage	875879,42	55,44	48558755,04	13634,99	12681,46	12307,71	11551,97
14ème étage	875879,42	58,5	51238946,07	14387,57	13381,41	12307,71	11551,97
15ème étage	848669,7	61,56	52244106,73	14669,81	13643,91	12307,71	11551,97
Somme			588084516,35				

Tableau 20. Disposition de la force sismique

5.3. **Conclusion :**

L'étude dynamique nous a permis de voir les différentes vérifications de comportement de la structure vis-à-vis le séisme, les résultats obtenus sont acceptables en termes de période, déplacements et efforts sismique.

Chapitre 06 :
Etude des éléments
structuraux

CHAPITRE 06 : ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

6.1 Introduction :

Après l'achèvement de la modélisation de notre structure par le logiciel Robot, nous entamons dans ce chapitre la détermination des sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage.

Ferraillage des éléments sera mené selon les règles de calculs du béton armé C.B.A93, BAEL91, RPA99V2003.

Robot permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul. Les poutres noyées seront calculées en flexion simple. Les voiles seront calculées en flexion composée. Les planchers seront calculés en flexion simple.

6.2 Les planchers :

6.2.1 Introduction :

Les planchers en béton armé présentent des avantages qui expliquent leur utilisation de plus en plus répandue, non seulement le béton armé permet des réalisations variées et économique mais de plus, il offre, par son monolithisme, des garanties d'une excellente liaison entre les différents éléments

Les planchers en béton armé peuvent être entièrement coulés sur place (d'où nécessité de coffrage)

Ils peuvent être semi-préfabriqués (les éléments préfabriqués vont servir de coffrage) Ils peuvent être entièrement préfabriqués.

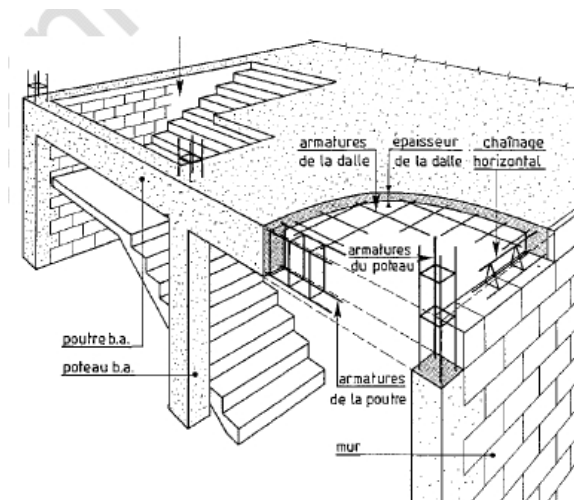


Figure 58. Plancher en béton armé (dalles)

6.2.2 Etude des planchers dalle plein :

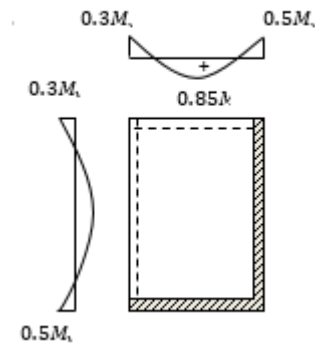


Figure 59. Choix de la dalle

$\rho = 520 / 610 = 0.85$ $0.4 < \rho < 1$ Donc la dalle portent en deux sens

D'après le tableau :

$$\text{ELU:} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0506 \\ \mu_y = 0.6864 \end{cases} \quad \text{ELS:} \quad \begin{cases} \mu_x = 0.0576 \\ \mu_y = 0.7794 \end{cases}$$

6.2.2.1 Evaluation des charges :

- De l'étage courant

$$G = 6.99 \text{ kN/m}^2$$

$$Q = 1.5 \text{ kN/m}^2$$

Combinaison d'action :

$$qu = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1 \text{ ml} = 11.68 \text{ KN/m}^2$$

$$qs = (G + Q) \cdot 1 \text{ ml} = 8.49 \text{ KN/m}^2$$

6.2.2.2 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

- ELU :

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times qu \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0506 \times 11.68 \times 5.2^2 = 15.98 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.6864 \times 15.98 = 10.96 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **ELS**

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0.0576 \times 8.49 \times 5.2^2 = 13.22 \text{ KN.m} \\ M_y = 0.7794 \times 13.22 = 10.30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.2.2.3 La réduction des moments:

$$\text{ELU : } \begin{cases} M_t = 0.85 M_x = 11.33 \text{ KN.m} ; M_t = 0.85 M_y = 8.75 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_x = 6.61 \text{ KN.m} ; M_a = 0.5 M_y = 5.15 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 3.96 \text{ KN.m} ; M_a = 0.3 M_y = 3.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS : } \begin{cases} M_t = 0.85 M_x = 11.23 \text{ KN.m} ; M_t = 0.85 M_y = 8.75 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.5 M_x = 6.61 \text{ KN.m} ; M_a = 0.5 M_y = 5.15 \text{ KN.m} \\ M_a = 0.3 M_x = 3.96 \text{ KN.m} ; M_a = 0.3 M_y = 3.09 \text{ KN.m} \end{cases}$$

6.2.2.3 Calcule des ferrailages :

Sens xx :

- **En travée :**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{13580}{100 \times 17 \times 23^2} = 0.015 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.018$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \quad \beta = 0.928$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{13580}{0.928 \times 348 \times 23} = 1.82 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **A_{st} = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : A_r = 3.14 cm² = 4T10

- En appuis :

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{7990}{100 \times 17 \times 23^2} = 0.009 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.001$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.995$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{7990}{0.995 \times 348 \times 23} = 0.86 \text{ m}^2$$

Donc ; on adopte : **Ast = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

- Armature de répartition :

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 4T10= 3.14cm²**

6.2.2.4 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.17 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{min} = 3.17 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \\ A_{min} = 3.17 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min \{50; 25 \text{ cm}\} = \mathbf{25 \text{ cm.}}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- **Armatures de répartition :**

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

$$S_t \leq \min \{75; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Appui : } S_t = 20\text{cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

$$\text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.}$$

Condition vérifiée

6.2.2.5 Vérification à l'ELS :

- **Aux travées**

- **Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**

Position de l'axe neutre :

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1949.25$$

$$y_1 = 5.47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (100*5.47^3)/3 + 15* 5.65*(23- 5.47)^2 = 31499.32\text{cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (11230 / 31499.32) * 5.47 = 1.95 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.95 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

Chapitre 06 étude des élément structure

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 11230 / 31499.32) \cdot (23 - 5.47) = 93.74 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 93.74 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- **Aux appuis :**

- **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1949.25$$

$$y_1 = 5.47 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3) / 3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 5.47^3) / 3 + 15 \cdot 5.65 \cdot (23 - 5.47)^2 = 31499.32 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (6610 / 31499.32) \cdot 5.47 = 1.14 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.14 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \cdot \sqrt{2 \cdot n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \cdot M_{ser} / I \cdot (d - y_1) = (15 \cdot 6610 / 31499.32) \cdot (23 - 5.47) = 55.17 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 55.17 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

Sens yy :

- **En travée :**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{9310}{100 \times 17 \times 21^2} = 0.001 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.001$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \quad \beta = 0,999$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{9310}{0.999 \times 348 \times 21} = 1.27 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On adopte : Ar= 3.14cm² = 4T10

- **En appuis :**

$$u = \frac{M_1}{b \sigma_b d^2} = \frac{5480}{100 \times 17 \times 21^2} = 0.007 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,009$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0,996$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{5480}{0.996 \times 348 \times 21} = 0.75 \text{ m}^2$$

Donc; on adopte: **Ast = 5.65 cm² = 5T12**

Espacement = 20 cm

- **Armature de répartition :**

$$A_r = A_{st}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **Ar = 4T10 = 3.14cm²**

6.2.2.6 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.898 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 2.898 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.898 \text{ cm}^2 < A_{ap} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

Armatures principales :

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min \{50; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

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

$$S_t \leq \min \{70; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiée}$$

6.2.2.7 Vérification à l'ELS :

- Aux travées
- Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

Position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1779.75$$

$$y_1 = 5.2 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 5.2^3)/3 + 15 \cdot 5.65 \cdot (21 - 5.2)^2 = 25843.92 \text{ cm}^4.$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (8750 / 25843.92) * 5.2 = 1.76 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.76 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 8750 / 25843.92) * (21 - 5.2) = 80.24 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 80.24 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis :

- Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- Position de l'axe neutre :

$$(b/2) * y_1^2 - 15 * A_s * (d - y_1) = 50 y_1^2 + 84.8 y_1 - 1779.75$$

$$y_1 = 5.2 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = (b * Y^3) / 3 + 15 [A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 * 5.2^3) / 3 + 15 * 5.65 * (21 - 5.2)^2 = 25843.92 \text{ cm}^4$$

Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

Chapitre 06 étude des élément structure

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (5150 / 25843.92) * 5.2 = 1.03 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.03 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser} / I * (d - y_1) = (15 * 5150 / 25843.92) * (21 - 5.2) = 47.22 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 47.22 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Chapitre 06 étude des élément structure

Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	29HA 8 l=1.19	00	119	①9	61HA 8 l=18.93	00	1893	③7	68HA 8 l=1.28	00	128
②	39HA 8 l=1.32	00	132	②0	135HA 8 l=23.35*	00	2034	③8	5HA 8 l=4.47	00	447
③	33HA 8 l=1.53	00	153	②1	21HA 8 l=22.57	00	2257	③9	5HA 8 l=5.28	00	528
④	23HA 8 l=3.23	00	323	②2	446HA 8 l=25.74	00	2574	④0	14HA 8 l=9.37	00	937
⑤	34HA 8 l=3.28	00	328	②3	5HA 14 l=2.98	00	298	④2	157HA 8 l=19.81	00	1981
⑥	29HA 8 l=3.35	00	335	②4	18HA 14 l=3.69	00	369	④4	7HA 10 l=1.88	00	188
⑦	273HA 8 l=4.02	00	402	②5	87HA 14 l=3.99	00	399	④5	8HA 10 l=2.09	00	209
⑧	163HA 8 l=4.62	00	462	②6	92HA 14 l=4.31	00	431	④6	30HA 10 l=5.65	00	565
⑨	87HA 8 l=10.75*	00	628	②7	16HA 14 l=5.28	00	528	④7	50HA 10 l=6.77	00	677
⑩	24HA 8 l=7.28	00	728	②8	56HA 14 l=6.84	00	684	④8	22HA 10 l=7.19	00	719

⑪	22HA 8 l=8.47	00	847	②9	58HA 14 l=7.95	00	795	④9	23HA 10 l=7.61	00	761
⑫	169HA 8 l=8.81	00	881	③0	29HA 14 l=8.23	00	823	⑤0	52HA 10 l=7.88	00	788
⑬	57HA 8 l=8.94	00	894	③1	58HA 14 l=8.24	00	824	⑤1	26HA 10 l=8.07	00	807
⑭	49HA 8 l=10.87	00	1087	③2	157HA 14 l=10.03	00	1003	⑤2	50HA 10 l=8.17	00	817
⑮	35HA 8 l=11.64	00	1164	③3	157HA 14 l=10.31	00	1031	⑤3	84HA 10 l=8.56	00	856
⑯	169HA 8 l=13.53	00	1353	③4	58HA 14 l=10.49	00	1049	⑤4	13HA 10 l=9.53	00	953
⑰	16HA 8 l=15.38	00	1538	③5	12HA 14 l=11.45	00	1144	⑤5	154HA 10 l=9.96	00	996
⑱	16HA 8 l=18.08	00	1808	③6	6HA 14 l=11.72	00	1172	⑤6	154HA 10 l=10.15	00	1015
⑤7	50HA 10 l=10.42	00	1042								

Figure 60. Armature de la dalle sous-sol

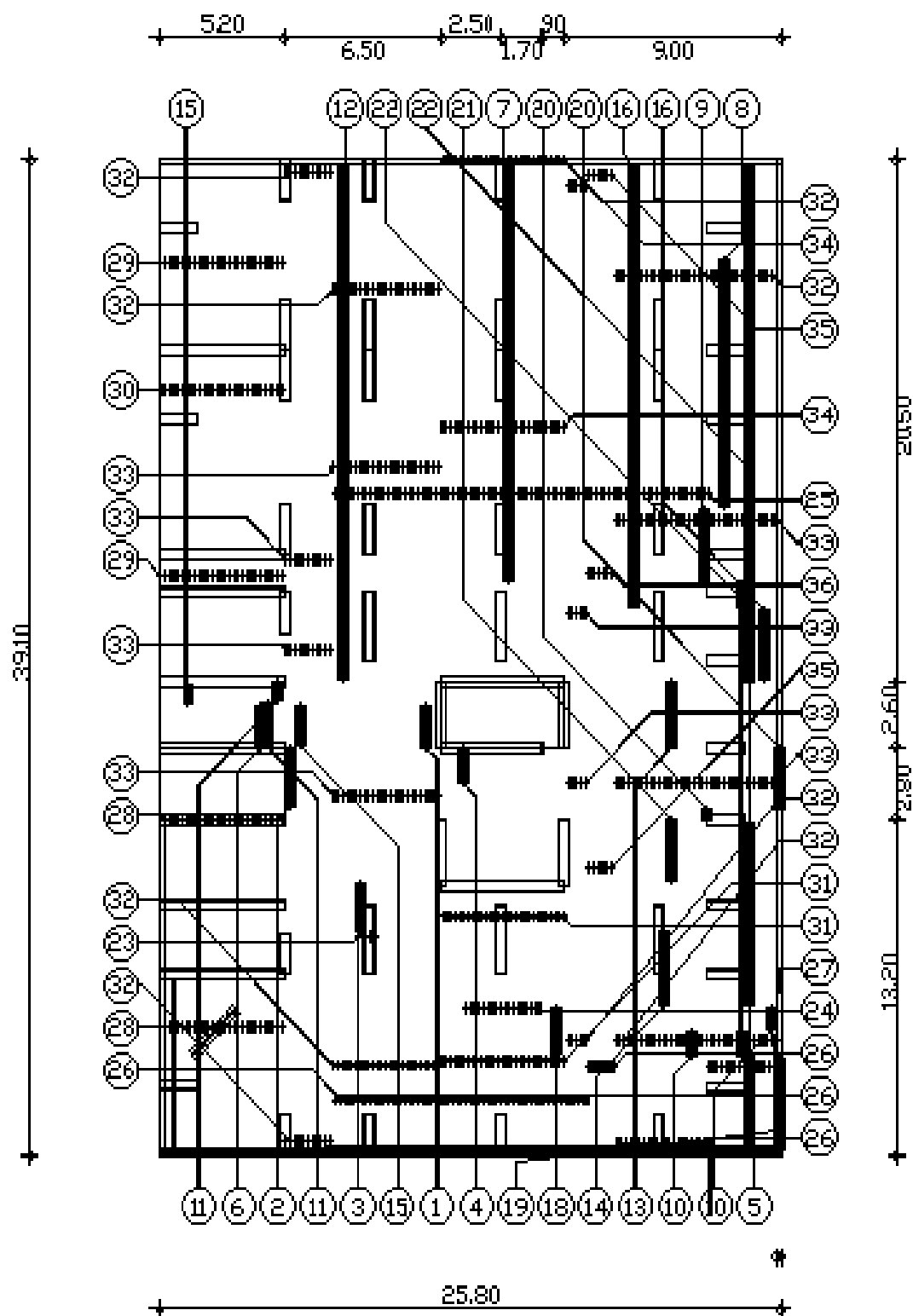


Figure 61. De nappe supérieure de la dalle sous-sol

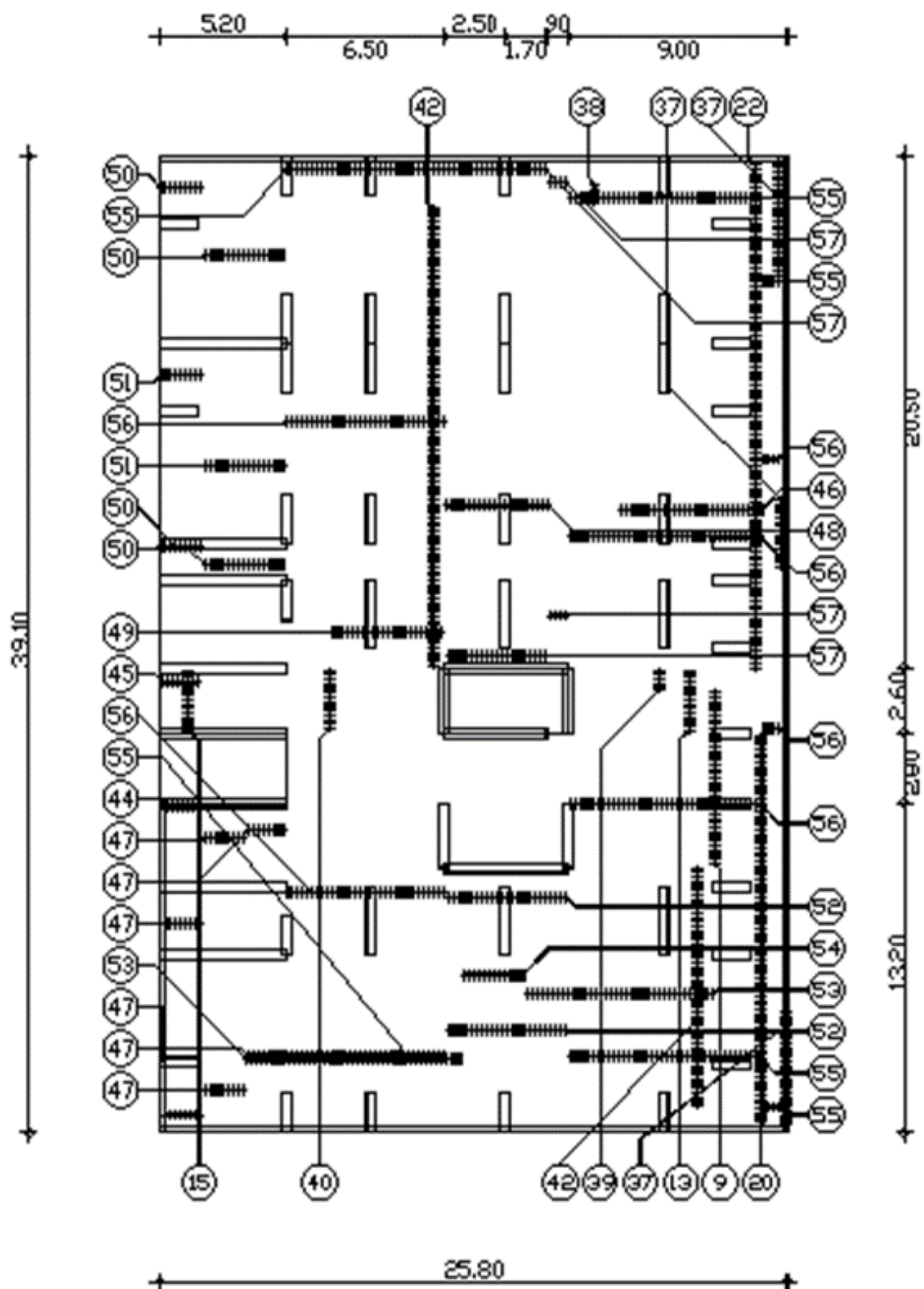


Figure 62. De la nappe inférieure de la dalle sous-sol

6.3 Etude des voiles :

6.3.1 Introduction :

Les voiles ou murs de contreventement sont définis comme des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plan est négligeable. Dans leur plan, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan, ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales et ils doivent être contreventés par d'autres murs ou par des portiques.

6.3.2 Combinaison des charges :

En fonction du type des sollicitations, on distingue les combinaisons suivantes :

- **Combinaison fondamentale : (selon BAEL 99)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1.35G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

❖ **Combinaison accidentelle : (selon RPA 99 version 2003)**

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q + E \\ 0.8G + E \end{array} \right.$$

6.3.2.1 Voile 1 (L= 1.60m) :

Type	L (m)	e(m)	Combinaison	N _{max}	M _{max}	T (KN)
Voile 2	1.60	0.40	G+Q+E _x	4517.44	-627.23	111.75
			G+Q+E _y	5459.33	-459.58	53.78
			0.8G+E _x	3713.78	-376.27	94.75
			0.8G+E _y	938.44	-727.36	67.16
			ELU	398.31	-89.44	23.11

Tableau 21. Sollicitation des voiles

6.3.2.2 Ferrailage vertical :

$$N = 938.44 \text{ KN}$$

$$M = -727.36 \text{ KN.m}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I}$$

Avec :

$$V = L/2 = 0.8 \text{ m}$$

$$I = (b \cdot h^3) / 12 = \mathbf{0.10 \text{ m}^4}$$

$$\sigma_t = \frac{N}{A} + \frac{M \cdot V}{I} = \sigma = \frac{938.44}{352.35} + \frac{727.36 \cdot 0.8}{0.10}$$

$$\sigma_t = 58162.14 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{N}{A} - \frac{M \cdot V}{I} = \frac{938.44}{352.35} - \frac{727.36 \cdot 0.8}{0.1}$$

$$\sigma_c = -58191.46 \text{ KN/m}^2$$

On a $\sigma_t > 0$ et $\sigma_c < 0$ donc la section est partiellement comprimée

$$\tan \alpha = \frac{\sigma_c}{L_1} = \frac{\sigma_t}{L_T}$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot L_1}{\sigma_c}$$

$$L_1 = L - L_T$$

$$L_T = \frac{\sigma_t \cdot (L - L_T)}{\sigma_c}$$

$$(\sigma_c + \sigma_t) \cdot L_T = \sigma_t \cdot L$$

$$L_t = \frac{\sigma_t \cdot L}{\sigma_c + \sigma_t} = 0.80$$

$$\sigma_t = \frac{F_t}{S}$$

$$F_t = S \cdot \sigma_t$$

$$S = \frac{b \cdot L_T}{2} = 0.12$$

$$F_t = S \cdot \sigma_t = 314.44 \text{ KN}$$

$$A = \frac{F_t}{F_e} = \frac{314.44}{400} 10^{-3} = 0.79 \cdot 10^{-14} \text{ m}^2 = 7.86 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0.15\% \cdot b \cdot h = 0.15\% \cdot 30 \cdot 160$$

$$\mathbf{A_{\min} = 7.2 \text{ cm}^2}$$

- **Diamètre :**

$$D \geq a/10 = 30/10 = 3 \text{ cm}$$

Chapitre 06 étude des élément structure

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

- Calcul de l'espacement :

Selon BAEL 91 :

$$St \leq \min(2a, 33 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(60, 33)$$

$$St \leq 33 \text{ cm}$$

$$\text{Selon RPA 99 V 2003: } St \leq \min(1.5a, 30 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq \min(45, 30)$$

$$St \leq 30 \text{ cm}$$

Donc on prend un espacement : **$St = 15\text{cm}$**

Selon RPA 99 v 2003 :

Zone d'about : $A_{\min} = 0,15 \% b \times h = 7.2 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

Zone courante : $A_{\min} = 0,10 \% b \times h = 4.8 \text{ cm}^2 \rightarrow$ Pour les deux nappes du mur voile.

- Armatures finales :

$$A = \max(A_{\text{calculée}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}})$$

$$A = 7.86\text{cm}^2 \rightarrow \text{Pour les deux nappes du mur voile.}$$

Espacement :

$$S_t = \min(1,5b; 30) = 30 \text{ cm}$$

D'après le RPA99 l'espacement en zone d'about est égal à la moitié de l'espacement de la zone courante.

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{en zone courante.} \\ S_t' = S_t/2 = 10 \dots\dots\dots \text{en zone d'about} \end{array} \right.$$

6.3.2.3 Choix des armatures appliquées :

- Armatures verticales :

On prend :

$$A_v (\text{zone d'about}) = 6T14 = 9.24 \text{ (Pour les deux nappes du mur voile).}$$

A_v (zone courante) = 8 T16 = 16.08 cm² (Pour les deux nappes du mur voile).

- **Armatures horizontales :**

$$A_h = \frac{A_{vtotale}}{4} = 6.33 \text{ cm}^2.$$

On prend : $A_h = 10 \text{ T12} = 11,31 \text{ cm}^2$

- **Armatures transversales :**

On prend :

A_t (zone d'about) = cadre Φ_8 .

A_t (zone courante) = 4 épingles / m²

6.3.2.4 Ferrailage horizontale :

D'après RPA 99 version 2003 :

Si $\tau_b \leq 0.025 * f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.15\% b * a$

Si $\tau_b > 0.025 f_{c28} \Rightarrow A_t \geq 0.25\% b * a$

$$\tau_b = \frac{v}{b * d} \quad \text{avec : } V = 1.4 V_{\max}$$

$V_{\max}$: l'effort tranchant maximum $V_{\max} = 90.024 \text{ KN}$

$$\tau_b = \frac{90.024}{0.30 * 1.44}$$

$\tau_b = 0.208 \text{ MPa} < 0.025 * f_{c28} = 0.625 \text{ MPa}$

$A_t \geq 0.15\% b * a$

$A_t \geq 0.15\% * 160 * 30$

$A_t \geq 7.2 \text{ cm}^2$

On prend un diamètre : $D = 12 \text{ mm}$

Armature de peau :

$$A_c = 0.2\%b*L = 0.2\%*30*160 = 9.6 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage des voiles est regroupé dans le tableau suivant :

Type	Ferrailage vertical		Ferrailage horizontal		Cadre
	A choisie	St	A choisie	St	
Voile 1	6T16+4T14	15	T12	15	Ø8

Tableau 22. Ferrailage des voiles

6.3.2.5 Vérification des contraintes de cisaillement :

Selon RPA 99 version 2003 il faut que :

$$\tau b \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau b = \frac{vu}{b*d}$$

$$V = 1.4*V_{\max}$$

Type	Combinaison	V max	τb	0.2*f _{c28}	Observation
Voile 1_x	0.8G + E	90.024	0.208	5	CV
	G + Q + E	66.85	0.155	5	CV
	ELU	7.154	0.017	5	CV

Tableau 23. Vérification des contraintes de cisaillement

6.3.2.6 Vérification de l'effort normal réduit :

$$V = \frac{Nd}{Bc*f_{c28}} \leq 0.3$$

Pour les voiles 1x : N_{max} = 2548.86 KN

$$V = \frac{Nd}{Bc*f_{c28}} = \frac{2153.47*10^{-3}}{0.30*25} = 0.29 \leq 0.3$$

6.3.3 Schéma Ferrailage de voiles :

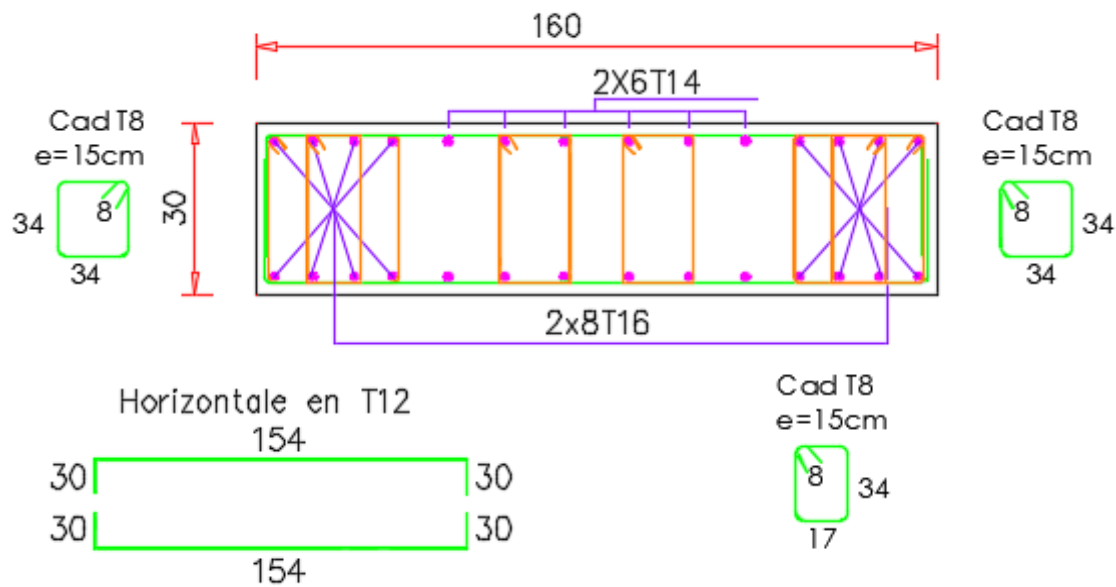


Figure 63. Schéma de ferrailage pour les voiles de longueur $L = 1.60\text{m}$.

6.3.4 Voile 1 ($L = 5.20\text{m}$) :

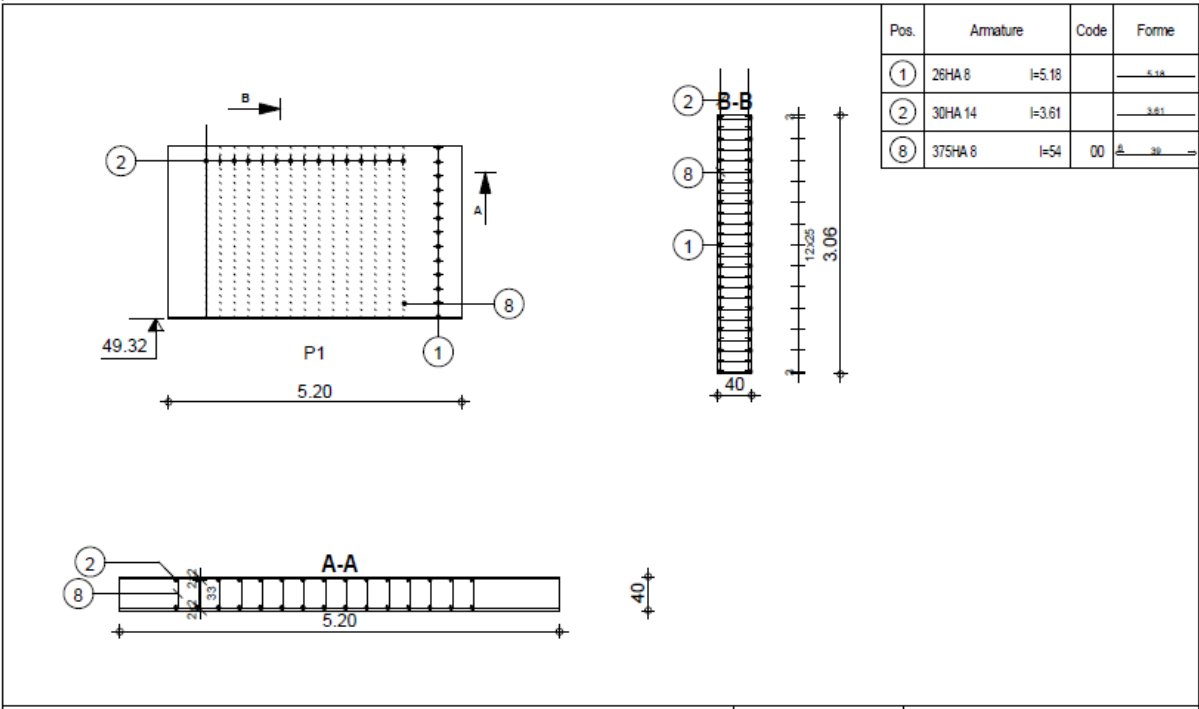


Figure 64. Ferrailage du voile ($L = 5.20\text{m}$) coupe AA/BB

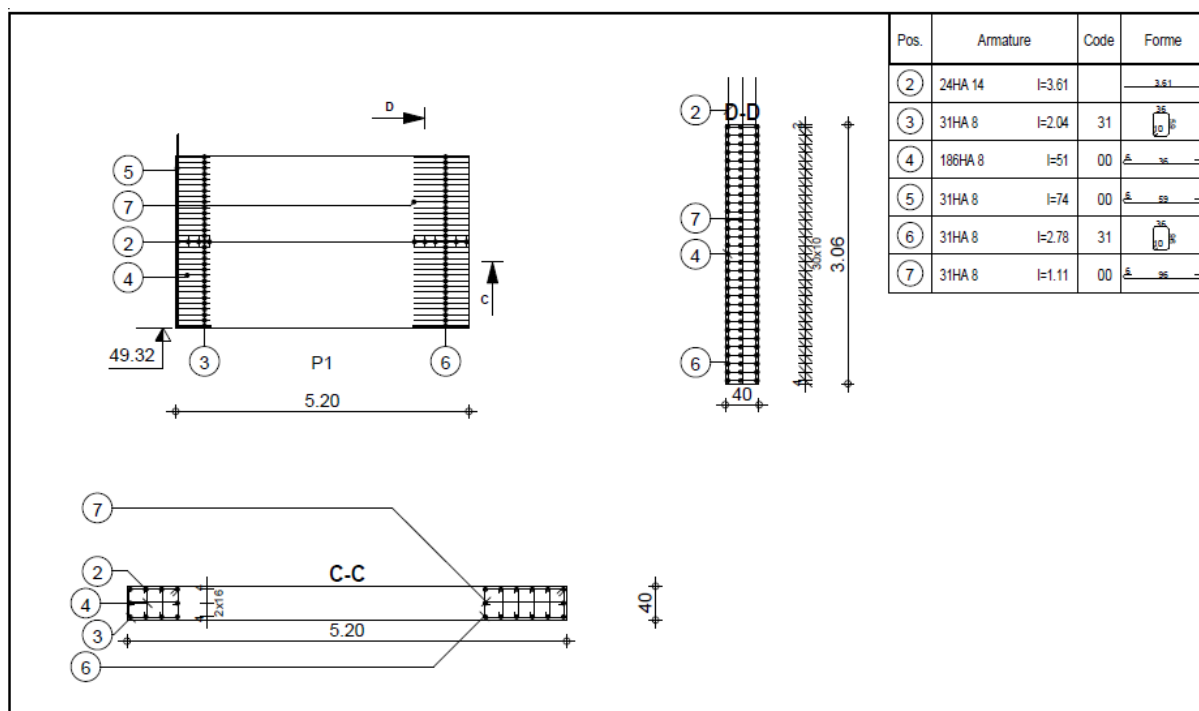


Figure 65. Ferrailage du voile ($L=5.20\text{m}$) coupe CC/DD

6.4 Voile périphérique :

6.4.1 Introduction :

Afin de donner plus de rigidité à la partie sous-sol de la construction et une capacité de reprendre les efforts de poussée des terres à ce niveau, il est nécessaire de prévoir un voile périphérique armé d'un double quadrillage d'armatures.

Les armatures sont constituées de deux nappes.

On fait le calcul pour une bande de 1 m largeur :

- Q: surcharge d'exploitation $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.
- γ : Poids volumique de la terre $\gamma = 19.4 \text{ KN/m}^3$
- φ : angle de frottement interne du sol $\varphi = 22.17^\circ$
- K_a : coefficient de poussée des terres

$$K_a = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{2} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0.452$$

$$K_a' = K_a / \cos (\beta - \varphi) = 0.452$$

6.4.2 Le Dimensionnement :

D'après le **R.P.A.99**; l'épaisseur être supérieure ou égale à 15cm.

Dans notre structure on à : $e = 20 \text{ cm}$

6.4.2.1 Calcul des charges :

- **Poussée des terres :**

$$P_1 = K_a \cdot \gamma \cdot (h^2/2)$$

Avec :

P_1 : Poussé des terres

γ : Poids spécifique des terres

h : Hauteur du voile

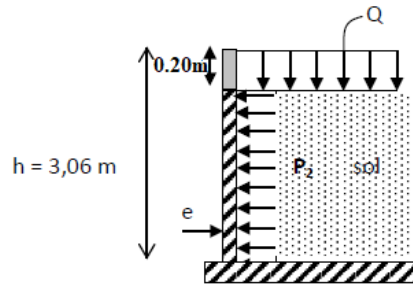


Figure 66. Schéma statique d'une voile périphérique.

- Combinaison fondamentale

$$\text{ELU : } q_u = 1,35\gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 1,35 \times 19,4 \times 3,06 \times 0,452 \times 1 = 36,22 \text{ kN.m}$$

$$\text{ELS : } q_u = \gamma \times h_e \times K_a \times 1\text{m} = 26,83 \text{ kN.m}$$

6.4.2.2 Calcul du ferrailage :

L'étude se fait pour le cas d'une dalle uniformément chargée.

$$L_x = 1,35 \text{ m.}$$

$$L_y = 3,60\text{m}$$

$$L_x/L_y = 1,35 / 3,60 = 0,375 < 0,4 \Rightarrow \text{la dalle portent en deux sens}$$

Avec: $\vartheta = 0$

$$\text{ELU : } \begin{cases} \mu_x = 0,1049 \\ \mu_y = 0,025 \end{cases} \quad \text{ELS : } \begin{cases} 0,1075 \\ \mu_y = 0,3155 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2 = 36,22 \times 1,35^2 \times 0,1049 = 6,925 \\ M_y = \mu_y \cdot M_x = 0,173 \end{cases}$$

Panneau le plus sollicité		ELU	ELS
Moments Isostatiques	M_{0x} (kN.m)	6.925	5.27
	M_{0y} (kN.m)	0.173	1.663
Moments en travée	M_{tx} (kN.m)	5.351	4.479
	M_{ty} (kN.m)	0.147	1.414
Moments en appui	M_{ax} (kN.m)	1.889	1.581
	M_{ay} (kN.m)	0.052	0.499

Tableau 24. Détermination des moments fléchissant du mur voile.

- Aux travées

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{5351}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,012 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,012}) = 0,015$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,015 = 0,994$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{5351}{0,994 \cdot 18 \cdot 348} = 0,85 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm², avec un espacement de 15 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm², avec un espacement de 15 cm.

- Aux appuis:

$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{1889}{100 \cdot 18^2 \cdot 14,2} = 0,0041 < 0,392$ (Acier FeE400) pivot A, donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,0041}) = 0,0051$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \cdot 0,0051 = 0,997$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{cal} = \frac{M_u}{\beta d \sigma_s} = \frac{1889}{0,997 \cdot 18 \cdot 348} = 0,30 \text{ cm}^2$$

Soit 4HA12 = 4,52 cm², avec un espacement de 15 cm.

- Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Soit 4HA10 = 3,14 cm², avec un espacement de 15 cm.

6.4.2.3 Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,42 \text{ cm}^2$$

Chapitre 06 étude des élément structure

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 2.42 \text{ cm}^2 < A_t = 5.65 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 2.24 \text{ cm}^2 < A_{\text{ap}} = 5.65 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min \{2h; 25\text{cm}\} \text{ (charge répartie + charge concentrée)}$$

$$S_t \leq \min \{40; 25 \text{ cm}\} = 25 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \\ \text{Travée : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- Armatures de répartition :

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

$$S_t \leq \min \{60; 33 \text{ cm}\} = 33 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Appui : } S_t = 15\text{cm} \leq 33 \text{ cm.} \\ \text{Travée : } S_t = 15 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm.} \end{array} \right\} \text{Condition vérifiée}$$

- Aux travées

Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- Position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 50y_1^2 + 84.8y_1 - 1525.5$$

$$y_1 = 4.74 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A (d - Y)^2]$$

$$I = (100 \cdot 4.74^3)/3 + 15 \cdot 5.65 \cdot (18 - 4.74)^2 = 18451.27 \text{ cm}^4.$$

- Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma}_{bc}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

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

Chapitre 06 étude des élément structure

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) * y_1 = (4479/18451.27) * 4.74 = 1.15 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 1.15 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser}/I * (d - y_1) = (15 * 4479/18451.27) * (18 - 4.74) = 48.28 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 48.28 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Aux appuis:

- Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)

- Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 * 25 = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) * y_1 = (1581/18451.27) * 4.74 = 0.41 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_{bc} = 0.4 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Contraintes dans les aciers

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

σ_s : Contrainte dans le béton tendu.

$\overline{\sigma_s}$: Contrainte limite dans le béton tendu.

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; 110 * \sqrt{2 * n} \right\} = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 * M_{ser}/I * (d - y_1) = (15 * 1581/18451.27) * (18 - 4.74) = 17.04 \text{ Mpa.}$$

$$\sigma_s = 17.04 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_s} = 201.63 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

6.5 Poutre :

6.5.1 Poutre Noyée Chainages (25x55):

6.5.1.1 Introduction :

Les poutres noyées sont des coutres incorporés dans les planchers dalle pleine, sont sollicité par un moment fléchissant et un effort tranchant, alors le calcul sera fait en flexion simple.

6.5.1.2 Les moments de la poutre :

Les moments fléchissant et l'effort tranchant de la poutre sont pris depuis ROBOT :

6.5.1.3 Combinaisons d'actions :

- Selon B.A.E.L 91 :

Combinaisons fondamentales :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{ELU : } 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{array} \right.$$

- Selon R.P.A 99/V2003 :

Combinaisons accidentelles

$$\left\{ \begin{array}{l} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{array} \right.$$

Tableau récapitulatif des sollicitations : des poutres

Poutres	$M_{\max}^t$ (kN. m)			$M_{\max}^a$ (kN. m)			T (KN)
Combinaisons	ELU	ELS	G+P+E	ELU	ELS	G+P+E	
Poutres noyées Chainages	43.82	32.06	103.08	-68.94	-50.26	51.54	207.97

Tableau 25. Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Autodesk Robot.

