



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de L'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Université Ahmed Draia -Adrar

Faculté des Sciences et de la technologie

DEPARTMENT *DES SCIENCE DE LA TECHNOLOGIE*



Mémoire de fin d'étude en vue de l'obtention du diplôme

Master en génie civil.

Option : structure.

Thème

**Étude d'un bâtiment R+9+S-SOL à structure mixte
acier-béton armé**

Présenté par :

MOULAY OMAR HIND

RAHMOUNI NOUR ELHOUD

Soutenu le 21/10/2020.

Devant le jury composé de :

Pr. Semcha. A

Univ.d'ADRAR

Examineur 1

Mr. Hamouda. A

Univ.d'ADRAR

Examineur 2

Mr. Bassoud. A

Univ.d'ADRAR

Encadreur

Année universitaire : 2019/2020.

Dédicace :

Je dédie ce présent travail à mes chers et nobles parents dont je suis et je serais pleinement reconnaissant pour m'avoir soutenu durant tout mon parcours, et aussi :

A mes sœurs : ZINEB, HAYAT et NADJAT.

A mes frères : SEDDIK, MOUHAMED, YOUNES et ABD ELHAK.

A toute la grande famille : mes oncles, mes tantes, mes cousins et cousines

A ma binôme MOULAY OMAR HIND.

A tous mes ami(e)s et connaissances en particulier BADI MOUNIR et MAHAMMEDI MOSSAAB.

Enfin Je remercie tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la réalisation de ce modeste travail.

RAHMOUNI NOUR ELHOUDA

Dédicace :

Je dédie ce mémoire :

À mon père décédé, qu'ALLAH ait pitié de lui.

À ma chère mère et mes frères NOUR ELHOUDA, ABD ELHAKIM, MOHAMMED ELHADI.

À ma chère grand-mère, À ma tante ZAINEB.

À ma binôme RAHMOUNI NOUR EL HOUDA.

À mes amies MORSLI HANANE, KERFOUH KHAOULA.

Qu 'ALLAH LES PROTEGE.

MOULAY OMAR HIND

Remerciements :

Au terme de cette étude, nous tenons tout d'abord à remercier Dieu pour nous avoir donné force, santé, et patience

En second lieu, nous tenons à remercier notre encadreur Mr. Bassoud. Abd Elkader, pour l'orientation, la confiance, la patience qui ont constitué un apport considérable sans lequel ce travail n'aurait pas pu être mené au bon port. Qu'elle trouve dans ce travail un hommage vivant à sa haute personnalité.

Nous remercions les membres du jury Pr. Semcha et Mr. Hamouda, de s'être donné la peine d'examiner notre modeste travail.

Ainsi qu'à toutes les personnes qui nous ont apportés leurs aides.

Résumé :

Le projet porte sur l'étude et le dimensionnement d'un bâtiment mixte (acier-béton armé), comporte R+9+S-Sol, à usage d'exposition, et éventuellement de vente (showroom), implanté en zone de sismicité élevée. L'étude sera débutée par la présentation de l'ouvrage et souligne son concept structural, puis, la détermination des charges dues au vent et neige. L'étude des planchers soit du type mixte ou des dalles pleines a été réalisée, et par la suite le prédimensionnement des éléments porteurs et l'étude des différents éléments secondaires. L'étude dynamique est effectuée selon la méthode dynamique modale spectrale, a été entamée afin de vérifier et dimensionner certains éléments porteurs en acier et le ferrailage des autres éléments en béton armé. Ce qui conduit au calcul des assemblages ainsi que le calcul des fondations. Ce mémoire a été achevé par une conclusion.

Mots clés : structures mixtes, RNVA99, RPA99 version 2003, Eurocode 3, Eurocode 4, ROBOT

Abstract:

The project involves the study of a mixed building (steel-reinforced concrete), comprising ground floor and 9 floors and a basement, for exhibition use, and possibly for sale (showroom) to implement in an area of high seismicity. The study will begin by the presentation of building and underlines its structural concept, then comes the determination of the loads due to wind and snow. The study of floors either of the mixed type or of solid slabs was carried out, and subsequently the pre-sizing of the load-bearing elements and the study of the various secondary elements. The dynamic study is carried out according to the spectral modal dynamic method, has been initiated in order to check and dimension certain load-bearing steel elements and the reinforcement of other reinforced concrete elements. This leads to the calculation of the connections as well as the calculation of the foundations. This thesis was concluded with a conclusion.

تلخيص:

يتضمن المشروع دراسة منشأة ذات هيكل مكون من الخرسانة المسلحة المدعمة بالفولاذ، تتضمن هذه المنشأة طابق أرضي مع 9 طوابق بالإضافة إلى طابق سفلي، يتم تنفيذه في منطقة ذات طبيعة زلزالية عالية، تبدأ الدراسة بعرض المنشأة والتأكد من مفهومه الهيكلي تليه مرحلة تحديد الأحمال الخاضعة لتأثير الرياح والتلوج ثم إجراء دراسة البلاطات من النوع المختلط أو

الألواح الصلبة ليتم بعد ذلك التحجيم المسبق للعناصر الحاملة ودراسة العناصر الثانوية. كما تم التطرق في هذا المشروع لإجراء الدراسة الزلزالية من أجل إجراء فحص وتحديد الأبعاد لبعض العناصر الصلبة وتقوية عناصر الخرسانة المرحلة الأخرى ودراسة الأساسات، لنختتم هذا العمل بخاتمة شاملة.

Table des matières :

I Chapitre 1:présentation et généralités	1
I - 1 Introduction:	1
I - 2 Présentation de projet:	1
I - 2 - A Données géométriques:.....	1
I - 2 - B Données concernant le site:	1
I - 2 - C Données relatives au rapport d'étude géotechnique :	1
I - 2 - D Plan architectural:	2
I - 3 Caractéristique des matériaux utilisés:	5
I - 3 - A Béton armé:	5
I - 3 - B L'acier d'armatures:.....	5
I - 3 - C L'acier de construction:	6
I - 3 - D Règlements utilisés :.....	7
II Chapitre 2:etude climatique.....	9
II - 1 INTRODUCTION:.....	10
II - 2 Effet due au vent :	10
II - 2 - A Calcul des pressions dues au vent :	10
II - 2 - B Direction du vent :	10
II - 2 - C Détermination du coefficient dynamique:	11
II - 2 - D Détermination du pression nette $w(z_j)$:.....	11
II - 2 - E Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :.....	11
II - 2 - F Calcul de force de frottement F_{fr} :	19
II - 3 Effet de neige :	20
II - 3 - A Charge des neiges sur les toitures :	20
III Chapitre 3:etude des planchers.....	22
Introduction:	23
III - 1 Les avantages de plancher mixte :	23
III - 2 Les types de plancher mixte :.....	23
III - 3 Etude de plancher collaborant :	24
III - 3 - A Méthode de calcul :	24
III - 3 - B Vérification des solives :.....	25
III - 3 - C Combinaison de charge:.....	25
III - 3 - D Combinaison de charge.....	27

Moment fléchissant maximal dans la section mixte :	29
III - 3 - E Vérification :	29
III - 3 - F Calcul des goujons connecteurs :	31
III - 3 - G Ferrailage de la dalle de compression :	33
• Calcul de ferrailage :	34
• Condition de non fragilité :	35
• Choix de section d'armature :	35
III - 3 - H Calcul de la poutre maitresse :	35
Charge sur la poutre :	35
III - 4 Terrasse:	36
III - 4 - A Escapement entre les pannes :	36
III - 4 - B Determination des sollicitations :	37
III - 4 - C Dimensionnement des pannes:	38
III - 4 - D À la condition de résistance :	38
III - 5 Introduction:	41
III - 5 - A Pré dimensionnements des poutres:	41
III - 5 - B Pré dimensionnement des poutres secondaires :	42
III - 6 Calcul de la dalle pleine :	43
III - 6 - A Pré dimensionnement de la dalle pleine :	43
➤ Condition de sécurité en matière d'incendie :	43
➤ Condition d'isolation acoustique :	44
➤ Condition de résistance à la flexion :	44
➤ Condition de flèche :	44
III - 6 - B Evaluation des charges :	45
III - 6 - C Sens de travail de la dalle pleine :	45
III - 6 - D Combinaisons :	45
III - 6 - E Détermination des sollicitations :	46
III - 6 - F Calcul de ferrailage:	46
III - 6 - G Vérification au cisaillement :	47
III - 6 - H Vérification des contraintes :	48
IV Chapitre 4:prédimensionnement des elements structuraux	50
IV - 1 Pré dimensionnements des poutres :	51
IV - 1 - A Pré dimensionnement des poutres principales :	51
IV - 1 - B 2.2) Pré dimensionnement des poutres secondaires :	51
IV - 1 - C Prédimensionnement des poteaux:	52

Calcul de la charge ultime N_U :.....	54
L'effort normale ultime :.....	55
IV - 1 - D Prédimensionnement de voile:.....	57
Prédimensionnement :.....	58
V Chapitre 5:etude des elements secondaires	59
V - 1 Escalier béton armé:.....	60
V - 1 - A Introduction:.....	60
V - 1 - B Les types des escaliers:	60
V - 1 - C Prédimensionnement et calcul d'escalier:	61
V - 1 - D Les combinaisons:.....	63
V - 1 - E Calcul de ferrailage :	65
V - 1 - F Vérification au cisaillement :.....	67
V - 1 - G Vérification de la flèche :.....	67
V - 1 - H Etude de poutre palière:	67
V - 2 Escalier métallique:.....	71
V - 2 - A Prédimensionnement :.....	71
V - 2 - B Evaluation des charges:.....	72
V - 2 - C Combinaisons:.....	73
V - 2 - D Dimensionnement des éléments porteurs :.....	73
V - 2 - E Evaluation et combinaisons des charges :	75
V - 3 . Monte-charge (ascenseur pour voitures).....	77
V - 3 - A Introduction:.....	77
V - 3 - B Les fonctions des ascenseurs pour voitures :.....	78
V - 4 Ascenseur:.....	79
V - 4 - A Introduction:.....	79
V - 4 - B - Evaluation des charges:.....	80
V - 4 - C Sens de travail de la dalle machine :	82
V - 4 - D Détermination de l'épaisseur de la dalle :	82
V - 4 - E Combinaison des charges :	82
V - 4 - F Calcul des sollicitations:	83
V - 4 - G Calcul ferrailage :.....	85
V - 4 - H Vérification de poinçonnement:.....	87
V - 4 - I Vérification de l'effort tranchant:	87
V - 4 - J . Vérification des contraintes:.....	87
V - 4 - K Vérification de condition de flèche:.....	88

VI Chapitre 6:les rampes	90
VI - 1 Les rampes:	91
VI - 2 Les types de rampes:.....	91
Rampe linéaire :.....	91
Rampe hélicoïdale :	92
VI - 3Largeur et pente de la rampe :.....	92
VI - 4 Le revêtement:	94
VI - 5 Disposition des rampes:	95
VII Chapitre7:les contervertements	97
VII - 1 Introduction:	98
VII - 1 - A Contreventement de la toiture (poutre au vent) :.....	98
Calcul des efforts horizontaux aux nœuds des contreventements :	98
Calcul de l'effort de traction dans la diagonale la plus sollicitée :.....	98
VII - 1 - B Vérification des montants (pannes):	99
VII - 1 - C Vérification à la resistance:	99
VII - 1 - D Vérification aux instabilités:	99
VII - 1 - E Contreventement vertical du long-pan :.....	100
VIII Chapitre 8étude sismique:	103
VIII - 1 Introduction :	104
VIII - 2 Critère de classification par le RPA99 version 2003 :	104
VIII - 2 - A Classification des zones :	104
VIII - 2 - B . Classification de l'ouvrage :.....	104
VIII - 2 - C Classification du site :	105
VIII - 3 Choix de méthode de calcul :	105
VIII - 3 - A Choix de méthode de calcul :.....	105
VIII - 3 - B Méthode statique équivalente :.....	105
VIII - 3 - C Méthode d'analyse modale spectrale :	106
VIII - 3 - D Combinaisons :.....	109
VIII - 3 - E Insertion de spectre de réponse :.....	109
VIII - 3 - F Spectre de réponse :.....	113
VIII - 3 - G Nombre de mode à retenir :.....	114
VIII - 3 - H - Vérification de période :	114
VIII - 3 - I Vérification réglementaire :.....	114
VIII - 3 - J Vérification de déplacement:.....	115
IX Chapitre 9:dimensionnement des elements structuraux	117

IX - 1 Introduction :	118
IX - 2 Dimensionnement poteaux métalliques en H :	118
IX - 2 - A Vérification vis-à-vis la condition de résistance :	118
IX - 2 - B Vérification vis-à-vis flambement :	119
IX - 3 Dimensionnement des poutres métalliques :	120
IX - 3 - A Vérification à la condition de résistance :	121
IX - 3 - B Vérification de condition de flèche :	121
IX - 3 - C Vérification au cisaillement :	121
IX - 3 - D Vérification vis-à-vis le déversement :	122
IX - 4 Dimensionnement des poutres métalliques :	123
IX - 4 - A Vérification à la condition de résistance :	123
IX - 4 - B Vérification de condition de flèche :	123
IX - 4 - C Vérification au cisaillement :	124
IX - 4 - D Vérification vis-à-vis le déversement :	124
X Chapitre 10:ferrailage des elements structuraux en BA	126
X - 1 Introduction :	127
X - 2 Les poteaux en béton armé :	127
X - 2 - A Les combinaisons :	127
X - 2 - B -Vérification spécifique sous sollicitation normale (coffrage de poteau) :	127
X - 2 - C Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :	128
X - 2 - D Recommandations par le RPA99 version 2003 :	129
X - 2 - E Calcul de ferrailage :	129
X - 3 Les poutres en béton armé :	133
X - 3 - A - Résultats obtenus par les combinaisons :	133
X - 3 - B Calcul de ferrailage :	134
X - 3 - C Récapitulation de ferrailage des poutres :	136
X - 3 - D Vérification de l'effort tranchant :	137
X - 3 - E Vérification des contraintes :	137
X - 3 - F Schéma de ferrailage :	139
XI Chapitre 11:calcul des assemblage	140
XI - 1 Introduction :	141
XI - 2 Fonctionnement des assemblages :	141
XI - 2 - A Les principaux modes d'assemblages:	141
XI - 3 Assemblage « Poteau – Poutre » : HEM260 – IPE750x137	141
XI - 3 - A Efforts sollicitant :	141