6.5.1.4 Calcul de ferrailage :

- Ferrailage longitudinal :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 55 \text{ cm} \quad h = 25 \text{ cm} \\ d = 0.9 \cdot h = 22.5 \text{ cm} \quad d' = 0.1 \cdot h = 2.5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- En travée :

ELU :

$$u = \frac{M_t}{b \sigma_b d^2} = \frac{43820}{55 \cdot 17 \cdot 22.5^2} = 0.092 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.120$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.952$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{43820}{0.952 \times 348 \times 22.5} = 5.87 \text{ cm}^2$$

Donc; on adopte: **A st = 6.16 cm² = 4T14**

Espacement = 15 cm

- Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.70 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.70 \text{ cm}^2 < A_s \quad \text{Condition vérifiée}$$

- En appuis:

$$u = \frac{M_{qa}}{b \sigma_b d^2} = \frac{68940}{55 \cdot 17 \cdot 22.5^2} = 0.145 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.196$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \rightarrow \beta = 0.921$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{68940}{0.921 \times 348 \times 22.5} = 9.55 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **A=10.05 st = 4T20**

Espacement = 15cm

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,70\text{cm}^2$$

$$A_{min} = 1.70\text{cm}^2 < A_s \text{ Condition vérifiée}$$

$$\text{➤ RPA : } 0,5\%b \times h = 0,5\% \times 25 \times 55 = 6.87 \text{ cm}^2$$

6.5.1.5 Vérification à l'ELS :

- **Aux travées**

- **Vérification des contraintes dans le béton :** (Art A.4.5.2/BAEL 91)
- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 27.5y_1^2 + 92.4y_1 - 2079$$

$$y_1 = 7.18\text{cm}$$

- **Moment d'inertie :**

$$I = (b*Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (55*7.18^3)/3 + 15* 6.16*(22.5-7.18)^2 = 28472.51\text{cm}^4$$

- **Contraintes dans le béton :**

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 * f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18\text{MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) * y_1 = (32060 / 28472.51) * 7.18 = 8.08\text{Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 8.08 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ Mpa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Aux appuis :**

- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2)*y_1^2 - 15*As*(d-y_1) = 27.5y_1^2 + 100.5y_1 - 3391$$

$$y_1 = 9.52\text{cm}$$

Chapitre 06 étude des élément structure

- Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (55 \cdot 9.52^3)/3 + 15 \cdot 10.05 \cdot (22.5 - 9.52)^2 = 41216.44 \text{ cm}^4.$$

- Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser}/I) \cdot y_1 = (50260/41216.44) \cdot 9.52 = 11.60 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = 11.60 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- Ferrailage transversal :

- Vérification de la contrainte tangente :

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 126.63 \text{ KN}$$

$$\overline{\tau_u} = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{y_b} = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{126630}{550 \cdot 225} = 1.02 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 2.50 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- Calcul du diamètre :

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{250}{35}; 16; \frac{550}{10} \right) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

- Calcul de l'espacement :

Selon le B.A.E.L 91

$$S_{t1} \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0,4b} = \frac{2,01 \times 400}{0,4 \times 55} = 36.55 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0,9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0,3 \cdot k \cdot f_{tj}^*)]} = \frac{0,9 \times 2,01 \times 400}{1,15 \times 55 [1,05 - (0,3 \times 1 \times 2,1)]} = 27.14 \text{ cm}$$

Soit : **St = 15 cm**

Selon RPA99/V2003

En zone nodale : $St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right) \rightarrow$ soit **St=10cm**

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 30 \text{ cm} \rightarrow$ soit **St' = 15m.**

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0,3\% \times St \times b = 1.35 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0,3\% \times St' \times b = 2.03 \text{ cm}^2$

6.5.2 Poutres (40×80) :

Poutres	$M_{\max}^t$ (kN. m)			$M_{\max}^a$ (kN. m)			T (KN)
	ELU	ELS	G+Q+E	ELU	ELS	G+Q+E	
Poutres (40 × 80)	38.30	32.05	34.64	-44.28	-36.12	-37.38	182.17

Tableau 26. Résultats des moments et des efforts tranchants donnés par Robot

6.5.2.1 Calcul de ferrailage :

- **Ferrailage longitudinal :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 40 \text{ cm} \quad \quad \quad h = 80 \text{ cm} \\ d = 0,9 \cdot h = 72 \text{ cm} \quad d' = 0,1 \cdot h = 8 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **En travée :**

- **ELU :**

$$u = \frac{M_t}{b \sigma_b d^2} = \frac{38300}{40 \cdot 17 \cdot 72^2} = 0.011 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.013$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.994$$

$$As = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{38300}{0.994 \times 348 \times 72} = 1.53 \text{ cm}^2 = 13.63 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte : **A st = 6T16 +2T10**

Espacement = 15cm

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3,97 \text{ cm}^2$$

A min= 3.97cm²<A st **Condition vérifiée**

- **En appuis :**

$$u = \frac{M_{qa}}{b \sigma_b d^2} = \frac{44280}{40 \times 17 \times 72^2} = 0.013 < 0,259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \rightarrow \beta = 0.993$$

$$A_s = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{44280}{0.993 \times 348 \times 72} = 1.78 \text{ cm}^2$$

Donc ; on adopte: **Ast =4T14 = 6.16 cm**

Espacement = 15cm

- **Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99)**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.97 \text{ cm}^2$$

A min= 3.97cm²< A_{st} **Condition vérifiée**

$$\text{RPA : } 0,5\%b \times h = 0,5\% \times 40 \times 80 = 16 \text{ cm}^2$$

6.5.2.2 Vérification à l'ELS :

- **Aux travées**
- **Vérification des contraintes dans le béton : (Art A.4.5.2/BAEL 91)**
- **Position de l'axe neutre :**

$$(b/2) \times y_1^2 - 15 \times A_s \times (d - y_1) = 20y_1^2 + 204.45 y_1 - 14720.4$$

$$y_1 = 22.48 \text{ cm}$$

Chapitre 06 étude des élément structure

- Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (40 \cdot 22.48^3)/3 + 15 \cdot 13.63 \cdot (72 - 22.48)^2 = 652828.86 \text{ cm}^4.$$

- Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (32050 / 652828.86) \cdot 22.48 = 1.10 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1.10 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

- Aux appuis :

- Position de l'axe neutre :

$$(b/2) \cdot y_1^2 - 15 \cdot A_s \cdot (d - y_1) = 20y_1^2 + 92.4 y_1 - 6652.8$$

$$y_1 = 16.11 \text{ cm}$$

- Moment d'inertie :

$$I = (b \cdot Y^3)/3 + 15[A (d-Y)^2]$$

$$I = (40 \cdot 16.11^3)/3 + 15 \cdot 6.16 \cdot (72 - 16.11)^2 = 344376.64 \text{ cm}^4.$$

- Contraintes dans le béton :

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

σ_{bc} : Contrainte dans le béton comprimé.

$\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte limite dans le béton comprimé

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \cdot f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_{bc} = (M_{ser} / I) \cdot y_1 = (36120 / 344376.64) \cdot 16.11 = 1.69 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_{bc} = 1.39 \text{ Mpa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 18 \text{ Mpa} \quad \textbf{Condition vérifiée.}$$

- Ferrailage transversal :

- **Vérification de la contrainte tangente :**

La fissuration est préjudiciable, τ_u doit être au plus égale à la plus basse des deux valeurs suivantes :

$$T_u = 144.19 \text{ KN}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ 0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 2.50 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \right. \\ \left. 4 \text{ MPa} \right.$$

$$\tau_u = \frac{182170}{400 \cdot 720} = 0.63 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa} \quad \textbf{Condition vérifiée}$$

Il n'y a pas de risque de cisaillement.

- **Calcul du diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{lmax}; \frac{b}{10} \right) = \min \left(\frac{800}{35}; 16; \frac{400}{10} \right) = 16 \text{ mm}$$

$$\phi_t \leq 16 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 4\phi 8 = 2.01 \text{ cm}^2$. (cadre Ø8 + étrier)

- **Calcul de l'espacement :**

Selon le B.A.E.L 91

$$St_1 \leq \min(0.9d; 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm}$$

$$St_2 \leq \frac{A_t f_{et}}{0.4b} = \frac{2.01 \times 400}{0.4 \times 40} = 50.25 \text{ cm}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \times f_{et}}{\gamma_s \times b [\tau_{ur} - (0.3 \cdot k \cdot f_{tj}^*)]} = \frac{0.9 \times 2.01 \times 400}{1.15 \times 40 [1.05 - (0.3 \times 1 \times 2.1)]} = 37.45 \text{ cm}$$

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

Selon RPA99/V2003

En zone nodale : $St \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi_l \right) \rightarrow$ soit $St = 10 \text{ cm}$.

En zone courante : $St' \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow$ soit $St = 20 \text{ cm}$.

D'armatures transversales minimales est donnée par :

En zone nodale : $A_t = 0.3\% \times St \times b = 1.2 \text{ cm}^2$

En zone courante : $A_t = 0.3\% \times St \times b = 2.4 \text{ cm}^2$

6.5.3 Résumé des calculs des ferraillements des poutres :

Poutres (cm ²)	A calculée (cm ²)		A _{minBAEL} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	
	A _t	A _a			A _t	A _a
80x40	1.53	1.78	3.97	16	6T16+2T10	8T16
25x55	5.87	9.55	1.70	6.87	8T14	8T14+4T20

Tableau 27. Ferrailage des poutres.

6.5.4 Schémas de ferrailage des poutres :

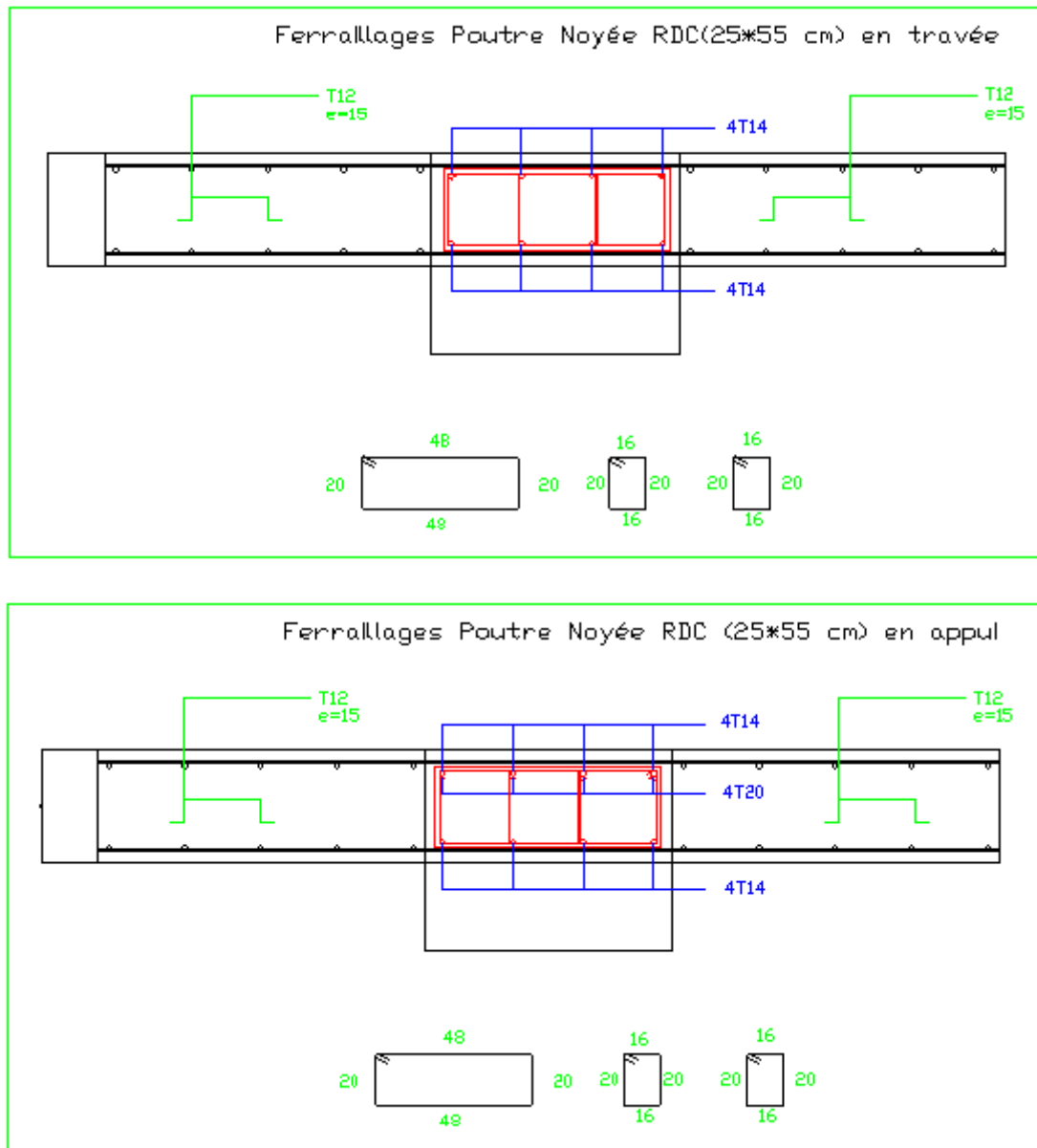


Figure 67. Ferrailage poutre noyé (25*55) appui et travée RDC

Chapitre 06 étude des élément structure

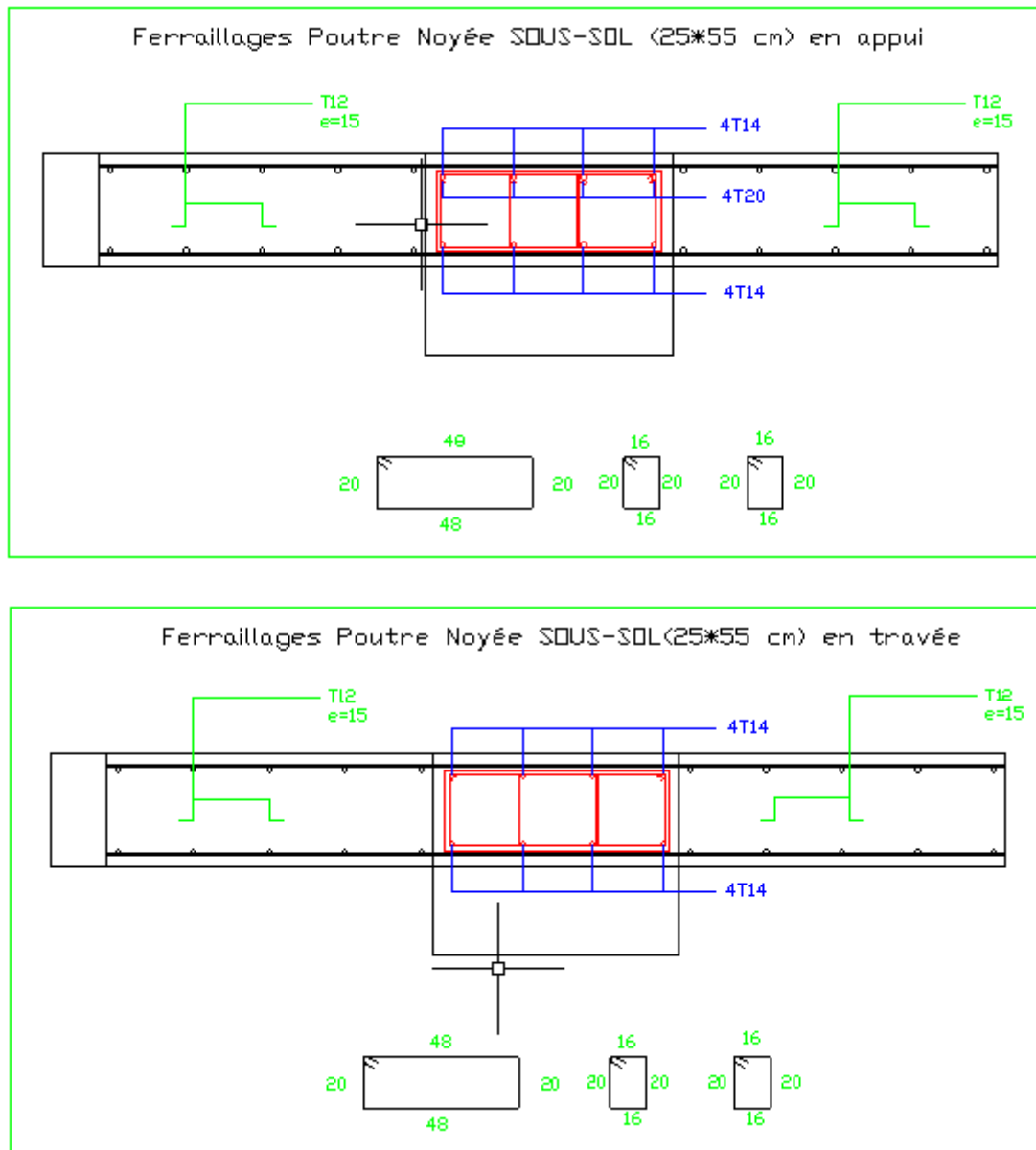


Figure 68. Ferraillage poutre noyé (25*55) appui et travée sous-sol

Chapitre 06 étude des élément structure

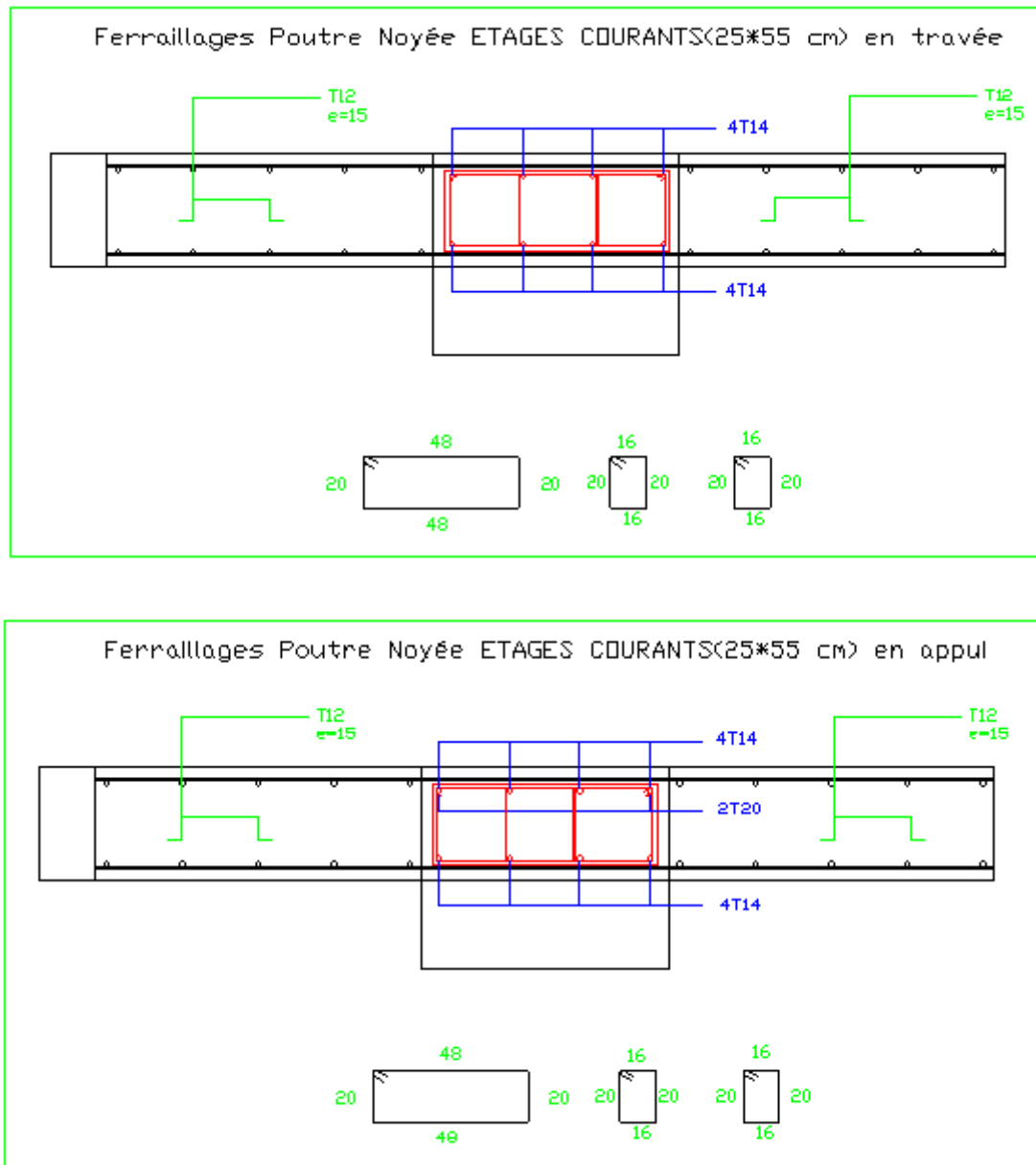


Figure 69. Ferraillage poutre noyé (25*55) appui et travée étage courant

Chapitre 06 étude des élément structure

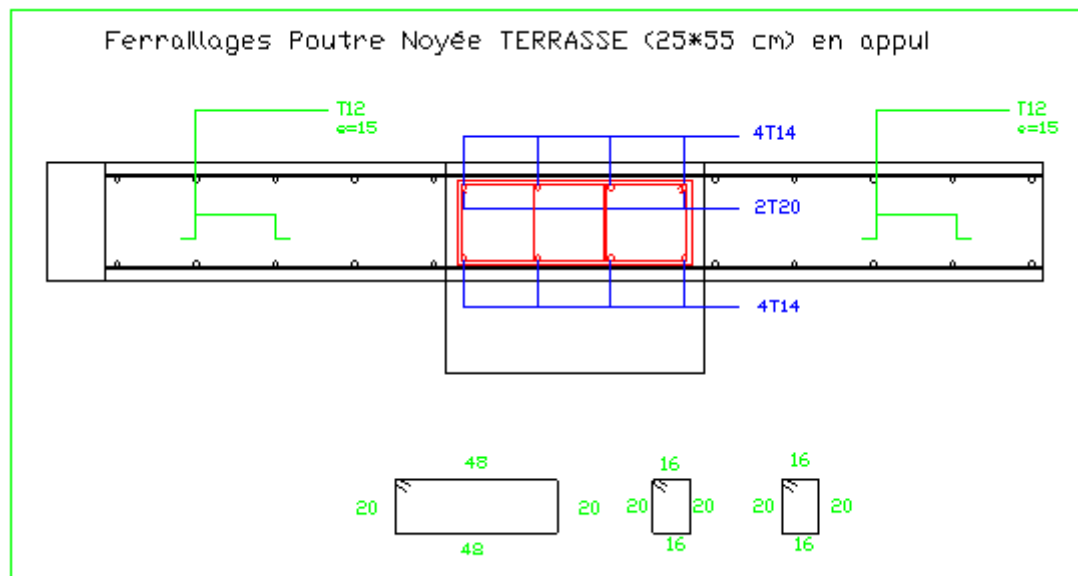
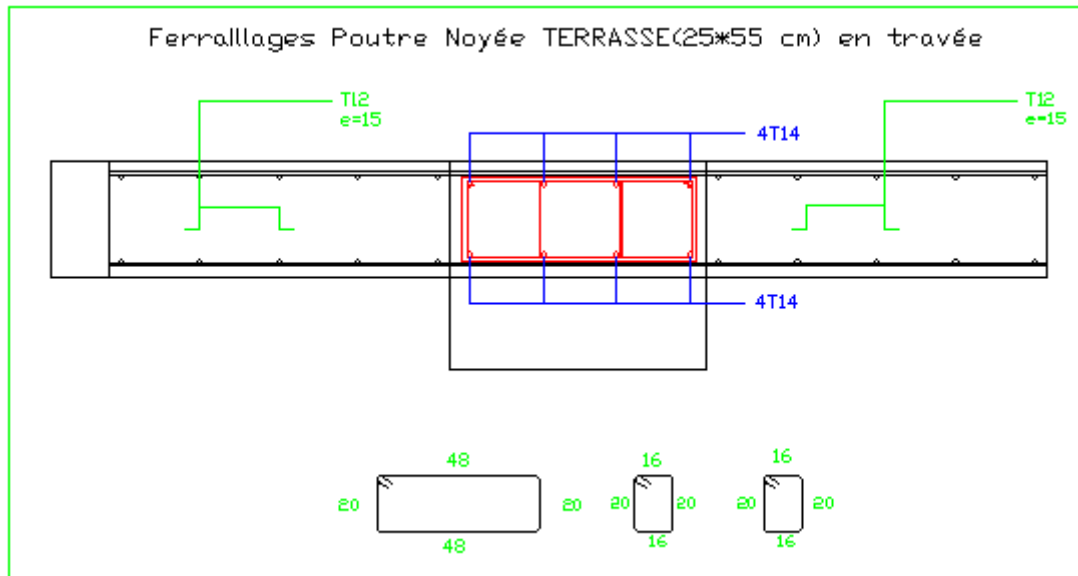


Figure 70. Ferrailage poutre noyé (25*55) appui et travée terrasse

Chapitre 06 étude des élément structure

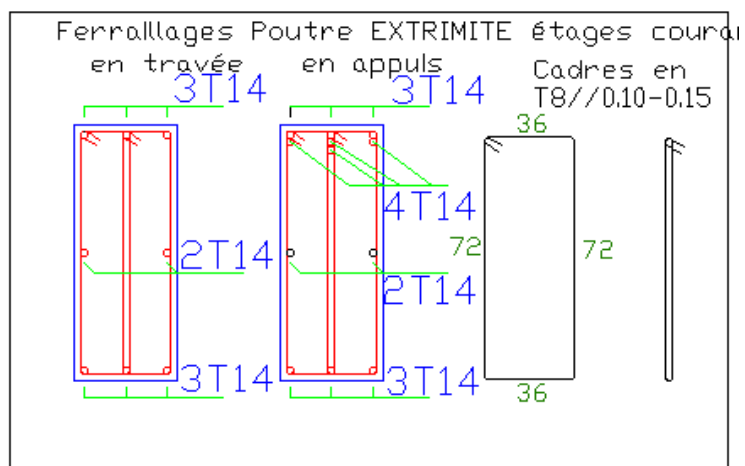


Figure 71. Schémas de ferrailage des poutres (40 x 80) cm²

Chapitre 07 :
Etude De L'infrastructure

CHAPITRE 07 : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

7.1 Introduction :

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas dessemelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa

Fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes ;
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction ;
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans. On distingue deux types de fondation selon leur mode d'exécution et selon la résistance aux sollicitations extérieurs.

- Fondations superficielles :

Elles sont utilisées pour les sols de bonne capacité portante. Elles permettent la transmission directe des efforts au sol.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- Les semelles continuent sous mur.
- Les semelles continuent sous poteaux.
- Les semelles isolées.
- Les radiers.

- Fondations profondes :

Elles sont utilisées dans le cas des sols ayant une faible capacité portante ou dans les cas où le bon sol se trouve à une grande profondeur, les principaux types de fondations profondes sont :

- Les pieux.
- Les puits.

7.2 Choix du type de fondation :

Avec une contrainte admissible du sol qui est égal à 3.5bars d'après le rapport géotechnique et de la surface d'impact du bâtiment de 1008.78 m^2 , ainsi que le poids de la structure

$W = 209926.87 \text{ KN}$, il y'a lieu de projeter à priori, des fondations superficielles de type :

- Semelle filante ;
- Radier évidé ;
- Radier général ;

Nous proposons en premier cas des semelles filantes. Pour cela, il faut vérifier que la surface

des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment : $\frac{S_s}{S_b} < 50 \%$

Avec :

S_s : est la surface de la semelle

S_b : est la surface d'impact du bâtiment

La surface de la semelle est donnée par :

$$\frac{N}{S_s} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_s \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} \quad \text{---}$$

Avec : $N_{\text{ser}} = G + Q$

N_{ser} : Effort normal dû aux charges verticales.

On a: $N = 200750,21 + 25588,63 = 226338,84 \text{ KN}$ (donnée robot)

$$S_s = S_s = \frac{226338,84}{350} = 646.68 \text{ m}^2$$

- **Vérification :**

$$\frac{S_s}{S_b} \leq 0.5 \quad \Longrightarrow \quad \frac{646.68}{1008.78} = 0.64 > 0.5$$

Comme nous avons constaté ci-dessus, la surface des semelles dépasse les 50 % de la surface d'impact du bâtiment ce qui engendrera un chevauchement de ces dernières. Donc nous sommes amenés à envisager un radier général comme fondation.

Le radier général présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- Néglige l'hétérogénéité du sol ;
- La facilité de son exécution.

7.3 Étude du radier :

7.3.1 Pré dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les murs voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité ;
- Condition forfaitaire ;
- Condition de non cisaillement ;
- Condition de non poinçonnement.
- **Condition de rigidité :**

$$\text{radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi} E t L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{K \times b}}$$

L_e : est la longueur élastique.

$L_{\max}$: la plus grande distance entre deux voiles = 10m.

b : largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation = $3,2 \cdot 10^6$ t/ml

I : inertie d'une bande d'1m du radier $I = \frac{b h_r^3}{12}$

h_r : Hauteur du radier.

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen. $K = 40$ MN/m²

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L_{\max}^4}{E \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 10^3 \times 10^4}{3,2 \times 10^7 \times \pi^4}} \rightarrow h_r \geq 1.83 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{10}{8} \leq h_r \leq \frac{10}{5} \rightarrow 1.25 \leq h_r \leq 2(\text{m}) \dots \dots \dots (2)$$

Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 6.5\text{m}$ et $L_y = 10\text{m}$

Avec : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

Chapitre 07 étude de l'infrastructure

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r} \quad \text{et} \quad T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\text{la fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4\right) = 3 \text{ MPa}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,65 > 0,4$$

donc la dalle travaille dans deux directions

Donc :

$$T_x = q \frac{L_x \times L_y}{(2L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \frac{L_x}{3}$$

q: charge répartie sur la dalle de radier.

$$q = \frac{N}{S_t} = \frac{226338,84}{1008,78} = 224,36 \text{ kN/m}^2 \rightarrow \begin{cases} T_x = 550,31 \text{ kN/ml} \\ T_y = 486,11 \text{ kN/ml} \end{cases}$$

$$T_{\max} = T_x = 550,31 \text{ kN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{0,9b \times \bar{\tau}_u} \rightarrow h_r \geq \frac{550,31}{0,9 \times 1 \times 3000} \rightarrow h_r \geq 2,3 \dots \dots \dots (3)$$

- Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\rightarrow U_c$: périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2(a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2(a + b + 2h_r) =$$

$$2,6 + 4h_r = 2 \times (0,4 + 1,6 + 2 \times 1,90) = 11,6$$

N_u : Charge maximale appliquée par les voiles sur le radier, calculé à l'ELUR

Pour notre structure $N_{u\max} = 7786,69 \text{ kN}$ appliquée sur une voile de section $(160 \times 40) \text{ cm}^2$.

$$N_u \leq 0,045(2,6 + 4h_r) \times h_r \times \frac{30}{1,5} = 19,83$$

$$N_u \leq 1,95h_r + 3,0006h_r^2$$

$$1950h_r + 3001h_r^2 - 10252,5 \geq 0$$

$$h \geq 2,3m$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à **$h_r = 2,30m$** .

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

7.3.2 Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier : $h_r = 230\text{cm}$; surface du radier : $S = 1008.78\text{m}^2$

Centre de gravité de la section du radier

$X_G = 12.19\text{m}$ et $Y_G = 5.79\text{m}$

$\Rightarrow I_{xx} = 650.16\text{m}^4$ et $I_{yy} = 2547.17\text{m}^4$.

7.3.3 Calcul du poids propre du radier :

- Poids du radier

$G_{\text{radier}} = S \times h_r \times \gamma_b = 1008.78 \times 2.3 \times 30 = 69605.82\text{ kN}$

➤ **Charge d'exploitation :**

$Q_{\text{radier}} = 1,5S = 104408.73\text{ kN}$

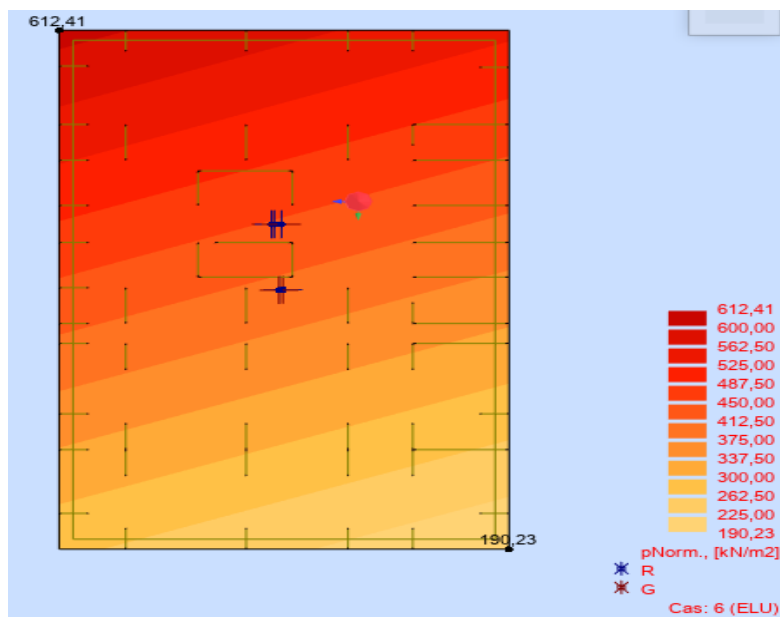
7.4 Combinaison d'action :

7.4.1 Vérification des contraintes :

7.4.1.1 A L'ELU :

Remarque : D'après le RPA99/V2003 A10.1.4.1 la contrainte admissible du sol sera majorée par le coefficient 1.5, donc : $\sigma_{\text{sol}} = \mathbf{5.25\text{ MPa}}$ par conséquent, les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible

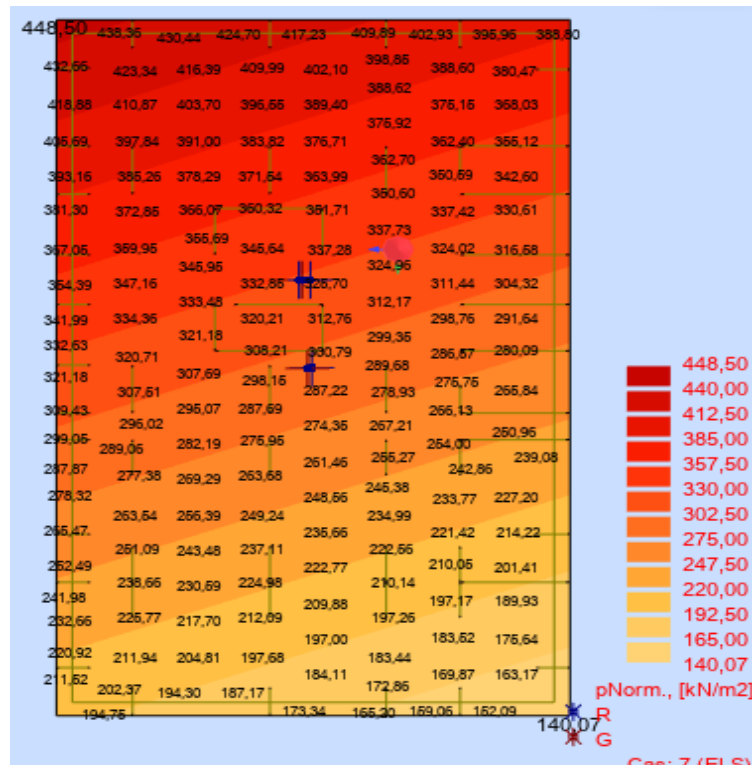
$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4}$$



$$\sigma_m = \frac{3 \times 6.124 + 1.9023}{4} = \mathbf{5.06\text{ MPa}}$$

7.4.1.2 A L'ELS :

$$\sigma_m = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4}$$



$$\sigma_m = \frac{3 \times 4.485 + 1.4}{4} = 3.71 \text{ MPa}$$

7.5 Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$p > 1.5 \times S \times \gamma \times Z$$

Où :

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ kN/m}^3$)

7.6 Ferrailage du radier

$$p = \frac{L_x}{L_y} = \frac{650}{1000} = 0.65 \text{ si } 0.4 < p < 1 \quad \text{Donc la dalle portent en deux sens.}$$

D'après le tableau :

$$\text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0751 \\ \mu_y = 0.3613 \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0805 \\ \mu_y = 0.5235 \end{cases}$$

$$q_u = \sigma_m \times 1\text{m} = 506 \times 1 = \mathbf{506 \text{ KN/m}^2}$$

$$q_s = \sigma_m \times 1\text{m} = 371 \times 1 = \mathbf{371 \text{ KN/m}^2}$$

7.6.1 Calcul des moments fléchissant (Méthode B.A.E.L 91) :

$$\begin{aligned} - \text{ELU :} \quad & \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \\ & \begin{cases} M_x = 0.0751 \times 506 \times 6.5^2 = \mathbf{1605.52 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.3613 \times 1605.52 = \mathbf{580.07 \text{ KN.m}} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} - \text{ELS:} \quad & \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \\ M_y = \mu_y \times M_x \end{cases} \\ & \begin{cases} M_x = 0.0805 \times 371 \times 6.5^2 = \mathbf{1261.81 \text{ KN.m}} \\ M_y = 0.5235 \times 1261.81 = \mathbf{660.561 \text{ KN.m}} \end{cases} \end{aligned}$$

7.6.2. La réduction des moments :

$$\begin{aligned} - \text{ELU :} \quad & \begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 1605.52 = \mathbf{1204.14 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 580.07 = \mathbf{435.05 \text{ KN.m}} \end{cases} \end{aligned}$$

$$\begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 1605.52 = \mathbf{802.76 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 580.07 = \mathbf{290.035 \text{ KN.m}} \end{cases}$$

$$\begin{aligned} - \text{ELS :} \quad & \begin{cases} M_t = 0.75 \times M_x = 0.75 \times 1261.81 = \mathbf{946.35 \text{ KN.m}} \\ M_t = 0.75 \times M_y = 0.75 \times 660.561 = \mathbf{495.42 \text{ KN.m}} \end{cases} \\ & \begin{cases} M_a = 0.5 \times M_x = 0.5 \times 1261.81 = \mathbf{630.90 \text{ KN.m}} \\ M_a = 0.5 \times M_y = 0.5 \times 660.561 = \mathbf{330.28 \text{ KN.m}} \end{cases} \end{aligned}$$

7.6.3 Sens xx :

7.6.3.1 En travée :

7.6.3.1.1 Calcule des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{1204.144 \times 10^3}{100 \times 17 \times 210^2} = \mathbf{0.016} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.039}) = \mathbf{0.020}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.049 = \mathbf{0.992}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{1204.144 \times 10^3}{0.992 \times 348 \times 210} = \mathbf{16.62cm^2}$$

Soit : 6T20 = **18.85cm²** avec un espacement St = **10 cm/ml**

7.6.3.1.2 Vérification à l'ELU :

7.6.3.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 210 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{28.98 cm^2}$$

$$A_{min} = \mathbf{28.98cm^2} < A_t = \mathbf{31.42cm^2} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.6.3.1.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 10 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.6.3.1.3 Vérification à l'ELS :

7.6.3.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 471.3 \times yl - 98973$$

$$yl = \mathbf{40.02}$$

7.6.3.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 40.02^2}{3} + 15 \times (31.42 \times (210 - 40.02)^2)$$

$$I = 13670752.03 \text{ cm}^4$$

7.6.3.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{946.35 \times 10^3}{13670752.03} \times 40.02 = 2.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2.77 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.6.3.1.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 946.35 \times 10^3}{13670752.03} \times (210 - 40.02) = 176.50 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 176.50 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.7.3.2 En appuis :

7.7.3.2.1 Calcule des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{802.763 \times 10^3}{100 \times 17 \times 210^2} = 0.006 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.008$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.011 = 0.996$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{802.763 \times 10^3}{0.996 \times 348 \times 210} = 11.02 \text{ cm}^2$$

Soit : 4T20 = 12.57 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

7.7.3.2.2 Vérification à l'ELU :

7.7.3.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 210 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{28.98 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{28.98 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2} \text{Condition vérifiée.}$$

7.7.3.2.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{Condition vérifiée.}$$

7.7.3.2.3 Vérification à l'ELS :

7.7.3.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 471.3 \times y_l - 98973$$

$$y_l = \mathbf{40.02}$$

7.7.3.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 40.02^2}{3} + 15 \times (21.99 \times (195 - 40.02)^2)$$

$$I = \mathbf{7975987.99 \text{ cm}^4}$$

7.7.3.2.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{630.90 \times 10^3}{7975987.99} \times 40.02 = \mathbf{3.16 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{3.16 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{17 \text{ MPa}} \text{Condition vérifiée.}$$

7.7.3.2.3.4 Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{\text{ser}}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 630.90 \times 10^3}{7975987.99} \times (210 - 40.02) = 194.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 194.56 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.7.4 Sens yy :

7.7.4.1 En travée :

7.7.4.1.1 Calcul des ferraillements :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{435.05 \times 10^3}{100 \times 17 \times 205^2} = 0.025 < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}) = 0.032$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.032 = 0.987$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{435.05 \times 10^3}{0.987 \times 348 \times 205} = 6.17 \text{ cm}^2$$

Soit : 7T20 = 21.99 cm² avec un espacement St = 15 cm/ml

7.7.4.1.2 Vérification à l'ELU :

7.7.4.1.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 205 \times \frac{2.4}{400} = 28.29 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 21.53 \text{ cm}^2 < A_t = 21.99 \text{ cm}^2 \text{ Condition vérifiée.}$$

7.7.4.1.2.2 Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm}) (\text{charge répartie} + \text{charge concentrée})$$

$$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.7.4.1.3 Vérification à l'ELS :

7.7.4.1.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times yl^2 - 15 \times A_s \times (d - yl) = 50 \times yl^2 + 329.85 \times yl - 4617.9$$

$$yl = \mathbf{6.86}$$

7.7.4.1.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times yl^3}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - yl)^2) = \frac{100 \times 6.86^3}{3} + 15 \times (21.99 \times (195 - 6.86)^2)$$

$$I = \mathbf{11680294.13 \text{ cm}^4}$$

7.7.4.1.3.3 Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times yl = \frac{495.42 \times 10^3}{11680294.13} \times 6.86 = \mathbf{0.29 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \mathbf{0.29 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_{bc} = \mathbf{18 \text{ MPa}} \text{ Condition vérifiée.}$$

7.7.4.1.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \overline{\sigma}_s$$

$$\overline{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 \times \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = \mathbf{196.77 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - yl) = \frac{15 \times 1424.830 \times 10^3}{11680294.13} \times (195 - 6.86) = \mathbf{344.256 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_s = \mathbf{344.256 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma}_s = \mathbf{196.77 \text{ MPa}} \text{ Condition non vérifiée.}$$

7.7.4.2. En appuis :

7.7.4.2.1. Calcul des ferraillages :

$$\mu = \frac{M_1}{b \times \sigma_b \times d^2} = \frac{290.035 \times 10^3}{100 \times 17 \times 205^2} = \mathbf{0.004} < 0.259$$

Donc ; les armatures de compression ne sont pas nécessaires

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.004}) = \mathbf{0.005}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.005 = \mathbf{0.998}$$

$$A_{st} = \frac{M_1}{\beta \times \sigma_s \times d} = \frac{290.035 \times 10^3}{0.998 \times 348 \times 205} = \mathbf{4.07 \text{ cm}^2}$$

Soit : 4T20 = **12.57 cm²** avec un espacement St = **15 cm/ml**

7.7.4.2.2 Vérification à l'ELU :

7.7.4.2.2.1 Condition de non fragilité :(Art A. 4, 2,1/BAEL99) :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 205 \times \frac{2.4}{400} = \mathbf{28.29 \text{ cm}^2}$$

$A_{min} = \mathbf{28.29 \text{ cm}^2} < A_a = \mathbf{21.99 \text{ cm}^2}$ Condition vérifiée.