XI - 3 - B Soudure de la platine :	142
XI - 3 - C Disposition constructive :	142
XI - 3 - D Calcul des boulons sollicités au cisaillement :	143
XI - 3 - E Vérification de la pression diamétrale :	143
XI - 4 Calcul Pied de poteau :	143
XI - 4 - A Introduction :	143
XI - 4 - B Dimensionnement de la plaque d'assise :	143
XI - 4 - C Epaisseur de cordon de soudure :	143
XI - 4 - D Résistance de calcul à l'écrasement de matériau de scellement F_{jd} :	143
XI - 4 - E Détermination de surface de la plaque :	144
XI - 4 - F Calcul de largeur d'appui additionnelle C :	144
XI - 4 - G Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise :	144
XI - 4 - H Section efficace A_{eff} :	145
XI - 4 - I Calcul de la résistance à l'effort axiale :	145
XI - 4 - J Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :	146
XI - 4 - K Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise :	146
XI - 4 - L Vérification des contraintes dans les goujons d'ancrage :	146
XII Chapitre 12:etude de l'infrastructure	148
Etude de l'infrastructure	148
XII - 1 Voile périphérique :	149
XII - 2 Calcul de force de poussée de terre :	149
XII - 3 Détermination des sollicitations :	150
XII - 3 - A Détermination de sens de travail de la dalle verticale :	150
XII - 3 - B Calcul des moments fléchissant :	150
XII - 4 Le choix de ferrailage :	151
XII - 4 - A Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :	151
XII - 4 - B Vérification des contraintes :	151
XII - 4 - C Vérification de flèche :	152
XII - 5 Fondation :	153
XII - 5 - A Choix des fondations :	153
XII - 5 - B Radier générale :	154
XII - 6 Les nervures :	159
XII - 6 - A Prédimensionnement des nervures :	159
XII - 6 - B Sollicitations :	160
XII - 6 - C Ferrailage longitudinale des nervures :	161

Liste des figures :

Figure 1:vue en plan de RDC	2
Figure 2:vue en plan de l'étage 3	2
Figure 3: vue réelle de bâtiment	3
Figure 4:détails de la structure	4
Figure 5:diagramme contrainte-déformation du béton en ELU	5
Figure 6: diagramme contrainte -déformation du l'acier des armatures	6
Figure 7:diagramme contrainte -déformation de l'acier de construction	7
Figure 8:direction de la pression du au vent agissant sur le bâtiment.	10
Figure 9:décomposition des parois dans le sens 1 selon le RNVA99.	14
Figure 10:zone de pression dans la toiture selon le sens 1.	15
Figure 11:décomposition des parois dans le sens 2 selon le RNV A99	15
Figure 12 : décomposition des parois dans le sens 2 selon RNV99.	16
Figure 13:plancher mixte acier -béton de type bac acier+connecteurs.....	24
<i>Figure 14:largeur de la dalle</i>	<i>28</i>
<i>Figure 15:diagramme de contraintes de flexion simple</i>	<i>29</i>
Figure 16:goujon à tête rond.	31
Figure 17:section de poutre principale.	42
Figure 18:section de poutre secondaire.	42
Figure 19: schéma de la dalle pleine	43
Figure 20:section d'une poutre principale.....	51
Figure 21:section d'une poutre secondaire	51
Figure 22:poteau béton armé plus sollicité.....	54
Figure 23:prédimensionnement du voile.	57
Figure 24:dimensions de cage d'escalier.	62
Figure 25:schéma statique de poutre palière.	68
Figure 26: détails d'escalier métallique.	71
<i>Figure 27:schéma statique de l'escalier en métal.</i>	<i>75</i>
Figure 28:schéma d'ascenseur	79
Figure 29:la méthode de PIGEAUD.....	83
<i>Figure 30:conception de rampe d'accès de garage -rampe linéaire.....</i>	<i>91</i>
Figure 31:conception de rampes d'accès de garage -rampe hélicoïdale -double sens.	92
<i>Figure 32:conception d'accès de garage-coupe verticale.</i>	<i>92</i>
Figure 33:conception de rampe d'accès de garage -rampe décalé.	94
Figure 34:coupe verticale illustre la disposition de rampe dans le bâtiment.	95
Figure 35:rampe double sens de niveau 0 à 7.2m.....	96
Figure 36:rampe double sens de niveau 7.2 à 12.15m.....	96
Figure 37:spectre de réponse d'accélération	113
Figure 38:schéma de ferrailage de poteau	132
Figure 39: schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis	139
Figure 40:pied de poteau encastéré.....	143
Figure 41:dimension de plaque d'assise.	145
Figure 42:voile périphérique et son schéma statique.....	149
Figure 43: ferrailage de v-nervure selon sens x-x	163
Figure 44: ferrailage de nervure selon sens y-y	164

Liste des tableaux :

Tableau 1:caractéristiques mécaniques d'acier des armatures.....	6
Tableau 2:caractéristiques mécaniques d'aciers de construction.....	7
Tableau 1:valueres de C_{pe} des parois verticales selon la deriction2	16
Tableau 2:valueres de C_{pe} de toiture selon direction 2.	16
<i>Tableau 1:charge agissant sur la dalle pleine.</i>	45
tableau 2:calcul des moments en ELU, dans les deux sens.	Error! Bookmark not defined.
<i>tableau 3:cacul des moments en ELS, dans les deux sens.</i>	Error! Bookmark not defined.
<i>tableau 4:calcul des sections de ferrailage de dalle pleine.</i>	47
Tableau 1:dégression de charge d'exploitation.....	55
<i>Tableau 1:évaluations des charges de volée.</i>	63
Tableau 2:évaluation des charges de palier.....	63
tableau 3:schéma statique de l'escalier.....	63
<i>Tableau 4:résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis.</i>	66
<i>Tableau 5: récapulation de ferrailage en travée et en appuis.</i>	67
<i>Tableau 6:sollicitations agissant sur la poutre palière.</i>	69
<i>Tableau 7:résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis de poutre palière.</i>	70
<i>Tableau 8:tableau d'évaluation de charge pour palier et volée.</i>	73
<i>tableau 9:caractéristique de cornière $L_{40x40x5}$</i>	74
<i>Tableau 10:caractéristique de l'UAP200.</i>	76
tableau 11:calcul des moments sollicitant la dalle machine.....	84
<i>tableau 12:calcul des sections de ferrailage de dalle pleine</i>	86
<i>tableau 1:valeurs des efforts dans les nœuds</i>	98
Tableau 1:vérification des poteaux sous sollicitation normale.....	127
Tableau 2:sollicitations maximale agissante sur les poutres principales.....	133
Tableau 3:sollicitations maximales agissantes sur les poutres secondaires.....	133
Tableau 4: récapitulation de ferrailage longitudinal des poutres principales.....	136
Tableau 5:récapitulation de ferrailage transversal des poutres principales.....	136
Tableau 6:récapitulation de ferrailages longitudinales des poutres secondaires.....	136
Tableau 7:récapitulation de ferrailages transversales des poutres secondaires.....	137
Tableau 8:vérification de contrainte tangentielle des poutres.....	137
Tableau 9:vérification des contraintes selon la condition simplifié.....	137
<i>tableau 1:calcul des moments de radier en ELU et dans les deux sens</i>	157
<i>tableau 2:calcul des moment en ELS dans les deux sens</i>	157
<i>tableau 3:récapitulation de calcul de ferrailage du radier dans les deux sens</i>	157
<i>Tableau 4:sollicitations agissantes sur les nervures dans le sens x</i>	160
Tableau 5:sollicitations agissantes sur les nervures dans le sens y.....	161
<i>Tableau 6:vérification des nervures vis à vis l'effort tranchant</i>	162
Tableau 7:vérification des contraintes dans les nervures.....	163

Liste des abréviations :

HR : boulons de classe **H**aute **R**ésistance.

RDC : **R**éé **D**e **C**haussé.

ELU : Etat Limite **U**ltime.

ELS : Etat Limite de **S**ervice.

ELA : Etat Limite **A**ccidentelle.

RNVA99 : **R**èglement du **N**eige et **V**ent **A**lgérien 99.

DTR BC 2.2 : **D**ocument **T**echnique **R**èglementaire (charges permanentes et d'exploitations).

EC 3 : Eurocode 3 ; règles de calcul des structures métalliques.

EC 4 : Eurocode 4 ; règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.

BAEL 91 : **B**éton **A**rmé aux **E**tats **L**imites 91.

RPA99 v 2003 : **R**èglements **P**arasismiques **A**lgérienne version 2003.

CBA93 : règles de **C**onception et de **C**alcul des ouvrages en **B**éton **A**rmé.

Sous charge **UR** : sous charge uniformément répartie.

Lettres grecques :

α : coefficient de dilatation thermique.

α : la pente de panneaux cintrée, angle d'inclinaison des escaliers.

α : coefficient déduit d'après l'élançement mécanique λ .

β : coefficient de pondération de charge d'exploitation.

β_w : Facteur de corrélation.

γ : poids volumique de sol.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_{MO} : coefficient de sécurité partiel.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

δe_k : déplacement du aux forces sismiques.

δ_k : le déplacement horizontal à chaque niveau k

ε : valeur de déformation, valeur de retrait thermique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

λ : l'élançement.

λ_g : l'élançement géométrique de poteau.

$\bar{\lambda}_{LT}$: l'élançement réduit de diversement.

μ : coefficient de forme.

μ : moment réduit.

μ_x, μ_y : paramètre pour le calcul des moments selon la méthode de **PIGEAUD**.

ξ : est le pourcentage d'amortissement.

ρ : poids volumique.

ρ_b : poids volumique de béton armé.

ρ_s : poids volumique de l'acier.

σ_b : contrainte de béton à l'ELU.

$\bar{\sigma}_b$: contrainte limite de béton à l'ELS.

σ_s : contrainte dans l'acier à l'ELU.

$\bar{\sigma}_s$: contrainte limite de l'acier à l'ELS.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible de sol.

τ_u : contrainte tangentielle.

τ_l : contrainte tangentielle limite.

ν : le coefficient de **POISSON**.

ν_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier de poutre par rapport à l'axe neutre.

ν_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

φ : l'angle de frottement interne.

ϕ : diamètre des boulons, des sections.

ϕ_t : diamètre des armatures transversale.

χ_{LT} : Coefficient de réduction pour le mode de flambement ou déversement approprié.

Lettres grecques

Introduction

Les progrès techniques réalisés Dans le domaine de la protection métallique contribuèrent à l'apparition d'un nouveau matériau, appelé acier. Ce dernier, dérivant directement du fer, apparut à la fin du XIX^e siècle, modifiant une fois encore l'environnement de la construction.

Les performances de ce nouveau matériau entraînèrent la modification des procédés d'assemblage, des techniques de laminage et des modèles de calcul. En effet, avec la soudure, on passe d'un assemblage rivets ponctuel à une liaison linéaire. C'est également avec l'apparition de l'acier que les dimensions des produits fabriqués en usine deviennent importantes. Il est alors possible d'obtenir des profilés d'une longueur supérieure à 6m. enfin l'utilisation de l'acier est de plus en plus massive en cette fin de xxix siècle atteignant un taux de croissance Supérieur à 25%en1890.

Une structure mixte doit sa capacité portante à la collaboration structurale entre l'acier et le béton, qui exploite les caractéristiques favorables respectives de ces matériaux de façon optimale.

Ces deux matériaux, essentiellement différents, sont complètement compatibles et complémentaires vis à vis l'un de l'autre. Ils ont le même coefficient de dilatation thermique et sont une combinaison idéale pour la résistance, le béton résistant de manière efficace à la compression et l'acier à la traction. Le béton assure également une protection contre la corrosion et une isolation thermique de l'acier à température élevée, en plus il peut raidir les sections élancées en acier vis à vis du flambement et du déversement.

I Chapitre 1:

Généralités et présentation

I - 1 Introduction:

Dans ce chapitre nous allons résumer les données géométriques, les dimensions du projet étudiés, ainsi les matériaux avec ses caractéristiques

I - 2 Présentation de projet:

Notre étude consiste au calcul d'un bâtiment mixte acier – béton armé comportant un RDC +9 avec sous-sol à usage d'exposition et éventuellement de vente (showroom), Le bâtiment occupe une assiette de surface égale à 4589.865m² avec une hauteur de 38.92m.

Nous avons adapté pour cette étude que l'ouvrage est situé dans la wilaya d'Alger classée en zone III (zone de sismicité élevée) selon le **Règlement Parasismique Algérien 99** modifié en 2003 (**RPA 99 version 2003**)

Le bâtiment comporte 5 étages en béton armé de niveau 0 jusqu'à niveau 17.1m et 4 étages en charpente mixte de niveau 20.4m jusqu'à la terrasse (voir les annexes).

I - 2 - A Données géométriques:

Hauteur totale de l'ouvrage depuis la base : 38.92m

Largeur totale de la structure : 56.7m

Langueur totale de la structure : 80.95m

Hauteur de sous-sol : 3m

Hauteur de RDC : 3.95m

I - 2 - B Données concernant le site:

Suivant le Règlement du Neige et Vent Algérien 99 (RNVA99), la commune d'Hydra, la wilaya d'Alger est classifiée en zone B selon la carte zone de neige de l'altitude H par rapport au niveau de mer égale à 210m. la wilaya aussi classée en zone I depuis la carte zone de vent, selon le RNVA99.

I - 2 - C Données relatives au rapport d'étude géotechnique :

Contrainte admissible de sol : $\overline{\sigma_{ad}} = 3bar$.

Angle de frottement interne : $\phi = 37^\circ$.

Le sol d'assise de la construction est un sol ferme.

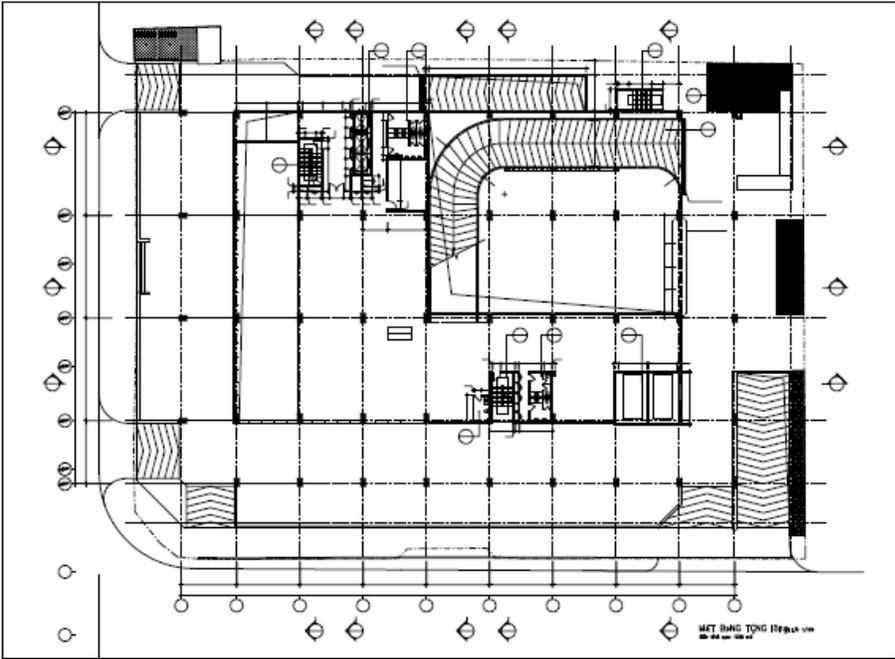


Figure 1:vue en plan de RDC

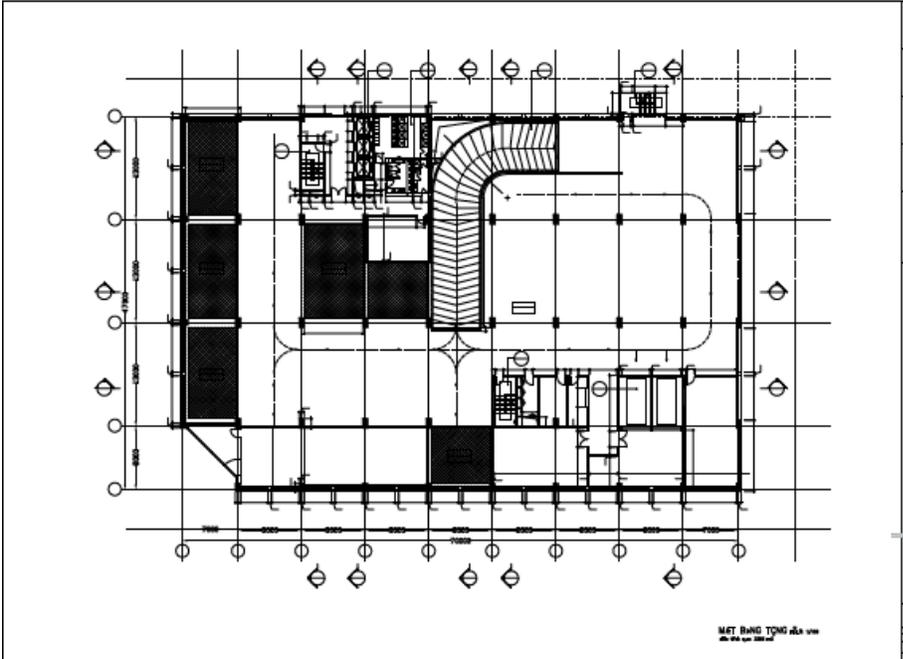


Figure 2:vue en plan de l'étage 3



Figure 3: vue réelle de bâtiment

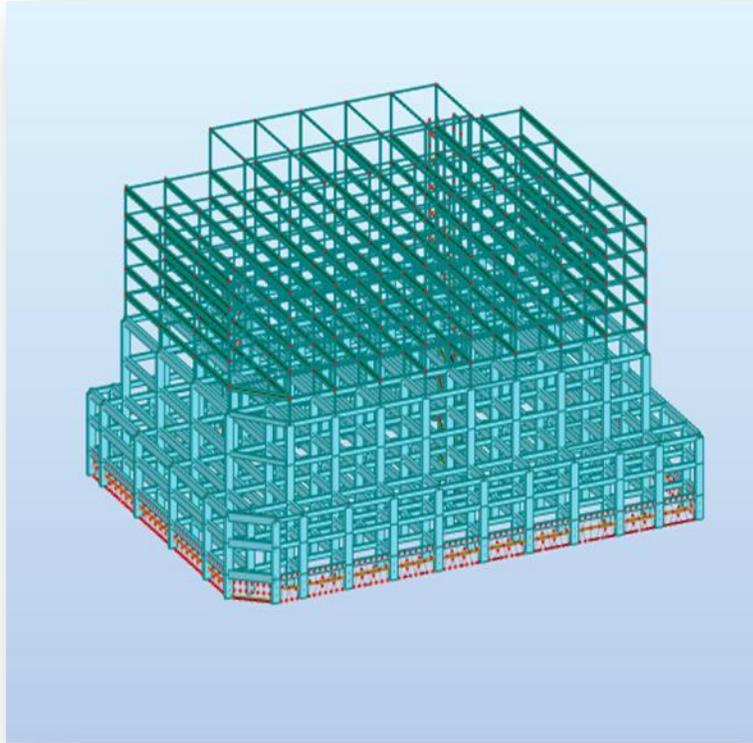


Figure 4:détails de la structure

I - 3 Caractéristique des matériaux utilisés:

I - 3 - A Béton armé:

La masse volumique d'un béton non armé de classe courante est prise égale à 2400 Kg/m^3 pour un béton non armé et 2500 Kg/m^3 pour un béton armé.

L'utilisation de béton armé pour notre structure est pour les planchers et différents éléments constructifs de caractéristiques suivants :

Poids volumique $\rho = 25 \text{ KN/m}^3$.

Coefficient de poisson ν :

$\nu = 0$ dans l'état limite ultime.

$\nu = 0.2$ dans l'état limite de service.

Classe de béton armé :25/30.

Résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

Résistance à la traction : $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$.

Contrainte du béton à l'état limite ultime : $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa}$.

Contrainte du béton à l'état limite service : $\sigma = \text{MPa}$.

Module d'élasticité : $E_b = \text{MPa}$.

Diagramme de contrainte -déformation :

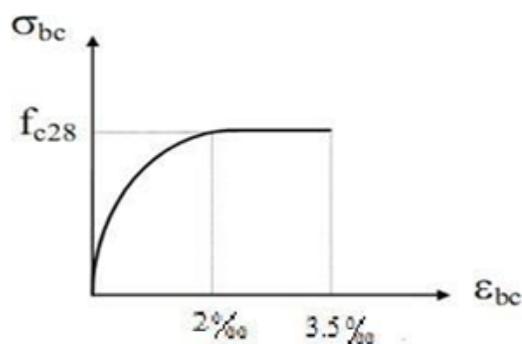


Figure 5:diagramme contrainte-déformation du béton en ELU

I - 3 - B L'acier d'armatures:

I - 3 - B - a Caractéristiques mécaniques :

Tableau1:caractéristiques mécaniques d'acier des armatures

Nuance		Resistance caractéristique	
Round lisse	Fe 220	215 MPa	1
	Fe 240	235 MPa	
Haut adhérence	Fe 400	400 MPa	1.6
	Fe 500	500MPa	

Dans notre ouvrage en adoptant la nuance Fe 400 pour le ferrailage.

Contrainte limite de l'acier σ_s , à l'ELU :

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

Contrainte limite de l'acier $\bar{\sigma}_s$, à l'ELS :

Fissuration non préjudiciable : pas de limitation $\bar{\sigma}_s = \sigma_s$.

Fissuration peu préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{\eta f_{t28}})$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min(\frac{1}{2} f_e; 90\sqrt{\eta f_{t28}})$

I - 3 - B - b Diagramme de contrainte-déformation :

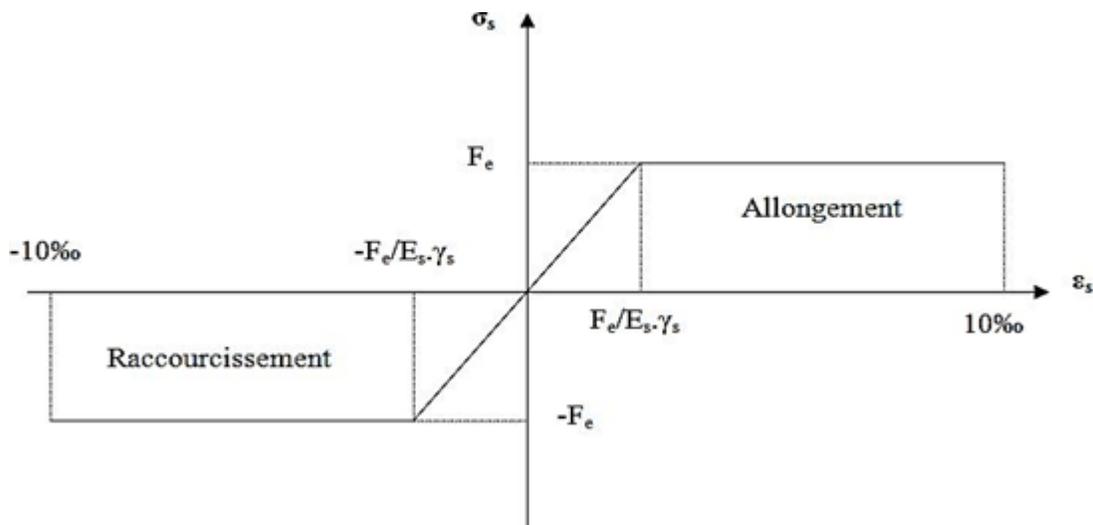


Figure 6: diagramme contrainte -déformation du l'acier des armatures

I - 3 - C L'acier de construction:

I - 3 - C - a Caractéristiques mécaniques :

Les caractéristiques mécaniques des différentes nuances de l'acier de construction, la limite d'élasticité f_y est en fonction de l'épaisseur nominale t , sont représentées dans le tableau suivant :

Tableau2:caractéristiques mécaniques d'aciers de construction

Nuance de l'acier	Epaisseur (mm)			
	T<40mm		40mm <t<100mm	
	F_y (MPa)	F_u (MPa)	F_y (MPa)	F_u (MPa)
Fe 360	235	360	215	340
Fe 430	275	430	255	140
Fe 510	355	510	355	490

Résistance à la traction : $F_u = 510$ MPa.

Limite d'élasticité : $F_y = 355$ MPa.

Module de Young : $E = 2.1 \times 10^5$ MPa.

Module de cisaillement : $G = E / 2(1 + \nu) = 81000$ MPa.

Coefficient de POISSON : $\nu = 0.3$.

Poids volumique : $\rho_s = 78.5$ KN / m³.

Coefficient de dilatation thermique : $\alpha = 12 \times 10^6$.

I - 3 - C - b Diagramme de contrainte-déformation :

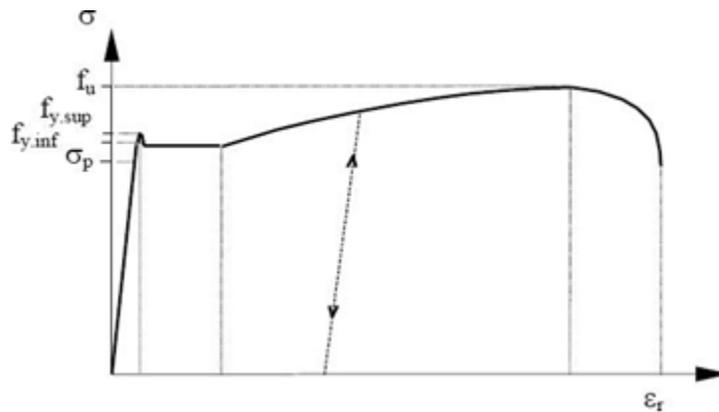


Figure 7:diagramme contrainte -déformation de l'acier de construction

I - 3 - D Règlements utilisés :

Pour justifier la sécurité de structure, on se base sur les règlements suivants :

RNVA99 : Règlement du Neige et Vent Algérien 99.

DTR BC 2.2 : Document Technique Règlementaire (charges permanentes et d'exploitations).

Eurocode 3 : règles de calcul des structures métalliques.

Eurocode 4 : règles de calcul des structures mixtes acier-béton armé.

BAEL 91 : Béton Armé aux Etats Limites 91.

RPA99 version 2003 : Règlements Parasismiques Algérienne version 2003.

DTR BC 2-41 : règles de Conception et de Calcul des ouvrages en Béton Armé(**CBA93**).

II Chapitre 2:

Etude climatique

II - 1 INTRODUCTION:

Les effets climatiques sur le bâtiment ont une grande importance pour le dimensionnement de la structure, nous avons consacré ce chapitre pour évaluation les effets due au vent et l'effet de la neige sur notre bâtiment.

II - 2 Effet due au vent :

L'effet du vent sur les structures à un major influence sur leurs stabilités. Pour cet objectif, il y a lieu d'élaborée une analyse approfondie ; dans les directions possibles ; afin de déterminer les différentes sollicitations dû au vent sur les éléments constructifs. Le calcul sera mené conformément au Règlement Neige et Vent Algérien 99 (**RNVA99**), qui fournit les procédures et principes généraux pour la détermination des actions dû au vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

II - 2 - A Calcul des pressions dues au vent :

Selon le **RNVA99** la pression dû au vent q_j qui s'exerce sur un élément de surface j , est donné par la formule suivante :

$$q_j = c_d \times w(z_j)$$

Avec :

C_d : est le coefficient dynamique de construction.

(z_j) : représente la pression nette exerce sur un élément de surface j , à la hauteur z_j relative à l'élément considéré.

II - 2 - B Direction du vent :

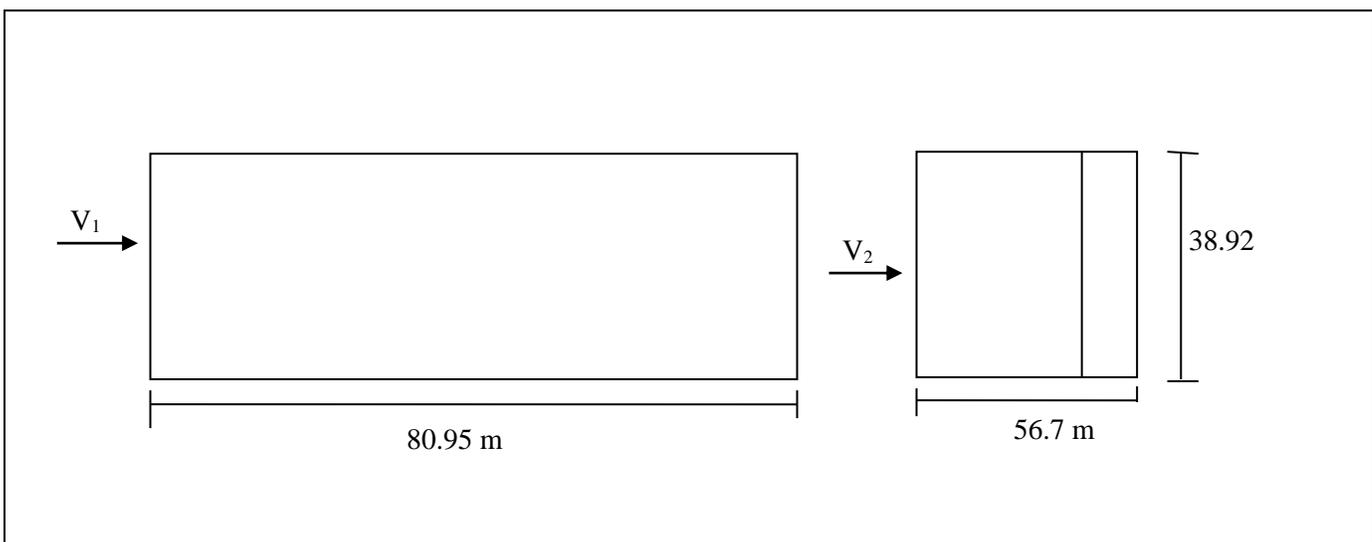


Figure 8: direction de la pression du au vent agissant sur le bâtiment.