7.7.4.2.2.2. Espacement des barres :

L'écartement des barres d'une même nappe ne doit pas dépasser les valeurs suivantes.

- Armatures principales :

$S_t \leq \min(2h ; 25 \text{ cm})$ (charge répartie + charge concentrée)

$S_t \leq \min(46 ; 25 \text{ cm}) = \mathbf{25 \text{ cm}}$

$S_t = 15 \text{ cm} \leq 25 \text{ cm}$ Condition vérifiée.

7.7.4.2.3 Vérification à l'ELS :

7.7.4.2.3.1 Position de l'axe neutre :

$$\left(\frac{b}{2}\right) \times y_l^2 - 15 \times A_s \times (d - y_l) = 50 \times y_l^2 + 329.85 \times y_l - 4617.9$$

$y_l = \mathbf{6.86}$

7.7.4.2.3.2 Moment d'inertie :

$$I = \frac{b \times y_l^2}{3} + 15 \times (A_{coh} \times (d - y_l)^2) = \frac{100 \times 6.86^2}{3} + 15 \times (21.99 \times (195 - 6.86)^2)$$

$I = \mathbf{11680249.13 \text{ cm}^4}$

7.7.4.2.3.3. Vérification des Contraintes dans le béton :

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{t28} = 0.6 \times 30 = \mathbf{18 \text{ MPa}}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y_l = \frac{330.281 \times 10^3}{11680249.13} \times 6.86 = \mathbf{0.2 \text{ MPa}}$$

$\sigma_{bc} = \mathbf{0.2 \text{ MPa}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = \mathbf{17 \text{ MPa}}$ Condition vérifiée.

7.7.4.2.3.4. Vérification des Contraintes dans les aciers :

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \times \sqrt{2 * \eta}\right) = \min(333.33 ; 196.77) = 196.77 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y_l) = \frac{15 \times 495.21 \times 10^3}{11680249.03} \times (205 - 6.86) = 126.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 126.01 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 196.77 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

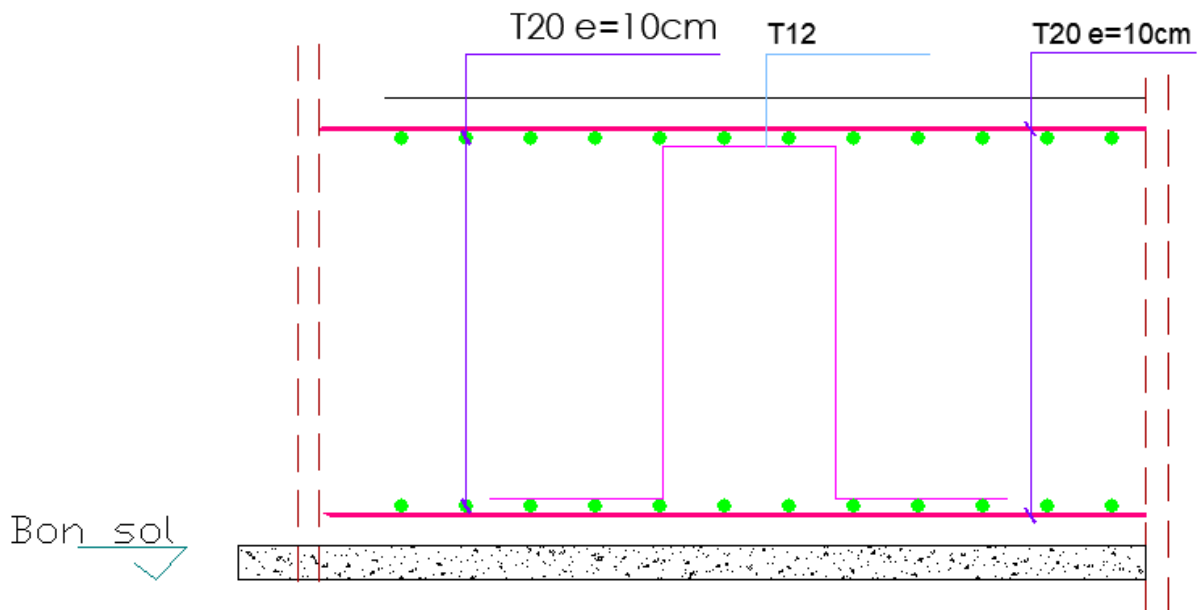


Figure 72. Ferrailage du radier

7.8 Conclusion :

Ce dernier chapitre a été primordialement dédié au calcul des fondations mais tout d'abord nous avons commencé le calcul du ferrailage des murs voiles périphériques tout en respectant les règlements imposés par le BAEL et RPA.

Pour ce qui concerne aux fondations nous avons optés pour un radier général car nous avons jugé que c'était la solution la plus sûr et économique et nous avons mentionné par la même occasion ses avantages, finalement nous avons étudié les nervures et ferrailé selon la section d'acier minimale donnée par le RPA.

Chapitre 8 :
Etude technico-commerciale

CHAPITRE 08 ETUDE TECHNICO-COMMERCIALE

8.1 Introduction :

Depuis l'indépendance la grande obsession en Algérie est l'élimination de la crise du logement.

À cette fin, plusieurs programmes et modèles résidentiels ont été alloués sous la forme de plans annuels quinquennaux, allant jusqu'au préfabriqué du logements pendant les années 80.

Et tout cela pour atteindre l'objectif de la réalisation de plus grand nombre possible de logements et satisfaire toutes les demandes croissantes au fil du temps.

Et vue l'aggravement de la crise tel que l'augmentation du nombre des demandeurs de logements et les crises financières qui ont frappés le payé, il apparaisse l'obligation de changement radicale des méthodes utilisées dans la réalisation des constructions, par l'organisation des chantiers et l'élaboration des plannings bien précis et les respectés, afin de gagner le facteur du temps est éviter toutes genre de gaspillage des ressources.

Dans cette partie nous avons étudier trois chapitres :

- Métré (béton ferrailage)
- Planning
- Elaboration des devis

8.2 Métré :

Le métré a pour but l'évaluation du coût des ouvrages en partant de leur mesurage. Le métré se fait avant, pendant et après la réalisation de ces ouvrages. Le métré constitue une comptabilité particulière de la construction à la fois des quantités et du coût des ouvrages composants cette construction.

Pour notre cas on va faire uniquement le métré du béton des différents éléments qui le compose pour chaque niveau de notre bâtiment sois : le béton de propreté, le radier, la dalle, les voiles, les poutres ; les escaliers (palier de repos, paillasse, marche)

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
BP	89,63		2.7		
RADIER	3637,66	2074,72	8,57	267368.01	73.50

Tableau 28. Métré Fondation

Chapitre 08 étude technico-commerciale

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	162,72	934,04	5,74	19526,4	120,00
VOILE PERIPHERIQUE	99,52	512,45	5,15	12856,42	129,18
DALLE PLEINE	224,47	777,95	3,47	21969,00	97,87
POUTRE	80,23	208,12	2,59	15819,75	197,18
ESCALIER	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85

Tableau 29. Métré sous-sol 3

	BETON	COFFRAG E	RATIO- COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	162,72	934,04	5,74	19526,4	120,00
VOILE PERIPHERIQUE	99,52	512,45	5,15	12856,42	129,18
DALLE PLEINE	224,47	777,95	3,47	21969,00	97,87
POUTRE	80,23	208,12	2,59	15819,75	197,18
ESCALIER	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85

Tableau 30. Métré sous-sol 2

	BETON	COFFRAG E	RATIO- COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	162,72	934,04	5,74	19526,4	120,00
VOILE PERIPHERIQUE	99,52	512,45	5,15	12856,42	129,18
DALLE PLEINE	224,47	777,95	3,47	21969,00	97,87
POUTRE	80,23	208,12	2,59	15819,75	197,18
ESCALIER	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85

Tableau 31. Métré sous-sol 1

Chapitre 08 étude technico-commerciale

	BETON	COFFRAG E	RATIO- COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	78,01	362,61	4,65	9361,2	120,00
DALLE PLEINE	40,86	238,03	5,83	21969	537,67
POUTRE	44,63	177,98	3,99	8049,02	180,35
ESCALIER	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85

Tableau 32. Métré RDC

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	78,01	362,61	4,65	9361,20	120,00
DALLE PLEINE	38,65	238,03	6,16	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	8049,02	180,35
ESCALIER	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 33. Métré mezzanine

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 34. Métré étage 1

Chapitre 08 étude technico-commerciale

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 35. Mètre étage 2

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 36. Mètre étage 3

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 37. Mètre étage 4

Chapitre 08 étude technico-commerciale

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 38. Mètre étage 5

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 39. Mètre étage 6

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 40. Mètre étage 7

Chapitre 08 étude technico-commerciale

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 41. Mètre étage 8

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 42. Mètre étage 9

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 43. Mètre étage 10

Chapitre 08 étude technico-commerciale

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 44. Métré étage 11

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 45. Métré étage 12

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 46. Métré étage 13

Chapitre 08 étude technico-commerciale

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 47. Métré étage 14

	BETON	COFFRAG E	RATIO COFFRAG E	FERRALG E	RATIO FER
VOILE CONTRVOT	73,15	335,96	4,59	8778,00	120,00
DALLE PLEINE	38,65	283,03	7,32	21969,00	568,41
POUTRE	44,63	177,98	3,99	7822,74	175,28
ESCALIER 1	2,19	16,75	7,65	179,25	81,85
ESCALIER 2	2,25	17,84	7,93	185,42	82,41
balcon	19,98	26,64	1,33		0,00

Tableau 48. Métré étage terrasse

8.5. Planning :

Il est d'abord une analyse des opérations qui doit porter à la fois sur l'ordre de succession (enclenchement) des diverses tâches élémentaires et sur la durée de chacune d'entre elles. Cet ordre pourra varier légèrement suivant les conditions particulières des programmes à réaliser, et parfois suivant les procédés de mise en œuvre propre aux entreprises, mais quoi qu'il en soit, le planning visera toujours à :

Assurer la continuité des équipes pour le gros-œuvre

Assurer la continuité des corps d'état secondaires pour le programme général.

Il réalisera cet objectif par l'analyse systématique des liaisons logiques d'origines techniques. Quelques constantes dans le planning :

Chapitre 08 étude technico-commerciale

Penser aux périodes de ralentissement de l'activité (congrés ou intempéries)

Penser aux étapes clefs : mise hors d'eau, hors d'air (le clos et le couvert)

On a utilisé le logiciel MS project

WBS	Nom de la tâche	Durée	Début	Fin
1	projet bâtiment (3 sous sol + Rdc + Mezzanine + 15 étage)	293 jours	Lun 20 Juin 22	Sam 01 Jul 23
1.1	Infrastructure	70 jours	Lun 20 Juin 22	Lun 19 Sep 22
1.1.2	Radier	7 jours	Lun 20 Juin 22	Mar 28 Juin 22
1.1.3	3 ème sous-sol	18 jours	Dim 03 Jul 22	Mer 27 Jul 22
1.1.3.1	Voile périphérique	3 jours	Dim 03 Jul 22	Mer 06 Jul 22
1.1.3.2	Voile	4 jours	Dim 03 Jul 22	Sam 09 Jul 22
1.1.3.3	Escalier	2 jours	Sam 09 Jul 22	Lun 11 Jul 22
1.1.3.4	Poutre	6 jours	Sam 09 Jul 22	Sam 16 Jul 22
1.1.3.5	Dalle	14 jours	Sam 09 Jul 22	Mer 27 Jul 22
1.1.4	2 ème sous-sol	18 jours	Lun 01 Août 22	Mar 23 Août 22
1.1.4.1	Voile périphérique	3 jours	Lun 01 Août 22	Jeu 04 Août 22
1.1.4.2	Voile	4 jours	Lun 01 Août 22	Sam 06 Août 22
1.1.4.3	Escalier	2 jours	Dim 07 Août 22	Lun 08 Août 22
1.1.4.4	Poutre	6 jours	Dim 07 Août 22	Dim 14 Août 22
1.1.5	Dalle	14 jours	Dim 07 Août 22	Mar 23 Août 22
1.1.5	1 er sous-sol	18 jours	Dim 28 Août 22	Lun 19 Sep 22
1.1.5.1	Voile périphérique	3 jours	Dim 28 Août 22	Mer 31 Août 22
1.1.5.2	Voile	4 jours	Dim 28 Août 22	Jeu 01 Sep 22
1.1.5.3	Escalier	1 jour	Sam 03 Sep 22	Sam 03 Sep 22
1.1.5.4	poutre	6 jours	Sam 03 Sep 22	Sam 10 Sep 22
1.1.5.5	dalle	14 jours	Sam 03 Sep 22	Lun 19 Sep 22
1.2	Superstructure	220 jours	Sam 24 Sep 22	Sam 01 Jul 23
1.2.1	Rdc	11 jours	Sam 24 Sep 22	Sam 08 Oct 22
1.2.1.1	voile	5 jours	Sam 24 Sep 22	Jeu 29 Sep 22
1.2.1.2	escalier	1 jour	Sam 01 Oct 22	Sam 01 Oct 22
1.2.1.3	poutre	6 jours	Sam 01 Oct 22	Sam 08 Oct 22
1.2.1.4	dalle	6 jours	Sam 01 Oct 22	Sam 08 Oct 22
1.2.2	Mezzanine	11 jours	Mar 11 Oct 22	Mar 25 Oct 22

Chapitre 08 étude technico-commerciale

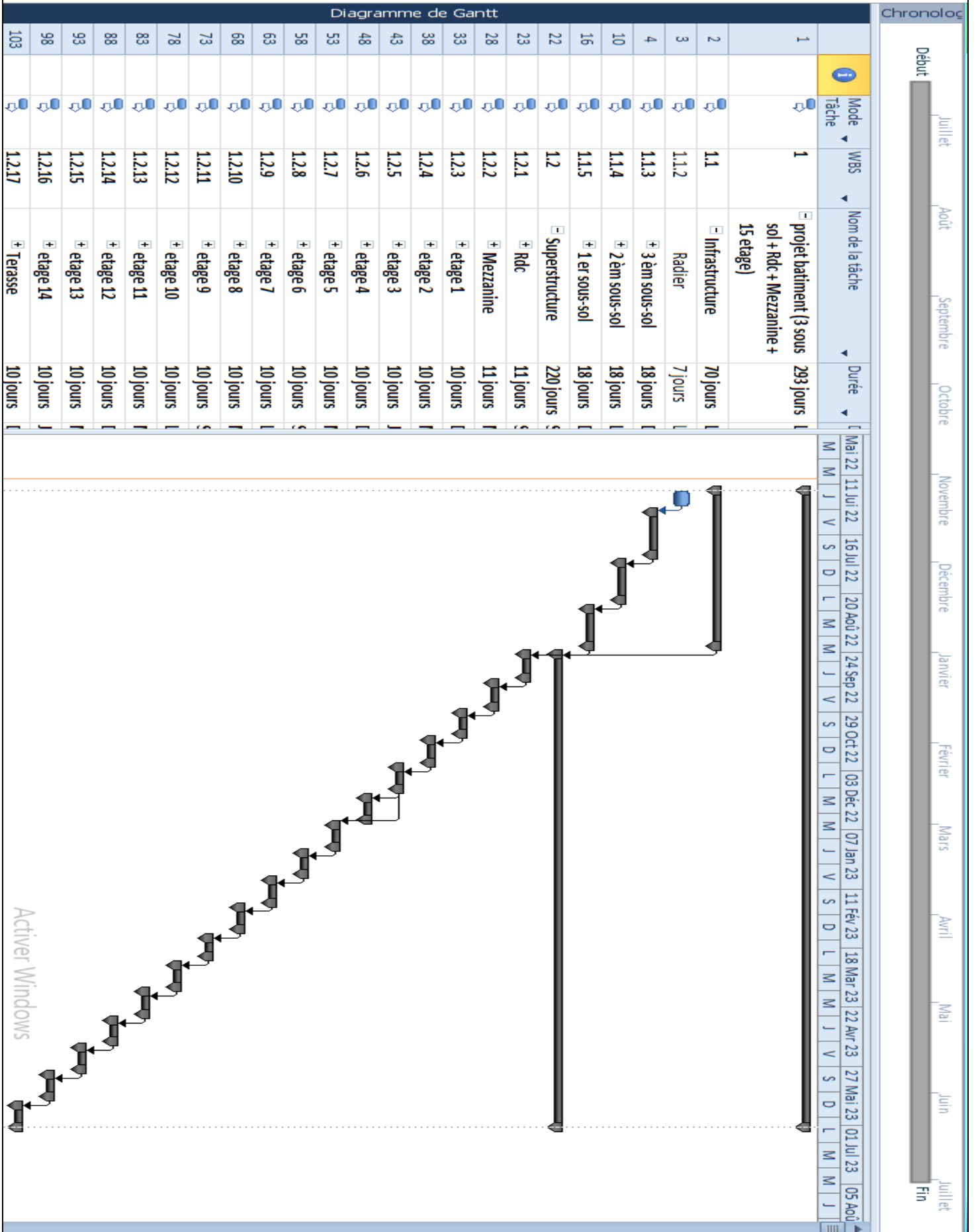
1.2.2.1	voile	5 jours	Mar 11 Oct 22	Lun 17 Oct 22
1.2.2.2	escalier	2 jours	Mar 18 Oct 22	Mer 19 Oct 22
1.2.2.3	poutre	6 jours	Mar 18 Oct 22	Mar 25 Oct 22
1.2.2.4	dalle	6 jours	Mar 18 Oct 22	Mar 25 Oct 22
1.2.3	étage 1	10 jours	Dim 30 Oct 22	Jeu 10 Nov 22
1.2.3.1	voile	4 jours	Dim 30 Oct 22	Mer 02 Nov 22
1.2.3.2	escalier	2 jours	Jeu 03 Nov 22	Dim 06 Nov 22
1.2.3.3	poutre	6 jours	Jeu 03 Nov 22	Jeu 10 Nov 22
1.2.3.4	dalle	6 jours	Jeu 03 Nov 22	Jeu 10 Nov 22
1.2.4	étage 2	10 jours	Mar 15 Nov 22	Dim 27 Nov 22
1.2.4.1	voile	4 jours	Mar 15 Nov 22	Dim 20 Nov 22
1.2.4.2	escalier	2 jours	Dim 20 Nov 22	Mar 22 Nov 22
1.2.4.3	poutre	6 jours	Dim 20 Nov 22	Dim 27 Nov 22
1.2.4.4	dalle	6 jours	Dim 20 Nov 22	Dim 27 Nov 22
1.2.5	etage 3	10 jours	Jeu 01 Déc 22	Mar 13 Déc 22
1.2.5.1	voile	4 jours	Jeu 01 Déc 22	Mar 06 Déc 22
1.2.5.2	escalier	2 jours	Mar 06 Déc 22	Jeu 08 Déc 22
1.2.5.3	poutre	6 jours	Mar 06 Déc 22	Mar 13 Déc 22
1.2.5.4	dalle	6 jours	Mar 06 Déc 22	Mar 13 Déc 22
1.2.6	etage 4	10 jours	Dim 18 Déc 22	Sam 31 Déc 22
1.2.6.1	voile	4 jours	Dim 18 Déc 22	Jeu 22 Déc 22
1.2.6.2	escalier	2 jours	Sam 24 Déc 22	Dim 25 Déc 22
1.2.6.3	poutre	6 jours	Sam 24 Déc 22	Sam 31 Déc 22
1.2.6.4	dalle	6 jours	Sam 24 Déc 22	Sam 31 Déc 22
1.2.7	etage 5	10 jours	Mar 03 Jan 23	Lun 16 Jan 23
1.2.7.1	voile	4 jours	Mar 03 Jan 23	Dim 08 Jan 23
1.2.7.2	escalier	2 jours	Lun 09 Jan 23	Mar 10 Jan 23
1.2.7.3	poutre	6 jours	Lun 09 Jan 23	Lun 16 Jan 23
1.2.7.4	dalle	6 jours	Lun 09 Jan 23	Lun 16 Jan 23
1.2.8	etage 6	10 jours	Sam 21 Jan 23	Mer 01 Fév 23
1.2.8.1	voile	4 jours	Sam 21 Jan 23	Mar 24 Jan 23
1.2.8.2	escalier	2 jours	Mer 25 Jan 23	Sam 28 Jan 23
1.2.8.3	poutre	6 jours	Mer 25 Jan 23	Mer 01 Fév 23
1.2.8.4	dalle	6 jours	Mer 25 Jan 23	Mer 01 Fév 23
1.2.9	etage 7	10 jours	Lun 06 Fév 23	Sam 18 Fév 23
1.2.9.1	voile	4 jours	Lun 06 Fév 23	Sam 11 Fév 23
1.2.9.2	escalier	2 jours	Sam 11 Fév 23	Lun 13 Fév 23
1.2.9.3	poutre	6 jours	Sam 11 Fév 23	Sam 18 Fév 23
1.2.9.4	dalle	6 jours	Sam 11 Fév 23	Sam 18 Fév 23
1.2.10	etage 8	10 jours	Mer 22 Fév 23	Lun 06 Mar 23
1.2.10.1	voile	4 jours	Mer 22 Fév 23	Lun 27 Fév 23
1.2.10.2	escalier	2 jours	Lun 27 Fév 23	Mer 01 Mar 23

Chapitre 08 étude technico-commerciale

1.2.10.3	poutre	6 jours	Lun 27 Fév 23	Lun 06 Mar 23
1.2.10.4	dalle	6 jours	Lun 27 Fév 23	Lun 06 Mar 23
1.2.11	etage 9	10 jours	Sam 11 Mar 23	Mer 22 Mar 23
1.2.11.1	voile	4 jours	Sam 11 Mar 23	Mer 15 Mar 23
1.2.11.2	escalier	2 jours	Mer 15 Mar 23	Sam 18 Mar 23
1.2.11.3	poutre	6 jours	Mer 15 Mar 23	Mer 22 Mar 23
1.2.11.4	dalle	6 jours	Mer 15 Mar 23	Mer 22 Mar 23
1.2.12	etage 10	10 jours	Lun 27 Mar 23	Dim 09 Avr 23
1.2.12.1	voile	4 jours	Lun 27 Mar 23	Sam 01 Avr 23
1.2.12.2	escalier	2 jours	Dim 02 Avr 23	Lun 03 Avr 23
1.2.12.3	poutre	6 jours	Dim 02 Avr 23	Dim 09 Avr 23
1.2.12.4	dalle	6 jours	Dim 02 Avr 23	Dim 09 Avr 23
1.2.13	etage 11	10 jours	Mer 12 Avr 23	Mar 25 Avr 23
1.2.13.1	voile	4 jours	Mer 12 Avr 23	Lun 17 Avr 23
1.2.13.2	escalier	2 jours	Mar 18 Avr 23	Mer 19 Avr 23
1.2.13.3	poutre	6 jours	Mar 18 Avr 23	Mar 25 Avr 23
1.2.13.4	dalle	6 jours	Mar 18 Avr 23	Mar 25 Avr 23
1.2.14	etage 12	10 jours	Dim 30 Avr 23	Jeu 11 Mai 23
1.2.14.1	voile	4 jours	Dim 30 Avr 23	Mer 03 Mai 23
1.2.14.2	escalier	2 jours	Jeu 04 Mai 23	Dim 07 Mai 23
1.2.14.3	poutre	6 jours	Jeu 04 Mai 23	Jeu 11 Mai 23
1.2.14.4	dalle	6 jours	Jeu 04 Mai 23	Jeu 11 Mai 23
1.2.15	etage 13	10 jours	Mar 16 Mai 23	Dim 28 Mai 23
1.2.15.1	voile	4 jours	Mar 16 Mai 23	Dim 21 Mai 23
1.2.15.2	escalier	2 jours	Dim 21 Mai 23	Mar 23 Mai 23
1.2.15.3	poutre	6 jours	Dim 21 Mai 23	Dim 28 Mai 23
1.2.15.4	dalle	6 jours	Dim 21 Mai 23	Dim 28 Mai 23
1.2.16	etage 14	10 jours	Jeu 01 Juin 23	Mar 13 Juin 23
1.2.16.1	voile	4 jours	Jeu 01 Juin 23	Mar 06 Juin 23
1.2.16.2	escalier	2 jours	Mar 06 Juin 23	Jeu 08 Juin 23
1.2.16.3	poutre	6 jours	Mar 06 Juin 23	Mar 13 Juin 23
1.2.16.4	dalle	6 jours	Mar 06 Juin 23	Mar 13 Juin 23
1.2.17	Terasse	10 jours	Dim 18 Juin 23	Sam 01 Jul 23
1.2.17.1	voile	4 jours	Dim 18 Juin 23	Jeu 22 Juin 23
1.2.17.2	escalier	2 jours	Sam 24 Juin 23	Dim 25 Juin 23
1.2.17.3	poutre	6 jours	Sam 24 Juin 23	Sam 01 Jul 23
1.2.17.4	dalle	6 jours	Sam 24 Juin 23	Sam 01 Jul 23

Tableau 49. Représentant le planning du projet

Chapitre 08 étude technico-commerciale



8.3. Devis :

Les devis et marchés en matière de construction sont, dans un sens général, l'ensemble des conventions qui interviennent entre le propriétaire et les constructeurs, pour régler le mode d'exécution d'une construction déterminée

Le devis comprend deux parties :

8.3.1. Le devis descriptif :

Qui indique en détail la position et les dimensions générales de la construction, les distributions et les dimensions particulières, la nature, la qualité, la quantité et le mode d'emploi des matériaux, et enfin le mode d'exécution des travaux ;

8.3.2. Le devis estimatif :

Qui énonce le prix détaillé de tous les matériaux et de la main-d'œuvre, et se termine par un résumé exprimant le prix total de la construction, si elle est faite à forfait. Après avoir établi les plans et devis, le propriétaire et l'architecte dressent le Marché. C'est un acte contenant les clauses et conditions générales, suivant lesquelles le propriétaire et l'entrepreneur qui sera choisi s'engageront, chacun de son côté, à exécuter les travaux conformément aux plans et devis qui demeureront annexés au marché. Les devis et le marché, réunis ensemble, constituent ce qu'on appelle le Cahier des charges

Et se fait en deux étapes : Ilot infrastructure, Ilot superstructure

8.4. Etude de prix :

L'étude de prix a pour but de calculer, les prix de vente unitaires hors taxes (P.V.H.T.) des ouvrages élémentaires (O.E.) afin d'en déduire à l'aide du devis quantitatif le montant total ou partiel des travaux hors taxes (H.T) et toutes taxes comprises (T.T.C.). Cette étude comprend les étapes suivantes :

Recherche des quantités élémentaires de composants

Calcul des déboursés horaires de main d'œuvre

Calcul des coûts hors taxes des matériaux rendus chantiers

Calcul des coûts d'utilisation des matériels de production affectables aux O.E.

Calcul des sous-détails de prix en déboursés secs

Recherche du coefficient de vente P.V.H.T / D.S (K) et calcul des P.V.H.T de chaque O.E

Elaboration du devis quantitatif estimatif (D.Q.E.)

8.4.1. Prix unitaire :

Le calcul du coût unitaire utilise la méthode des coûts. Le coût unitaire, aussi appelé coût de revient ou prix de revient, est obtenu par la division du coût de production total par le nombre total d'unités produites. Pour calculer le coût de production total, il suffit d'additionner les charges directes et indirectes.

Ainsi, la formule du coût unitaire, est la suivante : $\text{Coût de production unitaire} = \text{Coût de production total} / \text{Quantité totale produite}$.

Il permet notamment de calculer le coût minimal d'un produit donné afin de permettre à l'entreprise de prendre en charge facilement le coût de production. Cette condition est nécessaire pour réaliser un bon chiffre d'affaires et faire en sorte que les finances de l'entreprise soient saines. Le prix unitaire rentre aussi dans la fiche de stock.

Pour le devis on a utilisé un logiciel de calcul type :

CYPECAD est un logiciel réalisant le calcul et le dimensionnement des structures en béton armé et métalliques, soumises à des actions horizontales et verticales, pour la construction de logements, de bâtiments et de projets de génie civil.

Pour cela ont dû passer par des différentes étapes :

8.4.1.1 Etape 1 :

Création d'une base de données conforme à notre étude cette base de données est passée par différentes tâches :

- lancement du logiciel
- création d'une nouvelle base de données
- générateur de prix
- type du projet
- décimales
- pourcentages
- mode d'édition
- unités d'ouvrage sans décomposition
- données avant signature
- la sélection de l'emplacement du projet
- générateur de prix
- données supplémentaires

Chapitre 08 étude technico-commerciale

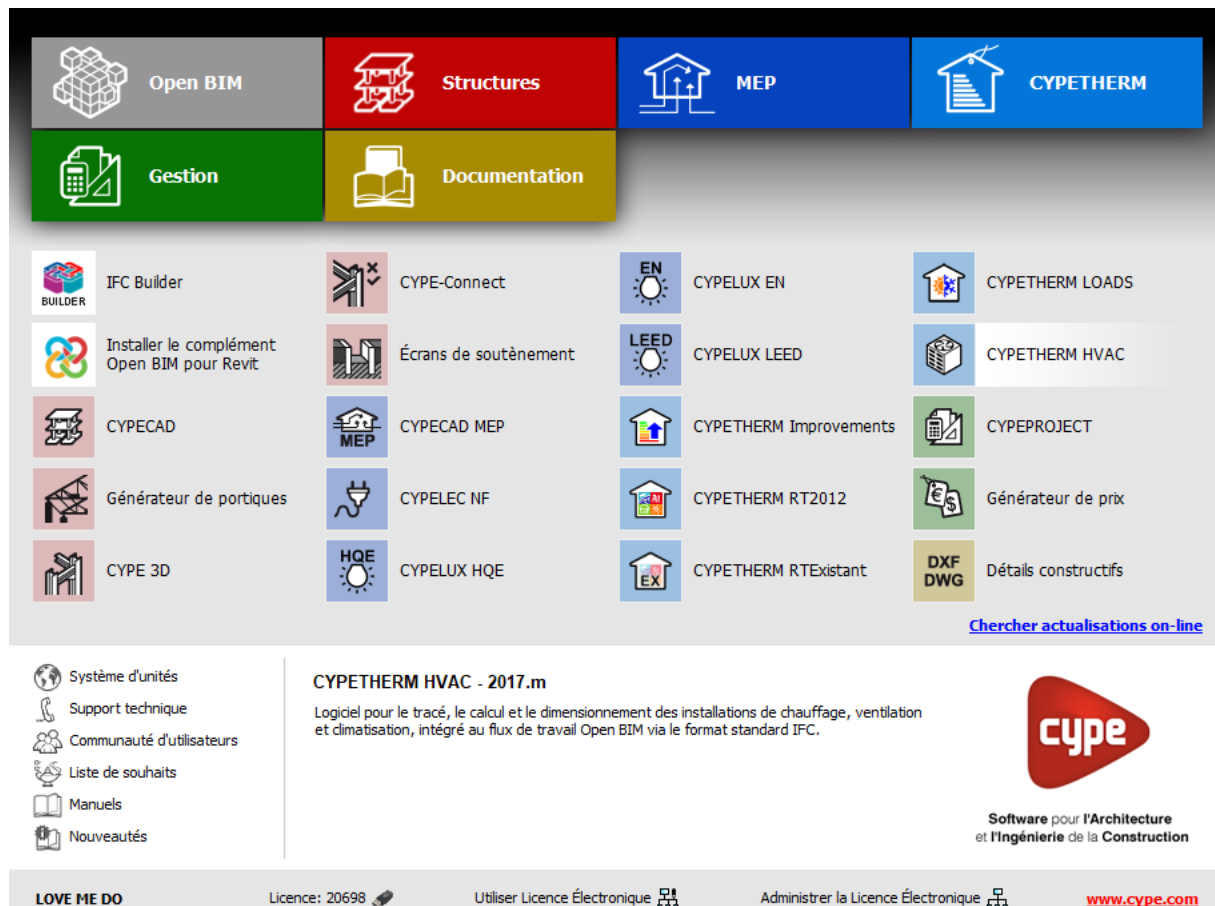


Figure 73. Lancement du logiciel

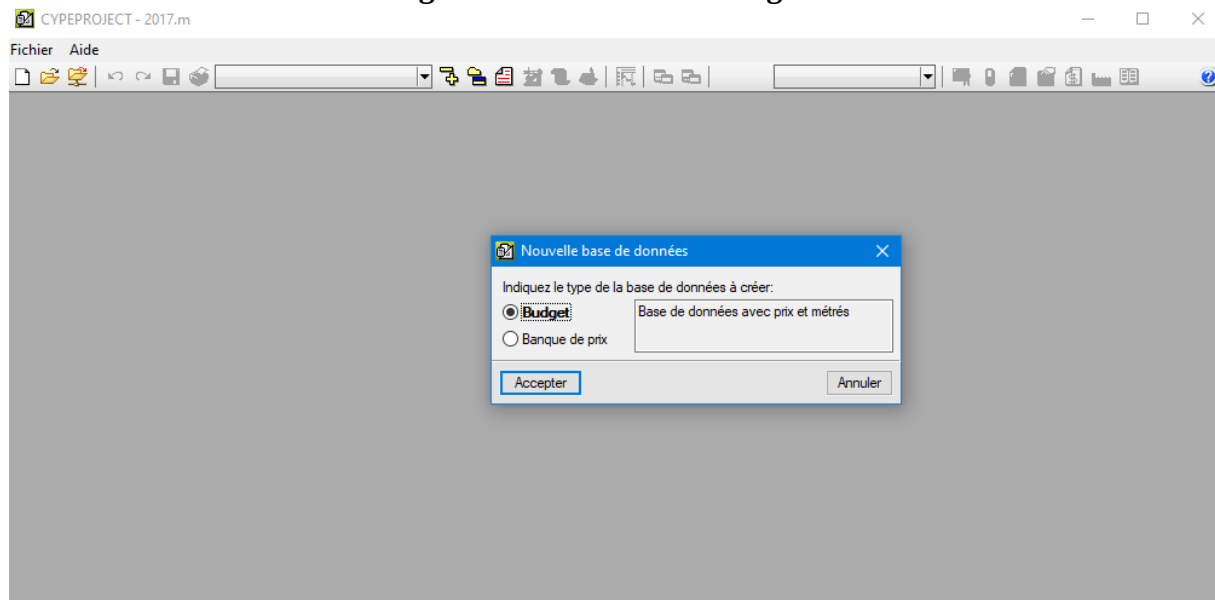


Figure 74. Création une nouvelle base de données

Chapitre 08 étude technico-commerciale

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' window with the 'Générateur de prix' tab selected. The 'Type de projet' is set to 'Construction neuve'. The 'Emplacement' section lists various countries with checkboxes: France, Maroc, Mali, Algérie (selected), Cameroun, République du Congo, Gabon, Côte d'Ivoire, and Sénégal. A 'Générateur de prix' section contains an icon of a house and text explaining it's a construction price generator. At the bottom, there are buttons for 'Accepter', 'Valeurs d'installation', and 'Annuler'.

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: BELKHEIR PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

☒ Construction neuve ☐ Rénovation ☐ Espaces urbains

Emplacement

☒ France ☐ Maroc ☐ Mali ☒ Algérie ☐ Cameroun

☒ République du Congo ☐ Gabon ☐ Côte d'Ivoire ☐ Sénégal

 **Générateur de prix**
Générateur de prix de la construction. Comprend des prix décomposés et des informations commerciales sur les produits des fabricants.

✓ Module acquis avec votre licence. Vous pourrez importer directement les parties.
✗ Module non acquis avec votre licence. Vous pouvez seulement l'utiliser pour consulter des prix et des décompositions.

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 75. Générateur de prix

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' window with the 'Type de projet' tab selected. The 'Type de projet' is set to 'De promotion privée'. The 'Structure de prix pour le contrat d'exécution d'ouvrage' section has 'Structure de prix du budget' selected. A help icon and text are visible below. At the bottom, there are buttons for 'Accepter', 'Valeurs d'installation', and 'Annuler'.

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: BELKHEIR PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

Type de projet

☐ Pour l'Administration Publique

☒ De promotion privée

Structure de prix pour le contrat d'exécution d'ouvrage

☒ Structure de prix du budget

☐ Structure de prix de vente

 Établit le type de structure de prix pour le contrat de travaux pour adapter les présentations de colonnes et définir quel prix doit être utilisé dans les décomptes de l'ouvrage.

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 76. Type du projet

Chapitre 08 étude technico-commerciale

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: BELKHEIR PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix Type de projet Décimales Pourcentages Mode d'édition Unités d'ouvrage sans décomposition Données avant signature

Décimales mètres/rendements

Colonne num. unités (DN):	☐ Arrondir	9
Dimensions mètres (DD):	☒ Arrondir	2
Sous-total/Total mètres (DS):	☒ Arrondir	2
Rendement décomposition (DR):	☒ Arrondir	2
Décimales pourcentage de marge:	☒ Arrondir	2

Décimales montants

Rendement x prix (DI):	☒ Arrondir	2
Mètre x coût (DM):	☒ Arrondir	2

Décimales prix

Prix de concept (DP):	☒ Arrondir	3
Coût unités d'ouvrage (DC):	☒ Arrondir	2

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 77. Décimales

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: BELKHEIR PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix Type de projet Décimales Pourcentages Mode d'édition Unités d'ouvrage sans décomposition Données avant signature

Coûts indirects de budget: 0.00000

Coûts indirects de vente: 0.00000

Coûts indirects d'étude: 0.00000

Frais généraux: 0.00000

Bénéfice industriel: 0.00000

Impôts: 0.00000

Nom de l'impôt: TVA

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 78. Pourcentages

Chapitre 08 étude technico-commerciale

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' dialog box with the 'Mode d'édition' tab selected. The 'Répertoire' field contains 'C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT' and the 'Budget' field contains 'BELKHEIR PROM'. The 'Description' field is empty. The 'Banque de prix par défaut' checkbox is unchecked. The 'Utilise le générateur de prix' checkbox is checked. The 'Générateur de prix' tab is active, showing radio buttons for 'Normal' (unchecked) and 'Insertion' (checked). The 'Niveaux de chapitres' field contains '1'. The 'Enregistrer l'état de visualisation de l'arbre' checkbox is checked. The 'Enregistrer comme options par défaut' checkbox is unchecked. The 'Accepter' button is highlighted.

Figure 79. Mode d'édition

The screenshot shows the 'Données nouveau budget' dialog box with the 'Unités d'ouvrage sans décomposition' tab selected. The 'Répertoire' field contains 'C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT' and the 'Budget' field contains 'BELKHEIR PROM'. The 'Description' field is empty. The 'Banque de prix par défaut' checkbox is unchecked. The 'Utilise le générateur de prix' checkbox is checked. The 'Unités d'ouvrage sans décomposition' tab is active, showing a list of options: 'Appliquer coûts indirects' (checked), 'Structure de prix du budget' (checked), 'Structure de prix de vente' (unchecked), 'Structure de prix d'étude' (checked), 'Doit figurer dans les listes du type:' (checked), 'Cadre de prix n°1' (checked), 'Cadres de prix n°2' (checked), 'Justification des prix' (checked), and 'Métré' (checked). The 'Enregistrer comme options par défaut' checkbox is unchecked. The 'Accepter' button is highlighted.

Figure 80. Unités d'ouvrage sans décomposition

Chapitre 08 étude technico-commerciale

The screenshot shows a software window titled "Données nouveau budget". It contains several input fields and checkboxes. The "Répertoire" field is set to "C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT" with a file icon. The "Budget" field is set to "BELKHEIR PROM" with a checkbox "Créer répertoire propre". The "Description" field is empty. There is a checkbox "Banque de prix par défaut" and a field with the number "2" and a file icon. A checkbox "Utilise le générateur de prix" is checked. Below this is a tabbed interface with tabs: "Générateur de prix", "Type de projet", "Décimales", "Pourcentages", "Mode d'édition", "Unités d'ouvrage sans décomposition", and "Données avant signature" (which is active). In the "Données avant signature" tab, there are fields for "Localité et date du projet" (18 JUIN 2022), "Titre du premier signataire" (Belkheir Said), and "Nom du premier signataire" (Benabdeloued Nazim). Below these is a large text area labeled "Bloc pour le reste des signatures:". At the bottom, there is a checkbox "Enregistrer comme options par défaut", and three buttons: "Accepter", "Valeurs d'installation", and "Annuler".