II - 2 - C Détermination du coefficient dynamique:

Le coefficient dynamique C_d tient compte de la mise en vibration de la structure engendré par la turbulence, il en fonction de la hauteur et la distance horizontale perpendiculaire à la direction de vent. On obtient :

	Dimension	Valeur de c_d
V_1	$h=38.92\text{m}$ $b=56.7\text{ m}$	0.93
V_2	$h=32.92\text{ m}$ $b=80.95\text{ m}$	0.9

II - 2 - D Détermination du pression nette (zj) :

La valeur de la pression nette est donnée, selon RNVA99, par la formule suivante :

$$w(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times (c_{pe} - c_{pi})$$

Avec :

$q_{dy}(z_j)$: est la pression dynamique calculé à la hauteur z_j relative l'élément du surface j .

C_{pe} : est le coefficient de la pression extérieure.

C_{pi} : est le coefficient de la pression intérieure.

II - 2 - E Détermination de la pression dynamique q_{dyn} :

La pression dû au vent est calculée au centre de chaque surface pour les parois verticales et à la hauteur totale du bâtiment pour la toiture, par la formule suivante :

$$q_{dyn}(z_j) = c_e(z_j) \times q_{réf}$$

Avec :

C_e : est le coefficient d'exposition au vent.

$q_{réf}$: est la pression dynamique de référence donnée par le RNVA99 en fonction de la zone de vent.

La structure a une hauteur $h = 38.92\text{ m}$, et selon le RNVA99, les constructions avec planchers intermédiaires (bâtiments, tours ...) dont la hauteur est supérieure à 10 m doivent être considérées

comme étant constituées de n éléments de surfaces, de hauteurs égales à la hauteur d'étage, avec n ; désigne le nombre de niveaux de la construction.

- **Pression dynamique de référence $q_{réf}$:**

L'ouvrage est implanté dans la wilaya d'Alger qui appartient à la zone III suivant la classification de RNVA99 des zones, ce qui résulte que : $q_{réf}=575 \text{ N/m}^2$.

- **Catégories de terrain :**

Les paramètres sont donnés en fonction de catégorie correspondante, pour notre cas, les paramètres en fonction de catégorie III selon le RNVA99, et par conséquent on obtient :

K_T : facteur de terrain égale à 0.22.

z_0 : paramètre de rugosité égale à 0.3 m.

z_{min} : hauteur minimale égale à 8 m.

- **Coefficient de rugosité :**

Le coefficient de rugosité $C(z)$ tient compte de l'état de surface du site ainsi que la hauteur, au-dessus de sol, de la facette recevant le vent, est donné comme suit :

$$\begin{cases} c_r(z) = k_T \times \ln \frac{z}{z_0} & \text{pour } z_{min} \leq z \leq 200 \text{ m.} \\ c_r(z) = k_T \times \ln \frac{z_{min}}{z_0} & \text{pour } z < z_{min}. \end{cases}$$

- **Coefficient topographie $C(z)$:**

Le coefficient de topographie $C(z)$ est pour ajuster la pression dû au vent en fonction des obstacles aux alentours de l'ouvrage. En effet, ces obstacles peuvent avoir l'influence d'accélération. Pour le cas étudiant, et selon le RNVA99, le coefficient égale à 1 pour le site plat.

- **Coefficient d'exposition :**

Le coefficient d'exposition au vent $C_e(z)$ tient compte des effets de la rugosité du terrain, de la topographie du site et de la hauteur au-dessus du sol. En outre, il tient compte de la nature

turbulente du vent. Dans le cas où la structure est peu sensible aux excitations dynamiques, $C(Z)$ est donné par la formule suivante :

$$c_e(z) = c_T(z)^2 \times c_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times k_T}{c_r(z) \times c_T(z)} \right]$$

Le tableau suivant résume les résultats obtenus :

Niveau	Z en(m)	$C_T(z)$	$C_r(z)$	$C_e(z)$	$q_{dyn}(z_j)$ en(N/m ²)
RDC	3.95	1	0.722	0.987	567.525
1^{ère} étage	7.2	1	0.722	0.987	567.525
2^{ème} étage	12.15	1	0.814	1.225	704.375
3^{ème} étage	17.10	1	0.889	1.434	824.550
4^{ème} étage	20.40	1	0.928	1.549	890.675
5^{ème} étage	23.70	1	0.961	1.648	947.600
6^{ème} étage	27	1	0.989	1.735	997.625
7^{ème} étage	30.30	1	1.015	1.817	1044.775
8^{ème} étage	33.6	1	1.038	1.891	1087.325
Sommet	38.92	1	1.070	1.996	1147.700

- **Calcul des coefficients de pressions :**

Un élément possède deux faces, l'une est exposée à l'extérieur, et l'autre à l'intérieure. Le vent souffle directement sur la face extérieure, mais crée aussi une dépression dans le bâtiment qui aura tendance à augmenter ou à diminuer l'effet du vent sur l'ouvrage. Ces effets sont caractérisés par coefficients de la pression extérieur et de la pression intérieure.

- **Coefficient de pression extérieure C_{pe} :**

C_{pe} : est le coefficient permettant l'évaluation de l'effort du vent sur la paroi extérieure, il en fonction de l'étendue de la surface recevant le vent, et sa position (parallèle au vent, altitude).

Selon le RNVA99, le coefficient C_{pe} prend les valeurs suivantes en fonction de la surface calculée :

$$C_{pe} = C_{pe,1} \quad \text{si } s \leq 1m^2.$$

$$C_{pe} = C_{pe,1} + C_{pe,10} - C_{pe,1} \times \log_{10}(s) \quad \text{si } 1m^2 \leq s \leq 10m^2.$$

$$c_{pe} = c_{pe,10}$$

$$\text{si } s \geq 10m^2.$$

• Direction 1 :

- Parois verticales :

Il convient de décomposer les parois selon la figure indiquée dans le RNVA99 tenant compte des paramètres suivants :

$$\begin{cases} b = 56.70 \\ d = 80.95 \\ h = 38.92 \end{cases}$$

$$e = \min[b, 2h] = \min[56.7; 77.84] = 56.70m.$$

Dans ce cas $e < d$ la décomposition des parois se fait par la manière suivante :

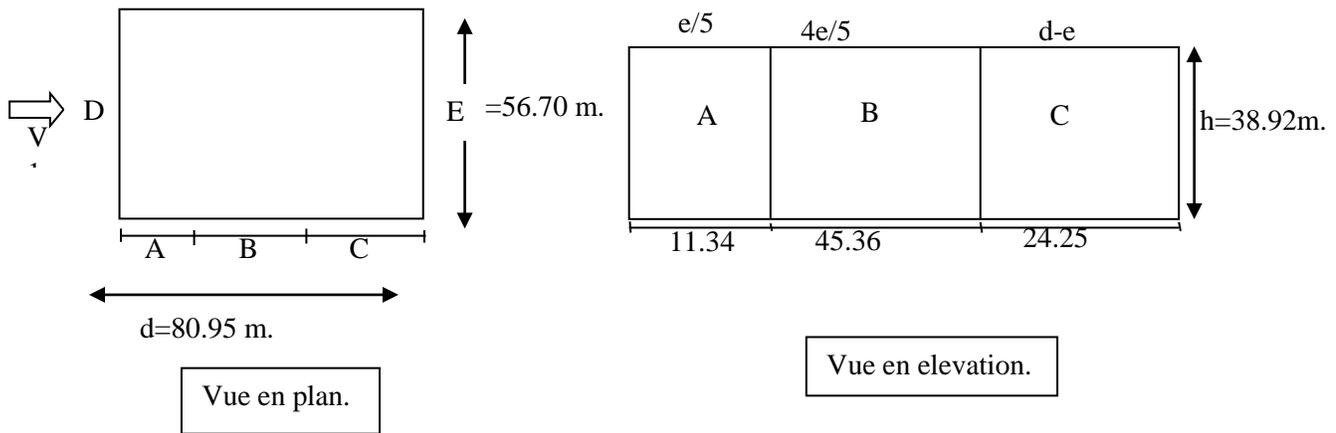


Figure 9: décomposition des parois dans le sens 1 selon le RNVA99.

Toutes les surfaces élémentaires sont supérieures à 10 m², donc les coefficients de pression extérieure sont représentés, à partir du tableau de **RNVA99**, comme suit :

Tableau : valeur de C_{pe} des parois verticales selon la direction 1.

	A	B	C	D	E
$C_{pe}=C_{pe10}$	-1	-0.8	-0.5	0.8	-0.3

Toiture :

Les toitures plates sont celles dont la pente est inférieure ou égale à 4° . Il convient de décomposer la toiture selon la figure indiquée dans le RNVA99 tenant compte des paramètres suivants :

$$\begin{cases} h = 38.92m. \\ h_p = 1.55m. \\ b = 56.7m. \end{cases}$$

$$e = \min[b, 2h] = \min[56.7; 77.84] = 56.7m.$$

La décomposition de toiture se fait par la manière suivante :

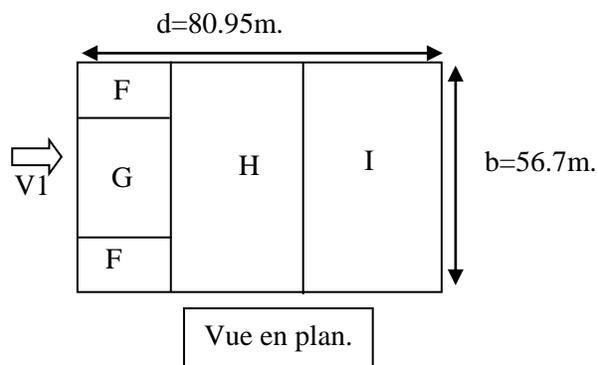


Figure 10: zone de pression dans la toiture selon le sens 1.

Tableau : valeur de C_{pe} de toiture selon la direction 1.

	F	G	H	I
$C_{pe}=C_{pe10}$	-1.4	-0.9	-0.7	± 0.2

- Direction 2 :

-Parois verticales :

$$\begin{cases} b = 80.95m \\ d = 56.7m \\ h = 38.92m \end{cases}$$

$$e = \min(b, 2h) = \min(80.95, 2 \cdot 38.92) = 77.84m.$$

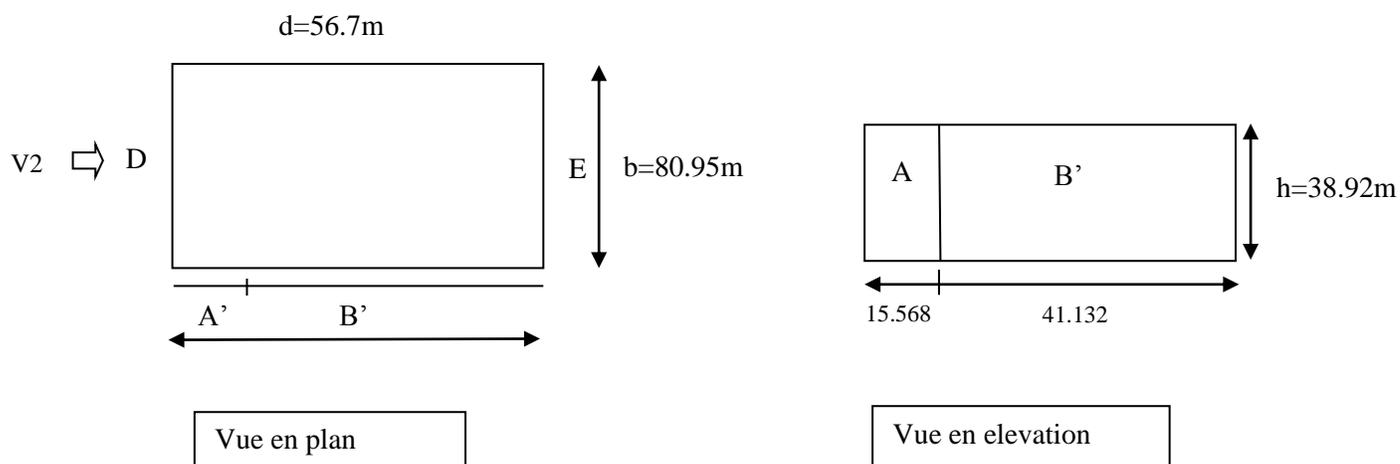


Figure 12 : décomposition des parois dans le sens 2 selon RNV99.

Toutes les surfaces élémentaires sont supérieures à 10 m², donc les coefficients de pression extérieure sont représentés, à partir le tableau de **RNVA99**, comme suit :

Tableau 3: valeurs de C_{pe} des parois verticales selon la direction 2

	A'	B'	D	E
$C_{pe}=C_{pe10}$	-1.0	-0.8	0.8	-0.3

-Toiture :

La composition de toiture se fait comme suit :

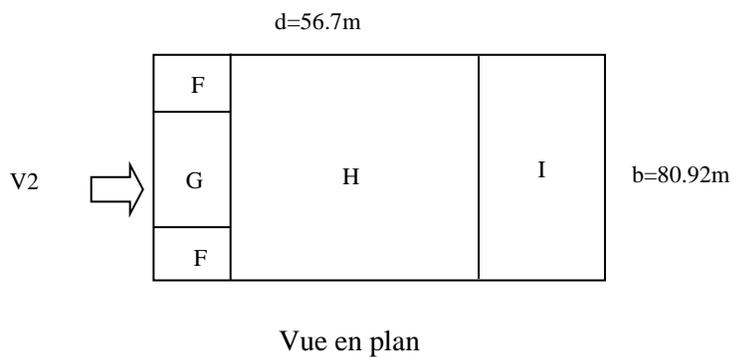


Tableau 4: valeurs de C_{pe} de toiture selon direction 2.

	F	G	H	I
$C_{pe}=C_{pe10}$	-1.4	-0.9	-0.7	+0.2 -0.2

-Coefficient de pression intérieure C_{pi} :

Selon la position des ouvertures sur l'ouvrage, le vent peut s'engouffrer plus ou moins à l'intérieur et créer des surpressions intérieures importantes (dépression), le coefficient C_{Pi} est celui qui permet de déterminer l'effet dû au vent sur les éléments intérieurs.