Données nouveau budget

Répertoire: C:\CYPE Ingenieros\Projets\CYPEPROJECT 1

Budget: BELKHEIR PROM ☐ Créer répertoire propre

Description:

☐ Banque de prix par défaut 2

☒ Utilise le générateur de prix

Générateur de prix | Type de projet | Décimales | Pourcentages | Mode d'édition | Unités d'ouvrage sans décomposition | Données avant signature

Localité et date du projet: 18 JUIN 2022

Titre du premier signataire: Belkheir Said

Nom du premier signataire: Benabdeloued Nazim

Bloc pour le reste des signatures:

☐ Enregistrer comme options par défaut

Accepter Valeurs d'installation Annuler

Figure 81. Données avant signature

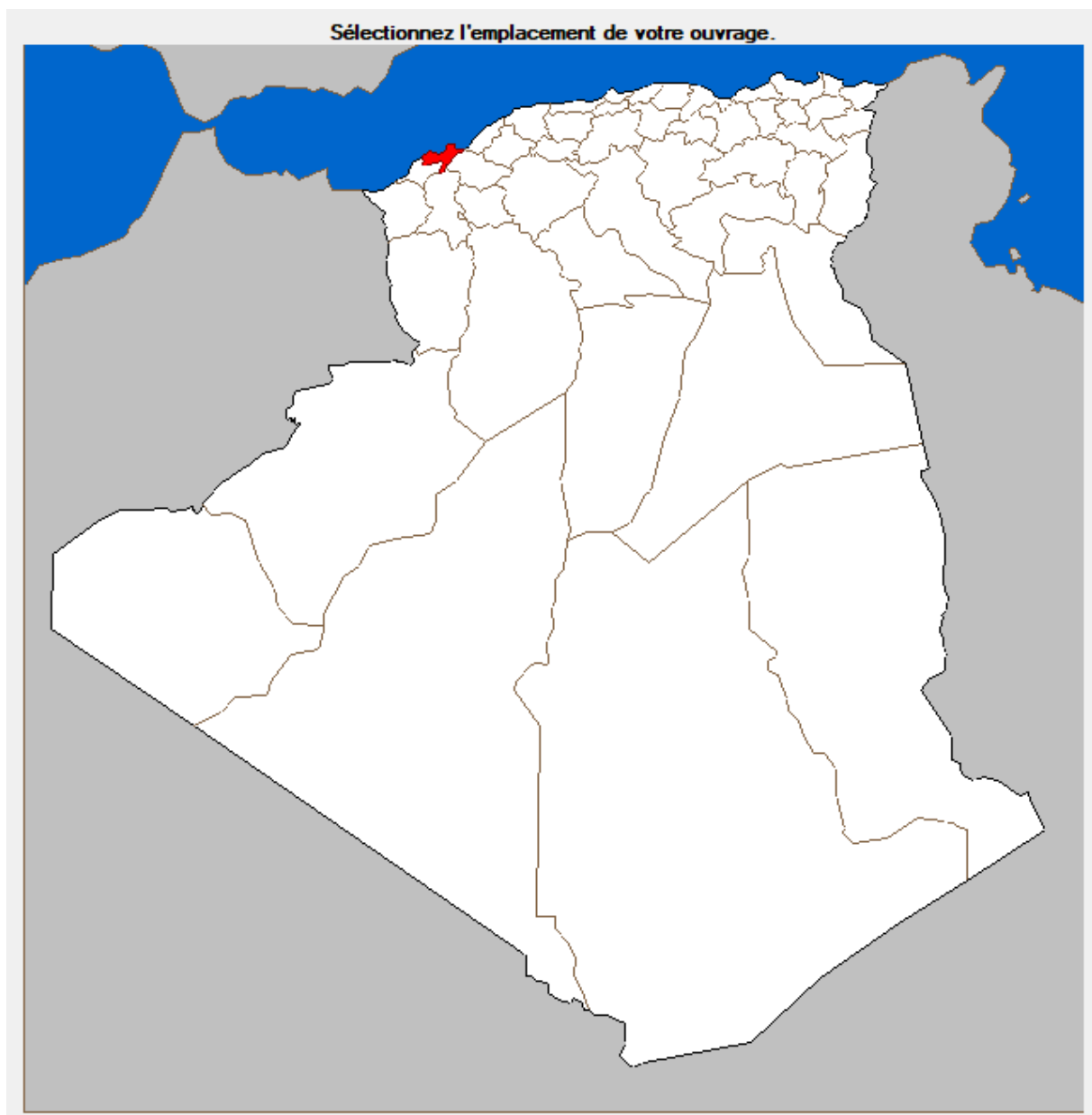


Figure 82. Sélectionnement l'emplacement de notre projet


Générateur de prix. Dernière actualisation: Avril 2017. Configuration
✕

Emplacement: Mostaganem
?

L'un des objectifs principaux du Générateur de prix est d'offrir le coût le plus juste possible d'une partie de l'ouvrage. Dans cette fenêtre, vous devrez choisir les paramètres qui se rapprochent le plus des caractéristiques de votre ouvrage. Plus ce choix se rapproche de la réalité de votre ouvrage, plus les prix générés seront proches de ceux du marché.
 Toutes les possibilités disponibles pour chaque paramètre possèdent une aide (bouton "?" en haut à droite de la fenêtre) dans laquelle sont indiquées des caractéristiques objectives qui vous permettront de classer correctement votre ouvrage.

Surface totale construite	1008,78 m ²	Nombre de niveaux hors sol	17
Surface du niveau type	364,50 m ²	Nombre de niveaux en sous-sol	3

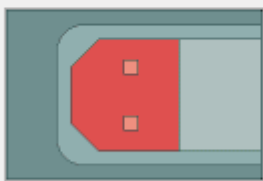
Accessibilité
☐ Très bonne
☒ **Bonne**
☐ Normale
☐ Difficulté moyenne
☐ Difficulté élevée

Topographie
☐ Plate
☒ **Avec dénivelés minimaux**
☐ Avec dénivelés marqués
☐ Accidentée
☐ Très accidentée

Marché
☐ En hausse
☐ Croissance modérée
☒ **Croissance soutenue(normale)**
☐ Récession modérée
☐ Récession marquée(crise)

Type de projet
☐ Logement individuel
☐ Maisons en bande
☒ **Bâtiment collectif**
☐ Autres utilisations

Situation
☐ Mitoyenne
☒ **En biseau**
☐ Isolée

Géométrie du niveau


Distance à la décharge autorisée km

Coefficients constants et variables dans la décomposition d'une unité d'ouvrage
 Dans la décomposition d'une partie d'ouvrage, il existe des coefficients constants et d'autres variables. Le prix de la main d'oeuvre est fixé par convention et ne dépend que de la zone géographique. Dans une même partie, la quantité des matériaux ne dépend d'aucun des coefficients présents dans cette fenêtre. Les autres valeurs de la décomposition (rendement et prix de main d'oeuvre et de machinerie) dépendent des paramètres qui sont quantifiés ici.

Accepter

Figure 83. Générateur de prix

Données supplémentaires

☒ Génération de l'arbre des chapitres, des sous-chapitres et des paragraphes

Sélectionnez le niveau désiré:

☐ Un niveau (seulement chapitres)

☐ Deux niveaux (chapitres et sous-chapitres)

☒ **Trois niveaux (chapitres, sous-chapitres et paragraphes)**

Documents à générer

✓ ☐ Seulement budget

✓ ☒ **Budget et Cahier des charges**

✓ ☒ Évaluation d'entretien décennal

✓ ☒ Mémoire graphique des matériaux

✓ ☒ Fiches de prévention des risques

✓ ☒ Schéma d'organisation et de gestion des déchets

✓ ☒ Étude d'impact environnemental

Détails constructifs:

✓ ☒ Distribution et évacuation des eaux

✓ ☒ Systèmes d'isolation

✓ ☒ Toitures terrasses

✓ ☒ Protections collectives

✓ ☒ Systèmes d'imperméabilisation

Détail des parties

Les parties sont décrites en détail dans le Cahier des clauses techniques particulières, dans le paragraphe Prescriptions relatives à l'exécution par unité d'ouvrage.

✓ Module acquis avec votre licence. ✗ Module non acquis avec votre licence.

Accepter

Figure 84. Données supplémentaires

8.4.1.2 Etape 2 :

Après la création de notre base de données on a importé depuis un format C.S.V qu'on a déjà travaillé sur avec un logiciel ms Project qui nous a donnée des différentes tâches de notre projet y compris la quantité du béton.

	PROJET SAI		1,00
	1	projet batiment (3 sous sol + Rdc + Mezzar	1,00
	1.1	Infrastructure	1,00
	1.2	Superstructure	1,00
	1.2.1	Rdc	1,00
	1.2.2	Mezzanine	1,00
	1.2.3	etage 1	1,00
	1.2.4	etage 2	1,00
	1.2.5	etage 3	1,00
	1.2.6	etage 4	1,00
	1.2.7	etage 5	1,00
	1.2.8	etage 6	1,00
	1.2.9	etage 7	1,00
	1.2.10	etage 8	1,00
	1.2.11	etage 9	1,00
	1.2.12	etage 10	1,00
	1.2.13	etage 11	1,00
	1.2.14	etage 12	1,00
	1.2.15	etage 13	1,00
	1.2.16	etage 14	1,00
	1.2.17	Terasse	1,00

Figure 85. Base de donne du projet

8.4.1.3 Etape 3 :

Cette étape consiste à déduire les données du logiciel et les faire jumeler avec notre base de données dont on a créé dans la 1^{ère} étape

	1.2		Superstructure	1,00
	1.2.1		Rdc	1,00
	1.2.1.1	m3	voile	156,00
	1.2.1.2	m3	escalier	2,19
	1.2.1.3	m3	poutre	44,63
	1.2.1.4	m3	dalle	40,86

Figure 86. Les élément structuraux et non structuraux du rdc

8.4.1.4 béton de propreté :

On a pris un béton prêt à l'emploi et le coulage a la pompe avec un béton a résistance b 16 le granulats 15/22 et la consistance très plastique

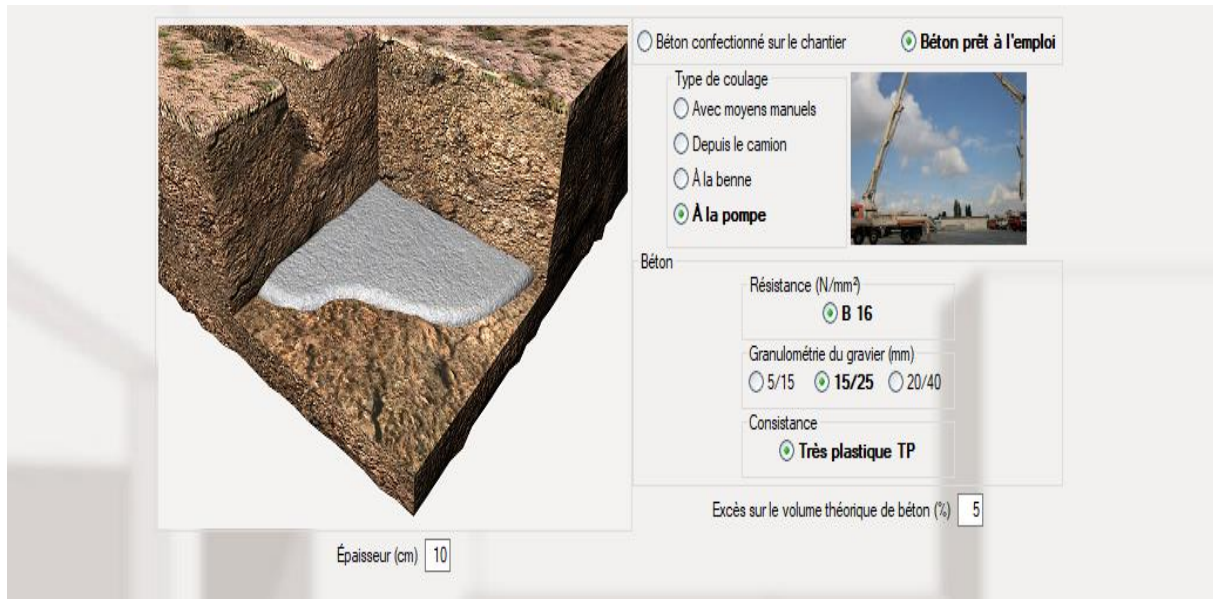


Figure 87. Caractéristiques du béton de propreté

8.4.1.5 RADIER :



Figure 88. radier

Chapitre 08 étude technico-commerciale

Béton Acier Séparateurs Coffrage

☐ Béton confectionné sur le chantier ☒ **Béton prêt à l'emploi**

Type de coulage

☐ Avec moyens manuels

☐ A la benne

☒ **A la pompe**

Type d'environnement

☐ Sec ☒ **Humide** ☐ Marin ☐ Avec risque d'attaque chimique

Classe d'environnement

☒ **2a** ☐ 2b¹ ☐ 2b² ☐ 3

Résistance (N/mm²)

☐ B 20 ☐ B 25 ☒ **B 30** ☐ B 35 ☐ B 40 ☐ B 45

Granulométrie du gravier (mm)

☐ 5/15 ☒ **15/25**

Consistance

☒ **Fluide F1**

Avec additif hydrofuge

☒ **Non** ☐ Oui

Excès sur le volume théorique de béton (%)

Figure 89. Béton

On a extrait la quantité d'acier à partir de l'Excel et on a choisi Fe 400 et le ferrailage de l'armature et pose en coffrage ou sur site

Béton Acier Séparateurs Compléments Finition

Quantité d'acier (kg/m³)

Ferrailage de l'armature et pose

☒ **Ferrailage de l'armature et pose en coffrage ou sur site**

☐ Ferrailage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site

Type d'acier

☐ Fe E 500

☒ **Fe E 400**

Époinçages et chutes d'acier (%)

Figure 90. Acier



Figure 91. Séparateurs



Figure 92. Compléments

Chapitre 08 étude technico-commerciale

On a sélectionné par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement par saupoudrage avec des granulats de quartz

(Rendement 5 Kg/m²) et application finale d'un liquide de séchage incolore

(Rendement 0.15 Kg/m²). Avec un pulvérisateur

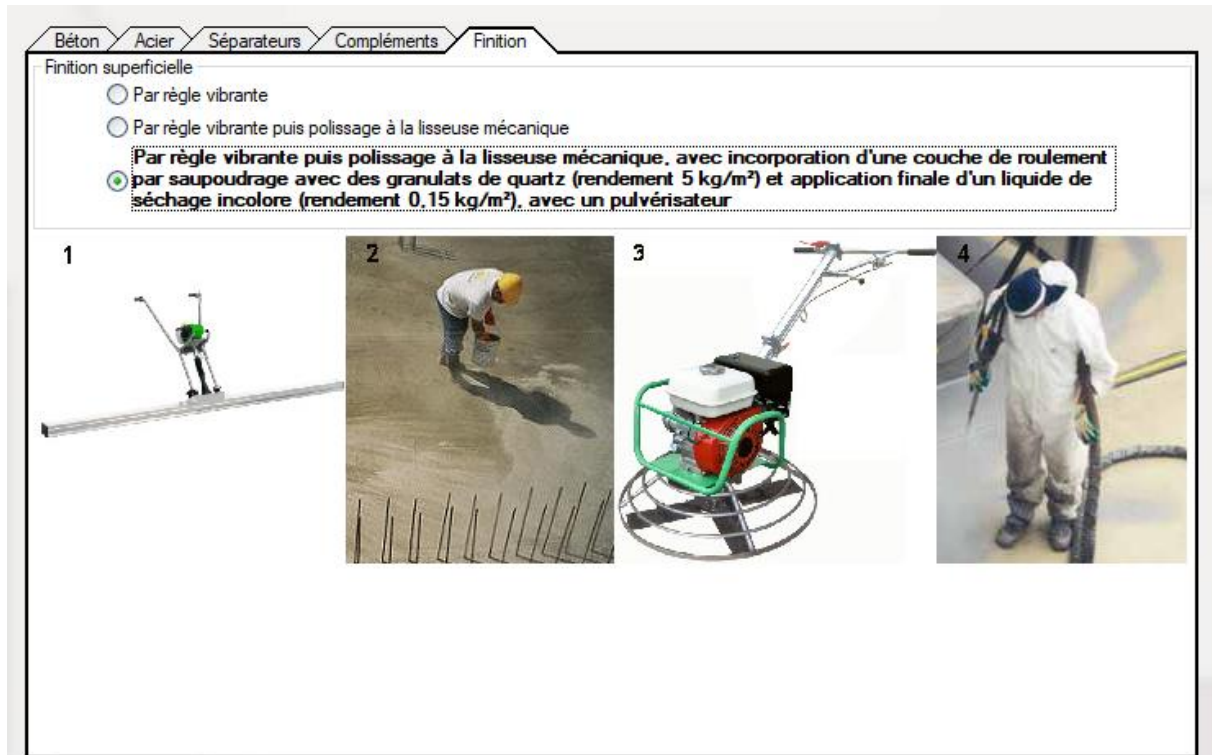


Figure 93.finition

8.4.1.6 POUTRE :

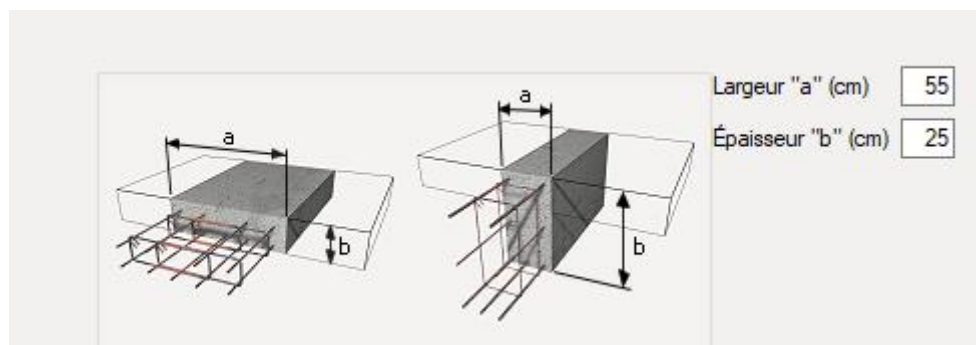
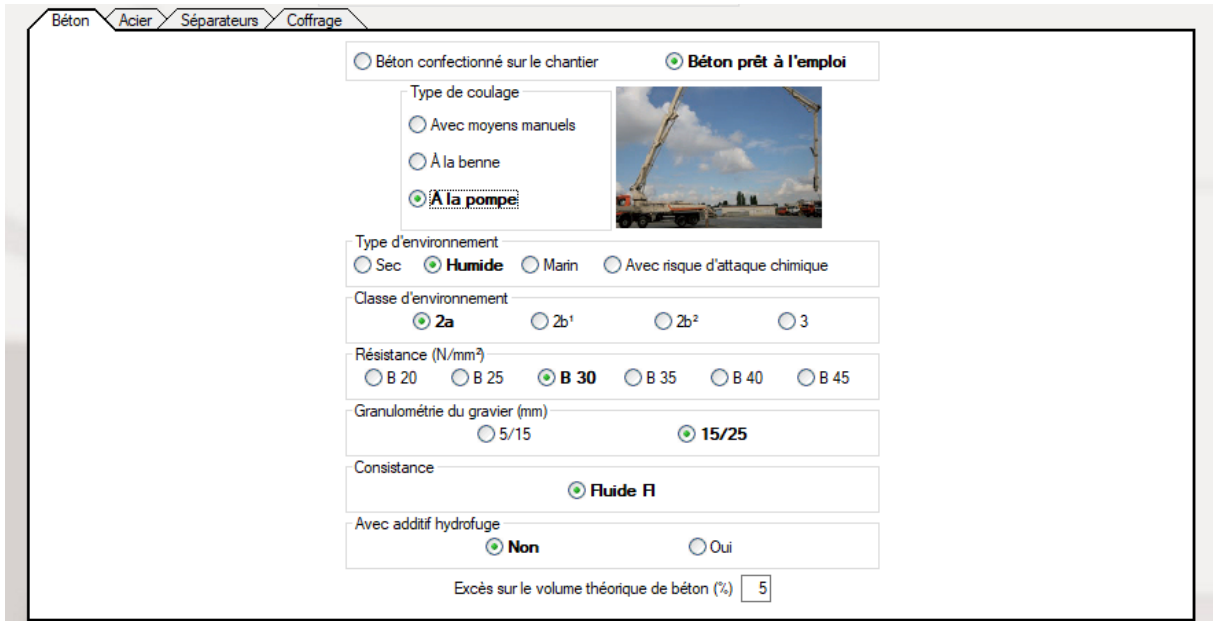


Figure 94. Poutre

Chapitre 08 étude technico-commerciale

On a sélectionné béton prêt à l'emploi le type de coulage à la pompe le type d'environnement humide et la classe d'environnement 2a résistance b 30 granulat du gravier 15/25 consistance fluide f1 sans additif hydrofuge



Béton Acier Séparateurs Coffrage

☐ Béton confectionné sur le chantier ☒ **Béton prêt à l'emploi**

Type de coulage

☐ Avec moyens manuels

☐ À la benne

☒ **À la pompe**

Type d'environnement

☐ Sec ☒ **Humide** ☐ Marin ☐ Avec risque d'attaque chimique

Classe d'environnement

☒ **2a** ☐ 2b¹ ☐ 2b² ☐ 3

Résistance (N/mm²)

☐ B 20 ☐ B 25 ☒ **B 30** ☐ B 35 ☐ B 40 ☐ B 45

Granulométrie du gravier (mm)

☐ 5/15 ☒ **15/25**

Consistance

☒ **Fluide F1**

Avec additif hydrofuge

☒ **Non** ☐ Oui

Excès sur le volume théorique de béton (%)

Figure 95. Béton

On a sélectionné ferrailage de l'armature sur le post ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site avec Fe 400



Béton Acier Séparateurs Coffrage

Quantité d'acier (kg/m³)

Ferrailage de l'armature et pose

☒ **Ferrailage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferrailage en chantier et pose en coffrage sur site**

Type d'acier

☐ Fe E 500

☒ **Fe E 400**

Épointages et chutes d'acier (%)

Figure 96. Acier

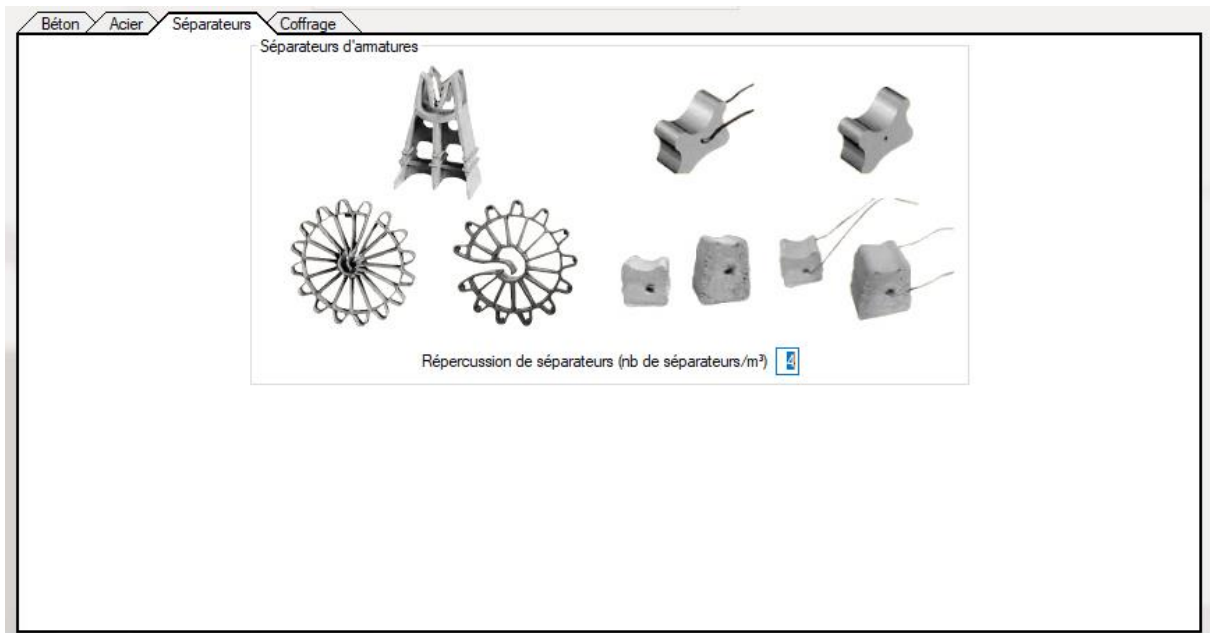


Figure 97. Séparateurs

Hauteur sous plafond jusqu'à 3 m avec poutre plate position droite et le système de coffrage panneaux en bois traité, renforcé avec des tiges et des profilés

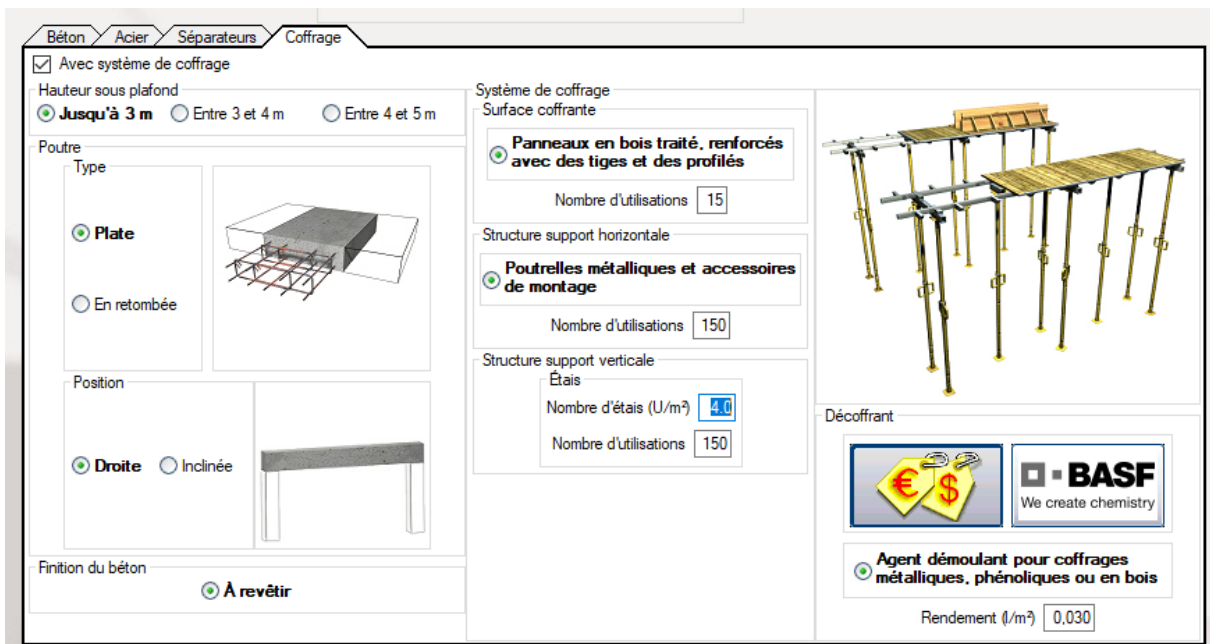
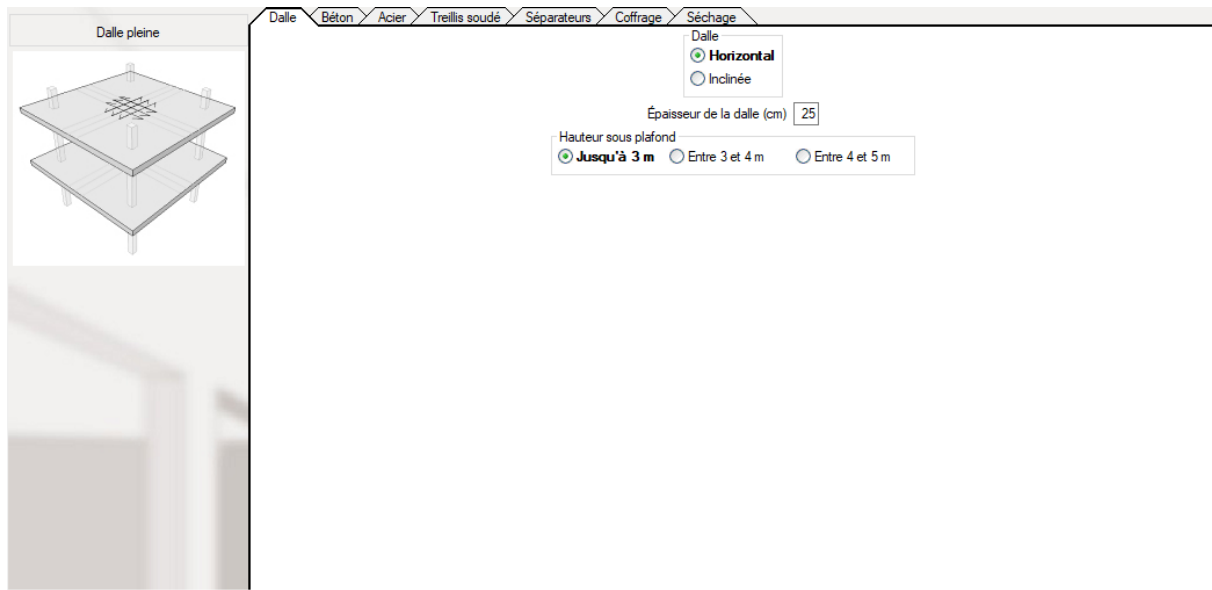


Figure 98. Coffrage

8.4.1.7 DALLE PLEIN :

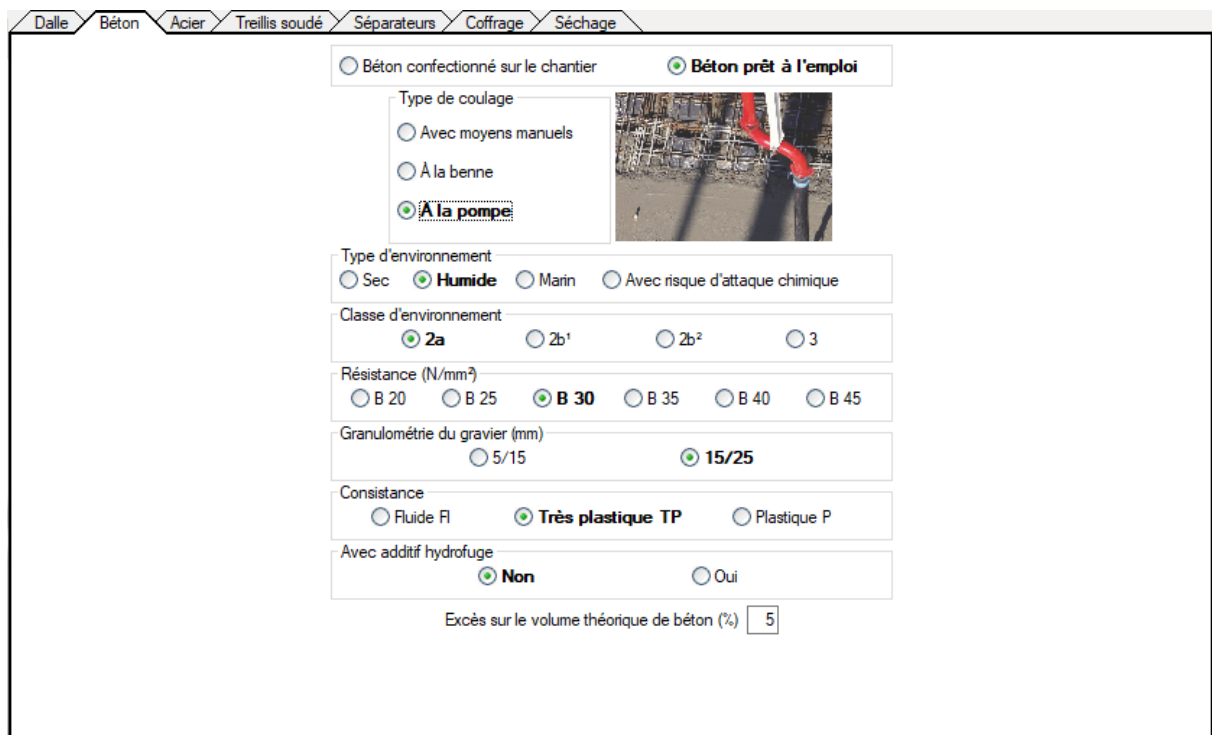
Dalle horizontale et la hauteur jusqu'à 3 m



The screenshot shows the 'Dalle' software interface. On the left, there is a 3D diagram of a concrete slab labeled 'Dalle pleine'. The main panel has tabs for 'Dalle', 'Béton', 'Acier', 'Treillis soudé', 'Séparateurs', 'Coffrage', and 'Séchage'. Under the 'Dalle' tab, there are two radio buttons: 'Horizontal' (selected) and 'Inclinée'. Below these, there is a text input field for 'Épaisseur de la dalle (cm)' with the value '25'. Further down, there is a section for 'Hauteur sous plafond' with three radio buttons: 'Jusqu'à 3 m' (selected), 'Entre 3 et 4 m', and 'Entre 4 et 5 m'.

Figure 99. Dalle

Pour le béton prêt à l'emploi on a un type de coulage à la pompe avec le type d'environnement 2a résistance b 30 granulat du gravier 15/25 et consistance très plastique sans aditif hydrofuge



The screenshot shows the 'Béton' software interface. At the top, there are tabs for 'Dalle', 'Béton', 'Acier', 'Treillis soudé', 'Séparateurs', 'Coffrage', and 'Séchage'. Under the 'Béton' tab, there are two radio buttons: 'Béton confectionné sur le chantier' and 'Béton prêt à l'emploi' (selected). Below these, there is a section for 'Type de coulage' with three radio buttons: 'Avec moyens manuels', 'À la benne', and 'À la pompe' (selected). To the right of this section is a small image showing a concrete pump. Below the 'Type de coulage' section, there is a section for 'Type d'environnement' with four radio buttons: 'Sec', 'Humide' (selected), 'Marin', and 'Avec risque d'attaque chimique'. Below this, there is a section for 'Classe d'environnement' with four radio buttons: '2a' (selected), '2b¹', '2b²', and '3'. Below this, there is a section for 'Résistance (N/mm²)' with six radio buttons: 'B 20', 'B 25', 'B 30' (selected), 'B 35', 'B 40', and 'B 45'. Below this, there is a section for 'Granulométrie du gravier (mm)' with two radio buttons: '5/15' and '15/25' (selected). Below this, there is a section for 'Consistance' with three radio buttons: 'Fluide FI', 'Très plastique TP' (selected), and 'Plastique P'. Below this, there is a section for 'Avec additif hydrofuge' with two radio buttons: 'Non' (selected) and 'Oui'. At the bottom, there is a text input field for 'Excès sur le volume théorique de béton (%)' with the value '5'.

Figure 100. Béton

Chapitre 08 étude technico-commerciale

Ferraillage de l'armature sur le post ferraillage en chantier en chantier et pose en coffrage sur site avec Fe 400

Dalle Béton Acier Treillis soudé Séparateurs Coffrage Séchage

Dalle
Quantité d'acier (kg/m²) 97,87

Ferraillage de l'armature et pose
☒ Ferraillage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferraillage en chantier et pose en coffrage sur site



Type d'acier
☐ Fe E 500
☒ Fe E 400



Épointages et chutes d'acier (%) 5

Figure 101. Acier

Finition du béton sur la face inférieure de la dalle à revêtir avec un système de coffrage panneaux en bois traité avec des tiges et des profiles

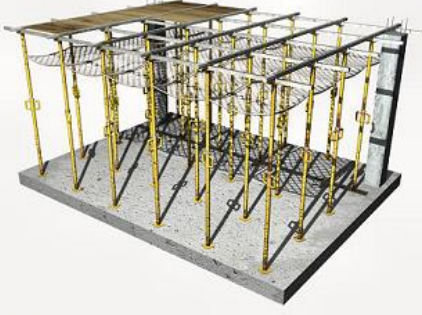
Dalle Béton Acier Treillis soudé Séparateurs Coffrage Séchage

Finition du béton sur la face inférieure de la dalle
☒ À revêtir
☐ Avec plaques en EPS
☐ Visible à texture lisse

Système de coffrage
Surface coffrante
☒ Panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profiles
Nombre d'utilisations 25

Structure support horizontale
☒ Poutrelles métalliques et accessoires de montage
Nombre d'utilisations 150

Structure support verticale
Étais
Nombre d'étais (U/m²) 4,0
Nombre d'utilisations 150



Décoffrant


☒ Agent démoulant pour coffrages métalliques, phénoliques ou en bois
Rendement (l/m²) 0,030

Figure 102. Coffrage

Chapitre 08 étude technico-commerciale

Pour le séchage on a choisi un agent filmogène pour des béton

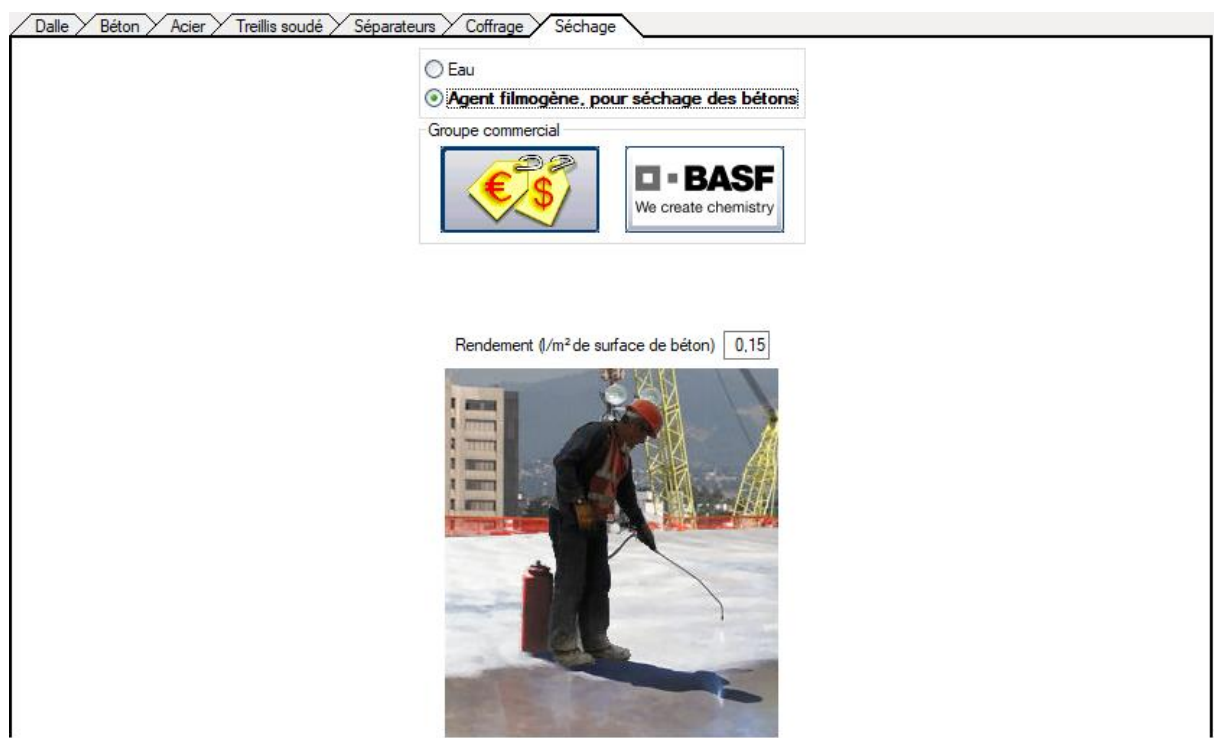


Figure 103. Séchage

Code	Ca	SS	GD	Unité	Résumé	Quantité	Coût	Montant
PROJET SAI						1,00	300.740.307,06	300.740.307,06
1					projet batiment (3 sous sol	1,00		
1.1					Infrastructure	1,00	166.260.937,68	166.260.937,68
1.1.1				m3	BP	89,63	10.999,96	985.926,41
GFO010				m²	Couche de béton de pro	1,00	10.999,96	10.999,96
1.1.2				m3	Radier	3.637,66	23.475,35	85.395.341,68
GFA010				m²	Radier en béton armé	1,00	22.588,39	22.588,39
GFA020				m²	Montage et démontage c	1,00	886,96	886,96
1.1.3					3 èm sous-sol	1,00	26.626.556,53	26.626.556,53
1.1.3.1				m3	Voile périphérique	99,52	32.840,25	3.268.261,68
1.1.3.2				m3	voile	162,72	31.793,73	5.173.475,75
1.1.3.3				m3	escalier	2,19	30.729,63	67.297,89
1.1.3.4				m3	poutre	80,23	38.690,87	3.104.168,50
1.1.3.5				m3	dalle	224,47	66.883,56	15.013.352,71
1.1.4					2 èm sous-sol	1,00	26.626.556,53	26.626.556,53
1.1.5					1 er sous-sol	1,00	26.626.556,53	26.626.556,53
1.1.5.1				m3	Voile périphérique	99,52	32.840,25	3.268.261,68
1.1.5.2				m3	voile	162,72	31.793,73	5.173.475,75

Code	Ca	SS	GD	Unité	Résumé	Quantité	Coût	Montant
GFM					Micropieux	1,00		
GFP					Semi-profondes	1,00		
GFO					Béton de propreté	1,00		
GFO010				m²	Couche de béton de propreté BC		1.256,22	
mt10hmf040				m²	Béton non armé prêt à l'emploi	0,11	9.867,040	1.085,37
m06bhe011				h	Camion pompe stationné sur c	0,01	13.607,230	136,07
m045				h	Compagnon professionnel III/C	0,01	410,450	4,10
m092				h	Ouvrier professionnel II/OP bét	0,02	302,320	6,05
%				%	Coûts directs complémentaires	2,00	1.231,59	24,63
GFE					Semelles sur pieux	1,00		

Figure 104. Les différentes tâches du projet

Chapitre 08 étude technico-commerciale

Ouvrage : PROJET SAID						
Budget						
Code	Type	Unité	Résumé	Quantité	Prix (DA)	Montant (DA)
PROJET SAID	Chapitre				300 740	300 740
					307,06	307,06
1	Chapitre		projet batiment (3 sous sol + Rdc + Mezzanine + 15 etage)		0,00	0,00
			1		0,00	0,00
1.1	Chapitre		Infrastructure		166 260	166 260
					937,68	937,68
1.1.1	Unité d'ouvrage	m3	BP	89,63	10 999,96	985 926,41
1.1.2	Unité d'ouvrage	m3	Radier	3 637,66	23 475,35	85 395 341,68
1.1.3	Chapitre		3 èm sous-sol		26 626	26 626
					556,53	556,53
1.1.3.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile périphérique	99,52	32 840,25	3 268 261,68
1.1.3.2	Unité d'ouvrage	m3	voile	162,72	31 793,73	5 173 475,75
1.1.3.3	Unité d'ouvrage	m3	escalier	2,19	30 729,63	67 297,89
1.1.3.4	Unité d'ouvrage	m3	poutre	80,23	38 690,87	3 104 168,50
1.1.3.5	Unité d'ouvrage	m3	dalle	224,47	66 883,56	15 013 352,71
			1.1.3		26 626	26 626
					556,53	556,53
1.1.4	Chapitre		2 èm sous-sol		26 626	26 626
					556,53	556,53
1.1.4.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile périphérique	99,52	32 840,25	3 268 261,68
1.1.4.2	Unité d'ouvrage	m3	voile	162,72	31 793,73	5 173 475,75
1.1.4.3	Unité d'ouvrage	m3	escalier	2,19	30 729,63	67 297,89
1.1.4.4	Unité d'ouvrage	m3	poutre	80,23	38 690,87	3 104 168,50
1.1.4.5	Unité d'ouvrage	m3	dalle	224,47	66 883,56	15 013 352,71
			1.1.4		26 626	26 626
					556,53	556,53
1.1.5	Chapitre		1 er sous-sol		26 626	26 626
					556,53	556,53
1.1.5.1	Unité d'ouvrage	m3	Voile périphérique	99,52	32 840,25	3 268 261,68
1.1.5.2	Unité d'ouvrage	m3	voile	162,72	31 793,73	5 173 475,75
1.1.5.3	Unité d'ouvrage	m3	escalier	2,19	30 729,63	67 297,89
1.1.5.4	Unité d'ouvrage	m3	poutre	80,23	38 690,87	3 104 168,50
1.1.5.5	Unité d'ouvrage	m3	dalle	224,47	66 883,56	15 013 352,71
			1.1.5		26 626	26 626
					556,53	556,53
			1.1		166 260	166 260
					937,68	937,68
1.2	Chapitre		Superstructure		134 479	134 479
					369,38	369,38
1.2.1	Chapitre		Rdc		6 886 712,44	6 886 712,44
1.2.1.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	78,01	31 793,73	2 480 228,88
1.2.1.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	2,19	30 729,63	67 297,89

Chapitre 08 étude technico-commerciale

1.2.1.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 992,01	1 606 323,41
1.2.1.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	40,86	66 883,56	2 732 862,26
1.2.1				6 886 712,44	6 886 712,44	
1.2.2	Chapitre	Mezzanine		8 143 584,29	8 143 584,29	
1.2.2.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	78,01	31 793,73	2 480 228,88
1.2.2.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.2.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 992,01	1 606 323,41
1.2.2.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.2				8 143 584,29	8 143 584,29	
1.2.3	Chapitre	etage 1		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.3.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.3.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.3.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.3.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.3				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.4	Chapitre	etage 2		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.4.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.4.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.4.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.4.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.4				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.5	Chapitre	etage 3		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.5.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.5.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.5.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.5.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.5				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.6	Chapitre	etage 4		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.6.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.6.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.6.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.6.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.6				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.7	Chapitre	etage 5		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.7.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.7.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.7.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.7.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.7				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.8	Chapitre	etage 6		7 963 271,51	7 963 271,51	

Chapitre 08 étude technico-commerciale

1.2.8.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.8.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.8.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.8.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.8				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.9	Chapitre	etage 7		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.9.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.9.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.9.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.9.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.9				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.10	Chapitre	etage 8		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.10.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.10.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.10.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.10.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.10				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.11	Chapitre	etage 9		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.11.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.11.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.11.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.11.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.11				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.12	Chapitre	etage 10		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.12.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.12.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.12.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.12.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.12				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.13	Chapitre	etage 11		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.13.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.13.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.13.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.13.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
1.2.13				7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.14	Chapitre	etage 12		7 963 271,51	7 963 271,51	
1.2.14.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.14.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.14.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.14.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12

Chapitre 08 étude technico-commerciale

			1.2.14		7 963 271,51	7 963 271,51
1.2.15	Chapitre		etage 13		7 963 271,51	7 963 271,51
1.2.15.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.15.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.15.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.15.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
			1.2.15		7 963 271,51	7 963 271,51
1.2.16	Chapitre		etage 14		7 963 271,51	7 963 271,51
1.2.16.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.16.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.16.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.16.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
			1.2.16		7 963 271,51	7 963 271,51
1.2.17	Chapitre		Terasse		7 963 271,51	7 963 271,51
1.2.17.1	Unité d'ouvrage	m3	voile	73,15	31 793,73	2 325 711,35
1.2.17.2	Unité d'ouvrage	m3	escalier	4,44	30 551,55	135 648,88
1.2.17.3	Unité d'ouvrage	m3	poutre	44,63	35 414,03	1 580 528,16
1.2.17.4	Unité d'ouvrage	m3	dalle	58,63	66 883,56	3 921 383,12
			1.2.17		7 963 271,51	7 963 271,51
			1.2		134 479	134 479
					369,38	369,38
			PROJET SAID		300 740	300 740
					307,06	307,06

Tableau 50. Devis estimatif du projet

8.5 conclusions :

Dans ce chapitre nous Avon procédé a différentes étapes qui englobe un regroupement de procédé qui nous a permis de donner une estimation précise du projet regroupant l'organisation le temp et le prix de chaque taches

9. CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude. Lors de notre travail, la première des choses que nous avons pris en considération le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales due au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple (habitation, service et commerce), L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Rebot » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général suite à l'importance des charges transmis au sol d'assise. Et par la suite nous avons proposé quelques diapositives afin d'améliorer le confort thermique dans notre structure dans le but de donner une idée sur l'importance d'efficacité énergétique dans le bâtiment. Sans oublié la partie de l'étude commercial qui nous a donner l'estimation réel du projet Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

Références bibliographiques

Règlements :

- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé [C.B.A93, D.T. R-B.C2-41.]
- Charges permanentes et charges d'exploitation [D.T.R-B.C22.]
- Règles parasismiques algérienne RPA99 version 2003 [RPA99/V2003]
- Jean-Pierre Mougins, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième édition Eyrolles 2000. [BAEL91]

Mémoires d'ingénieria :

Mémoire de fin d'étude master, université Abdelhamid Ibn Badis de Mostaganem. Encadré par : M. SADEK BAHAR.