D'une façon générale le coefficient C_{Pi} est relié directement ou pourcentages des ouvertures de l'ouvrage, le **RNVA99** exige aussi sur les bâtiments avec cloisons intérieures, il doit être utilisé deux valeurs de C_{Pi} , sont les suivants :

$$C_{pi1}=0.8.$$

$$C_{pi2}=-0.5.$$

Les résultats de pressions dû au vent sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau 5:récapitulation des pressions sur les parois de RDC et 1^{er} étage.

		Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
RDC et 1 ^{er} étage	V1	A	0.93	567.525	-1	0.8	-0.5	-950.03	-263.898
		B			-0.8			-844.477	-158.339
		C			-0.5			-686.137	0
		D			0.8			0	686.137
		E			-0.3			-580.577	105.559
	V2	A'	0.9	567.525	-1	0.8	-0.5	-433.391	-120.386
		B'			-0.8			-385.236	-72.231
		D			0.8			0	313.004
		E			-0.3			264.849	48.154

Tableau 6:récapitulation des parois des pressions sur les parois de 2^{ème} étage.

		Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
2 ^{ème} étage	V1	A	0.93	704.375	-1	0.8	-0.5	-1179.123	-327.533
		B			-0.8			-1048.110	-196.520
		C			-0.5			-851.588	0.000
		D			0.8			0.000	851.588
		E			-0.3			-720.575	130.2
	V2	A'	0.9	704.375	-1	0.8	-0.5	-1141.087	-316.968
		B'			-0.8			-1014.300	-190.180
		D			0.8			0	824.118
		E			-0.3			-697.330	126.787

Tableau 7:récapitulation des pressions sur les parois de 3^{ème} étage.

		Zone	C_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
3 ^{ème} étage	V1	A	0.93	824.550	-1	0.8	-0.5	-1380.296	-383.415
		B			-0.8			-1226.930	-230.049
		C			-0.5			-996.880	0.000

		D	0.9	824.550	0.8	0.8	-0.5	0.000	996.88
		E			-0.3			-843.514	153.366
	V2	A'			-1			-1335.771	-371.047
		B'			-0.8			-1187.352	-222.628
		D			0.8			0	964.723
		E			-0.3			-816.304	148.419

Tableau 8:récapitulation des parois sur les parois de 4^{ème} étage.

		Zone	c_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{Pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
4 ^{ème} étage	V1	A	0.93	890.675	-1	0.8	-0.5	-1490.989	-414.163
		B			-0.8			-1325.324	-248.497
		C			-0.5			-1076.825	0.000
		D			0.8			0.000	1076.825
		E			-0.3			-911.16	165.665
	V2	A'	0.9	890.675	-1	0.8	-0.5	-902.893	-400.803
		B'			-0.8			-1282.572	-240.481
		D			0.8			0	1042.089
		E			-0.3			-400.803	641.286

Tableau 9:récapitulation des pressions sur les parois de 5^{ème} étage.

		Zone	c_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{Pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
5 ^{ème} étage	V1	A	0.93	947.600	-1	0.8	-0.5	-1586.282	-440.634
		B			-0.8			-1410.028	-264.380
		C			-0.5			-1145.648	0.000
		D			0.8			0.000	1145.648
		E			-0.3			-969.394	176.253
	V2	A'	0.9	947.600	-1	0.8	-0.5	-1535.11	-426.42
		B'			-0.8			-1364.544	-255.852
		D			0.8			0	1108.692
		E			-0.3			-871.792	170.568

Tableau 10:récapitulation des pressions sur les parois de 6^{ème} étage.

		zone	c_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{Pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
6 ^{ème} étage	V1	A	0.93	997.625	-1	0.8	-0.5	-1670.024	-463.895
		B			-0.8			-1486.466	-278.336
		C			-0.5			-1206.128	0.000
		D			0.8			0.000	1206.128
		E			-0.3			-1020.569	185.558
	V2	A'	0.9	997.625	-1	0.8	-0.5	-1616.152	-448.930
		B'			-0.8			-1436.58	-269.358
		D			0.8			0	1167.220
		E			-0.3			-987.648	175.572

Tableau 11:récapitulation des pressions sur les parois de 7^{ème} étage.

Zone	c_d	q_{dyn} (N/m ²)	C_{Pe}	C_{pi1}	C_{pi2}	q_{j1} (N/m ²)	q_{j2} (N/m ²)
------	-------	----------------------------------	----------	-----------	-----------	---------------------------------	---------------------------------

7 ^{eme} étage	V1	A	0.93	1044.775	-1	0.8	-0.5	-1748.953	-485.819
		B			-0.8			-1554.625	-291.491
		C			-0.5			-1170.132	0.000
		D			0.8			0.000	1170.132
		E			-0.3			-1068.804	194.328
	V2	A'	0.9	1044.775	-1	0.8	-0.5	-1692.535	-470.148
		B'			-0.8			-1504.476	-282.088
		D			0.8			0	1222.386
		E			-0.3			-1034.326	188.059

Tableau 12:récapitulation des pressions sur les parois de 8^{eme} étage.

		Zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{Pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} (N/m ²)	q _{j2} (N/m ²)
8 ^{eme} étage	V1	A	0.93	1087.325	-1	0.8	-0.5	-1820.182	-505.605
		B			-0.8			-1617.93	-303.363
		C			-0.5			-1314.575	0.000
		D			0.8			0.000	1314.57
		E			-0.3			-1112.333	202.242
	V2	A'	0.9	1087.325	-1	0.8	-0.5	-1761.466	-489.295
		B'			-0.8			-1565.748	-293.577
		D			0.8			0	1272.169
		E			-0.3			-1076.451	195.718

Tableau 13:récapitulation des pressions sur toiture.

		Zone	C _d	q _{dyn} (N/m ²)	C _{Pe}	C _{pi1}	C _{pi2}	q _{j1} (N/m ²)	q _{j2} (N/m ²)
Toiture	V1	F	0.93	1147.700	-1.4	0.8	-0.5	-2348.194	-960.624
		G			-0.9			-1814.513	-426.944
		H			-0.7			-1601.041	-213.472
		I			+0.2			-640.416	747.152
		I			-0.2			-1067.361	320.208
	V2	F	0.9	1147.700	-1.4	0.8	-0.5	-2272.45	-929.637
		G			-0.9			-1755.98	-413.172
		H			-0.7			-1549.4	206.586
		I			+0.2			-619.758	723.051
		I			-0.2			-1032.93	309.879

II - 2 - F Calcul de force de frottement F_{fr} :

Pour tenir compte du frottement qui s'exerce sur les parois parallèles à la direction du vent il faut que les rapports $d/b \geq 3$ et $d/h \geq 3$ soient vérifiés.

- Pour V1 :

$$\begin{cases} b = 56.7m. \\ d = 80.95m. \\ h = 38.92m. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{80.95}{56.7} = 1.4 \\ \frac{d}{h} = \frac{80.95}{38.92} = 2.0 \end{cases}$$

- Pour V2 :

$$\begin{cases} b = 80.95m. \\ d = 56.7m. \\ h = 38.92m. \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{d}{b} = \frac{56.7}{80.95} = 0.7 \\ \frac{d}{h} = \frac{56.7}{38.9} = 1.4 \end{cases}$$

Les deux conditions ne sont pas vérifiées, donc les forces de frottement ne sont pas prises en compte.

II - 3 Effet de neige :

Un bâtiment doit résister aux actions auxquelles il est soumis pendant sa durée de vie. Dans cette partie, on a déterminé les charges de neige sur la toiture à partir de l'épaisseur de neige au sol. Le manteau neigeux évolue en fonction de l'altitude, et des conditions météorologiques. Dans certaines régions, des précipitations exceptionnelles peuvent survenir. Sur une toiture, la neige peut être distribuée de différentes manières en fonction de sa forme, de sa pente, mais aussi de son exposition.

II - 3 - A Charge des neiges sur les toitures :

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toiture soumise à l'accumulation de la neige, s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k.$$

μ : coefficient de forme.

S_k : représente la charge de neige sur le sol en fonction de zone de neige et l'altitude par rapport au niveau de mer.

II - 3 - A - a Charge de neige sur le sol S_k :

Selon la carte de neige de le **RNVA99**, Alger est parmi les wilayas qui sont sous la zone de neige **B**, la wilaya à une altitude égale à 210 m par rapport au niveau de la mer, et par conséquent, la charge caractéristique de neige sur le sol est donnée par la formule suivante :

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{(0.04 \times 210) + 10}{100} = 0.184(kN/m^2)$$

II - 3 - A - b Coefficient de forme :

Le coefficient de forme de toiture à un versant sans obstacle de retenue de la neige est :

$$0 \leq \alpha \leq 30^\circ \Rightarrow \mu = 0.8.$$

α : angle de versant par rapport à l'horizontale en ($^\circ$)

Alors, la charge de neige est :

$$S = \mu \times s_k = 0.8 \times 0.184 = 0.1472 \text{ kN/m}^2.$$

III Chapitre 3:

Etude des planchers

Introduction:

La mise en place des systèmes de plancher permet la réalisation d'une plate-forme de travail continue permettant la circulation immédiate du personnel de chantier sur plusieurs niveaux complets de la construction. Le plancher devient circulaire dès qu'il est fixé sur les appuis garantissant ainsi les bonnes conditions de sécurité. Une fois en place ils présentent une sous-face d'un aspect propre et fini.

III - 1 Les avantages de plancher mixte :

Les avantages les plus évidents sont la hauteur totale des planchers réduite ce qui entraîne une réduction du poids de la dalle et de cette façon aussi un dimensionnement plus petit de reste de la structure comme poutres (une poutre tous les 3 m environ), poteaux et fondations. Alors par rapport à une dalle en béton classique, le volume de béton utilisé est plus faible. Tout cela en assurant au moins les mêmes conditions (charges recevables, résistance à la flexion) comme un plancher béton traditionnel. Les planchers ont une portée importante (jusqu'à 4.40 m) et une résistance supérieure peut être obtenue aisément par l'ajout de barres d'acier enrobées dans les nervures.

La pose des planchers acier est également plus rapide et moins pénible que les planchers traditionnels. Les bacs en aciers, une fois déposés sur les poutres du plancher, sont distribués à la main rapidement, ce qui représente un grand avantage de rapidité.

En plus les bacs sont faciles à transporter, l'application sur chantier est propre et ils constituent une plate-forme de travail permettant la circulation du personnel dans de bonnes conditions de travail et de sécurité, avant la mise en œuvre du béton, l'échafaudage comme pour les planchers béton traditionnel est aussi presque inutile. On supprime de même les opérations de coffrage et décoffrage.

Ils ont aussi des performances élevées de résistance au feu, d'isolation thermique et acoustique ce qu'on obtient par l'association innovante de différents matériaux : acier, béton, isolant minéral, plâtre de bois. En général, ce type de plancher résiste 30 minutes au feu. Cette durée peut être allongée en augmentant le nombre d'armatures ou en protégeant la structure porteuse. En plus on peut suspendre des plafonds de n'importe quel type très facilement.

Un autre avantage quant à l'utilisation de la dalle mixte par rapport aux pré-dalles en béton préfabriqué ou planchers béton traditionnel est par exemple la rapidité et simplicité de réalisation de formes irrégulières.

III - 2 Les types de plancher mixte :

Il existe quatre types de plancher mixte.

-les planchers constitués de bac d'acier destinés à assurer le coffrage du béton armé au moment de sa coulée (plancher à poutrelles métalliques et dalle en béton armé non participante).

-les planchers collaborant dans lesquels la dalle de béton et le bac d'acier participent ensemble à la résistance.

-les planchers préfabriqués en usine en éléments standardisés, qui peuvent aller jusqu'à 7 m. ils intègrent un profil spécifique, un isolant acoustique et thermique, un treillis soudé et une dalle en béton.

-les planchers secs sont constitués de profils à nervures trapézoïdales, qui revêtus en partie supérieure d'un platelage de panneaux de bois vissés sur les sommets de nervures, forment un plancher sec non isolé. Les performances sont celles du profil seul, la rigidité apportée par le platelage n'étant pas prise en compte.

III - 3 Etude de plancher collaborant :

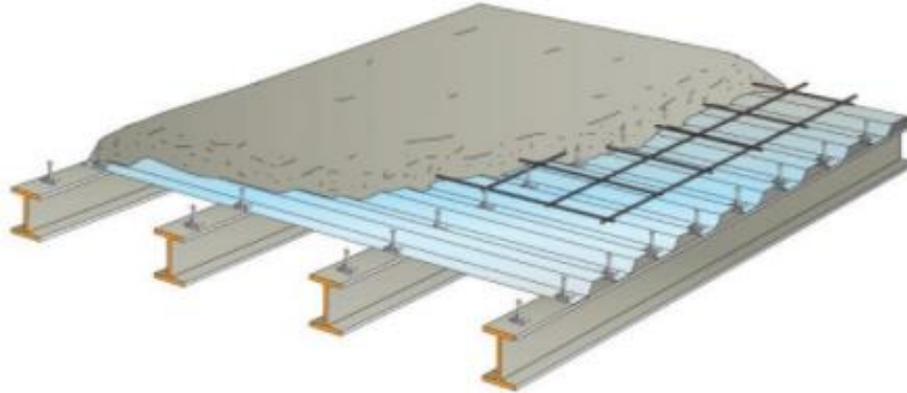


Figure 13:plancher mixte acier -béton de type bac acier+connecteurs

Le plancher collaborant est un plancher mixte né de l'association de l'acier et du béton. Cette association est née du désir d'allier la résistance à la compression et la résistance à la traction.

Le plancher collaborant convient à tous les types de bâtiments. Ses avantages aussi multiples que variés se détaillent comme suit :

- la rapidité d'installation évite des efforts considérables.
- le béton collaborant s'adapte avec facilité à diverses formes.
- le cout de plancher collaborant est relativement bas et fait de lui le plancher le moins cher.
- l'installation de toutes sortes de revêtement est possible.
- la grande résistance de ce plancher s'observe même en présence de fortes charges.
- l'utilisation de ce plancher réduit les risques d'incendie.

III - 3 - A Méthode de calcul :

Le calcul de plancher mixte se fait en deux phases :

- phase de construction
- phase finale

- **Phase de construction :**

Le profile d'acier travail seul et les charges de la phase de construction sont :

- poids propre du profilé

- poids propre du béton frais

- poids propre de la tôle

Surcharge de construction (ouvrier)

• **Phase finale :**

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble.

On doit tenir compte des charges suivantes :

- Poids propre du profilé

- Poids propre du béton (sec)

- Poids propre de la tôle

- Surcharge d'exploitation finition

III - 3 - B Vérification des solives :

Le choix d'une section s'opère par approches successives. Après tâtonnement un IPE200

➤ **Phase de construction :**

Le profilé d'acier travail seul, donc les charges de la phase de construction sont :

- Poids propre du profilé (IPE200)gp 22.2daN/m.
- Poids propre du béton frais.....Gb = 0,1.2500 = 250 daN/m²
- Poids propre de la tôleGt =9.81daN/m²
- Surcharge de construction (ouvrier).....Qc = 100 daN/m²

III - 3 - C Combinaison de charge:

L'entraxe entre les solives est de 2.6m.