Etude d'un bâtiment sous-sol +RDC+12étage a usage d'habitation et commercial

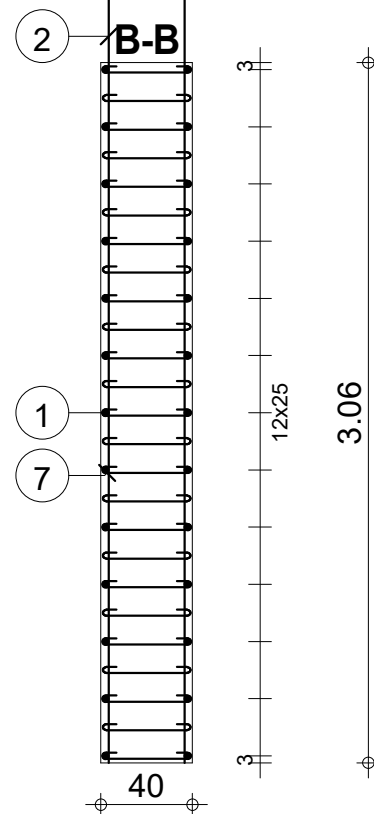
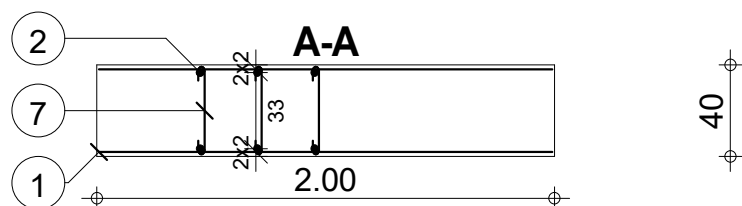
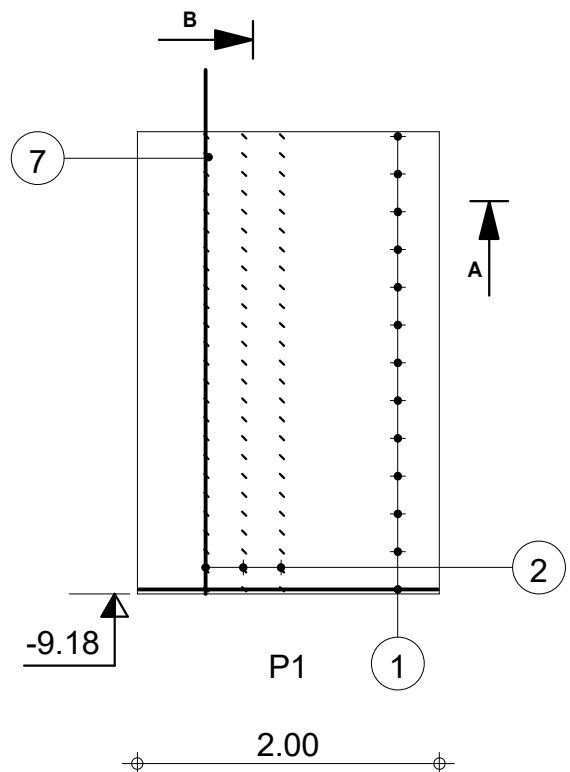
Site web :

- fr.wikipedia.org

Outils informatiques :

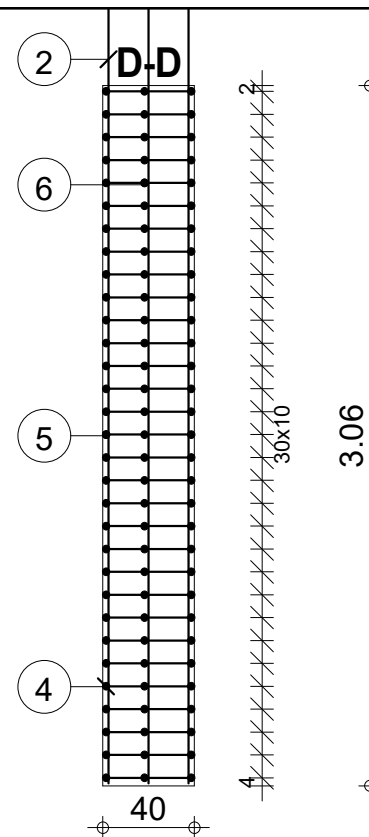
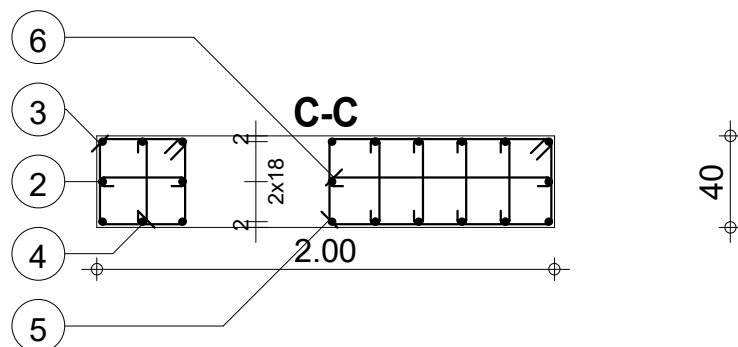
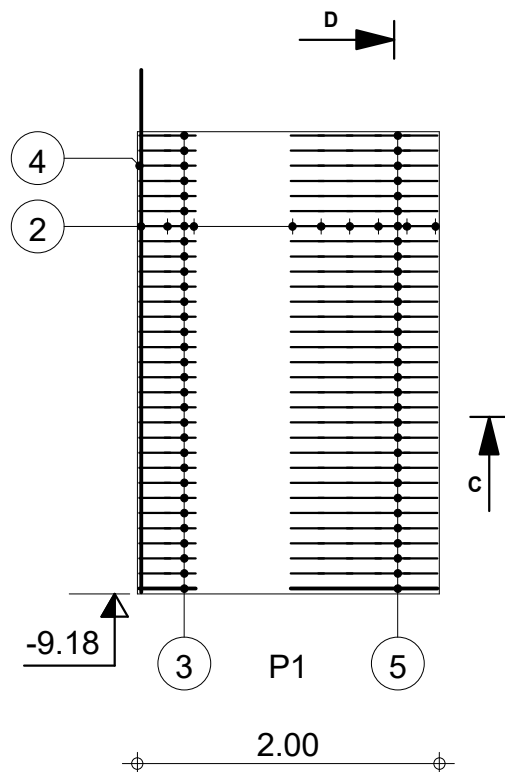
- MS WORD
- RDM6
- MS EXCEL
- MS PROJECT
- AUTOCAD
- ROBOTS
- CYPE

Annexe



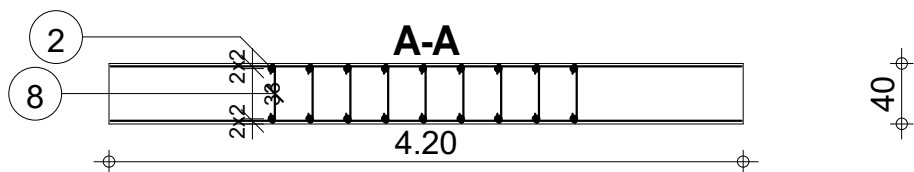
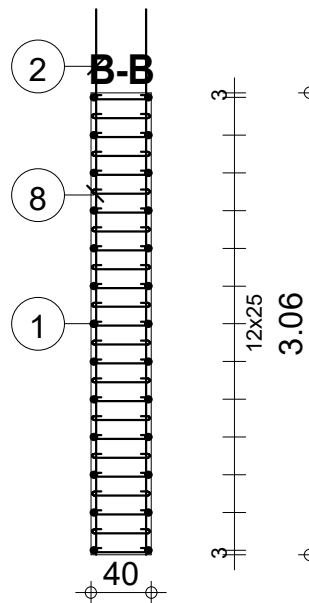
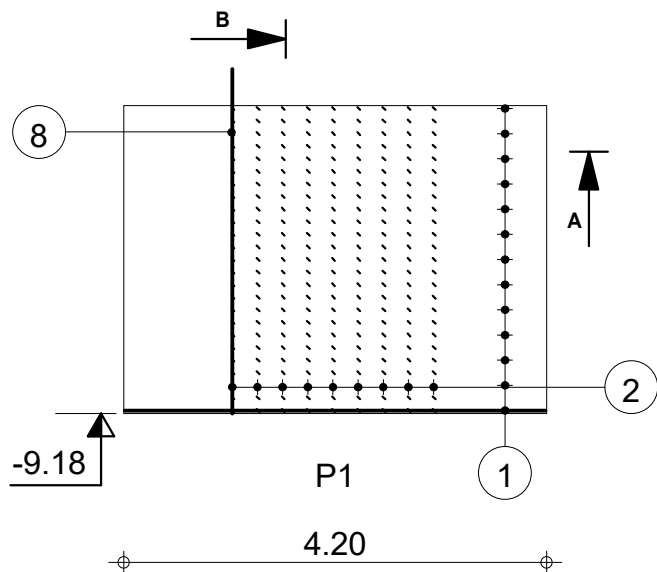
Pos.	Armature	Code	Forme
1	26HA 8	l=1.98	1.98
2	6HA 14	l=3.61	3.61
7	75HA 8	l=54	00 39

Tél.		Fax				Acier HA 400 = 143 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 2.45 m3		Acier HA 400 = 125 kg	
	Etage 1 R+15	Voile2097 : P1 Section 40x306	Nombre 1	Surface du coffrage = 12.2 m2		Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 109 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.3mm		Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/33	
						Page 1/2	



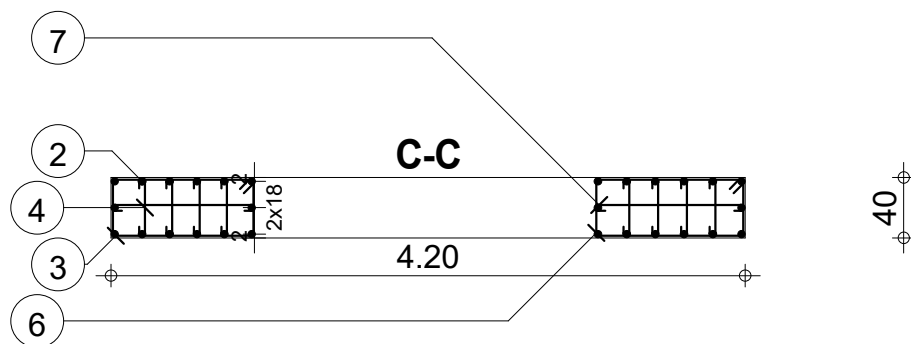
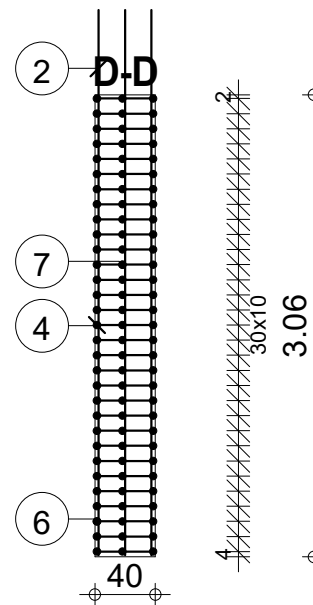
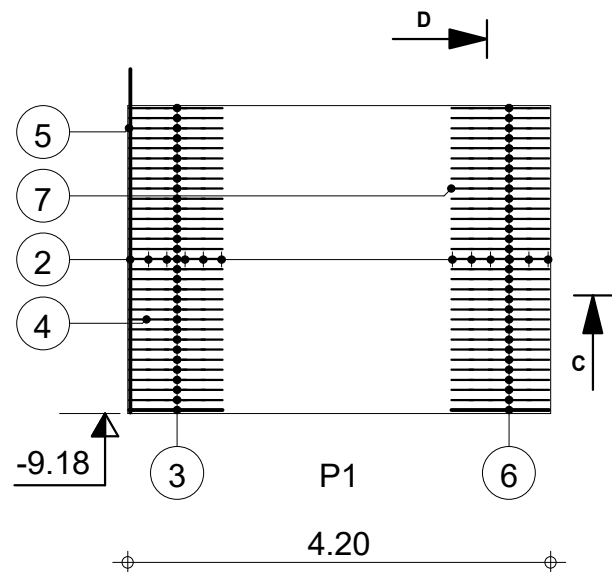
Pos.	Armature	Code	Forme
②	22HA 14 l=3.61		3.61
③	31HA 8 l=1.68	31	
④	186HA 8 l=53	00	
⑤	31HA 8 l=2.87	31	
⑥	31HA 8 l=1.13	00	

Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 2.45 m3	Acier HA 400 = 143 kg	
Tenue au feu 0h					Acier HA 400 = 125 kg	
	Etage 1 R+15	Voile2097 : P1 Section 40x306	Nombre 1	Surface du coffrage = 12.2 m2	Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 109 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.3mm	Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/33	Page 2/2



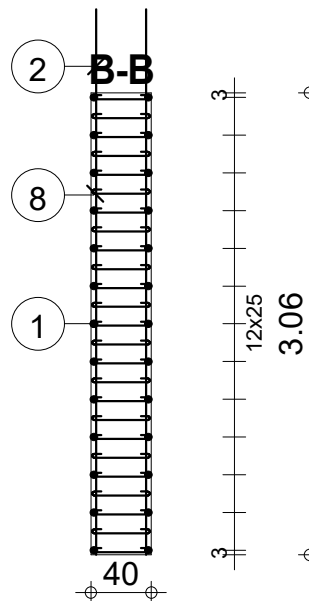
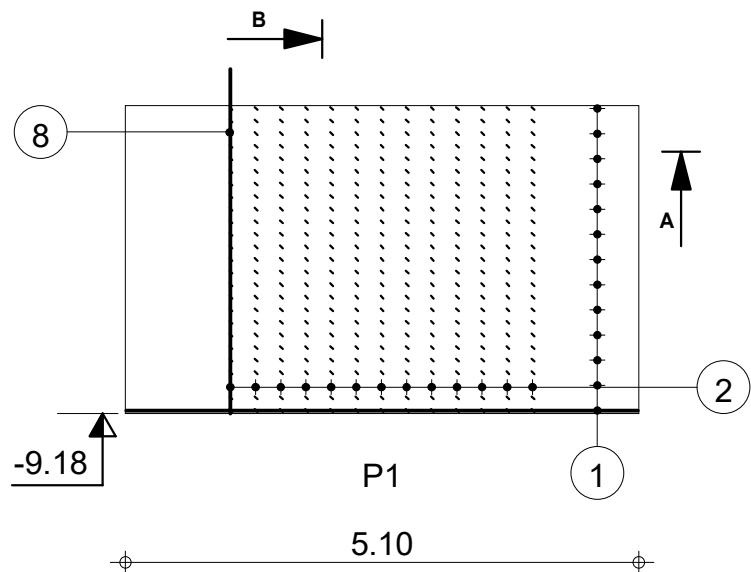
Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 8 l=4.18		4.18
②	18HA 14 l=3.61		3.61
⑧	225HA 8 l=54	00	6 39

		Tél.	Fax			Acier HA 400 = 244 kg		
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 5.14 m3		Acier HA 400 = 197 kg		
	Etage 1 R+15	Voile1867 : P1 Section 40x306		Nombre 1	Surface du coffrage = 25.7 m2		Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
					Densité = 85.8 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.29mm		Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/50	
							Page 1/2	

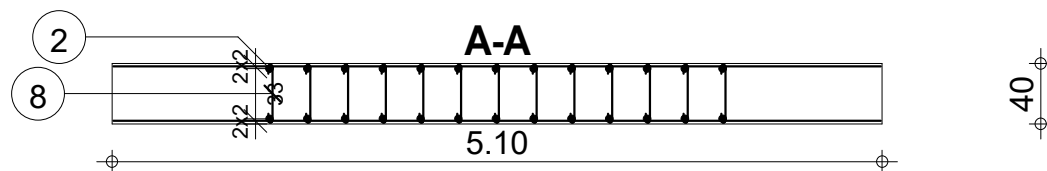


Pos.	Armature	Code	Forme
②	28HA 14 l=3.61		3.61
③	31HA 8 l=2.79	31	38 10 16
④	248HA 8 l=53	00	6 38
⑤	31HA 8 l=1.09	00	6 94
⑥	31HA 8 l=2.88	31	38 10 16
⑦	31HA 8 l=1.13	00	6 98

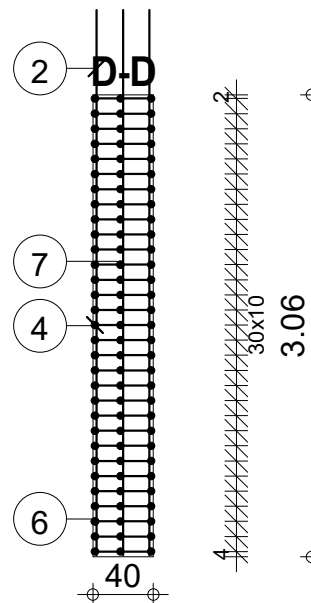
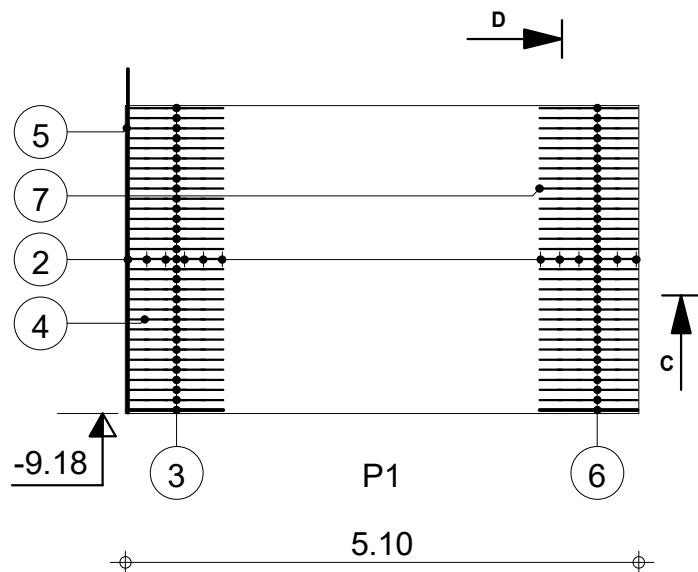
Tél. Fax		Acier HA 400 = 244 kg Acier HA 400 = 197 kg	
Tenue au feu 0h Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 5.14 m3 Surface du coffrage = 25.7 m2	Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm
 Etage 1 R+15	Voile1867 : P1 Section 40x306	Densité = 85.8 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.29mm	
		Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/50	Page 2/2



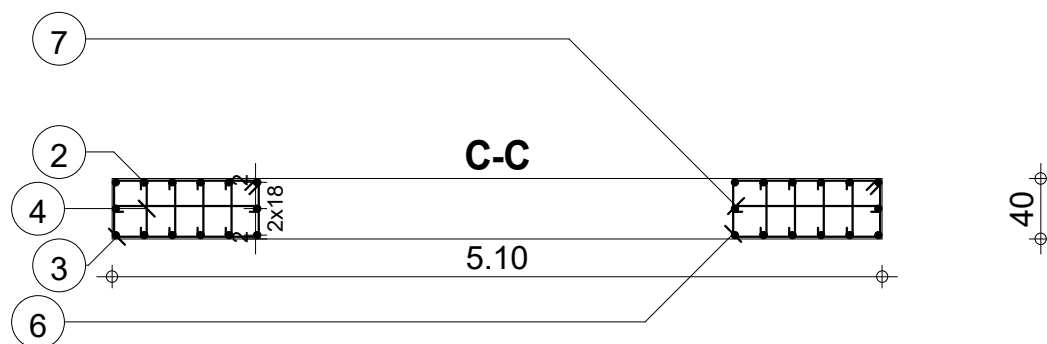
Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 8 l=5.08		5.08
②	26HA 14 l=3.61		3.61
⑧	325HA 8 l=54	00	6 39



		Tél.	Fax			Acier HA 400 = 288 kg		
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 6.24 m3		Acier HA 400 = 219 kg		
	Etage 1 R+15	Voile1861 : P1 Section 40x306		Nombre 1	Surface du coffrage = 31.2 m2		Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
					Densité = 81.25 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.32mm		Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/50	
							Page 1/2	

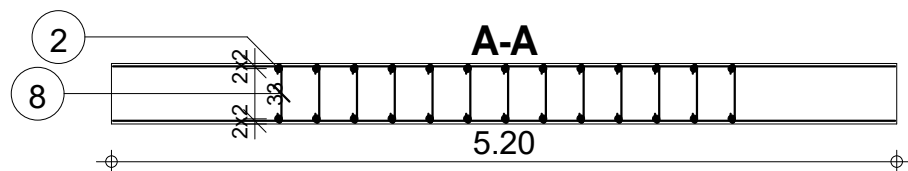
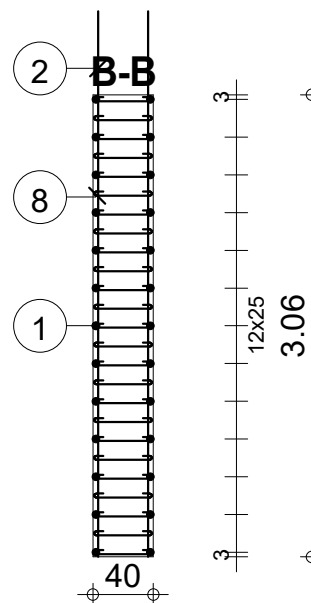
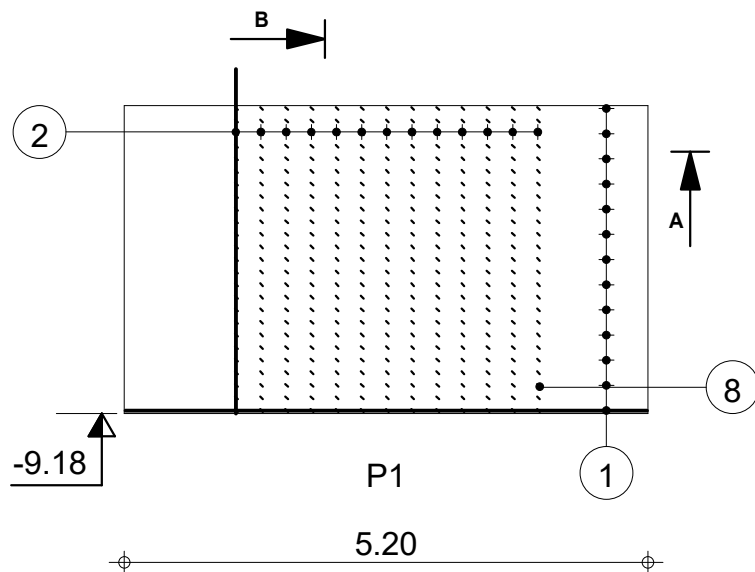


Pos.	Armature	Code	Forme
②	28HA 14 l=3.61		3.61
③	31HA 8 l=2.85	31	38 10
④	248HA 8 l=53	00	6 38
⑤	31HA 8 l=1.12	00	6 97
⑥	31HA 8 l=2.88	31	38 10
⑦	31HA 8 l=1.13	00	6 98



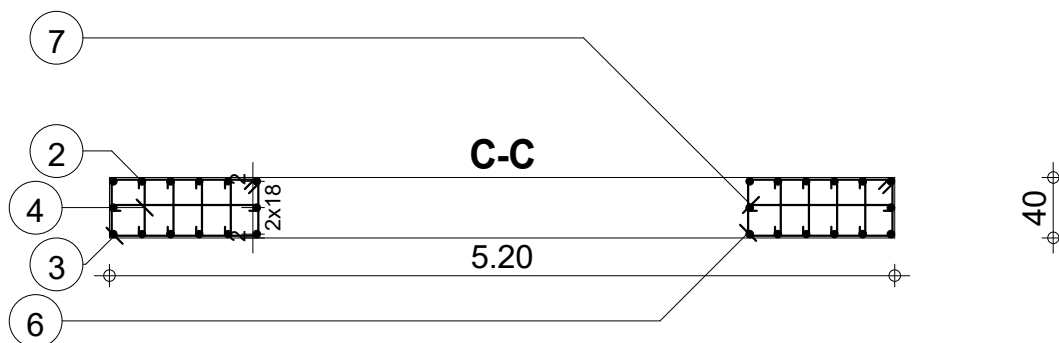
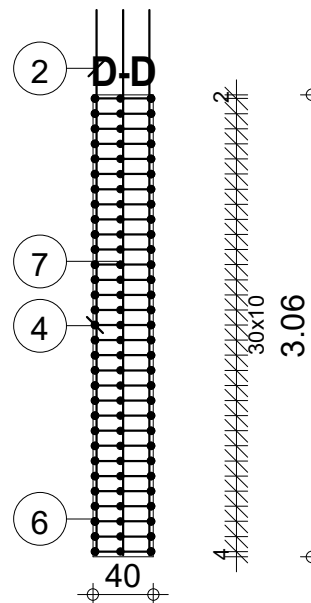
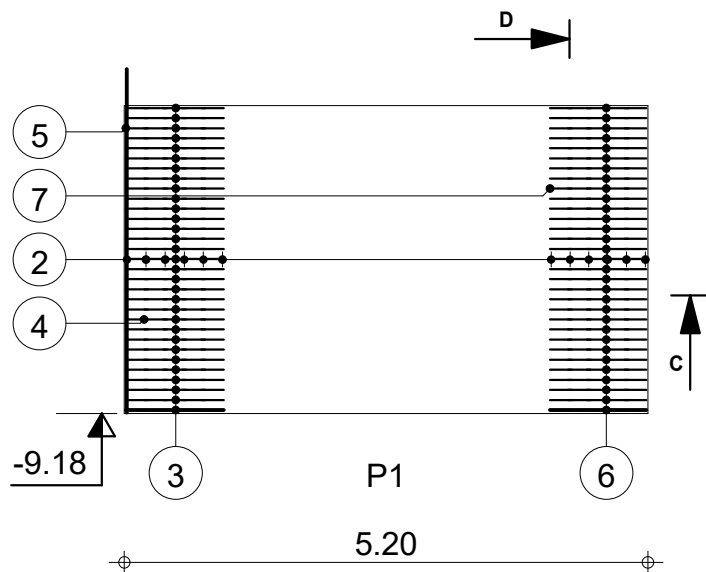
Tél. Fax		Acier HA 400 = 288 kg Acier HA 400 = 219 kg	
Tenue au feu 0h Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 6.24 m3 Surface du coffrage = 31.2 m2	Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm
Etage 1 R+15		Densité = 81.25 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.32mm	Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/50
Voile1861 : P1 Section 40x306		Nombre 1	Page 2/2





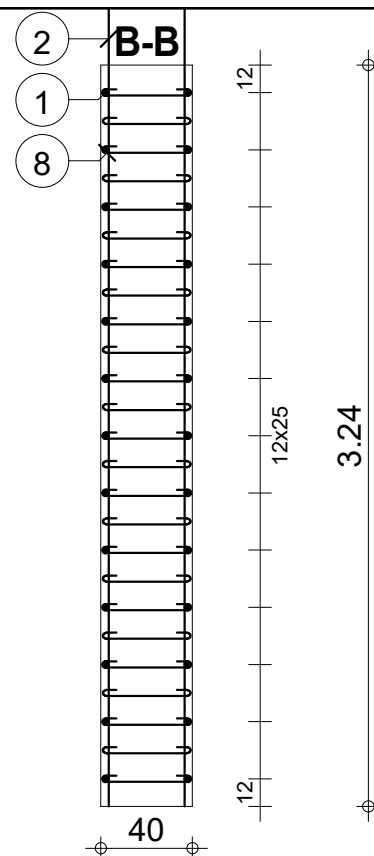
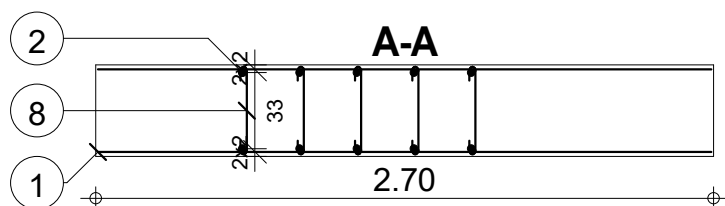
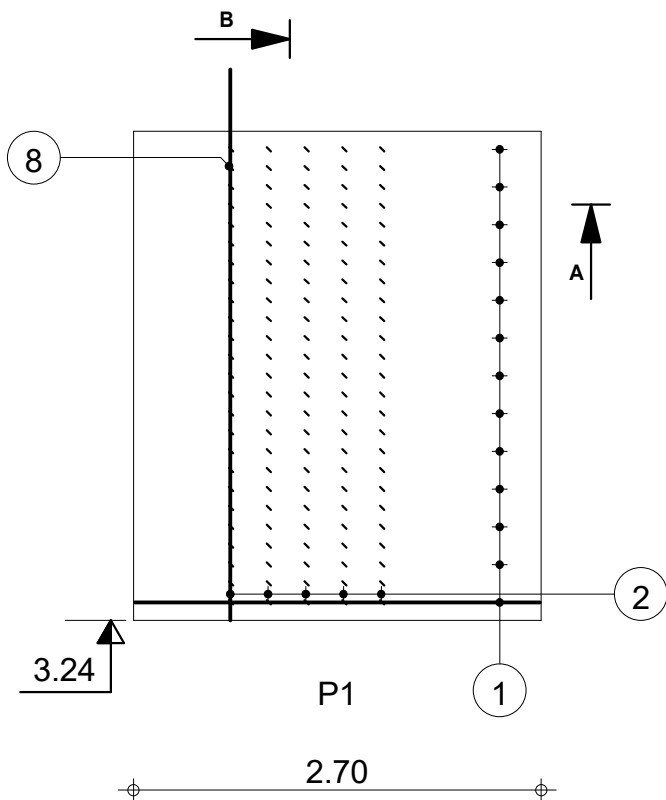
Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 8 l=5.18		5.18
②	26HA 14 l=3.61		3.61
⑧	325HA 8 l=54	00	6 39

Tél.		Fax				Acier HA 400 = 289 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 6.36 m3		Acier HA 400 = 219 kg	
	Etage 1 R+15	Voile1859 : P1 Section 40x306	Nombre 1	Surface du coffrage = 31.8 m2		Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 79.87 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.32mm		Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/50	
						Page 1/2	



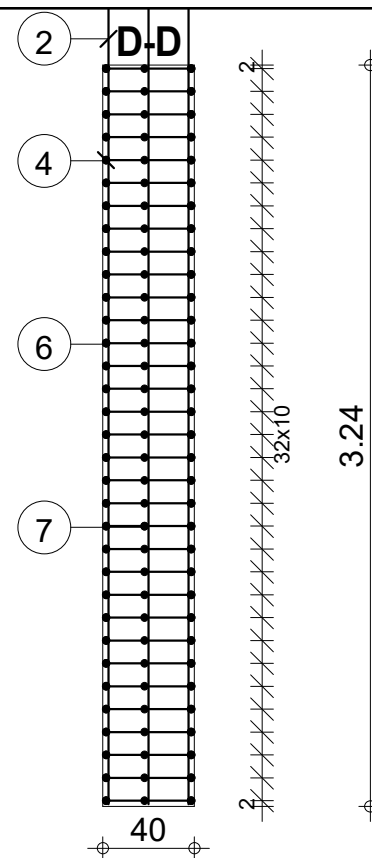
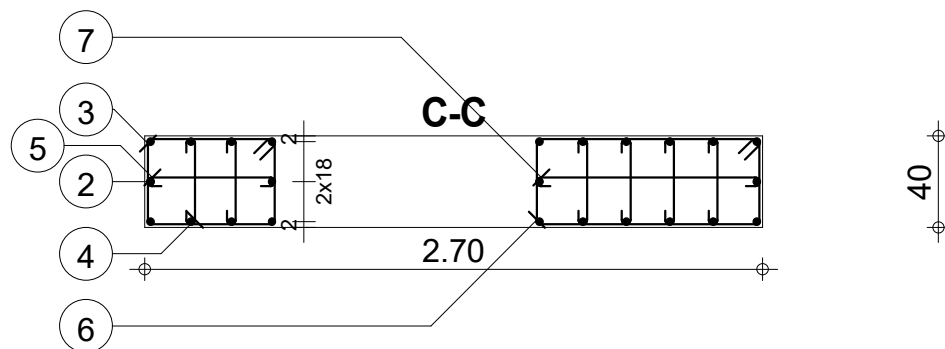
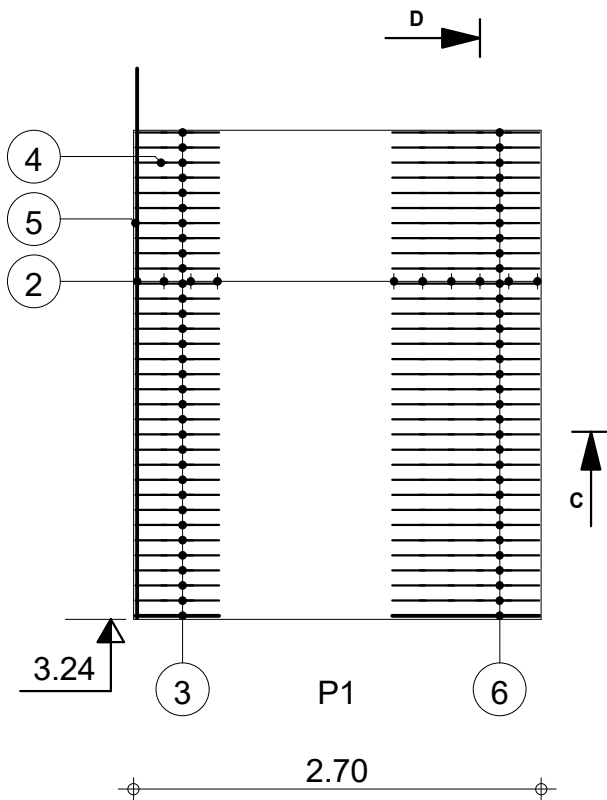
Pos.	Armature	Code	Forme
②	28HA 14 l=3.61		3.61
③	31HA 8 l=2.88	31	38 10 86
④	248HA 8 l=53	00	6 38
⑤	31HA 8 l=1.13	00	6 98
⑥	31HA 8 l=2.85	31	38 10 16
⑦	31HA 8 l=1.12	00	6 97

Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 6.36 m3	Acier HA 400 = 289 kg	
Tenue au feu 0h					Acier HA 400 = 219 kg	
	Etage 1 R+15	Voile1859 : P1 Section 40x306	Nombre 1	Surface du coffrage = 31.8 m2	Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 79.87 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.32mm	Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/50	Page 2/2



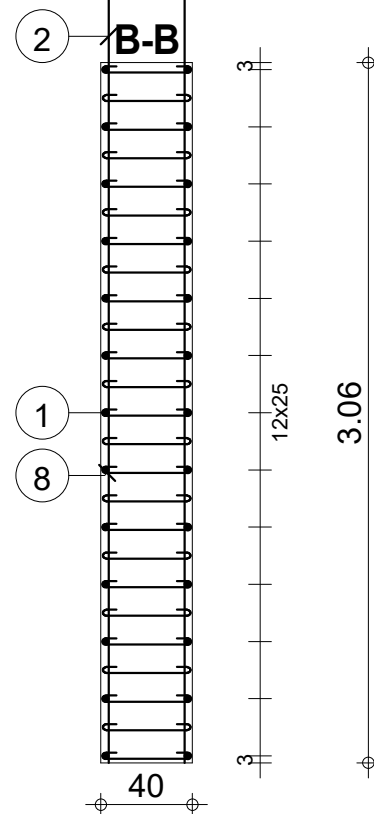
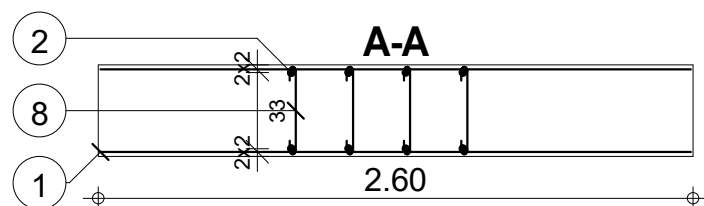
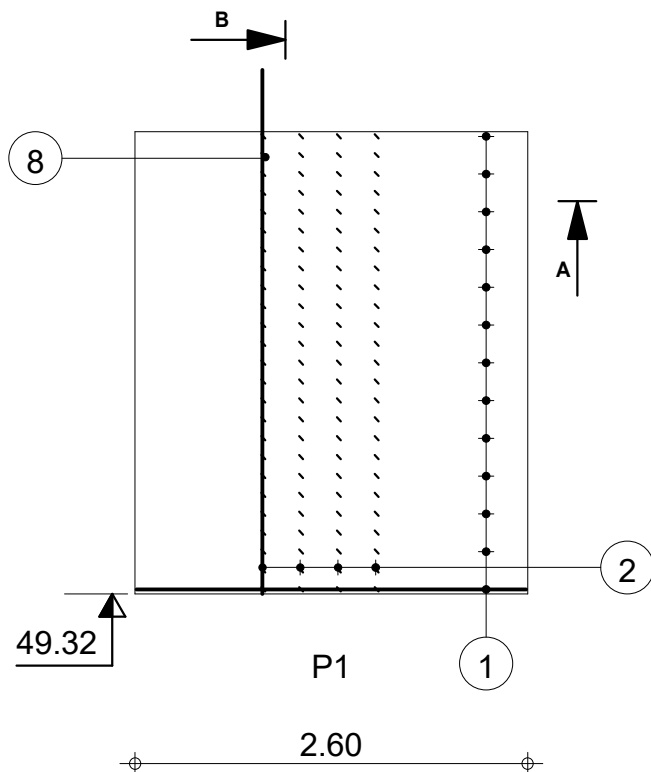
Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 8 l=2.68		2.68
②	10HA 14 l=3.79		3.79
⑧	125HA 8 l=54	00	6 39

Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 3.5 m3	Acier HA 400 = 183 kg	
Tenue au feu 0h					Acier HA 400 = 157 kg	
	Etage 5 R+15	Voile6132 : P1 Section 40x324	Nombre 1	Surface du coffrage = 17.5 m2	Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 97.14 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.3mm	Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/33	Page 1/2



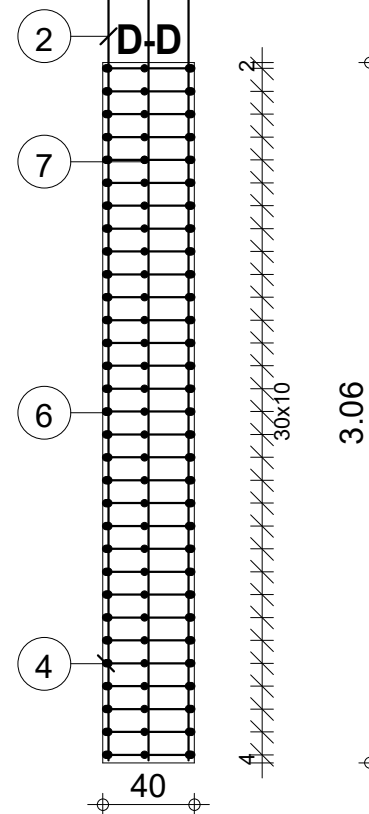
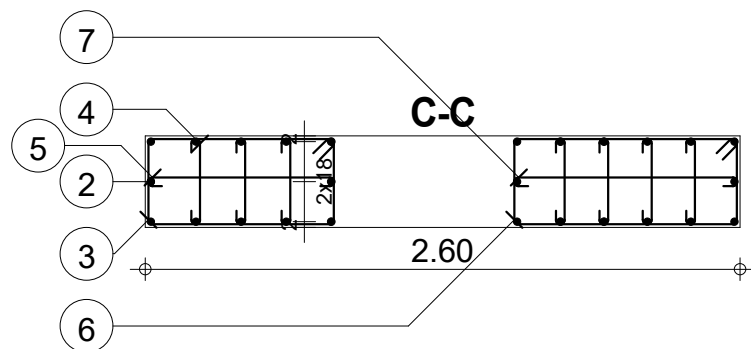
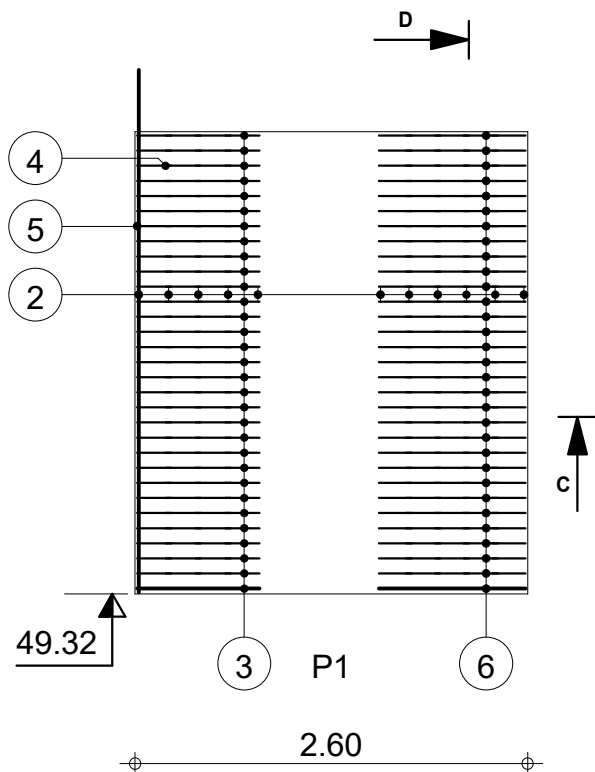
Pos.	Armature	Code	Forme
2	24HA 14 l=3.79		3.79
3	33HA 8 l=2.04	31	38 10 95
4	198HA 8 l=53	00	6 38
5	33HA 8 l=72	00	6 56
6	33HA 8 l=2.88	31	38 10 95
7	33HA 8 l=1.13	00	6 98

Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 3.5 m3	Acier HA 400 = 183 kg	
Tenue au feu 0h					Acier HA 400 = 157 kg	
	Etage 5 R+15	Voile6132 : P1 Section 40x324	Nombre 1	Surface du coffrage = 17.5 m2	Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 97.14 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.3mm	Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/33	Page 2/2



Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 8 l=2.58		2.58
②	8HA 14 l=3.61		3.61
⑧	100HA 8 l=54	00	6 39

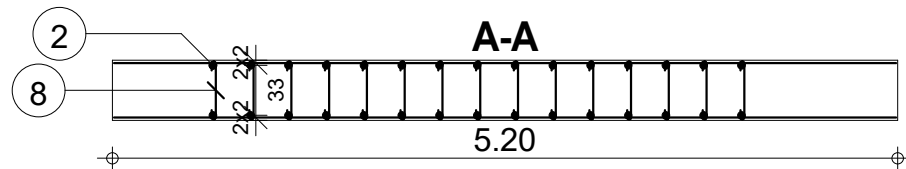
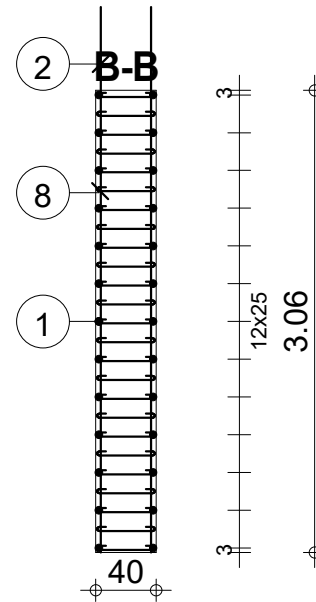
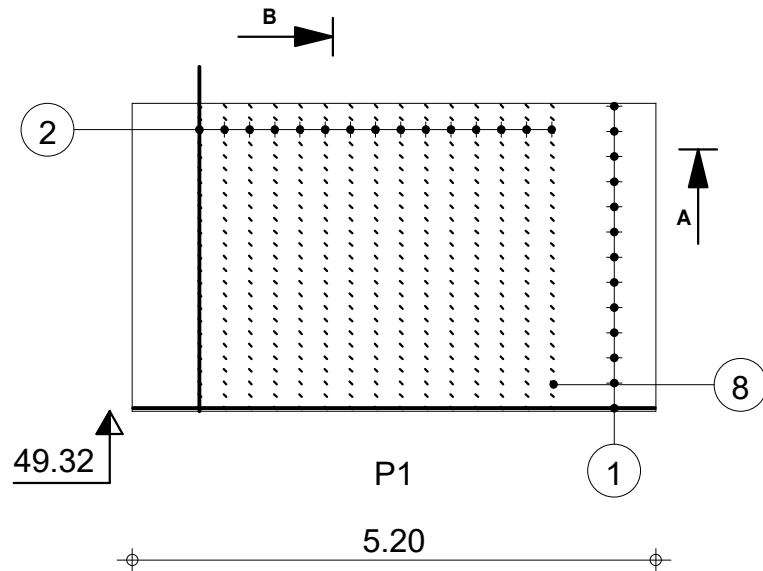
Tél.		Fax				Acier HA 400 = 175 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 3.18 m3		Acier HA 400 = 159 kg	
	Etage 20 R+15	Voile1791 : P1 Section 40x306	Nombre 1	Surface du coffrage = 15.9 m2		Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 105 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.24mm		Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/33	
						Page 1/2	



Pos.	Armature	Code	Forme
②	26HA 14 l=3.61		3.61
③	31HA 8 l=2.55	31	
④	217HA 8 l=53	00	
⑤	31HA 8 l=97	00	
⑥	31HA 8 l=2.88	31	
⑦	31HA 8 l=1.13	00	

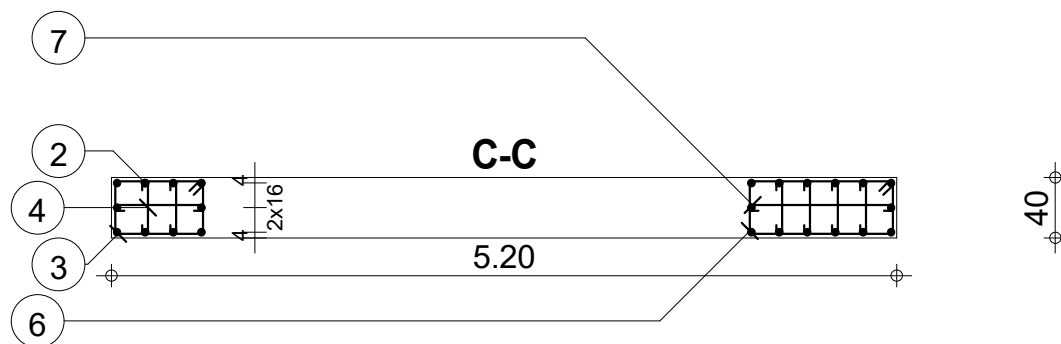
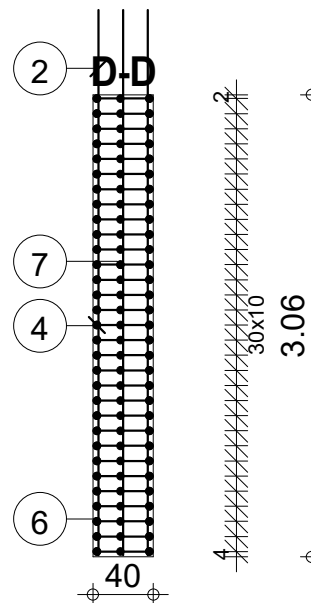
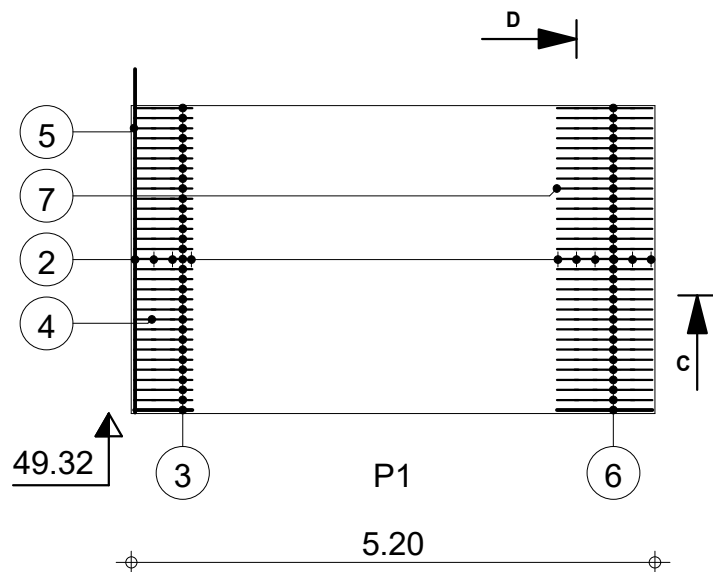
Tél. Fax		Acier HA 400 = 175 kg Acier HA 400 = 159 kg	
Tenue au feu 0h Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 3.18 m3 Surface du coffrage = 15.9 m2	Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm
Etage 20 R+15		Nombre 1	Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/33
Voile1791 : P1 Section 40x306		Densité = 105 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.24mm	Page 2/2





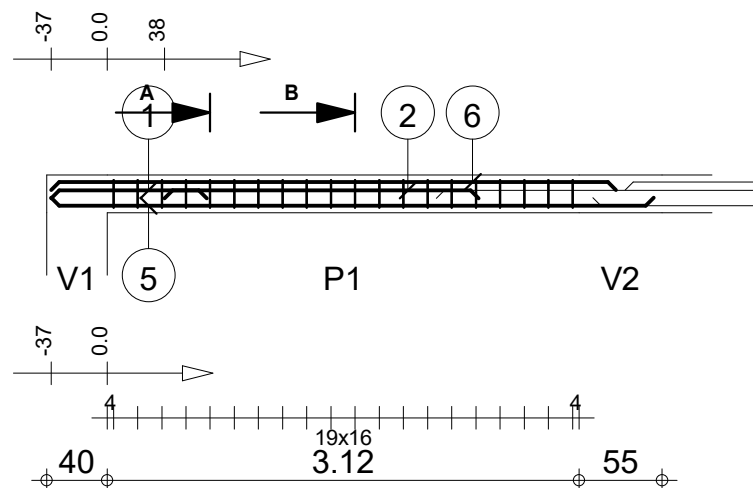
Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 8 l=5.18		5.18
②	30HA 14 l=3.61		3.61
⑧	375HA 8 l=54	00	6 39

Tél.		Fax		Acier HA 400 = 289 kg		
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable				Acier HA 400 = 199 kg
	Etage 20 R+15	Voile1788 : P1 Section 40x306	Nombre 1	Béton : BETON30 = 6.36 m3	Enrobage inférieur 1 cm	
				Surface du coffrage = 31.8 m2	Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 76.73 kg/ m3	Echelle pour la vue 1/75	Page 1/2

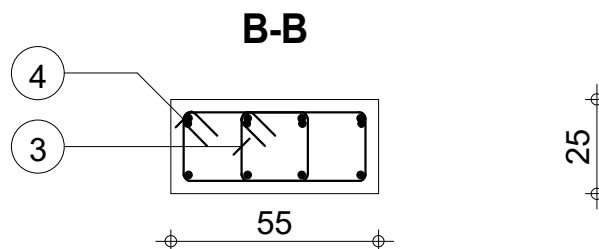
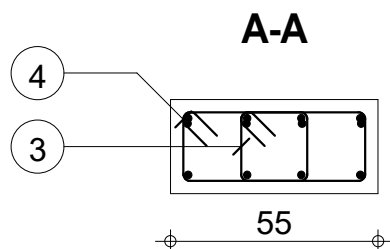


Pos.	Armature	Code	Forme
②	24HA 14 l=3.61		3.61
③	31HA 8 l=2.04	31	36 10 59
④	186HA 8 l=51	00	6 36
⑤	31HA 8 l=74	00	6 59
⑥	31HA 8 l=2.78	31	36 10 59
⑦	31HA 8 l=1.11	00	6 96

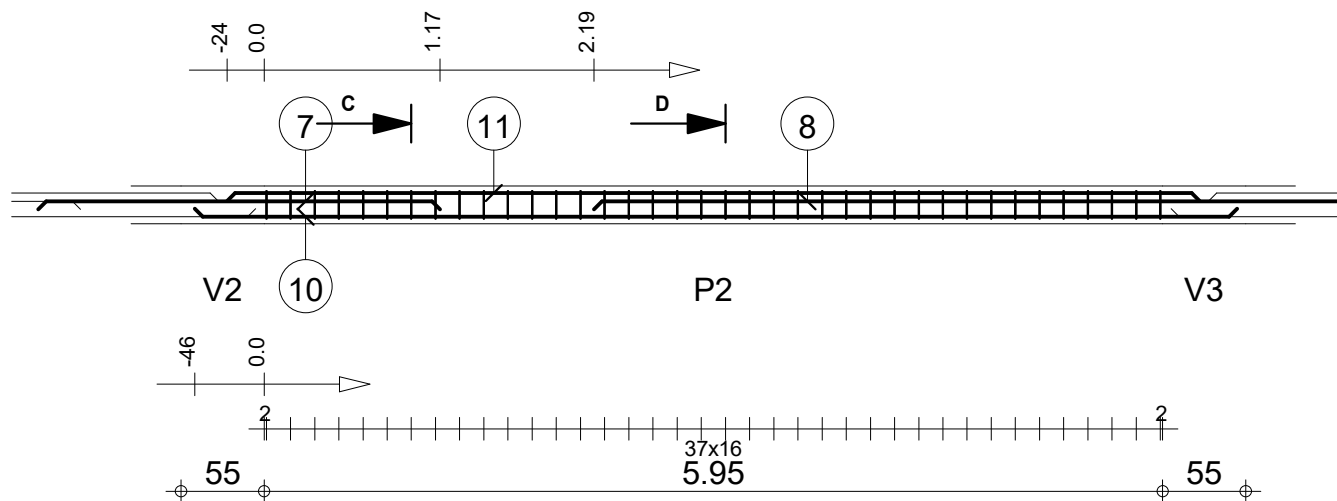
		Tél.	Fax			Acier HA 400 = 289 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Béton : BETON30 = 6.36 m3		Acier HA 400 = 199 kg	
	Etage 20 R+15	Voile1788 : P1 Section 40x306	Nombre 1	Surface du coffrage = 31.8 m2		Enrobage inférieur 1 cm Enrobage latéral 1 cm	
				Densité = 76.73 kg/ m3 Diamètre moyen = 9.4mm		Echelle pour la vue 1/75 Echelle pour la section 1/50	
						Page 2/2	



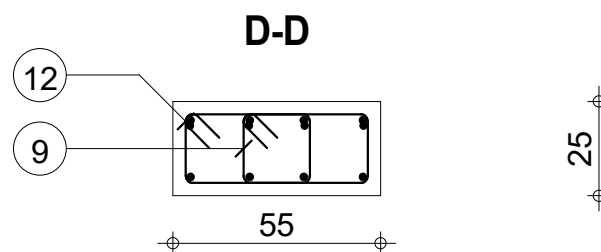
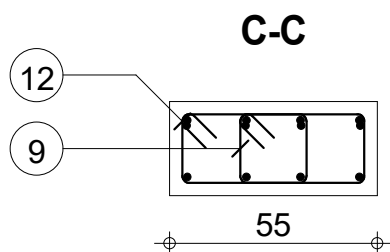
Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 14 l=1.03	00	1.03
②	4HA 14 l=2.08	00	2.08
③	20HA 8 l=90	31	18 10 10
④	20HA 8 l=1.52	31	49 10 10
⑤	4HA 14 l=3.99	00	3.99
⑥	4HA 14 l=3.74	00	3.74



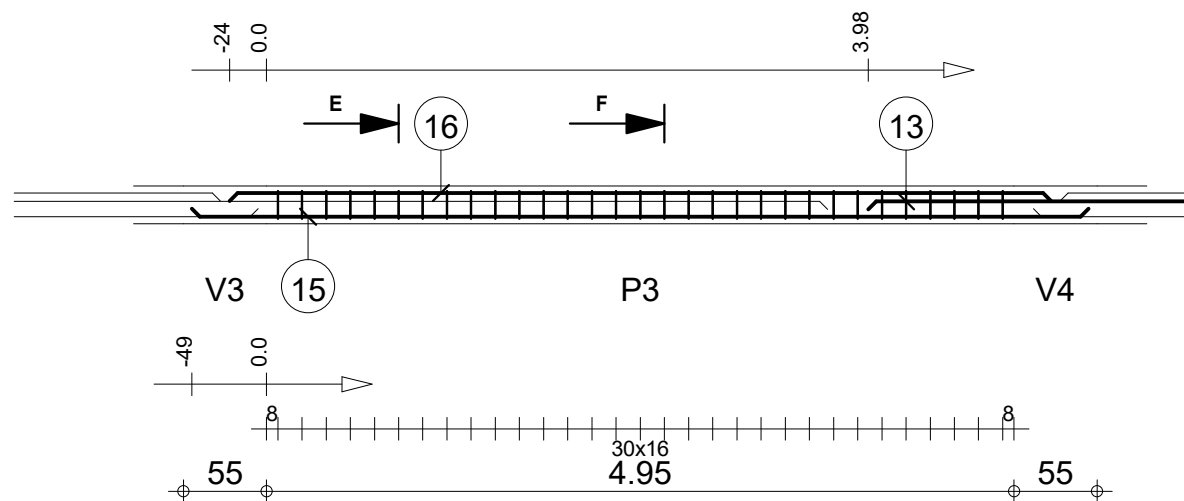
Tél.		Fax		Béton : BETON = 0.523 m3	Acier HA 400 = 52.4 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable			Acier HA 400 = 19.1 kg	
	R+15	Poutre2574...5005 : P1	Nombre 1	Surface du coffrage = 3.76 m2	Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
					Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 136.7 kg/ m3	Echelle pour la vue 1/50	Page 1/5
				Diamètre moyen = 10.8mm	Echelle pour la section 1/20	



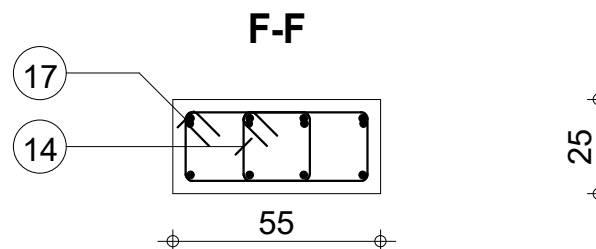
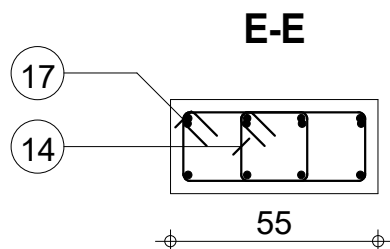
Pos.	Armature	Code	Forme
7	4HA 14 l=2.66	00	2.66
8	4HA 14 l=8.03	00	8.03
9	38HA 8 l=90	31	18 10 10
10	4HA 14 l=6.90	00	6.90
11	4HA 14 l=6.44	00	6.44
12	38HA 8 l=1.52	31	49 10 10



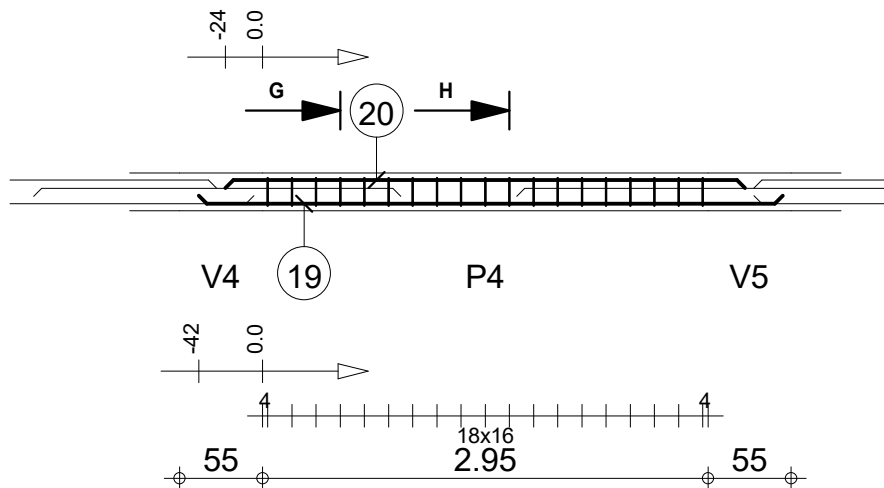
		Tél.	Fax			Acier HA 400 = 116 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 36.2 kg	
	R+15	Poutre2574...5005 : P2		Nombre 1	Section 55x25	Béton : BETON = 0.894 m3	
						Surface du coffrage = 6.52 m2	
						Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 170 kg/ m3		Echelle pour la vue 1/50	
				Diamètre moyen = 11.1mm		Echelle pour la section 1/20	
						Page 2/5	



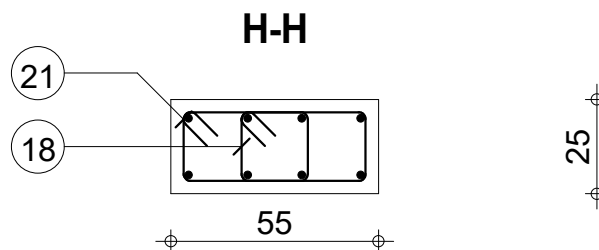
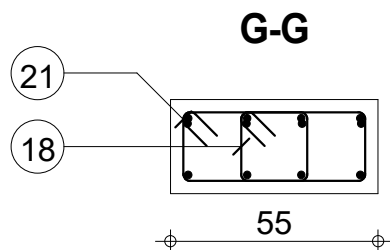
Pos.	Armature	Code	Forme
13	4HA 14 l=2.43	00	2.43
14	31HA 8 l=90	31	18 10 6
15	4HA 14 l=5.94	00	5.94
16	4HA 14 l=5.44	00	5.44
17	31HA 8 l=1.52	31	49 10 6



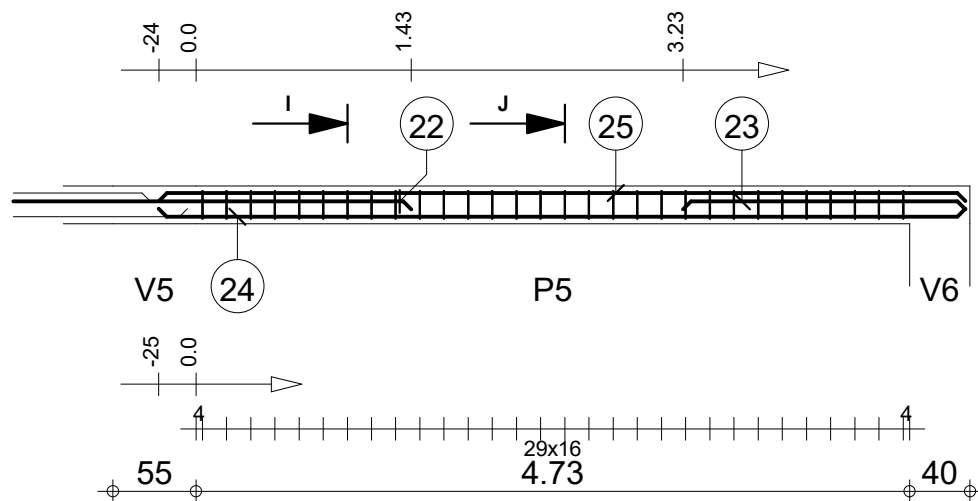
		Tél.		Fax				Acier HA 400 = 66.7 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Béton : BETON = 0.756 m3		Acier HA 400 = 29.6 kg	
	R+15	Poutre2574...5005 : P3 Nombre 1 Section 55x25				Surface du coffrage = 5.47 m2		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm Enrobage latéral 3 cm	
						Densité = 127.4 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.5mm		Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/20	
						Page 3/5			



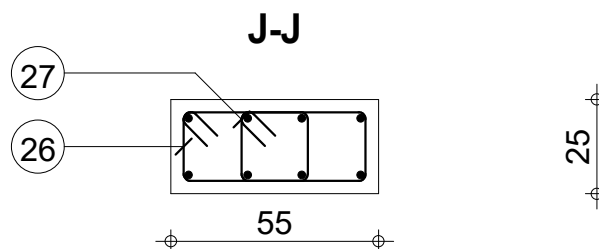
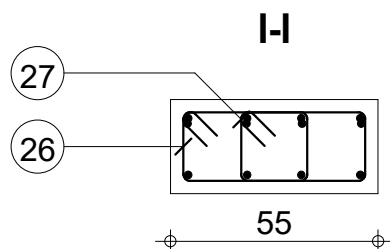
Pos.	Armature	Code	Forme
18	19HA 8 l=90	31	
19	4HA 14 l=3.87	00	
20	4HA 14 l=3.44	00	
21	19HA 8 l=1.52	31	



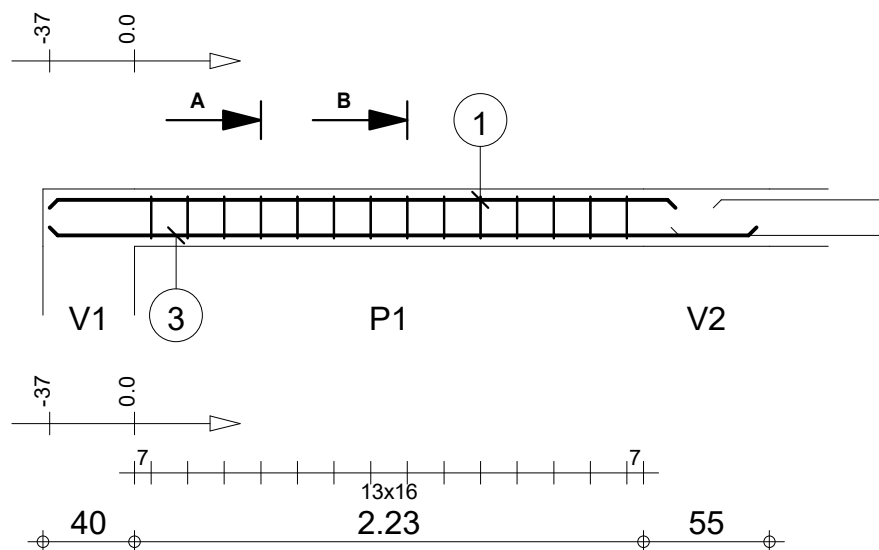
		Tél.	Fax		Acier HA 400 = 35.3 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 18.1 kg
	R+15	Poutre2574...5005 : P4 Nombre 1 Section 55x25			Béton : BETON = 0.481 m3	
					Surface du coffrage = 3.37 m2	Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm Enrobage latéral 3 cm
					Densité = 111 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.3mm	Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/20



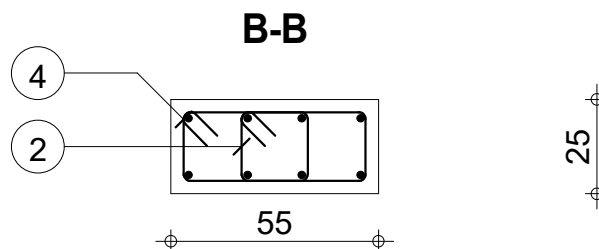
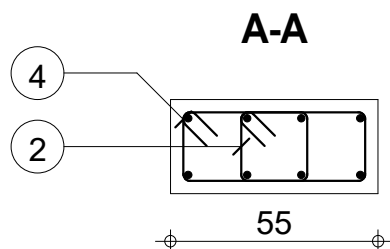
Pos.	Armature	Code	Forme
22	4HA 14 l=3.24	00	3.24
23	4HA 14 l=1.87	00	1.87
24	4HA 14 l=5.34	00	5.34
25	4HA 14 l=5.34	00	5.34
26	30HA 8 l=1.52	31	49 10 10
27	30HA 8 l=90	31	18 10 10



		Tél.	Fax			Acier HA 400 = 76.3 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 28.6 kg	
	R+15	Poutre2574...5005 : P5 Nombre 1 Section 55x25		Béton : BETON = 0.743 m3		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Surface du coffrage = 5.44 m2		Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 141.3 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.8mm		Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/20	
						Page 5/5	



Pos.	Armature	Code	Forme
①	4HA 14 l=2.73	00	2.74
②	14HA 8 l=90	31	18 10 16
③	4HA 14 l=3.09	00	3.09
④	14HA 8 l=1.52	31	49 10 16



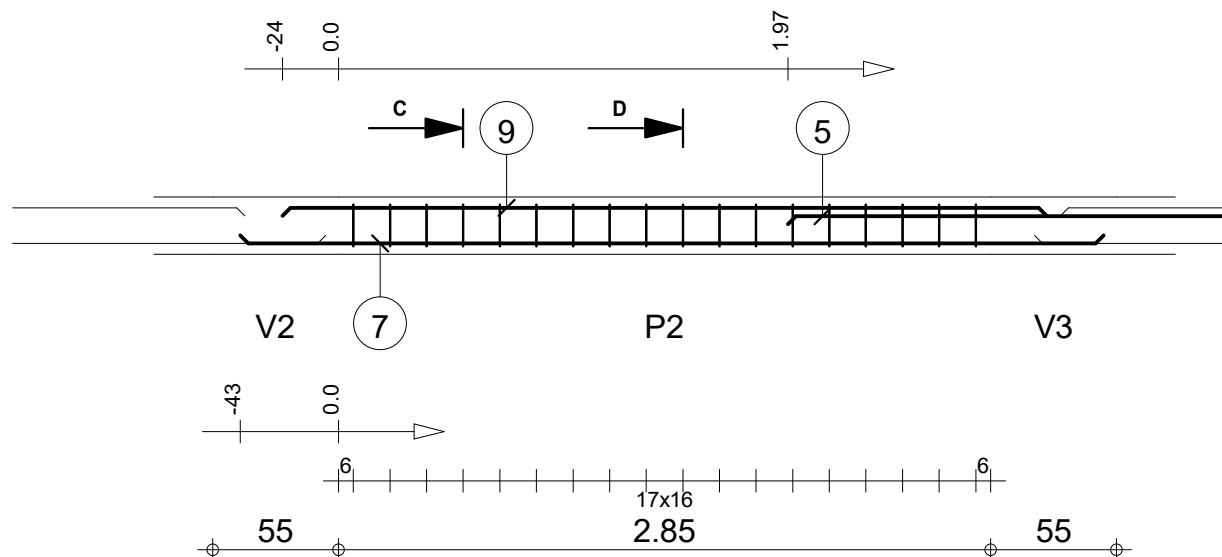
		Tél.	Fax		Acier HA 400 = 28.2 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 13.4 kg
 R+15	Poutre1840...5595 : P1 Section 55x25 Nombre 1			Béton : BETON = 0.399 m3	Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Surface du coffrage = 2.81 m2	Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 104 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.4mm	Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/20	Page 1/5



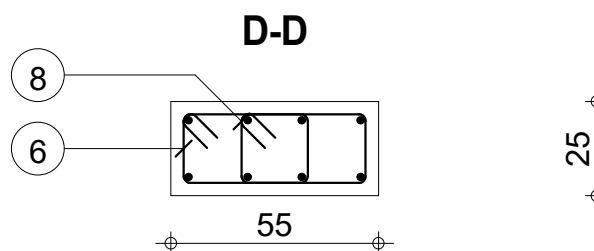
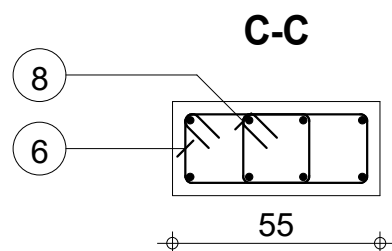
R+15

Poutre1840...5595 : P1 Nombre 1

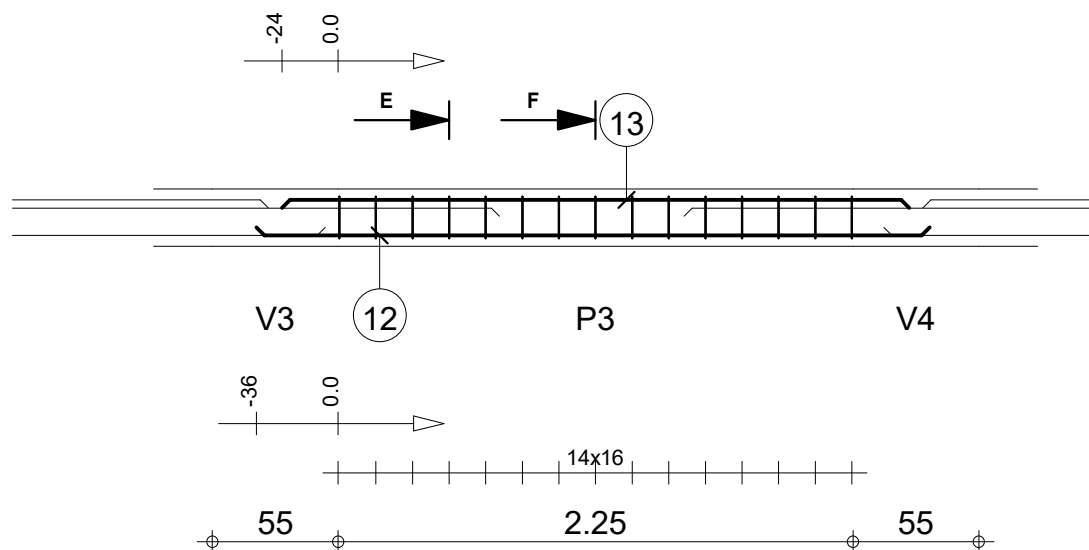
Section 55x25



Pos.	Armature	Code	Forme
5	4HA 14 l=2.14	00	2.14
6	18HA 8 l=1.52	31	49 10 10
7	4HA 14 l=3.77	00	3.77
8	18HA 8 l=90	31	18 10 10
9	4HA 14 l=3.34	00	3.34

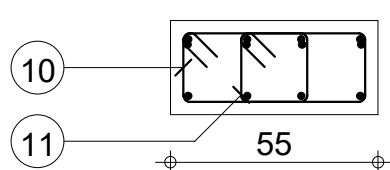


		Tél.	Fax		Acier HA 400 = 44.7 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 17.2 kg
 R+15	Poutre1840...5595 : P2 Nombre 1 Section 55x25			Béton : BETON = 0.468 m3		
				Surface du coffrage = 3.27 m2	Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 132.3 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.8mm	Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/20	
				Page 2/5		

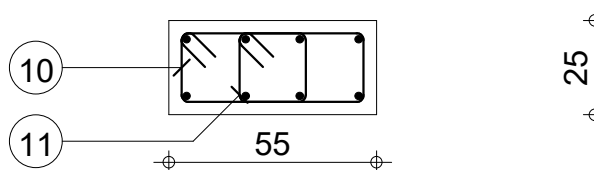


Pos.	Armature		Code	Forme
10	15HA 8	l=1.52	31	
11	15HA 8	l=90	31	
12	4HA 14	l=2.94	00	
13	4HA 14	l=2.74	00	

E-E



F-F



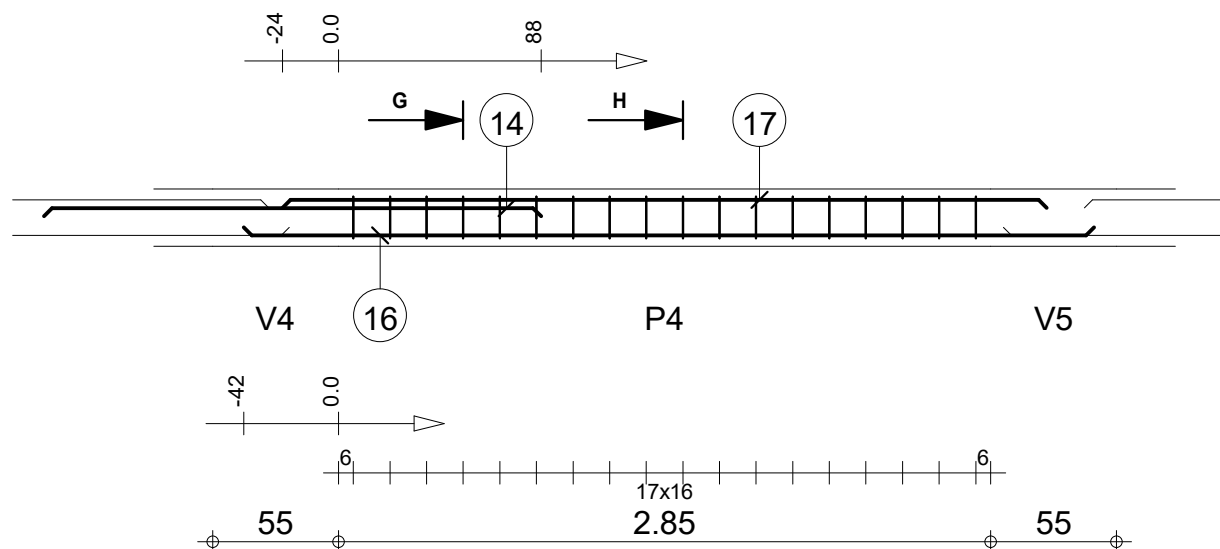
		Tél.	Fax		Acier HA 400 = 27.5 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 14.3 kg
 R+15	Poutre1840...5595 : P3 Section 55x25 Nombre 1			Béton : BETON = 0.385 m3	Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Surface du coffrage = 2.64 m2	Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 108.6 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.3mm	Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/20	Page 3/5



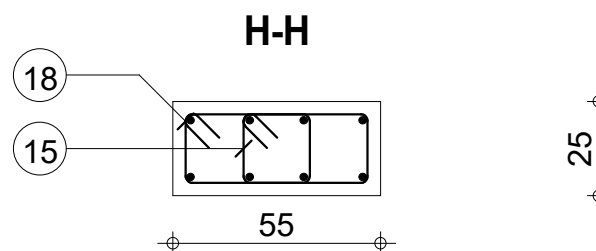
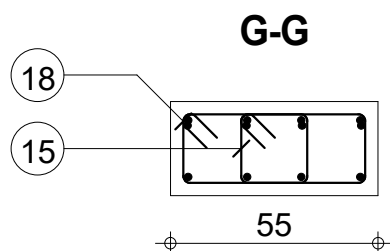
R+15

Poutre1840...5595 : P3 Nombre 1

Section 55x25



Pos.	Armature	Code	Forme
14	4HA 14	l=2.17	00
15	18HA 8	l=90	31
16	4HA 14	l=3.72	00
17	4HA 14	l=3.34	00
18	18HA 8	l=1.52	31



		Tél.	Fax		Acier HA 400 = 44.6 kg		
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 17.2 kg	
	R+15	Poutre1840...5595 : P4 Nombre 1 Section 55x25			Béton : BETON = 0.468 m3	Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
					Surface du coffrage = 3.27 m2	Enrobage latéral 3 cm	
					Densité = 132.1 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.8mm	Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/20	Page 4/5