E L U :

$$q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot Gb + 1,35 \cdot Gt + 1,5 \cdot Q) \cdot 2.6$$

$$q_u = 1,35 \cdot 22.2 + (1,35 \cdot 250 + 1,35 \cdot 9.81 + 1,5 \cdot 100) \cdot 2.6$$

$$q_u = 1331.90 \text{ daN/m.}$$

E.L S :

$$q_s = gp + (Gb + Gt + Q) \cdot 2.6$$

$$q_s = 22.2 + (250 + 9.81 + 100) \cdot 2.6$$

$$q_s = 957.706 \text{ daN/m.}$$

III - 3 - C - a Vérification à la flexion:

Le moment fléchissant dans la section transversale de classe I et II à mi-travée doit

Satisfaire la condition suivante : $M_{sd} \leq M_{rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}}$

$$M^{max} < M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{1331.90 * 8^2}{8} = 10655.2 daN.m$$

$$M_{rd} = \frac{W_{pl} f_y}{\gamma_{Mo}} = \frac{240.2 * 10^{-6} * 355 * 10^3}{1.1} = 7751.9 daN.m$$

$M_{rd} = 7751.9 daN.m < M_{sd} = 10655.2 daN.m$ la condition n'est pas Vérifiée.

IPE 240

$g=30.7kg$ $W_{pl}=366600mm^3$ $q_u=1331.37daN/m$.

$M_{sd}=10746.96daN.m$.

$$M_{rd} = \frac{366600 \times 355}{1.1} = 118311818.18 N.mm = 11831.18 daN.m.$$

$M_{sd} < M_{rd}$ la condition est vérifiée.

III - 3 - C - b Vérification à l'effort tranchant:

On doit vérifier que: $V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \gamma_{Mo}}$

V_{rd} : effort tranchant résistant de la section.

A_v : aire de cisaillement.

$$A_v = A - 2 \cdot b \cdot t_f + (t_w + 2 \cdot r) t_f \Rightarrow A_v = 1914 mm^2.$$

$$V_{rd} = \frac{355 \times 19.14 \times 10^2}{\sqrt{3} \times 1.1} = 35662.9 daN.$$

$$V_{sd}^{max} = \frac{q_u \cdot l}{2} = \frac{1343.37 \times 8}{2} = 5373.48 daN.$$

$V_{sd} = 5373.48 daN < V_{rd} = 35662.9 daN.$ \Rightarrow vérifie.

$V_{sd} < 0.5 V_{rd} = 17831.45 daN.$

\Rightarrow pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

III - 3 - C - c Vérification de la flèche

Il faut vérifier que :

$$f^{max} = \frac{5 q_s l^4}{384 EI} \leq \bar{f}.$$

$$q_s = 957.70 + 30.7 = 966.20 daN/m.$$

$$f^{max} = \frac{5 \times 966.2 \times 8000^4 \times 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 63.04 mm.$$

La valeur de la flèche admissible est :

$$\bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{8000}{200} = 40mm.$$

$f^{max} > \bar{f}$ la condition n'est pas vérifiée.

Avec lierne (L/2) :

$$f^{max} = \frac{5 \times 966.2 \times 4000^2 \cdot 10^{-2}}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 389210^4} = 3.9mm.$$

$$\bar{f} = \frac{4000}{200} = 20mm.$$

$f^{max} < \bar{f}$ la condition est vérifiée.

Phase finale

Le béton ayant durci, donc la section mixte (le profilé et la dalle) travaillant ensemble donc les charges de la phase finale sont :

- poids propre du profilégp = 30.7daN/m.
- surcharge d'exploitationQ = 350 daN/m².
- poids propre du béton (sec).....Gb = 2500 .0,1 = 250daN/m².
- poids propre de la tôleGt =9.81da/m² .
- Carrelage, mortier de pose, plus accessoiresGcar =164daN/m².

III - 3 - D Combinaison de charge

L'entraxe entre les solives est de 2.6m.

E.L.U :

$$q_u = 1,35 \cdot gp + (1,35 \cdot Gb + 1,35 \cdot Gt + 1,35 \cdot Gcar + 1,5 \cdot Q) \cdot 2.6$$

$$q_u = 2894.01 \text{ daN/m.}$$

E.L.S :

$$q_{ser} = gp + (Gb + Gt + Gcar + Q) \cdot 2.6$$

$$q_{ser} = 2042.60 \text{ daN/m.}$$

III - 3 - D - a Largeur de la dalle effective :

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} 2l_0 \\ 8 \\ b \end{array} \right.$$

l_0 : longueur libre d'une poutre simplement appuyée.

B: entraxe entre les poutres.

$$b_{eff} = \inf \left\{ \begin{array}{l} \frac{2l_0}{8} = \frac{2 * 8}{8} = 2m \Rightarrow b_{eff} = 2m \\ b = 2.6m \end{array} \right.$$

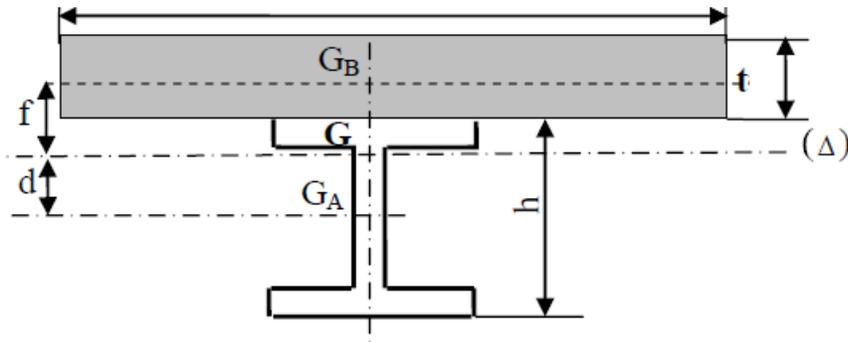


Figure 14: largeur de la dalle

III - 3 - D - b Calcul de la section mixte :

La section mixte :

$$S = A + \frac{b \cdot t}{n}$$

A: la section de la poutre

$$S = 39.1 + \frac{200 \cdot 8}{15} = 145.76 \text{ cm}.$$

a) **Position du centre de gravité de la section homogène :**

$$d = \frac{bt}{n} \frac{t+h}{2s}$$

$$b=200\text{cm} \quad t=8\text{cm} \quad A=39.1\text{cm}^2 \quad h=24\text{cm} \quad n=15$$

d : distance entre CDG de la solive et la position de l'axe neutre.

$$d = \frac{200 \cdot 8}{15} \frac{8+24}{2 \cdot 145.76} = 11.70 \text{ cm}.$$

v_i : Position de la fibre la plus tendue de l'acier par rapport à l'axe neutre.

v_s : Position de la fibre la plus comprimée du béton par rapport à l'axe neutre.

$$v_i = \frac{h}{2} + d = 23.7 \text{ cm}.$$

$$v_s = \frac{h}{2} + t - d = 8.3 \text{ cm}.$$

b) **Le moment d'inertie :**

Le moment d'inertie de la section mixte par rapport à l'axe neutre (Δ) :

$$I = I_a + * d^2 + \frac{b \cdot t^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2.$$

$$I = 3892 + 39.1 * 11.7^2 + \frac{200 \cdot 8^3}{12 \cdot 15} + \frac{200 \cdot 8}{15} \left(\frac{8+24}{2} - 11.70 \right)^2 = 9999.541 \text{ cm}^4.$$

Moment fléchissant maximal dans la section mixte :

$$M = \frac{ql^2}{8} \Rightarrow M = \frac{2894.01 \cdot 8^2}{8} = 23152.08 \text{ daN.m.}$$

c) Contrainte de flexion :

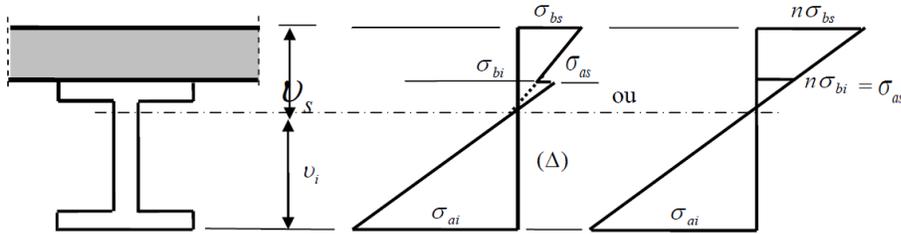


Figure 15: diagramme de contraintes de flexion simple

❖ **Contraintes dans la poutre d'aciers :**

- **Traction dans la fibre inférieure**

$$\sigma_{ai} = \frac{M}{I n} v_i$$

$$\sigma_{ai} = \frac{231520800}{9999.54 \cdot 10^4} 237 = -548.72 \text{ MPa.}$$

- **Compression dans la fibre supérieure**

$$\sigma_{as} = \frac{M}{I} (v_s - t)$$

$$\sigma_{as} = \frac{231520800}{69999.54 \cdot 10^4} (83 - 80) = 6.94 \text{ MPa.}$$

❖ **Dans le béton :**

- **Compression (fibre supérieure)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I n} v_s = \frac{231520800}{9999.54 \cdot 10^4 \cdot 15} \cdot 83 = 12.81 \text{ MPa.}$$

- **Compression (fibre inférieure)**

$$\sigma_{bs} = \frac{M}{I n} (v_s - t) = \frac{231520800}{9999.54 \cdot 10^4 \cdot 15} (83 - 80) = 0.46 \text{ MPa.}$$

III - 3 - E Vérification :

III - 3 - E - a Vérification à l'effort tranchant :

On doit vérifier que

$$\tau = \frac{V_{sd}}{d * t_w} \leq 0.85 f_y = 205.9 \text{ MPa.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{2894.01 \times 8}{2} = 11576.04 \text{ daN.}$$

$$\tau = \frac{11576.04 \times 10}{6.4 \times 190.4} = 98.06 \text{MPa.}$$

$\tau = 98.06 \text{ MPa} \leq 205.9 \text{ MPa}$ la condition est vérifiée.

III - 3 - E - b Vérification de la flèche:

$$f^{\max} = \frac{5 \times q_u \times l^4}{384EI} = \frac{5 \times 2042.606 \times 10^{-2} \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 9999.54^4} = 51.87 \text{mm.}$$

Avec lierne (l/2)

$$\bar{f}_{adm} = \frac{l/2}{200} = \frac{4000}{200} = 10 \text{mm.}$$

$$f_{l/2}^{\max} = 3.24 \text{mm} < \bar{f}_{adm} \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

III - 3 - E - c Contrainte additionnelle de retrait :

$$\text{On a : } K = \frac{M}{I} = \frac{b.t.E_a.\varepsilon.\beta.A}{n.I_a.A + b.t.I_a + b.t.A\beta^2}$$

$$\beta = \frac{n + t}{2} = \frac{24 + 8}{2} = 16 \text{cm.}$$

$$K = \frac{2000 \times 80 \times 2.1^5 \times 2 \times 10^{-4} \times 160 \times 3910}{(15 \times 3892 \times 10^4 \times 3910) + (2000 \times 80 \times 3910) + (2000 \times 80 \times 3910 \times 160^{20})}$$

$$K = 0.229 \text{N/mm}^3 = 229.7 \text{N/cm}^3.$$

$$\alpha = \frac{I_a}{A\beta} = \frac{3892}{39.1 \times 16} = 6.221 \text{cm.}$$

$$y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{24}{2} + 6.221 = 18.221 \text{cm.}$$

$$y_2 = y_1 + t = 18.221 + 8 = 26.221 \text{cm.}$$

$$E_a \varepsilon = 2.1 \times 10^5 \times 2 \times 10^{-4} = 42 \text{MPa.}$$

- Les valeurs des contraintes :

$$\sigma_{as} = ky_1 = 0.229 \times 182.21 = 41.726 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{ai} = k(h - y_1) = 0.229(240 - 182.21) = -13.233 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bi} = \frac{1}{h}(E_a \varepsilon - Ky_1) = -0.018 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bs} = \frac{1}{h}(E_a \varepsilon - Ky_2) = -1.203 \text{MPa.}$$

III - 3 - E - d Vérification des contraintes finales:

$$\sigma_{as} = 6.945 + 41.726 = 48.671 \text{MPa} < f_y = 355 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{ai} = -13.233 - 548.72 = -561.953 \text{MPa} < f_y.$$

$$\sigma_{bs} = -1.203 + 12.811.607 \text{MPa} < f_{bu} = 14.2 \text{MPa.}$$

$$\sigma_{bi} = -0.018 + 0.463 = 0.445 \text{MPa} < f_{bu}.$$

III - 3 - F Calcul des goujons connecteurs :

III - 3 - F - a Choix des connecteurs:

D'après l'article 6.1.2 clause 2 de l'EC4, pour des connecteurs ductiles :

Diamètre de fut (diamètre de connecteur): $16 \text{ mm} \leq d \leq 22 \text{ mm}$

Hauteur de goujons hors tout: $h > 4 d$

Pour les profilés en aciers dont l'aire de la semelle inférieure ne dépasse pas 3 fois l'aire de la semelle supérieure

$$L \leq 20m \Rightarrow \frac{N}{N_f} \geq 0.4 + 0.3L.$$

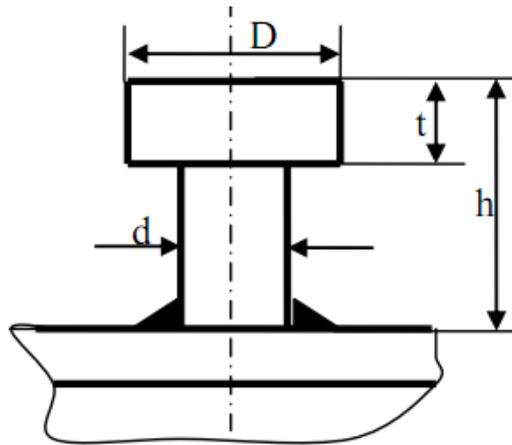


Figure 16:goujon à tête rond.

Avec :

L : Portée de la poutre, égale à 7.8 m.

N : le nombre de connecteurs mis en place.

N_f : le nombre de connecteurs calculés.

On adopte :

$d=16 \text{ mm}$.

$h=64 \text{ mm}$.

Coefficient de sécurité $\gamma_v=1.25$.

La contrainte de l'aciers à la traction $f_u=400 \text{ MPa}$.

III - 3 - F - b Résistance au cisaillement :

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur dans le cas d'une dalle pleine vaut :

$$P_{rd} = \min (P_{rd1}; r_{d2})$$

Avec :

P_{rd1} : est l'effort résistant au cisaillement de goujon lui-même.