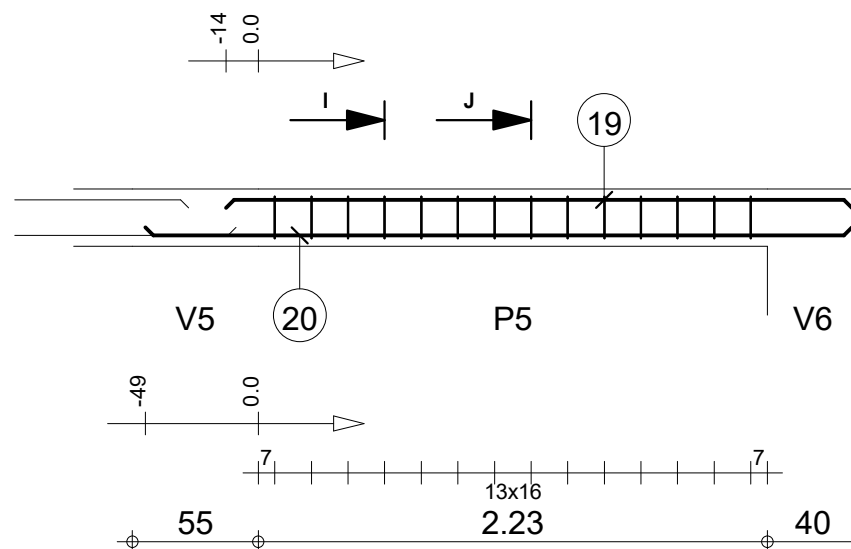


R+15

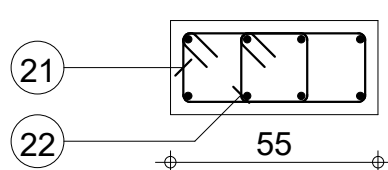
Poutre1840...5595 : P4 Nombre 1

Section 55x25

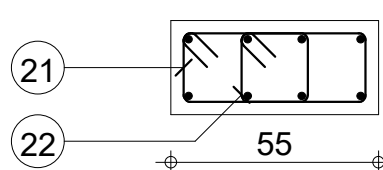
Pos.	Armature	Code	Forme
19	4HA 14 l=2.73	00	2.74
20	4HA 14 l=3.09	00	3.09
21	14HA 8 l=1.52	31	49 10 16
22	14HA 8 l=90	31	18 10 16



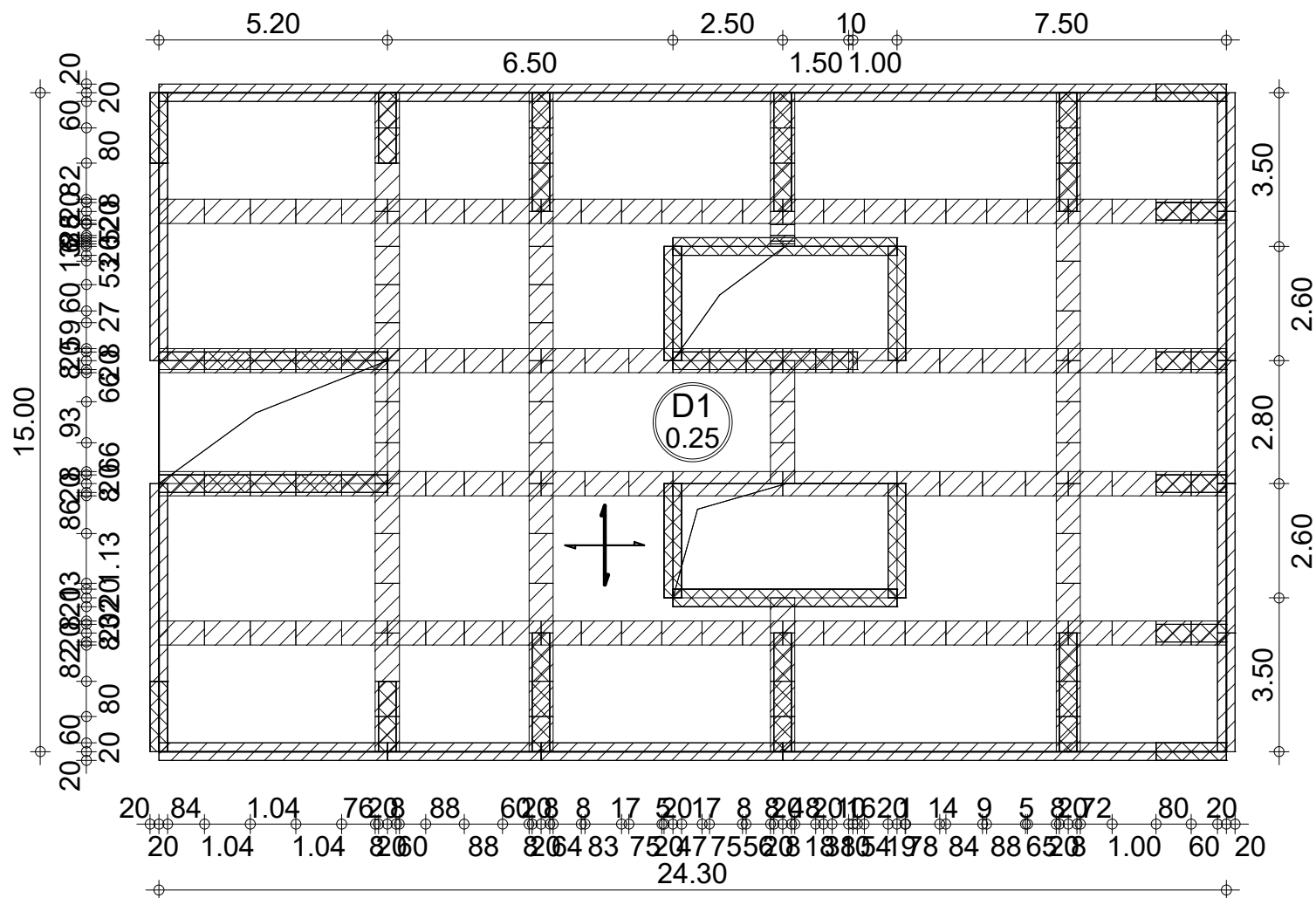
I-I



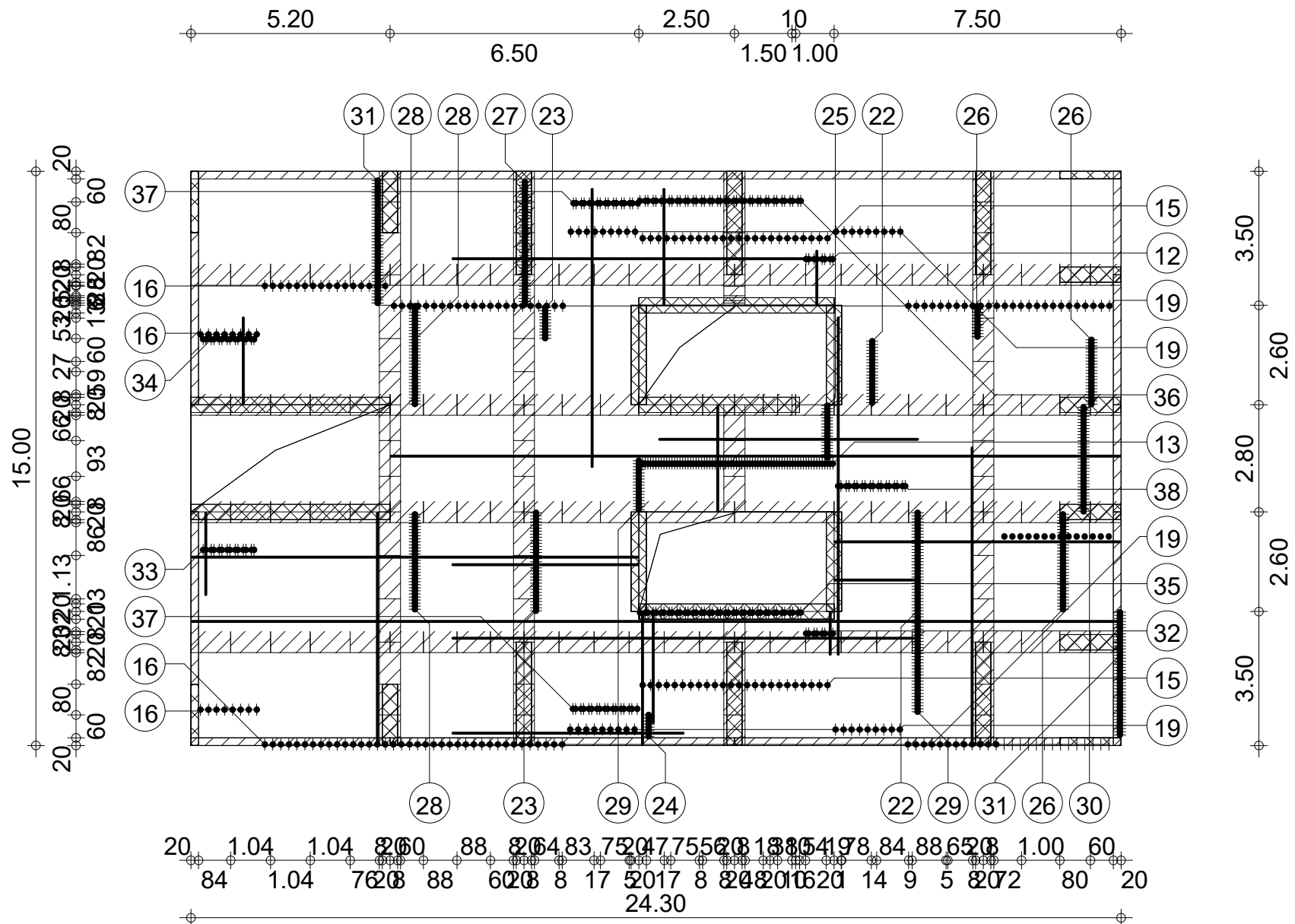
J-J



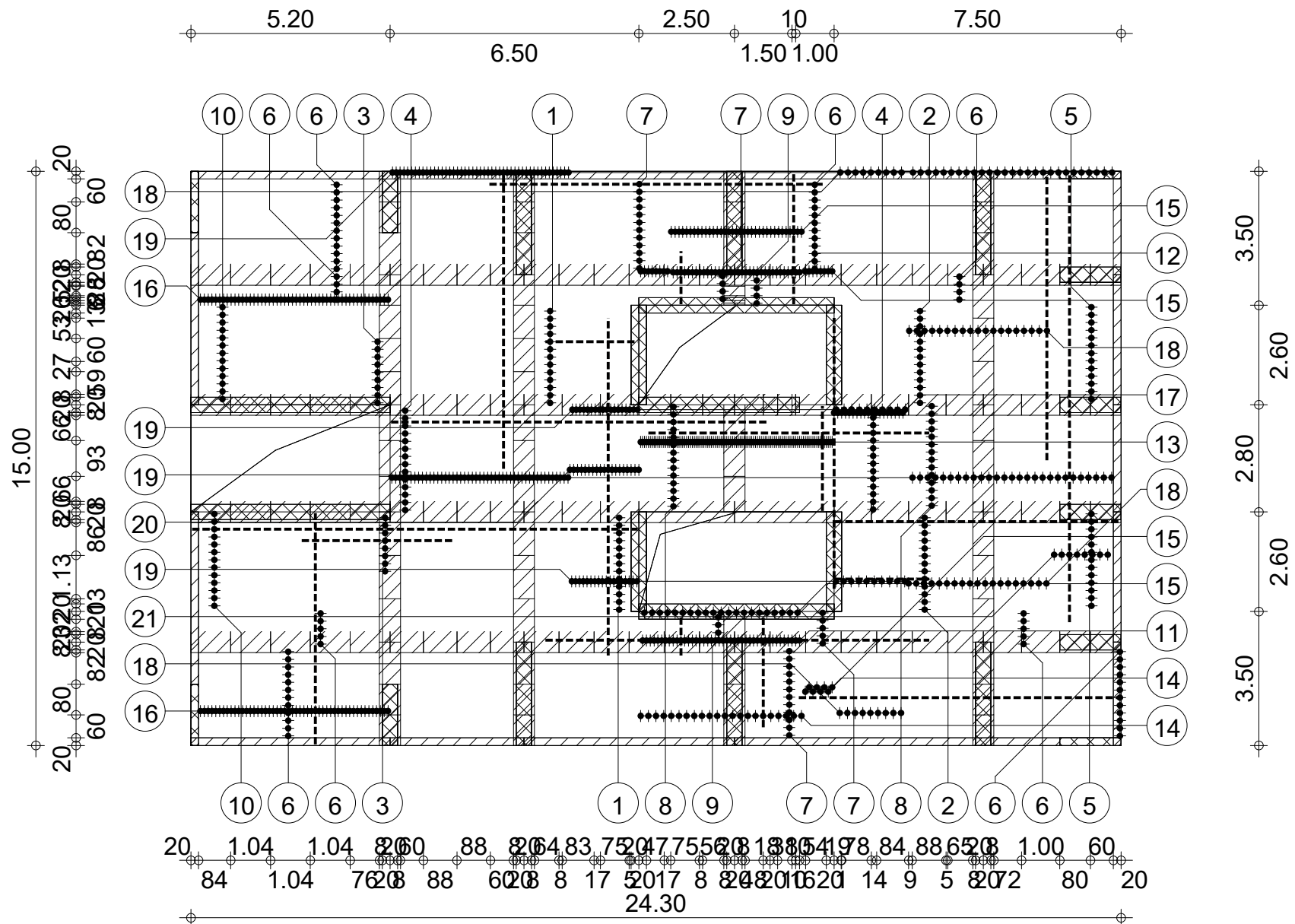
		Tél.	Fax			Acier HA 400 = 28.2 kg	
Tenue au feu 0h		Fissuration peu préjudiciable		Reprise de bétonnage : Non		Acier HA 400 = 13.4 kg	
	R+15	Poutre1840...5595 : P5 Nombre 1 Section 55x25		Béton : BETON = 0.399 m3		Enrobage inférieur 3 cm Enrobage supérieur 3 cm	
				Surface du coffrage = 2.81 m2		Enrobage latéral 3 cm	
				Densité = 104 kg/ m3 Diamètre moyen = 10.4mm		Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/20	
				Page 5/5			



			Tél.	Fax	Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 3 cm inférieur = 3 cm
	Niveau	Etage 4	Elément: Dalle187		Surface du coffrage = 365 m2		
	Sujet:	R+15	Dessin: COFFRAGE DE LA DALLE		Echelle : 1/150	Date : 07/06/22	Page 1/4



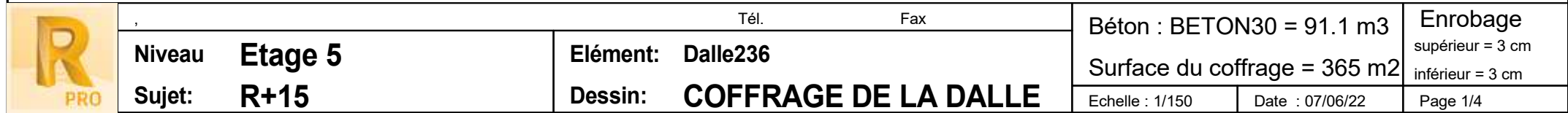
			Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage		
	Niveau Etage 4		Elément: Dalle187				Ferrailage : HA 500 = 12800 kg		supérieur = 3 cm		
	Sujet: R+15		Dessin: FERRAILLAGE INFERIEUR						inférieur = 3 cm		
							Echelle : 1/150		Date : 07/06/22		
										Page 2/4	

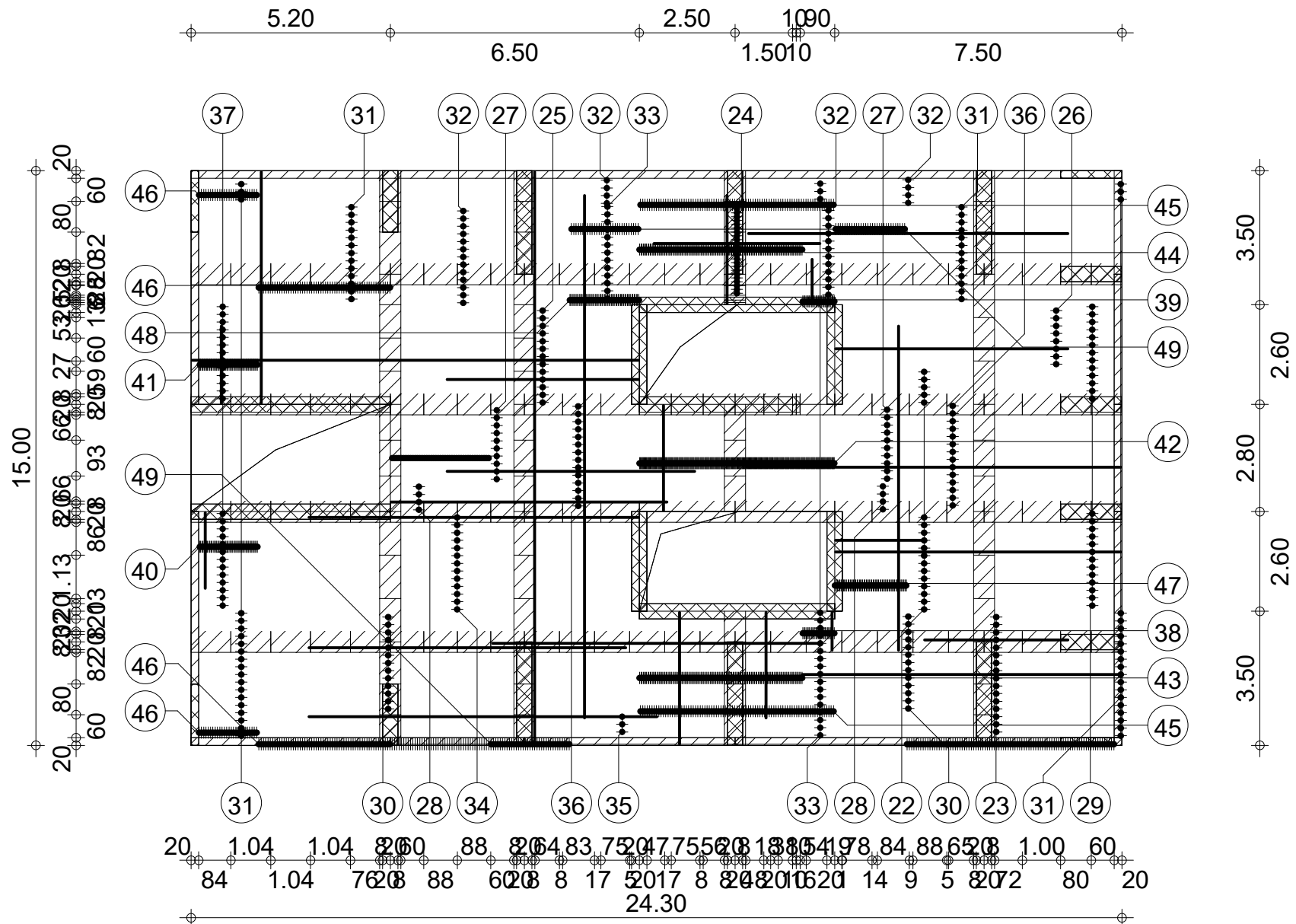


			Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 3 cm	
	Niveau Etage 4		Elément: Dalle187				Ferrailage : HA 500 = 12800 kg		inférieur = 3 cm	
	Sujet: R+15		Dessin: FERRAILLAGE SUPERIEUR				Echelle : 1/150		Date : 07/06/22	
									Page 3/4	

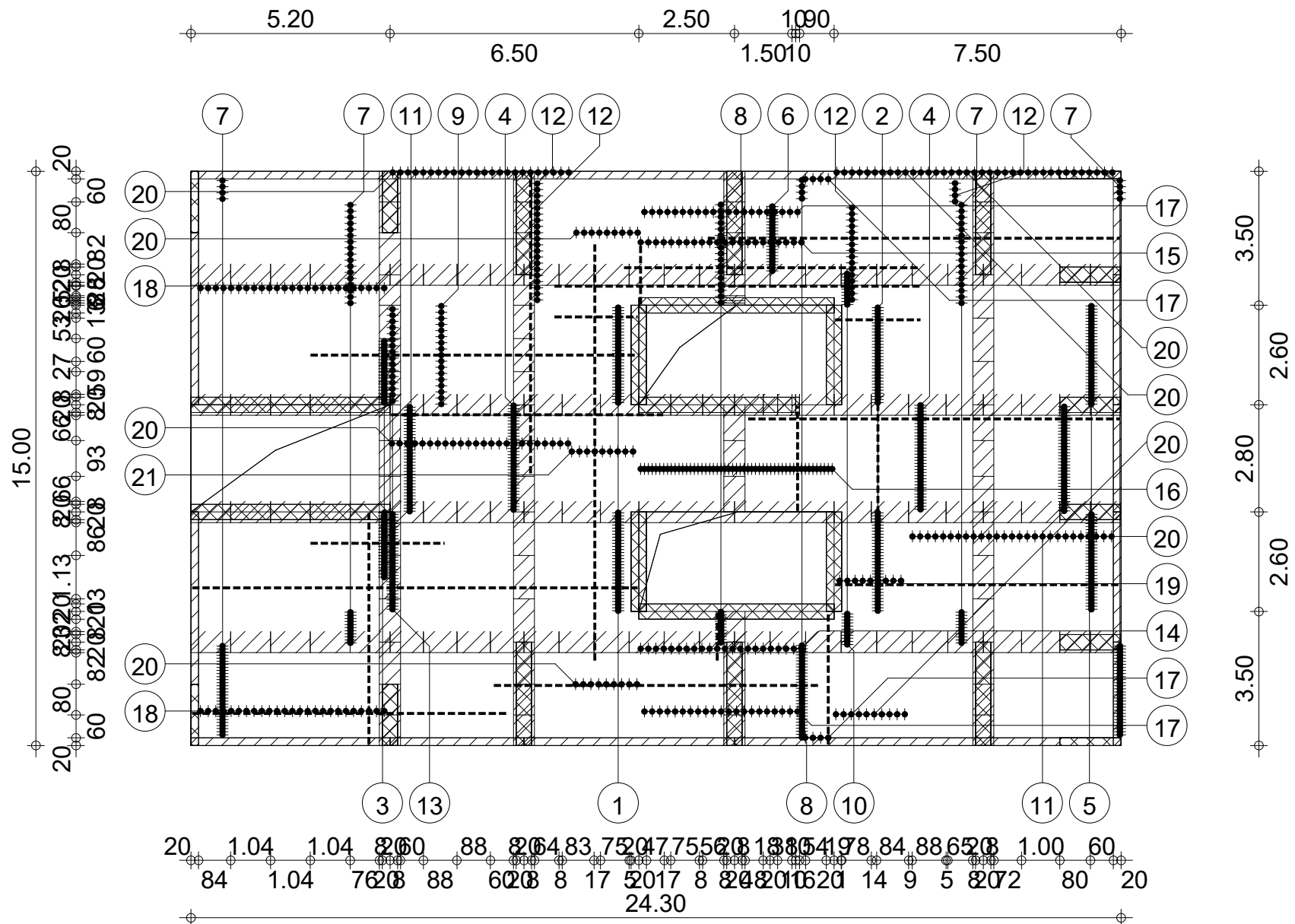
Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	26HA 16 l=2.41	00	2.41	①9	336HA 14 l=7.74	00	7.74	③7	34HA 14 l=7.24	00	7.24
②	26HA 16 l=2.46	00	2.46	②0	19HA 14 l=8.83	00	8.82	③8	18HA 14 l=8.79	00	8.79
③	17HA 16 l=3.97	00	3.96	②1	8HA 14 l=11.75	00	11.75				
④	28HA 16 l=7.34	00	7.34	②2	54HA 8 l=2.15	00	2.15				
⑤	26HA 16 l=7.44	00	7.44	②3	44HA 8 l=4.83	00	4.83				
⑥	66HA 16 l=8.39	00	8.39	②4	8HA 8 l=6.02	00	6.02				
⑦	33HA 16 l=8.70	00	8.70	②5	18HA 8 l=6.74	00	6.74				
⑧	28HA 16 l=9.83	00	9.83	②6	65HA 8 l=7.44	00	7.44				
⑨	9HA 16 l=10.03	00	10.03	②7	41HA 8 l=9.42	00	9.42				
⑩	26HA 16 l=11.64	00	11.64	②8	65HA 8 l=11.64	00	11.64				
⑪	42HA 14 l=1.12	00	1.12	②9	50HA 8 l=12.14	00	12.14				
⑫	42HA 14 l=1.39	00	1.39	③0	35HA 8 l=19.04	00	19.04				
⑬	174HA 14 l=2.74	00	2.74	③1	82HA 8 l=24.24	00	24.24				
⑭	26HA 14 l=3.00	00	3.00	③2	8HA 14 l=1.09	00	1.09				
⑮	124HA 14 l=3.44	00	3.44	③3	14HA 14 l=2.13	00	2.13				
⑯	148HA 14 l=6.04	00	6.04	③4	14HA 14 l=2.24	00	2.24				
⑰	19HA 14 l=7.08	00	7.08	③5	41HA 14 l=2.88	00	2.87				
⑱	56HA 14 l=7.52	00	7.52	③6	41HA 14 l=3.00	00	3.00				

			Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 3 cm	
	Niveau Etage 4		Elément: Dalle187				Ferrailage : HA 500 = 12800 kg		inférieur = 3 cm	
	Sujet: R+15		Dessin: NOMENCLATURE						Page 4/4	





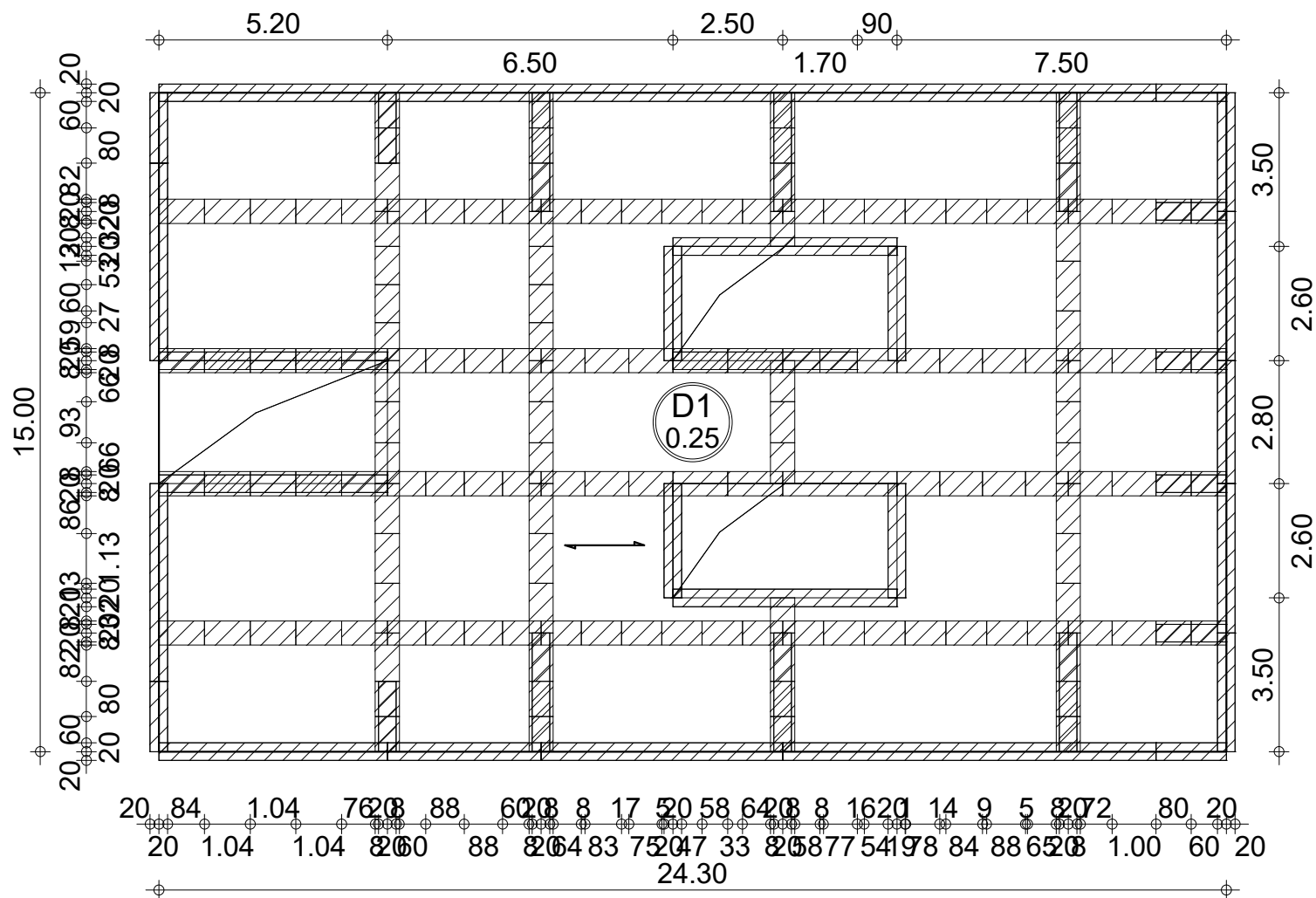
			Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 3 cm				
	Niveau	Etage 5	Elément:	Dalle236					Ferrailage : HA 500 = 13600 kg		inférieur = 3 cm		
	Sujet:	R+15	Dessin:	FERRAILLAGE INFERIEUR					Echelle : 1/150		Date : 07/06/22		Page 2/4



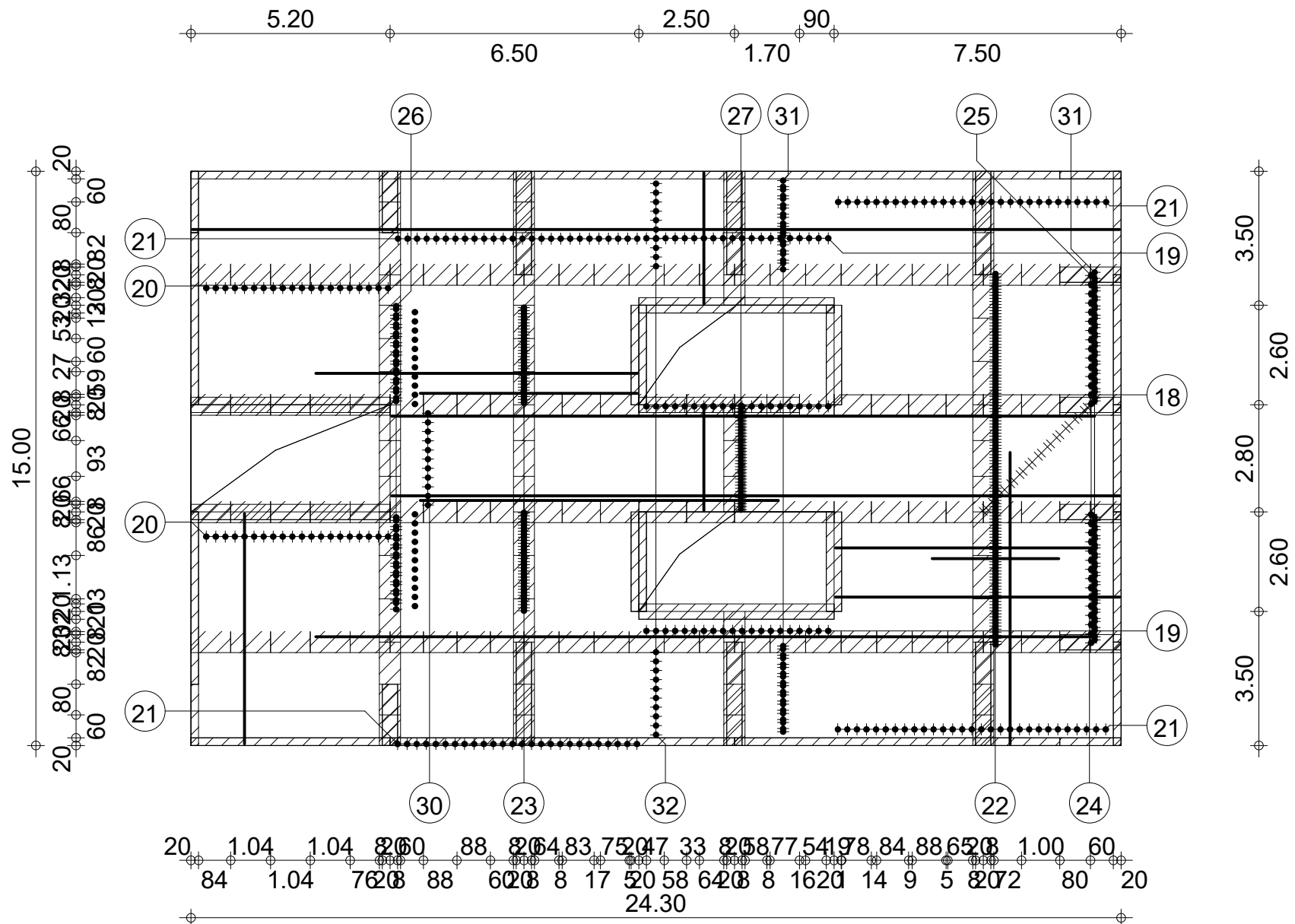
			Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 3 cm				
	Niveau	Etage 5	Elément:	Dalle236					Ferrailage : HA 500 = 13600 kg		inférieur = 3 cm		
	Sujet:	R+15	Dessin:	FERRAILLAGE SUPERIEUR					Echelle : 1/150		Date : 07/06/22		Page 3/4

Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	65HA 10	l=2.18	00	①9	9HA 20	l=7.47	00	③7	26HA 12	l=11.64	00
②	65HA 10	l=2.23	00	②0	140HA 20	l=7.86	00	③8	28HA 8	l=99	00
③	43HA 10	l=3.50	00	②1	9HA 20	l=10.93	00	③9	28HA 8	l=1.15	00
④	70HA 10	l=7.11	00	②2	18HA 12	l=2.31	00	④0	51HA 8	l=1.97	00
⑤	65HA 10	l=7.44	00	②3	16HA 12	l=3.74	00	④1	51HA 8	l=2.01	00
⑥	22HA 10	l=7.75	00	②4	24HA 12	l=4.33	00	④2	255HA 8	l=2.74	00
⑦	124HA 10	l=8.28	00	②5	13HA 12	l=4.98	00	④3	142HA 8	l=2.76	00
⑧	63HA 10	l=8.47	00	②6	8HA 12	l=6.06	00	④4	142HA 8	l=2.82	00
⑨	17HA 10	l=8.55	00	②7	20HA 12	l=6.46	00	④5	170HA 8	l=3.44	00
⑩	22HA 10	l=9.57	00	②8	8HA 12	l=7.19	00	④6	168HA 8	l=6.04	00
⑪	70HA 10	l=9.71	00	②9	26HA 12	l=7.44	00	④7	63HA 8	l=8.46	00
⑫	40HA 10	l=10.77	00	③0	26HA 12	l=8.26	00	④8	61HA 8	l=13.64	00
⑬	48HA 10	l=11.64	00	③1	66HA 12	l=8.31	00	④9	230HA 8	l=14.94	00
⑭	22HA 20	l=1.25	00	③2	34HA 12	l=8.33	00				
⑮	22HA 20	l=1.62	00	③3	33HA 12	l=8.55	00				
⑯	51HA 20	l=2.74	00	③4	13HA 12	l=8.59	00				
⑰	50HA 20	l=3.44	00	③5	3HA 12	l=9.08	00				
⑱	50HA 20	l=6.04	00	③6	28HA 12	l=9.75	00				

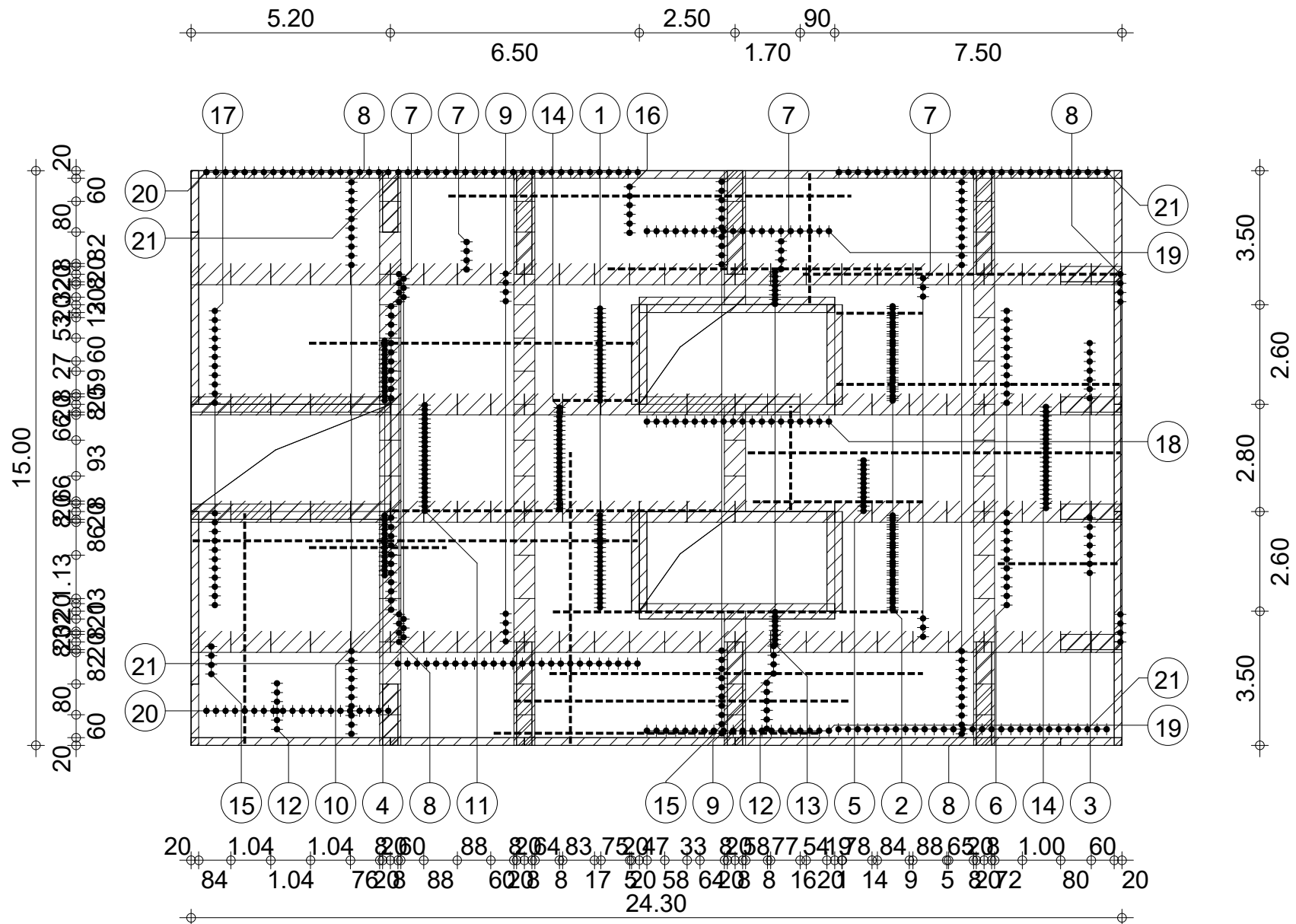
			Tél.		Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage	
	Niveau	Etage 5	Elément:	Dalle236				supérieur = 3 cm		
	Sujet:	R+15	Dessin:	NOMENCLATURE				inférieur = 3 cm		
								Date : 07/06/22	Page 4/4	



			Tél.	Fax	Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 4 cm
	Niveau	Etage 20	Elément: Dalle1842		Surface du coffrage = 365 m2		inférieur = 2 cm
	Sujet:	R+15	Dessin: COFFRAGE DE LA DALLE		Echelle : 1/150	Date : 07/06/22	Page 1/4



	Tél. Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 4 cm	
	Niveau	Etage 20	Elément:	Dalle1842	Ferrailage : HA 400 = 5400 kg	
	Sujet:	R+15	Dessin:	FERRAILLAGE INFERIEUR	Echelle : 1/150	Date : 07/06/22
					Page 2/4	



	Tél. Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3		Enrobage supérieur = 4 cm	
	Niveau Etage 20	Elément: Dalle1842	Ferrailage : HA 400 = 5400 kg		inférieur = 2 cm	
	Sujet: R+15	Dessin: FERRAILLAGE SUPERIEUR	Echelle : 1/150	Date : 07/06/22	Page 3/4	

Pos.	Armature	Code	Forme	Pos.	Armature	Code	Forme
①	42HA 14 l=2.21	00	2.21	①9	80HA 10 l=3.42	00	3.42
②	64HA 14 l=2.27	00	2.27	②0	80HA 10 l=6.02	00	6.02
③	14HA 14 l=3.21	00	3.20	②1	220HA 10 l=7.62	00	7.62
④	28HA 14 l=3.59	00	3.59	②2	122HA 8 l=3.31	00	3.31
⑤	12HA 14 l=4.44	00	4.44	②3	65HA 8 l=5.67	00	5.67
⑥	22HA 14 l=7.42	00	7.42	②4	43HA 8 l=6.77	00	6.77
⑦	20HA 14 l=8.23	00	8.23	②5	52HA 8 l=11.78*	00	11.62
⑧	56HA 14 l=8.29	00	8.29	②6	43HA 8 l=8.40	00	8.40
⑨	28HA 14 l=8.51	00	8.51	②7	35HA 8 l=9.35	00	9.35
⑩	22HA 14 l=8.58	00	8.58	②9	24HA 8 l=18.37	00	18.37
⑪	24HA 14 l=8.59	00	8.59	③0	11HA 8 l=19.02	00	19.02
⑫	12HA 14 l=8.81	00	8.81	③1	54HA 8 l=20.35	00	20.35
⑬	16HA 14 l=9.66	00	9.66	③2	20HA 8 l=24.22	00	24.22
⑭	46HA 14 l=9.73	00	9.73				
⑮	8HA 14 l=9.75	00	9.75				
⑯	6HA 14 l=10.51	00	10.51				
⑰	22HA 14 l=11.62	00	11.62				
⑱	40HA 10 l=2.72	00	2.72				

	Tél. Fax		Béton : BETON30 = 91.1 m3	Enrobage
	Niveau Etage 20	Elément: Dalle1842	Ferrailage : HA 400 = 5400 kg	supérieur = 4 cm
	Sujet: R+15	Dessin: NOMENCLATURE	Date : 07/06/22	inférieur = 2 cm

UNITÉ D'OUVRAGE GFO010: COUCHE DE BÉTON DE PROPRETÉ.

CLAUSES TECHNIQUES

Réalisation d'une couche de béton de propreté et nivellement des fonds de fondations, de **10** cm d'épaisseur, de béton **BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 16 - 15/25 - E: 1 - NA - P 18-305**, coulage avec moyens manuels, dans le fond de l'excavation préalablement réalisée.

CRITÈRE POUR LE MÉTRÉ

Surface mesurée sur la surface théorique de l'excavation, selon documentation graphique du Projet.

CLAUSES PRÉALABLES DEVANT ÊTRE REMPLIES AVANT L'EXÉCUTION DES UNITÉS D'OUVRAGE

DE L'ÉLÉMENT PORTEUR.

On vérifiera, visuellement ou par des tests opportuns, que le terrain d'appui de celle-ci correspond aux prévisions du Projet. Le résultat de l'inspection, en définissant la profondeur de la fondation de chacun des appuis de l'ouvrage, leur forme et leurs dimensions, et le type et la consistance du terrain, sera incorporé à la documentation finale de l'ouvrage. Il faudra en particulier contrôler que le niveau d'appui de la fondation s'ajuste à celui prévu et que la stratigraphie coïncide avec celle estimée dans l'étude géotechnique, que le niveau phréatique et les conditions hydrogéologiques s'ajustent à ce qui était prévu, que le terrain présente une résistance et une humidité similaires à celle dictée par l'étude géotechnique, qu'aucun défaut évident tel que des cavités, de failles, des galeries, des puits, etc n'est détecté, et, pour finir, qu'aucun courant souterrain pouvant produire des creusements ou des déplacements n'est détecté. Une fois ces vérifications réalisées, on confirmera l'existence des éléments enterrés de l'installation de mise à la terre, et que le plan d'appui du terrain est horizontal et présente une surface propre.

CLIMATIQUES.

Les travaux de bétonnage seront suspendus en cas de pluie intense, de neige, de vent excessif, si la température ambiante dépasse 40°C ou s'il est prévu que la température descende sous 0°C dans les 48 heures prochaines.

DU SOUS-TRAITANT.

On disposera d'une série de moyens sur le chantier, en prévision d'éventuels changements brusques des conditions ambiantes pendant le bétonnage ou la période suivante de prise, le bétonnage des différents éléments ne pouvant être commencé sans l'autorisation écrite du directeur de l'exécution de l'ouvrage.

PROCESSUS D'EXÉCUTION

PHASES D'EXÉCUTION.

Implantation. Mise en place de touches et/ou réalisation des guides. Préparation du béton. Coulage et compactage du béton. Couronnement et arase du béton.

CLAUSES DE FINALISATION.

La surface sera horizontale et plane.

CRITÈRE POUR LE MÉMOIRE

On mesurera la surface théorique exécutée selon les spécifications du Projet, sans inclure les incréments par excès d'excavation non autorisés.

GFO010 m² Couche de béton de propreté.

881,90DA

Couche de béton de propreté **BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 16 - 15/25 - E: 1 - NA - P 18-305, coulage avec moyens manuels, de 10 cm d'épaisseur.**

Code interne	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
mt08aaa010a	Eau.	0,019	m³	167,68	3,19
mt01arg000a	Sable criblé.	0,045	m³	2.422,89	109,03
mt01arg001ar	Gros granulats homogénéisés de taille maximale 15/25 mm.	0,085	m³	2.587,43	219,93
mt08cem000a	Ciment gris en sacs.	36,488	kg	12,19	444,79
mq06hor010	Bétonnière.	0,066	h	134,47	8,88
mo045	Compagnon professionnel III/CP2 bétonneur.	0,009	h	410,45	3,69
mo092	Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,017	h	302,32	5,14
mo113	Ouvrier d'exécution I/OE1 construction.	0,122	h	276,90	33,78
mo112	Ouvrier d'exécution I/OE2 construction.	0,128	h	282,64	36,18
	Coûts directs complémentaires	2,000	%	864,61	17,29
Coût d'entretien décennal: 17,64DA les 10 premières années.				Montant total HT:	881,90

GFO010 m² Couche de béton de propreté.

881,90DA

Couche de béton de propreté **BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 16 - 15/25 - E: 1 - NA - P 18-305, coulage avec moyens manuels, de 10 cm d'épaisseur.**

Code CED	Déchets générés	Poids (kg)	Volume (l)
01 04 09	Déchets de sable et d'argile.	0,263	0,164
01 04 08	Déchets de gravats et roches triturées distincts de ceux mentionnés dans le code 01 04 07.	1,098	0,732
17 01 01	Béton (bétons, mortiers et préfabriqués).	0,843	0,562
	Déchets générés:	2,204	1,458
15 01 01	Emballages en papier en en carton.	0,493	0,657
17 02 03	Plastique.	0,106	0,177
17 02 01	Bois.	0,139	0,126
	Emballages:	0,738	0,960
	Total déchets:	2,942	2,419

Couche de béton de propreté **BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - P - B 16 - 15/25 - E: 1 - NA - P 18-305, coulage avec moyens manuels, de 10 cm d'épaisseur.**

Consommation		Étape du cycle de vie					
		Fabrication		Construction			
		A1-A2-A3		A4		A5	
		Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)
Matériaux	Poids (kg)						
Eau.	19,000	1,900	0,019	0,000	0,000		
Granulats.	253,500	25,350	1,344	7,879	0,583		
Ciment.	36,488	255,416	24,009	15,909	1,177		
Total:	308,988	282,666	25,372	23,788	1,760		
Emballages	Poids (kg)						
Papier, carton.	0,493	12,226	0,648	0,215	0,016		
Plastique.	0,106	7,420	1,098	0,046	0,003		
Bois.	0,139	0,417	0,012	0,061	0,004		
Total:	0,738	20,063	1,758	0,322	0,023		
Majoration des montants						0,054	0,008
Déchets	Poids (kg)						
Transport à la décharge.	2,942					0,131	0,010
Énergie totale et émissions:		302,729	27,130	24,110	1,783	0,185	0,018

A1. Acquisition des matières premières

A2. Transport des matières premières

A3. Fabrication du produit

A4. Transport du produit

A5. Processus d'installation et de construction du produit

UNITÉ D'OUVRAGE GFA010: RADIER.

MESURES POUR ASSURER LA COMPATIBILITÉ ENTRE LES DIFFÉRENTS PRODUITS, ÉLÉMENTS ET SYSTÈMES CONSTRUCTIFS QUI COMPOSENT L'UNITÉ D'OUVRAGE.

Selon l'agressivité du terrain ou la présence d'eau avec des substances agressives, on choisira le ciment adéquat pour la fabrication du béton, ainsi que son dosage et la perméabilité et l'épaisseur de recouvrement des armatures.

CLAUSES TECHNIQUES

Réalisation d'un radier en béton armé, réalisé avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage avec moyens manuels**, et acier **Fe E 400**, avec une quantité approximative de **73,5 kg/m³**; **finition superficielle lisse par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement par saupoudrage avec des granulats de quartz (rendement 5 kg/m²) et application finale d'un liquide de séchage incolore (rendement 0,15 kg/m²)**; sans inclure le coffrage dans ce prix. Comprend la partie proportionnelle de renforts, de pliages, de rencontres, d'amorces et d'attentes dans les murs, d'escaliers et de rampes, de changements de niveau, de treillis soudé dans les coupures de bétonnage, la réalisation d'une fosse d'ascenseur, **ferraillage de l'armature et pose en coffrage ou sur site**, les séparateurs, la mise en place et la fixation des collecteurs d'assainissement dans la dalle, **le vibrage du béton par règle vibrante, la réalisation de joints de construction** et le séchage du béton.

CRITÈRE POUR LE MÉTRÉ

Volume moyen sur les sections théoriques de l'excavation, selon documentation graphique du Projet.

CLAUSES PRÉALABLES DEVANT ÊTRE REMPLIES AVANT L'EXÉCUTION DES UNITÉS D'OUVRAGE

DE L'ÉLÉMENT PORTEUR.

On vérifiera l'existence de la couche de béton de propreté, qui présentera un plan d'appui horizontal et une surface propre.

CLIMATIQUES.

Les travaux de bétonnage seront suspendus en cas de pluie intense, de neige, de vent excessif, si la température ambiante dépasse 40°C ou s'il est prévu que la température descende sous 0°C dans les 48 heures prochaines.

DU SOUS-TRAITANT.

On disposera d'une série de moyens sur le chantier, en prévision d'éventuels changements brusques des conditions ambiantes pendant le bétonnage ou la période suivante de prise, le bétonnage des différents éléments ne pouvant être commencé sans l'autorisation écrite du directeur de l'exécution de l'ouvrage.

PROCESSUS D'EXÉCUTION

PHASES D'EXÉCUTION.

Implantation et tracé de la dalle et des poteaux ou des autres éléments structuraux qui s'appuient sur celle-ci. Mise en place des séparateurs et fixation des armatures. Connexion, ancrage et mise en place d'un embout pour les filets des installations prévues. Préparation du béton. Coulage et compactage du béton. Couronnement et arase des fondations. Séchage du béton. Saupoudrage, lissage et polissage de la surface. Application du liquide de séchage.

CLAUSES DE FINALISATION.

L'ensemble sera monolithique et transmettra correctement les charges au terrain. La surface sera sans imperfections.

CONSERVATION ET MAINTENANCE.

La surface en béton sera laissée préparée pour la réalisation des joints de retrait et la surface finie sera protégée.

CRITÈRE POUR LE MÉMOIRE

On mesurera le volume théorique exécuté selon les spécifications du Projet, sans inclure les incréments par excès d'excavation non autorisés.

Radier en béton armé, réalisé avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage avec moyens manuels**, et acier **Fe E 400**, quantité **73,5 kg/m³**; **finition superficielle lisse par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement par saupoudrage avec des granulats de quartz (rendement 5 kg/m²) et application finale d'un liquide de séchage incolore (rendement 0,15 kg/m²), sans inclure le coffrage.**

Code CED	Déchets générés	Poids (kg)	Volume (l)
17 04 05	Fer et acier.	1,883	0,897
01 04 09	Déchets de sable et d'argile.	2,352	1,470
01 04 08	Déchets de gravats et roches triturées distincts de ceux mentionnés dans le code 01 04 07.	9,751	6,501
17 01 01	Béton (bétons, mortiers et préfabriqués).	11,262	7,508
17 09 04	Déchets mélangés de construction et de démolition distincts de ceux spécifiés dans les codes 17 09 01, 17 09 02 et 17 09 03.	0,009	0,006
	Déchets générés:	25,257	16,381
15 01 01	Emballages en papier en en carton.	6,591	8,788
17 02 03	Plastique.	1,416	2,360
17 02 01	Bois.	1,855	1,686
15 01 04	Emballages métalliques.	0,006	0,010
	Emballages:	9,868	12,844
	Total déchets:	35,125	29,226

Radier en béton armé, réalisé avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage avec moyens manuels**, et acier **Fe E 400**, quantité **73,5 kg/m³**; **finition superficielle lisse par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement par saupoudrage avec des granulats de quartz (rendement 5 kg/m²) et application finale d'un liquide de séchage incolore (rendement 0,15 kg/m²), sans inclure le coffrage.**

Consommation		Étape du cycle de vie					
		Fabrication		Construction			
		A1-A2-A3		A4		A5	
		Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)
Matériaux	Poids (kg)						
Acier.	74,970	2.623,950	209,916	32,686	2,419		
Acier galvanisé.	0,368	14,352	1,033	0,160	0,012		
Eau.	189,000	18,900	0,189	0,000	0,000		
Granulats.	2.256,150	225,615	11,958	70,119	5,189		
Ciment.	483,000	3.381,000	317,814	210,585	15,583		
Mortier.	5,000	5,850	0,550	0,222	0,016		
Résine.	0,112	15,602	0,655	0,049	0,004		
Dissolvant.	0,017	1,700	0,252	0,007	0,001		
Total:	3.008,617	6.286,969	542,367	313,828	23,224		
Emballages	Poids (kg)						
Papier, carton.	6,591	163,457	8,663	2,846	0,211		
Plastique.	1,416	99,120	14,670	0,611	0,045		
Bois.	1,855	5,565	0,161	0,801	0,059		
Acier.	0,006	0,210	0,017	0,003	0,000		
Total:	9,868	268,352	23,511	4,261	0,315		
Matériel	Volume (l)						
Gazole.	1,436					53,031	3,924
Majoration des montants						0,765	0,111
Déchets	Poids (kg)						
Transport à la décharge.	35,125					1,559	0,115
Énergie totale et émissions:		6.555,321	565,878	318,089	23,539	55,355	4,150

A1. Acquisition des matières premières

A2. Transport des matières premières

A3. Fabrication du produit

A4. Transport du produit

A5. Processus d'installation et de construction du produit

GFA010

Radier en béton armé, avec béton **confectionné sur le chantier, coulage avec moyens manuels, finition superficielle lisse par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement.**

FICHES LIÉES	AGENTS ET ÉQUIPES INTERVENANT	Phases d'exécution: - Implantation et tracé de la dalle et des poteaux ou des autres éléments structuraux qui s'appuient sur celle-ci. - Mise en place des séparateurs et fixation des armatures. - Connexion, ancrage et mise en place d'un embout pour les filets des installations prévues. - Préparation du béton. - Coulage et compactage du béton. - Couronnement et arase des fondations. - Séchage du béton. - Saupoudrage, lissage et polissage de la surface. - Application du liquide de séchage.
	MATÉRIEL	
mq06vib020	Règle vibrante de 3 m.	
mq06fra010	Lisseuse mécanique à béton.	
mq06hor010	Bétonnière.	
mq06pul010	Pulvérisateur à actionnement mécanique.	
	OUTILS	
op00ciz020	Cisaille pour barres à haute adhérence en acier.	
op00ata010	Pince à ligaturer.	
	CORPS D'ÉTAT	
mo020 mo112 mo113	Construction.	
mo043 mo090	Ferrailleur.	
mo045 mo092	Bétonneur.	
	ÉQUIPEMENTS AUXILIAIRES	
au00auh040	Vibreux de béton, électrique.	
	PROTECTIONS COLLECTIVES	
SCJ010	Embout en plastique pour la protection d'une extrémité d'armature.	

Phase d'exécution		Mise en place des séparateurs et fixation des armatures.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	▪ Les attentes des armatures placées dans des zones de présence de personnel devront être protégées avec des bouchons protecteurs type champignon.	- SCJ010

Phase d'exécution		Coulage et compactage du béton.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	▪ On vérifiera qu'il n'y a pas d'objet poinçonnant dans les zones à bétonner.	

Phase d'exécution		Séchage du béton.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes au même niveau.	▪ Si le séchage se fait par arrosage direct à l'eau, la zone de travail ne sera pas laissée boueuse pendant la journée de travail, afin d'éviter tout glissement.	

Phase d'exécution		Saupoudrage, lissage et polissage de la surface.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Exposition à des agents chimiques.	▪ On évitera la réalisation contre la direction du vent prédominant.	

Radier en béton armé, réalisé avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305, coulage avec moyens manuels**, et acier **Fe E 400**, quantité **73,5 kg/m³**; **finition superficielle lisse par règle vibrante puis polissage à la lisseuse mécanique, avec incorporation d'une couche de roulement par saupoudrage avec des granulats de quartz (rendement 5 kg/m²) et application finale d'un liquide de séchage incolore (rendement 0,15 kg/m²)**, sans inclure le coffrage.

Code interne	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
mt07aco020a	Séparateur homologué pour fondations.	5,000	U	16,47	82,35
mt07aco055f	Barres en acier haute adhérence, Fe E 400, de divers diamètres.	74,970	kg	114,80	8.606,56
mt08var050	Fil de fer galvanisé pour attacher, de 1,30 mm de diamètre.	0,368	kg	122,97	45,25
mt08aaa010a	Eau.	0,189	m³	167,68	31,69
mt01arg000a	Sable criblé.	0,402	m³	2.422,89	974,00
mt01arg001ar	Gros granulats homogénéisés de taille maximale 15/25 mm.	0,755	m³	2.587,43	1.953,51
mt08cem000a	Ciment gris en sacs.	483,000	kg	12,19	5.887,77
mt09bnc010a	Mortier de roulement, couleur Gris Naturel, constitué de ciment, granulats sélectionnés à quartz, pigments organiques et additifs, avec une densité apparente de 1330 kg/m³, une résistance à la compression de 75000 kN/m² et une résistance à l'abrasion selon la méthode Böhme NF EN 13892-3 de 10,9 cm³ / 50 cm².	5,000	kg	53,13	265,65
mt09bnc020a	Liquide de séchage incolore pour revêtements de sol en béton, constitué d'une dissolution de résines synthétiques à base solvante.	0,150	l	650,62	97,59
mq06vib020	Règle vibrante de 3 m.	0,350	h	373,80	130,83
mq06fra010	Lisseuse mécanique à béton.	0,288	h	405,82	116,88
mq06hor010	Bétonnière.	0,661	h	134,47	88,88
mq06pul010	Pulvérisateur à actionnement mécanique.	0,105	h	2.401,28	252,13
mo043	Compagnon professionnel III/CP2 ferrailleur.	0,559	h	410,45	229,44
mo090	Ouvrier professionnel II/OP ferrailleur.	0,839	h	302,32	253,65
mo020	Compagnon professionnel III/CP2 construction.	0,012	h	390,95	4,69
mo112	Ouvrier d'exécution I/OE2 construction.	1,308	h	282,64	369,69
mo113	Ouvrier d'exécution I/OE1 construction.	1,260	h	276,90	348,89
mo045	Compagnon professionnel III/CP2 bétonneur.	0,416	h	410,45	170,75
mo092	Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,499	h	302,32	150,86
	Coûts directs complémentaires	2,000	%	20.061,06	401,22
Coût d'entretien décennal: 613,87DA les 10 premières années.				Montant total HT: 20.462,28	

Poutre **plate, droite**, en béton armé, de **60x25 cm**, réalisée avec **béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - FI - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - destiné à être pompé - P 18-305**, coulage à la pompe, et acier **Fe E 500**, quantité **208 kg/m³**; **montage et démontage du système de coffrage**, avec finition à revêtir, en étage de jusqu'à 3 m de hauteur libre, constitué de surface coffrante en **panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés**, structure support horizontale de poutrelles métalliques et accessoires de montage et structure support verticale d'étais métalliques.

Code interne	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
mt08eft030a	Panneau en bois traité, de 22 mm d'épaisseur, renforcé avec des tiges et des profilés.	0,307	m²	4.192,12	1.286,98
mt08eva030	Structure support pour coffrage récupérable, composée de: poutrelles métalliques et accessoires de montage.	0,031	m²	9.502,14	294,57
mt50spa081a	Étai métallique télescopique, de jusqu'à 3 m de hauteur.	0,107	U	1.117,70	119,59
mt08var060	Pointes d'acier de 20x100 mm.	0,160	kg	782,53	125,20
mt08dba010b	Agent démoulant, à base de huiles spéciales, émulsionnable à l'eau pour coffrages métalliques, phénoliques ou en bois.	0,120	l	221,21	26,55
mt07aco020c	Séparateur homologué pour poutres.	4,000	U	9,61	38,44
mt07aco055e	Barres en acier haute adhérence, Fe E 500, de divers diamètres.	218,400	kg	116,05	25.345,32
mt08var050	Fil de fer galvanisé pour attacher, de 1,30 mm de diamètre.	2,288	kg	122,97	281,36
mt10haf040vbha	Béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - FI - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - destiné à être pompé - P 18-305.	1,050	m³	12.780,71	13.419,75
mq06bhe010	Camion pompe stationné sur chantier, pour pompage de béton. Comprend le déplacement.	0,154	h	13.607,23	2.095,51
mo044	Compagnon professionnel III/CP2 coffreur.	1,836	h	410,45	753,59
mo091	Ouvrier professionnel II/OP coffreur.	1,836	h	302,32	555,06
mo043	Compagnon professionnel III/CP2 ferrailleur.	2,618	h	410,45	1.074,56
mo090	Ouvrier professionnel II/OP ferrailleur.	2,836	h	302,32	857,38
mo045	Compagnon professionnel III/CP2 bétonneur.	0,111	h	410,45	45,56
mo092	Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,439	h	302,32	132,72
	Coûts directs complémentaires	2,000	%	46.452,14	929,04
Coût d'entretien décennal: 3.316,68DA les 10 premières années.				Montant total HT: 47.381,18	

Poutre **plate, droite**, en béton armé, de **60x25 cm**, réalisée avec **béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - FI - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA** - destiné à être pompé - **P 18-305**, coulage à la pompe, et acier **Fe E 500**, quantité **208 kg/m³**; **montage et démontage du système de coffrage**, avec finition à revêtir, en étage de jusqu'à **3 m** de hauteur libre, constitué de surface coffrante en **panneaux en bois traité**, renforcés avec des tiges et des profilés, **structure support horizontale de poutrelles métalliques et accessoires de montage et structure support verticale d'étais métalliques**.

Code CED	Déchets générés	Poids (kg)	Volume (l)
17 02 01	Bois.	3,745	3,405
17 04 05	Fer et acier.	6,577	3,132
17 09 04	Déchets mélangés de construction et de démolition distincts de ceux spécifiés dans les codes 17 09 01, 17 09 02 et 17 09 03.	0,008	0,005
17 01 01	Béton (bétons, mortiers et préfabriqués).	7,292	4,861
	Déchets générés:	17,622	11,403
15 01 04	Emballages métalliques.	0,005	0,008
	Total déchets:	17,627	11,411

Poutre **plate, droite**, en béton armé, de **60x25 cm**, réalisée avec **béton prêt à l'emploi BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - FI - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA** - destiné à être pompé - **P 18-305**, coulage à la pompe, et acier **Fe E 500**, quantité **208 kg/m³**; montage et démontage du système de coffrage, avec finition à revêtir, en étage de jusqu'à 3 m de hauteur libre, constitué de surface coffrante en panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés, structure support horizontale de poutrelles métalliques et accessoires de montage et structure support verticale d'étais métalliques.

Consommation		Étape du cycle de vie					
		Fabrication		Construction			
		A1-A2-A3		A4		A5	
		Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)
Matériaux	Poids (kg)						
Bois.	3,745	11,235	0,326	0,166	0,012		
Acier.	219,619	7.686,665	614,933	95,752	7,086		
Résine.	0,097	13,512	0,568	0,042	0,003		
Dissolvant.	0,015	1,500	0,222	0,007	0,000		
Acier galvanisé.	2,288	89,232	6,425	0,998	0,074		
Béton.	2.415,000	2.511,600	236,090	75,056	5,554		
Total:	2.640,764	10.313,744	858,564	172,021	12,729		
Emballages	Poids (kg)						
Acier.	0,005	0,175	0,014	0,002	0,000		
Matériel	Volume (l)						
Gazole.	4,851					179,147	13,257
Majoration des montants						1,252	0,181
Déchets	Poids (kg)						
Transport à la décharge.	17,627					0,783	0,058
Énergie totale et émissions:		10.313,919	858,578	172,023	12,729	181,182	13,496

A1. Acquisition des matières premières

A2. Transport des matières premières

A3. Fabrication du produit

A4. Transport du produit

A5. Processus d'installation et de construction du produit

GOC050

Poutre **plate, droite**, en béton armé, avec béton **prêt à l'emploi, coulage à la pompe; montage et démontage du système de coffrage, avec finition à revêtir, en étage de jusqu'à 3 m de hauteur libre.**

FICHES LIÉES	AGENTS ET ÉQUIPES INTERVENANT	Phases d'exécution: - Implantation. - Montage du système de coffrage. - Mise en place des armatures avec des séparateurs homologués. - Coulage et compactage du béton. - Séchage du béton. - Démontage du système de coffrage. - Réparation des défauts superficiels.
	MATÉRIEL	
mq06bhe010	Camion pompe stationné sur chantier, pour pompage de béton.	
	OUTILS	
op00ciz020	Cisaille pour barres à haute adhérence en acier.	
op00ata010	Pince à ligaturer.	
op00sie020	Scie circulaire à disque fixe, pour table de travail.	
	CORPS D'ÉTAT	
mo044 mo091	Coffreur.	
mo043 mo090	Ferrailleur.	
mo045 mo092	Bétonneur.	
	ÉQUIPEMENTS AUXILIAIRES	
au00auh040	Vibreux de béton, électrique.	

Phase d'exécution		Montage du système de coffrage.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute d'objets par dévers.	▪ Les panneaux de décoffrage ne seront pas accrochés aux élingues avant d'avoir procédé à leur stabilisation.	
	Chute d'objets détachés.	▪ La zone affectée par les manoeuvres de levage sera signalisée et délimitée, et le passage des véhicules et des personnes y sera restreint.	
	Coincement par des objets.	▪ Des cordes guides seront utilisées pour contrôler le mouvement des éléments suspendus.	

Phase d'exécution		Mise en place des armatures avec des séparateurs homologués.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	▪ Lors de la mise en place des barres, on prendra les précautions nécessaires pour qu'elles ne se décrochent pas avant d'être dûment appuyées sur les séparateurs ou d'autres barres déjà placées.	

Phase d'exécution		Coulage et compactage du béton.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute d'objets par dévers.	▪ Le coulage du béton se fera en faisant en sorte que les actions dynamiques aient la plus petite répercussion possible sur les coffrages. ▪ Le bétonnage sera réalisé en essayant de ne pas déséquilibrer les charges que recevront les étais, ce pour quoi il faudra prendre en compte les axes de symétrie.	
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	▪ On vérifiera qu'il n'y a pas d'objet poinçonnant dans les zones à bétonner.	

Phase d'exécution		Séchage du béton.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes au même niveau.	▪ Si le séchage se fait par arrosage direct à l'eau, la zone de travail ne sera pas laissée boueuse pendant la journée de travail, afin d'éviter tout glissement.	

Phase d'exécution		Démontage du système de coffrage.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes au même niveau.	▪ Les matériaux démontés seront immédiatement rangés à l'emplacement destiné pour leur stockage.	

Dalle pleine en béton armé, **horizontal**, épaisseur **24** cm, réalisée avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305**, coulage avec **moyens manuels**, et acier **Fe E 500**, quantité **45** kg/m²; **montage et démontage d'un système de coffrage continu, avec finition à revêtir, constitué de surface coffrante en panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés, structure support horizontale de poutrelles métalliques et accessoires de montage et structure support verticale d'étais métalliques**; hauteur sous plafond de **jusqu'à 3 m**. Ne comprend pas la répercussion des poteaux.

Code interne	Désignation	Quantité	Unité	Prix unitaire	Prix total
mt08eft030a	Panneau en bois traité, de 22 mm d'épaisseur, renforcé avec des tiges et des profilés.	0,044	m²	4.192,12	184,45
mt08eva030	Structure support pour coffrage récupérable, composée de: poutrelles métalliques et accessoires de montage.	0,007	m²	9.502,14	66,51
mt50spa081a	Étai métallique télescopique, de jusqu'à 3 m de hauteur.	0,027	U	1.117,70	30,18
mt08cim030b	Bois de pin.	0,003	m³	26.623,87	79,87
mt08var060	Pointes d'acier de 20x100 mm.	0,040	kg	782,53	31,30
mt08dba010b	Agent démoulant, à base de huiles spéciales, émulsionnable à l'eau pour coffrages métalliques, phénoliques ou en bois.	0,030	l	221,21	6,64
mt07aco020i	Séparateur homologué pour dalles pleines.	3,000	U	9,61	28,83
mt07aco055e	Barres en acier haute adhérence, Fe E 500, de divers diamètres.	47,250	kg	116,05	5.483,36
mt08var050	Fil de fer galvanisé pour attacher, de 1,30 mm de diamètre.	0,630	kg	122,97	77,47
mt08aaa010a	Eau.	0,045	m³	167,68	7,55
mt01arg000a	Sable criblé.	0,097	m³	2.422,89	235,02
mt01arg001ar	Gros granulats homogénéisés de taille maximale 15/25 mm.	0,181	m³	2.587,43	468,32
mt08cem000a	Ciment gris en sacs.	115,920	kg	12,19	1.413,06
mt08cur020a	Agent filmogène pour séchage des bétons et des mortiers.	0,150	l	216,87	32,53
mq06hor010	Bétonnière.	0,159	h	134,47	21,38
mo044	Compagnon professionnel III/CP2 coffreur.	0,694	h	410,45	284,85
mo091	Ouvrier professionnel II/OP coffreur.	0,694	h	302,32	209,81
mo043	Compagnon professionnel III/CP2 ferrailleur.	0,700	h	410,45	287,32
mo090	Ouvrier professionnel II/OP ferrailleur.	0,650	h	302,32	196,51
mo113	Ouvrier d'exécution I/OE1 construction.	0,350	h	276,90	96,92
mo112	Ouvrier d'exécution I/OE2 construction.	0,367	h	282,64	103,73
mo045	Compagnon professionnel III/CP2 bétonneur.	0,073	h	410,45	29,96
mo092	Ouvrier professionnel II/OP bétonneur.	0,300	h	302,32	90,70
	Coûts directs complémentaires	2,000	%	9.466,27	189,33
Coût d'entretien décennal: 482,78DA les 10 premières années.				Montant total HT: 9.655,60	

UNITÉ D'OUVRAGE GPB010: DALLE PLEINE.

CLAUSES TECHNIQUES

Réalisation d'une dalle pleine en béton armé, **horizontal**, avec une hauteur sous plafond de **jusqu'à 3 m**, épaisseur **24 cm**, réalisée avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305**, coulage avec **moyens manuels**, et acier **Fe E 500**, avec une quantité approximative de **45 kg/m²**; **montage et démontage d'un système de coffrage continu, avec finition à revêtir, constitué de: surface coffrante en panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés, amortissables en 25 utilisations; structure support horizontale de poutrelles métalliques et accessoires de montage, amortissables en 150 utilisations et structure support verticale d'étais métalliques, amortissables en 150 utilisations.** Comprend l'implantation, les nervures et les chaînages périmétriques d'étage et les ouvertures, **ferraillage de l'armature (coupe, façonnage et assemblage des éléments) sur le post ferraillage en chantier et pose en coffrage sur site, les éléments de soutènement, de fixation et d'étalement nécessaires à la stabilité du coffrage, l'application d'un liquide décoffrant et agent filmogène pour séchage des bétons et des mortiers.** Ne comprend pas la répercussion des poteaux.

CRITÈRE POUR LE MÉTRÉ

Surface mesurée en grandeur nature à partir des faces extérieures des chaînages du périmètre, selon documentation graphique du Projet, en déduisant les ouvertures de surface supérieure à 6 m².

CLAUSES PRÉALABLES DEVANT ÊTRE REMPLIES AVANT L'EXÉCUTION DES UNITÉS D'OUVRAGE

CLIMATIQUES.

Les travaux de bétonnage seront suspendus en cas de pluie intense, de neige, de vent excessif, si la température ambiante dépasse 40°C ou s'il est prévu que la température descende sous 0°C dans les 48 heures prochaines.

DU SOUS-TRAITANT.

On disposera d'une série de moyens sur le chantier, en prévision d'éventuels changements brusques des conditions ambiantes pendant le bétonnage ou la période suivante de prise, le bétonnage des différents éléments ne pouvant être commencé sans l'autorisation écrite du directeur de l'exécution de l'ouvrage.

PROCESSUS D'EXÉCUTION

PHASES D'EXÉCUTION.

Implantation du système de coffrage. Montage du système de coffrage. Implantation de la géométrie de l'étage sur le coffrage. Mise en place des armatures avec des séparateurs homologués. Préparation du béton. Coulage et compactage du béton. Réglage et nivellement de la couche de compression. Séchage du béton. Démontage du système de coffrage. Réparation des défauts superficiels.

CLAUSES DE FINALISATION.

La dalle sera monolithique et transmettra correctement les charges. La surface sera uniforme et sans irrégularités.

CONSERVATION ET MAINTENANCE.

On évitera l'agissement sur l'élément d'actions mécaniques non prévues dans le calcul.

CRITÈRE POUR LE MÉMOIRE

On mesurera, en grandeur réelle, à partir des faces extérieures des chaînages périmétrique, la surface réellement exécutée selon les spécifications du Projet, en déduisant les ouvertures de surface supérieure à 6 m².

Dalle pleine en béton armé, **horizontal**, épaisseur **24** cm, réalisée avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305**, coulage avec moyens manuels, et acier **Fe E 500**, quantité **45** kg/m²; montage et démontage d'un système de coffrage continu, avec finition à revêtir, constitué de surface coffrante en panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés, structure support horizontale de poutrelles métalliques et accessoires de montage et structure support verticale d'étais métalliques; hauteur sous plafond de **jusqu'à 3 m**. Ne comprend pas la répercussion des poteaux.

Code CED	Déchets générés	Poids (kg)	Volume (l)
17 02 01	Bois.	0,702	0,638
17 04 05	Fer et acier.	1,463	0,697
17 09 04	Déchets mélangés de construction et de démolition distincts de ceux spécifiés dans les codes 17 09 01, 17 09 02 et 17 09 03.	0,002	0,001
01 04 09	Déchets de sable et d'argile.	0,567	0,354
01 04 08	Déchets de gravats et roches triturées distincts de ceux mentionnés dans le code 01 04 07.	2,338	1,559
17 01 01	Béton (bétons, mortiers et préfabriqués).	2,678	1,785
	Déchets générés:	7,750	5,035
15 01 01	Emballages en papier en en carton.	1,565	2,087
17 02 03	Plastique.	0,336	0,560
17 02 01	Bois.	0,440	0,400
	Emballages:	2,341	3,047
	Total déchets:	10,091	8,081

Dalle pleine en béton armé, **horizontal**, épaisseur **24** cm, réalisée avec **béton confectionné sur le chantier BCN: CPJ-CEM II/A 32,5 - TP - B 30 - 15/25 - E: 2a - BA - P 18-305**, coulage avec **moyens manuels**, et acier **Fe E 500**, quantité **45** kg/m²; **montage et démontage d'un système de coffrage continu, avec finition à revêtir, constitué de surface coffrante en panneaux en bois traité, renforcés avec des tiges et des profilés, structure support horizontale de poutrelles métalliques et accessoires de montage et structure support verticale d'étais métalliques**; hauteur sous plafond de **jusqu'à 3 m**. Ne comprend pas la répercussion des poteaux.

Consommation		Étape du cycle de vie					
		Fabrication		Construction			
		A1-A2-A3		A4		A5	
		Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)	Énergie incorporée (MJ)	Émissions CO ₂ eq. (kg)
Matériaux	Poids (kg)						
Bois.	0,702	2,106	0,061	0,031	0,002		
Acier.	47,557	1.664,495	133,160	20,735	1,534		
Résine.	0,024	3,343	0,140	0,010	0,001		
Dissolvant.	0,004	0,400	0,059	0,002	0,000		
Acier galvanisé.	0,630	24,570	1,769	0,275	0,020		
Eau.	45,000	4,500	0,045	0,000	0,000		
Granulats.	542,100	54,210	2,873	16,848	1,247		
Ciment.	115,920	811,440	76,275	50,540	3,740		
Total:	751,937	2.565,064	214,382	88,441	6,544		
Emballages	Poids (kg)						
Papier, carton.	1,565	38,812	2,057	0,682	0,050		
Plastique.	0,336	23,520	3,481	0,146	0,011		
Bois.	0,440	1,320	0,038	0,192	0,014		
Total:	2,341	63,652	5,576	1,020	0,075		
Majoration des montants						0,472	0,069
Déchets	Poids (kg)						
Transport à la décharge.	10,091					0,448	0,033
Énergie totale et émissions:		2.628,716	219,958	89,461	6,619	0,920	0,102

A1. Acquisition des matières premières
A2. Transport des matières premières
A3. Fabrication du produit

A4. Transport du produit

A5. Processus d'installation et de construction du produit

GPB010

Dalle pleine en béton armé, **horizontal**, avec béton **confectionné sur le chantier, coulage avec moyens manuels; montage et démontage d'un système de coffrage continu, avec finition à revêtir.**

FICHES LIÉES	AGENTS ET ÉQUIPES INTERVENANT	Phases d'exécution: - Implantation du système de coffrage. - Montage du système de coffrage. - Implantation de la géométrie de l'étage sur le coffrage. - Mise en place des armatures avec des séparateurs homologués. - Préparation du béton. - Coulage et compactage du béton. - Réglage et nivellement de la couche de compression. - Séchage du béton. - Démontage du système de coffrage. - Réparation des défauts superficiels.
	MATÉRIEL	
mq06hor010	Bétonnière.	
	OUTILS	
op00ciz020	Cisaille pour barres à haute adhérence en acier.	
op00ata010	Pince à ligaturer.	
op00sie020	Scie circulaire à disque fixe, pour table de travail.	
	CORPS D'ÉTAT	
mo113 mo112	Construction.	
mo044 mo091	Coffreur.	
mo043 mo090	Ferrailleur.	
mo045 mo092	Bétonneur.	
	ÉQUIPEMENTS AUXILIAIRES	
au00auh040	Vibreux de béton, électrique.	
	PROTECTIONS COLLECTIVES	
SCF150	Système V de filet de sécurité placé verticalement avec un profilé de type fourche.	
SCI020	Filet de sécurité sous plancher avec système de coffrage continu.	
SCF010	Système provisoire de protection d'un bord de plancher, classe A.	
SCH030	Panneau de planches en bois pour la protection d'une petite trémie, constitué de panneau en bois de 22 mm d'épaisseur.	
SSB060	Ruban bicolore pour balisage.	

Phase d'exécution		Implantation du système de coffrage.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes à un autre niveau.	▪ Les systèmes nécessaires de protection périmétrique des bords de plancher seront disponibles.	- SCF150

Phase d'exécution		Montage du système de coffrage.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes à un autre niveau.	▪ Les systèmes nécessaires de protection sous plancher nécessaires seront en place. ▪ Les systèmes nécessaires de protection périmétrique des bords de plancher seront disponibles. ▪ Les moyens d'étalement et de contreventement nécessaires pour assurer la stabilité du système de coffrage seront installés.	– SCI020 – SCF010
	Chute d'objets par dévers.	▪ Les panneaux de décoffrage ne seront pas accrochés aux élingues avant d'avoir procédé à leur stabilisation. ▪ On ne réalisera pas de doubles étalements. ▪ Les étais seront régulièrement révisés et serrés. ▪ Les étalements et les contreventements sur des surfaces inclinées seront résolus adéquatement. ▪ Les matériaux seront entassés adéquatement sur le coffrage. ▪ On évitera les étais inclinés au bord du plancher, étant donné qu'ils sont instables. ▪ Les planches et les poutrelles instables seront supprimées. ▪ On ne travaillera pas par temps de vent fort ou de pluie.	
	Chute d'objets détachés.	▪ La zone affectée par les manoeuvres de levage sera signalisée et délimitée, et le passage des véhicules et des personnes y sera restreint.	
	Pas sur objets.	▪ Les restes de béton de coffrage seront supprimés.	
	Coincement par des objets.	▪ Des cordes guides seront utilisées pour contrôler le mouvement des éléments suspendus.	

Phase d'exécution		Mise en place des armatures avec des séparateurs homologués.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes à un autre niveau.	▪ Les armatures des chaînages périmétriques ne seront pas montées tant que la protection collective correspondante ne sera pas correctement installée.	
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	▪ Lors de la mise en place des barres, on prendra les précautions nécessaires pour qu'elles ne se décrochent pas avant d'être dûment appuyées sur les séparateurs ou d'autres barres déjà placées.	

Phase d'exécution		Coulage et compactage du béton.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes à un autre niveau.	- Le béton devra être déversé par couches régulières, afin d'éviter que son poids concentré sur une petite zone ne résulte excessif pour le système de coffrage qui le supporte. - Le vibrage du béton se fera, autant que possible, avec l'opérateur à l'extérieur de l'élément à bétonner.	
	Chute d'objets par dévers.	- Le coulage du béton se fera en faisant en sorte que les actions dynamiques aient la plus petite répercussion possible sur les coffrages. - Le bétonnage sera réalisé en essayant de ne pas déséquilibrer les charges que recevront les étais, ce pour quoi il faudra prendre en compte les axes de symétrie.	
	Coup et coupure avec des objets ou des outils.	On vérifiera qu'il n'y a pas d'objet poinçonnant dans les zones à bétonner.	
	Coincement par des objets.	La zone se trouvant sous les coffrages sera signalée et délimitée pendant les opérations de bétonnage et le passage des personnes sera restreint.	– SSB060

Phase d'exécution		Démontage du système de coffrage.	
Code	Risques	Mesures préventives à adopter	Systèmes de protection collective et de signalisation
	Chute de personnes à un autre niveau.	- Avant de retirer les modules du système de coffrage qui incorporent des barrières périmétriques, une protection périmétrique du plancher sera mise en place. - Les systèmes nécessaires de protection des trémies seront disponibles. - S'il est nécessaire d'aider au décollement du coffrage depuis le plancher, cela se fera depuis l'intérieur des protections périmétriques. - Les coffrages ne seront pas descendus avec du personnel dessus.	– SCH030
	Chute de personnes au même niveau.	Les matériaux démontés seront immédiatement rangés à l'emplacement destiné pour leur stockage.	
	Chute d'objets par manipulation.	Tous les éléments pouvant tomber pendant la descente du coffrage seront retirés de celui-ci.	
	Chute d'objets détachés.	- Avant de retirer le coffrage, on vérifiera que les éléments qui s'utilisent pour la descente de celui-ci sont capables de le soutenir correctement. - Si plus d'un moyen est utilisé pour la descente du coffrage, ils seront coordonnés pour que la descente soit verticale et sans à-coups. - La zone sous la verticale des coffrages sera signalée et délimitée.	