P_{rd2} : est l'effort résistant au cisaillement de l'enrobage du goujon.

$$P_{rd1} = 0.8f_u \frac{\pi d^2}{4} \times \frac{1}{\gamma_v} = 0.85 \times 510 \times \frac{16^2}{4 \times 1.25} = 65593.344N.$$

$$P_{rd2} = 0.29\alpha d^2 \frac{\sqrt{f_{ck}E_{cm}}}{\gamma_v}$$

$F_{ck}=250daN/cm^2$.

$$E_{cm} = 22000 \left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0.3} = 22000 \left(\frac{f_{ck} + 8}{10}\right)^{0.3} = 31475.80MPa.$$

α : facteur de correction.

$$\alpha = \begin{cases} 0.2[(h/d) + 1] & \text{si } 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4 \\ 1 & \text{si } \frac{h}{d} > 4 \end{cases}$$

Pour notre cas: $\alpha=1$.

$$P_{rd2} = 0.29 \times 1 \times 16^2 \sqrt{\frac{25 \times 31475.80}{1.25}} = 52684.922N.$$

$$P_{rd} = \min(P_{rd1}; P_{rd2}) = 52684.922N.$$

III - 3 - F - c Dimensionnement de la connexion de la poutre :

La poutre est simplement appuyée et chargée uniformément.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{13}{2} = 6.5m.$$

$$V_{lf} = \min\left(\frac{Af_y}{\gamma_{m0}}; \frac{0.85 \times h_c \times b_{eff} \times f_{c28}}{\gamma_c}\right)$$

$$V_{lf} = \min\left(\frac{3910 \times 355}{1.1}; \frac{0.85 \times 2000 \times 120 \times 25}{1.5}\right)$$

$$V_{lf} = \min(1261.863; 3400) = 1261.863KN.$$

Donc le nombre de connecteurs par longueur critique est :

$$N_f = \frac{V_{lf}}{P_{rd}} = \frac{1261.863}{52684.922} = 23.95.$$

Soit $N=24$ le nombre de connecteur par une longueur de 6.5msur un espacement de27cm.

$$\frac{N}{N_f} \geq 0.25 + 0.003L$$

$$\frac{N}{N_f} = \frac{24}{23.95} = 1.002.$$

$$0.25 + 0.03L = 0.25 + 0.003 \times 13 = 0.64.$$

$$\frac{N}{N_f} > 0.25 + 0.03L \quad \text{la condition est vérifiée.}$$

III - 3 - F - d Vérification des soudures :

CCM 97 6.6.5.3 donne:

La résistance d'un cordon d'angle peut être considérée adéquate si en tout point de sa longueur, la résultante de tous les efforts par unité de longueur transmis par la soudure ne dépasse pas sa résistance de calcul F_{WRD} .

Indépendamment de l'orientation de la soudure, la résistance de calcul par unité de longueur sera F_{WRD} déterminée par la formule :

On doit vérifier:

$$P_{rd} \leq F_{wrd} = \frac{\pi \times (d + 2a) a f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_v}$$

Avec :

a : cordon de soudure on prend $a = 5 \text{ mm}$.

$$\beta_w = 0.8.$$

$$F_{wrd} = \frac{3.14(16 + 2 \times 5)5 \times 510}{\sqrt{3} \times 1.25 \times 0.8} = 120193.93 \text{ N.}$$

$$P_{rd} < F_{wrd} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

III - 3 - G Ferrailage de la dalle de compression :

$$L_x = 1 \text{ m} \quad L_y = 13 \text{ m} \quad h_c = 8 \text{ cm.}$$

$$f = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1}{13} = 0.076 < 0.4 \quad (\text{travail selon } L_x).$$

III - 3 - G - a Charges et combinaisons des charges:

- Charges:

La charge permanente : la dalle est sollicitée par son poids propre

$$G = h_c \times \rho_{\text{béton}} = 0.08 \times 2500 = 200 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q = 350 \text{ daN/m}^2.$$

- Combinaisons:

A L'ELU:

$$Q_u = 1.35G + 0.5Q = 795 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q_u = 795 \times 13 = 10335 \text{ daN/m}^2.$$

A L'ELS:

$$Q_s = G + Q = 550 \text{ daN/m}^2.$$

$$Q_s = 550 \times 13 = 7150 \text{ daN/m}^2.$$

III - 3 - G - b Détermination des moments :

Moment isostatique M_0 :

$$M_0 = \frac{Q_U \times L_x^2}{8} = \frac{10335 \times 1^2}{8} = 1291.875 \text{ daN.m.}$$

Moment en travée M_t :

$$M_t = 0.8 \times M_0 = 1033.5 \text{ daN.m.}$$

Moment en appuis M_a :

$$M_a = 0.4M_0 = 516.75 \text{ daN.m.}$$

- **Calcul de ferrailage :**

Largeur de bande : $b=1\text{m}$.

Hauteur de bande : $h_c=8\text{cm}$.

La hauteur outil : $d=0.9h=7.2\text{cm}$.

Contrainte de béton : $\sigma_b = 14.2\text{MPa}$.

Résistance caractéristique à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1\text{MPa}$.

Contrainte de l'aciers d'armatures : $\sigma_s = 348\text{MPa}$.

Alors les formules utilisées pendant les calculs sont les suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

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

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

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau 14:ferrailage de dalle de compression.

	M_U daN.m	μ	A' mm ²	α	β	A mm ²
En	1033.5	0.140	0	0.189	0.924	446.40

travée						
n appuis	516.75	0.070	0	0.090	0.964	213.93

- **Condition de non fragilité :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min} = 0.23b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 86.94mm^2.$$

- **Choix de section d'armature :**

Pour le ferrailage de la dalle de compression on adopte un treillis soudé ϕ 11, dont les dimensions des mailles sont égales à 20 cm dans les deux sens. ($A_{tsoudée}=4.46cm^2/ml$).

III - 3 - H Calcul de la poutremaitresse :

Dans notre cas on a des poutres maîtresses simplement appuyées sur deux appuis

Charge sur la poutre :

Chargepermanentes :

Poids de plancher :

$$G_p=178daN/m^2 \quad G_p=178.8=1424daN/m.$$

Solive:

$$g_p=30.7daN/ml.$$

$$G=1424+30.7=1454.7daN/ml.$$

Charge d'exploitation :

$$Q=350 daN/m^2.$$

$$Q=350 .8 = 2800daN/ml.$$

III - 3 - H - a Combinaison :

$$q_u=1.35(1454.7)+1.5(2800)=6163.845daN/m.$$

$$q_s=1454.7+2800=4254.7daN/m.$$

III - 3 - H - b Condition de la flèche :

$$f = \frac{5q_s L^4}{384EI} \leq \bar{f} = \frac{L}{250} = \frac{13000}{250} = 52mm$$

$$I \geq \frac{5q_s \times L^3 \times 250}{384EI} = \frac{5 \times 4254.7 \times 10^{-2} \times 13000^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^5} = 144896.70cm^4$$

On choisit IPE 750 X 137

$$I_Y=159900cm^4.$$

$g=137\text{kg}$.

$q_s=4391.7\text{daN/m}$.

$$f = \frac{5 \times 4391.7 \times 10^{-2} \times 13000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 159900 \times 10^4} = 48.63\text{mm} < 52\text{mm} \dots \dots \text{cv.}$$

III - 3 - H - c Vérification à la résistance en flexion :

$$M_{sd} < M_{ply} = \frac{w_{ply} f_y}{\gamma_{M0}}$$

$q_u=4439.65\text{daN/m}$.

$w_{ply}=4865\text{cm}^3$.

$$M_{sd} = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4439.65 \times 13^2}{8} = 93787.6\text{daN.m.}$$

$$M_{ply} = \frac{4865 \times 10^3 \times 355}{1.1} = 157006.818\text{daN.m.}$$

$M_{sd} = 93787.6\text{daN.m} < M_{ply} = 157006.818\text{daN.m} \dots \dots \dots \text{cv.}$

III - 3 - H - d Vérification à l'effort tranchants:

$$V_{sd} < V_{rd} = \frac{f_y A_v}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}}$$

$$A_v = 9290\text{mm}^2.$$

$$V_{rd} = \frac{355 \times 9290}{\sqrt{3} \times 1.1} = 1730974.83\text{N.}$$

$$V_{sd} = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{4439.65 \times 13}{2} = 28857.72\text{N.}$$

$V_{sd} = 28857.72\text{N} < V_{rd} = 1730974.83\text{N} \dots \dots \dots \text{CV.}$

$V_{sd} < 0.5V_{rd} = 865487.41\text{N}$. Pas d'interaction entre l'effort tranchant et le moment fléchissant.

III - 4 Terrasse:

III - 4 - A Escapement entre les pannes :

L'espacement entre les pannes est en fonction de la portée admissible de couverture et la charge d'exploitation comme il est indiqué dans la figure suivante :

TABLEAU DES PORTEES D'UTILISATION

CHARGE kg/m ²	EPAISSEUR mm	PORTEE MAXIMALE m				PORTEE MAXIMALE m			
		 FLEXION				 FLEXION			
		L/150	L/200	L/250	L/300	L/150	L/200	L/250	L/300
80	40	2,59	2,30	2,13	2,00	3,25	2,93	2,68	2,50
100	40	2,39	2,11	1,95	1,83	2,99	2,69	2,46	2,30
120	40	2,23	1,97	1,82	1,71	2,75	2,51	2,30	2,15
150	40	2,03	1,81	1,68	1,57	2,46	2,30	2,11	1,98
180	40	1,88	1,69	1,57	1,47	2,25	2,14	1,97	1,85

portée maximale recommandée: entre 1m50 et 2m

P.ex. Pour une charge de 80kg/m², profil en épaisseur de 40mm et une flèche admissible de L/150 la distance entre axe maxi est 2,59m.

III - 4 - B Determination des sollicitations :

• Données :

Pour les pannes les plus sollicitées :

- Espacement entre les pannes $e=2.59 m$.
- longueur des pannes $l=8m$.
- La nuance de l'acier utilisé $f_y=355 MPa$.
- Coefficient de sécurité $\gamma_{M0}=1.1$.
- l'inclinaison de plancher $\alpha=0^\circ$.

III - 4 - B - a Evaluation des charges :

- Charge permanente G :

D'après le catalogue $G=7.54daN/m^2$

Charge d'exploitation :

Surcharge d'entretien P 2 charges concentrées de 100Kg chacune située à 1/3 et 2/3 de la portée

$$M_{max} = \frac{P'l}{3} = \frac{PL^2}{8} \Rightarrow P = \frac{8P'l}{3L} = 33.33daN/ml$$

- Charge neige :

La charge de neige calculé selon le **RNVA99** : $N=14.72daN/m^2$.

-Pression dû au vent :

La dépression maximale de vent sur la toiture $V_{max} = -2348.194daN/m^2$.

Les combinaisons :

ELU :

$$Q_1 = 1.35G + 1.5P = 94.010 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_2 = 1.35G + 1.5N = 101.423 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_3 = 1.35G + 1.5V = -9113.934 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_4 = 1.35G + 1.5N + 1.5V = -9056.526 \text{ daN/ml.}$$

ELS :

$$Q_1 = G + P = 65.934 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_2 = G + N = 70.876 \text{ daN/ml.}$$

$$Q_3 = G + V = -6072.62 \text{ daN/ml.}$$

III - 4 - C Dimensionnement des pannes:

Les pannes sont dimensionnées pour satisfaire simultanément les deux conditions suivantes :

Condition de résistance :

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{ply}} \right) \alpha + \left(\frac{M_{sdz}}{M_{plz}} \right) \beta \leq 1$$

Condition de flèche : $f_z \leq f_{adm}$

III - 4 - D À la condition de résistance :

Les profilés laminés en I ou en H sont généralement de classe 1 ou 2 donc :

$$\beta = 1 ; \alpha = 2$$

Calcul des moments :

$$M_{sdy} = \frac{Q_z l^2}{8} = \frac{101.423 \times 8^2}{8} = 811.387 \text{ daN.m}$$

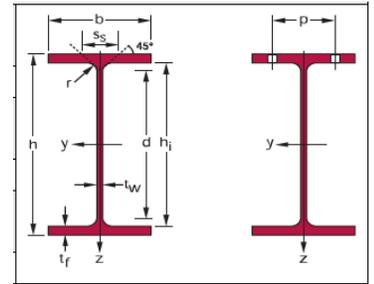
$$M_{sdy} \leq (M_{ply} = W_{pl} \frac{f_y}{\gamma_{M0}})$$

Ce qui implique :

$$W_{ply} \geq \frac{M_{sdy} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{811.387 \times 10^{-2} \times 1.1}{355} = 25.141 \text{ cm}^3$$

On choisit: IPE A100

W_{ply} cm ³	W_{plz} cm ³	I_y cm ⁴	I_z cm ⁴	A_{vz} cm ²	G kg
32.98	7.54	141.2	13.12	4.44	6.9



III - 4 - D - a - Vérification de la condition de résistance :

Le poids propre de l'IPE A100 est inclus sous le poids de panne estimé, donc :

$$M_{ply} = W_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = 1064.354 \text{ daN.m}$$

$$\left(\frac{M_{sdy}}{M_{ply}} \right) \alpha \leq 1 \quad \left(\frac{811.387}{1064.354} \right)^2 = 0.581 < 1$$

..... La condition est vérifiée

- Aux conditions de flèche :

$$f_{admz} = \frac{l}{150} = 53.3 \text{ mm}$$

- Calcul de flèche :

$$f_{z \max} = \frac{5}{384} \frac{Q_z(l)^4}{EI_y} = \frac{5 \times 77.776 \times 10^{-2} \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 141.2 \times 10^4} = 115.51 \text{ mm}$$

la condition n'est pas vérifiée.

On choisit IPE140: $I_y = 541.2 \text{ cm}^4$ $w_{ply} = 88.34 \text{ cm}^3$ $g = 12.9 \text{ Kg/ml}$.

$Q_z = 83.776 \text{ daN/m} = 0.83776 \text{ N/mm}$.

$$f_{z \max} = \frac{5}{384} \frac{Q_z \times l^4}{E \times I_y} = \frac{5 \times 83.776 \times 10^{-2} \times 8000^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 541.2 \times 10^4} = 39.31 \text{ mm} < f_{adm} = 53.3 \text{ mm}$$

La condition est vérifiée.

III - 4 - D - b Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $V_{sdz} < V_{plz rd}$

$A_{vz} = 7.64 \text{ cm}^2$.

$$V_{plz rd} = \frac{A_{vz} f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{mo}}$$

$$V_{sdz} = \frac{Q_z l}{2} = \frac{101.423 \times 8}{2} = 405.692 daN.$$

$$V_{PLZ rd} = \frac{7.64 \times 10^2 \times 355}{\sqrt{3} \times 1.1} = 142353.581 N = 14235.358 daN.$$

$V_{sdz} < V_{PLZ rd} \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots \dots$ la condition est vérifiée.

III - 4 - D - c Vérification vis-à-vis déversement :

$$Q_3 = -1.35G + 1.5Q = -9113.934 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{ysd} = \frac{Q_y (l/2)^2}{8} = 18227.87 daN.m.$$

Il faut vérifier :

$$M_{ysd} < x_{lt} \times \beta_w \times W_{ply} \times f_y / \gamma_{M1}$$

Avec :

$$M_{b,Rd} = \chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y / \gamma_{M1}$$

β_w : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

χ_{LT} : Coefficient de réduction.

$$x_{lt} = \frac{1}{\varphi_{lt} + (\varphi_{lt}^2 - \bar{\lambda}_{lt}^2)^{0.5}}$$

$$\varphi_{lt} = 0.5(1 + \alpha_{lt} \times (\bar{\lambda}_{lt} - 0.2) + \bar{\lambda}_{lt}^2)$$

Pour les profils laminés : $\alpha_{LT} = 0.21$.

$$\bar{\lambda}_{lt} = \sqrt{\frac{\beta_w W_{ply} f_y}{M_{cr}}}$$

$$M_{cr} = c_1 \frac{\pi^2 E I_z}{(L)^2} \left[\frac{I_w}{I_z} + \frac{(L)^2 G I_t}{\pi^2 E I_z} \right] \left(\frac{1}{2} \right)$$

C_1 : est le coefficient qui tient compte le cas de chargement et les conditions des appuis, donné par la relation suivante :

$$C_1 = 1.132.$$

$$L = 8 \text{ m.}$$

Tableau 15: les valeurs des moments de IPE140.

Mcr(daN.m)	$\bar{\lambda}_{lt}$	φ_{lt}	χ_{LT}	Mbrd(daN.m)
18227.87	1.664	2.039	0.276	787.699

$$M_{ysd} > M_{b Rd}$$

Donc utilise IPE 220

$$M_{ysd} = \frac{Q_3 (l/3)^2}{8} = \frac{-9113.934 \times (\frac{8}{3})^2}{8} = 8101.274 daN.m.$$

Tableau 16: les valeurs des moments de IPE220.

$M_{cr}(daN.m)$	$\bar{\lambda}_{lt}$	φ_{lt}	χ_{lt}	$M_{brd}(daN.m)$
$3.908 \cdot 10^{19}$	1.61^{-6}	0.479	1.043	9614.456

$M_{ysd} < M_{b rd}$ la condition est vérifiée.

III - 5 Introduction:

Le pré dimensionnement a pour objet le pré calcul des sections des différents éléments résistants en utilisant les règlements (RPA 99/V2003), BAEL 91 et CBA 93.

III - 5 - A Pré dimensionnements des poutres:

III - 5 - A - a Pré dimensionnement des poutres principales :

➤ Critère de rigidité :

$$\frac{L_{ax}^2}{15} \leq h \leq \frac{L_{ax}^2}{10} \text{ Avec } L_{max}=570 \text{ cm}$$

$$\frac{1300}{15} \leq h \leq \frac{1300}{10} \quad 86.66 \text{ cm} \leq h \leq 130 \text{ cm}$$

Pour cela On prend $h=105 \text{ cm}$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$$42 \text{ cm} \leq b \leq 84 \text{ cm}$$

On prend $b=65 \text{ cm}$

Soit une poutre de section $(105 \times 65) \text{ cm}^2$

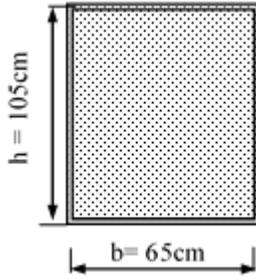


Figure 17: section de poutre principale.

➤ **Conditions du R.P.A99 :**

Le règlement parasismique exige que les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 65\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 105\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,61 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

III - 5 - B Pré dimensionnement des poutres secondaires :

➤ **Critère de rigidité :**

$$- \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max} = 800\text{m}$$

$$53.3\text{cm} \leq h \leq 80\text{cm} \quad \text{on prend } h = 65\text{cm}$$

$$- 0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$26 \leq b \leq 52$$

On prend $h = 65\text{cm}$ et $b = 40\text{cm}$

Soit une poutre de section $(bxh) = (40 \times 65) \text{ cm}^2$

➤ **Conditions du RPA99**

$$\begin{cases} b = 40\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 65\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,62 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

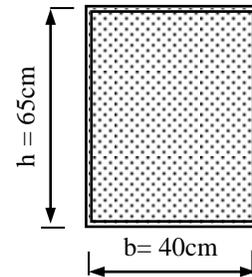


Figure 18: section de poutre secondaire.

Les dimensions des poutres sont résumées dans le tableau suivant

Tableau 17: dimensions des poutres.

Poutre	Dimension (b×h) cm
Principale	105x65
Secondaire	65x40

III - 6 Calcul de la dalle pleine :

Les dalles pleines sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions, qui peuvent reposer sur 2, 3 ou 4 appuis. Le calcul des dalles donc fait l'objet de cette partie.

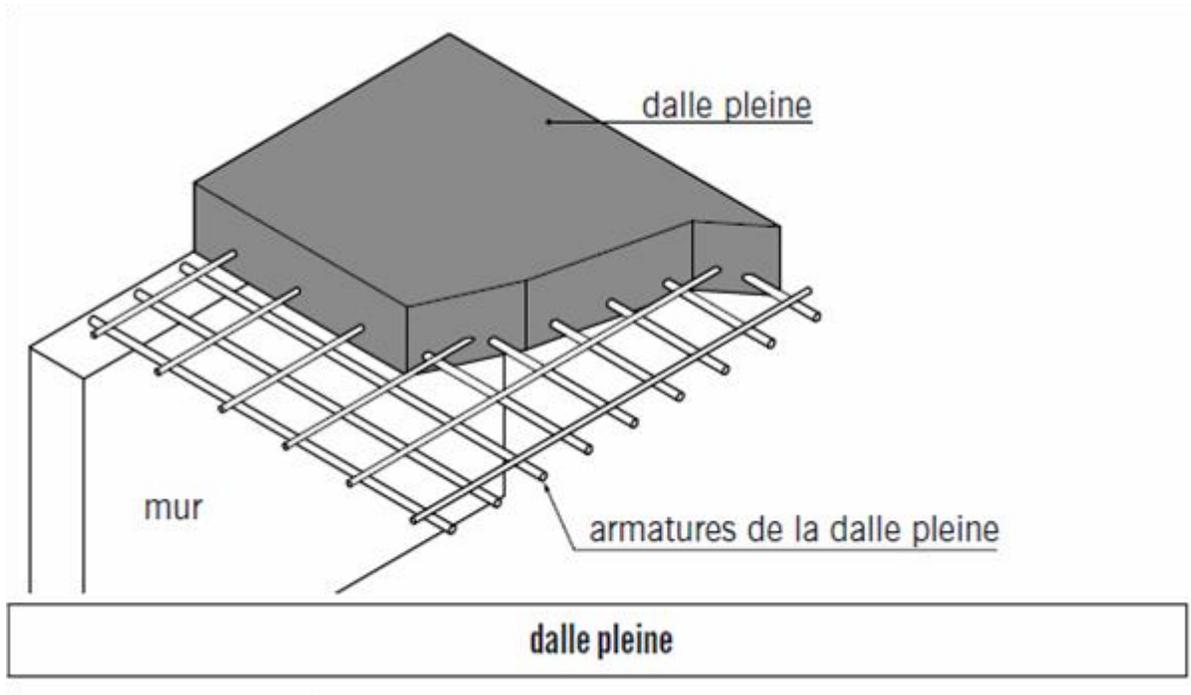


Figure 19: schéma de la dalle pleine

III - 6 - A Pré dimensionnement de la dalle pleine :

Pour pré dimensionner une dalle ; détermination de l'épaisseur e de la dalle ; on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de sécurité en matière d'incendie :**

$h_d = 7\text{cm}$ pour 1 heure de coupe-feu.

$h_d = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coupe -feu.

Satisfaisant la condition de flèche, les conditions d'incendie et la moyenne des conditions acoustiques ; on opte pour une épaisseur de la dalle pleine égale à $h_d=15\text{ cm}$.

Avec :

L_x : est la portée de panneau plus sollicité.

➤ **Condition d'isolation acoustique :**

* Contre les bruits aériens $2500 \times h_d = 350 \text{ kg/m}^3$ $h_d = 14 \text{ cm}$

* Contre les bruits impacts $2500 \times h_d = 400 \text{ kg/m}^3$ $h_d = 16 \text{ cm}$

➤ **Condition de résistance à la flexion :**

Pour des raisons de flexibilité et de rigidité la hauteur de la dalle est donnée par :

$\rho = L_x / L_y = 0,4 \implies$ dalle reposant sur deux (02) appuis

$$\implies h_d = (1/35 \div 1/30) L_x$$

$0,4 < \rho < L_x / L_y = 1 \implies$ dalle reposant sur d'autres appuis

$$\implies h_d = (1/50 \div 1/40) L_x$$

Dans notre cas on a : $L_x = 8 \text{ m}$.

$$L_y = 13 \text{ m}.$$

$\rho = L_x / L_y = 8 / 13 = 0,734 > 0,61 \implies$ les panneaux de la dalle reposant sur quatre (04) appuis.

$$h_d = (1/50 \div 1/40) L_x = (1/50 \div 1/40) 8 = (16 \div 20) \text{ cm}.$$

on adopte $e = 20 \text{ cm}$.

➤ **Condition de flèche :**

Selon le **CBA93**, nous devons vérifier la condition suivante, si la portée est supérieure à 5 m :

$$f < f_{adm} \text{ et } f_{adm} = \frac{0,5 \text{ cm} + l_{max}}{1000}$$

$$\frac{5ql^4}{384EI} < \frac{0,5 \text{ cm} + l_{max}}{1000}$$

Avec :

l_{max} : représente la portée maximale égale à 8 m.

Pour vérifier la condition on considère une bande de la dalle de largeur égale à 1 m avec une épaisseur de 0.2 m.

Le module d'élasticité du béton armé :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$E = 11000 \sqrt[3]{F_{C28}} = 32164,2 \text{ MPa}.$$

Le moment d'inertie de la section : $I = e^3 / 12$.

Pour le panneau le plus sollicité (plancher sous auditorium) :

Charge permanente $G = 0,2 \times 25 \times 1 = 5 \text{ kN/ml}$.

Charge d'exploitation $Q=3.5 \text{ kN/ml}$

Alors

$$Q_s=5+3.5=8.5 \text{ kN/ml} \text{ max}=8 \text{ m}$$

Ce qui résulte :

$$e \geq \sqrt[3]{\frac{1000 \times 5 \times Q_s \times l^4}{32E(l+0.005)}}$$

En suivant cette expression, nous obtenons que l'épaisseur qui satisfait la condition de flèche est de valeur égale à : $e=0.27 \text{ m}$

On opte la valeur **0.3m** pour l'épaisseur de dalle pleine.

III - 6 - B Evaluation des charges :

Le tableau suivant résume l'évaluation des charges agissant sur la dalle pleine :

Tableau 18: charge agissant sur la dalle pleine.

Type	Epaisseur (m)	Charge permanente (KN/m ²)
Dalle en béton armé	0.3	7.5
Lit de sable	0.2	0.36
Mortier de pose	0.2	0.4
Carrelage	0.2	0.4
Cloison de séparation	-	0.3
	G	8.97
	Q	3.5

III - 6 - C Sens de travail de la dalle pleine :

La dalle est reposée sur 4 cotées, les dimensions de panneau plus sollicité sont :

$$l_x=8 \text{ m}$$

$$l_y=13 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{8}{13} = 0.61$$

Donc : $0.4 < \rho < 1$ la dalle travail dans les deux sens.

III - 6 - D Combinaisons :

- A l'ELU :

$$Q_u=(1.35 G+1.5 Q) \times 1 \text{ ml} =17.36 \text{ kN/ml}$$

- A l'ELS :

$$Q_s = (G+Q) \times 1 \text{ ml} = 12.47 \text{ kN/ml}$$

III - 6 - E Détermination des sollicitations :

En fonction de ρ et le coefficient de poisson ν , le tableau de PIGEAUD fournit les paramètres μ_x et μ_y (voir annexe C) afin de faciliter la détermination des moments dans les deux sens M_x et M_y , en utilisant donc cette méthode et on a trouvé les résultats comme suit :

En ELU :
$$\nu = 0.2\rho = 0.61 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0798 \\ \mu_y = 0.317 \end{cases}$$

Tableau 19: calcul des moments en ELU dans les deux sens.

	Selon le sens x	Selon le sens y
Moment	$M_x = \mu_x l^2 Q_u = 88.66 \text{ KN.m}$	$M_y = \mu_y M_x = 28.10 \text{ KN.m}$
En travée	$M_{xt} = 0.75 M_x = 66.5 \text{ KN.m}$	$M_{yt} = 0.75 M_y = 21.07 \text{ KN.m}$
En appuis	$M_{xa} = 0.5 M_x = 44.33 \text{ KN.m}$	$M_{ya} = 0.5 M_y = 14.05 \text{ KN.m}$

En ELS :
$$\nu = 0.2\rho = 0.61 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0849 \\ \mu_y = 0.487 \end{cases}$$

Tableau 20: calcul des moments en ELS dans les deux sens.

	Selon le sens x	Selon le sens y
Moments	$M_x = \mu_x l^2 Q_s = 67.75 \text{ KN.m}$	$M_y = \mu_y M_x = 33 \text{ KN.m}$
En travée	$M_{xt} = 0.75 M_x = 50.81 \text{ KN.m}$	$M_{yt} = 0.75 M_y = 24.75 \text{ KN.m}$
En appuis	$M_{xa} = 0.5 M_x = 25.40 \text{ KN.m}$	$M_{ya} = 0.5 M_y = 16.5 \text{ KN.m}$

III - 6 - F Calcul de ferrailage:

La section à ferrailier est $(1 \times 0.30) \text{ m}^2$, le calcul des armatures se fait à la flexion simple, le tableau suivant représente la récapitulation des calculs effectués, les formules et les sections minimales des armatures dans les deux directions, sont comme suit :

Largeur de bande : $b = 1 \text{ m}$.

L'épaisseur de la dalle : $e = 0.3 \text{ m}$.

La hauteur utile : $d = 0.9 \times e = 0.27 \text{ m}$.

Contrainte de béton : $\sigma_{bc}=22.67 \text{ MPa}$.

Contrainte de l'aciers d'armatures $\sigma_s=348 \text{ MPa}$.

Les formules utilisées pendant les calculs :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

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

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

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}$$

• **Section minimale des armatures :**

-Selon le sens de yy :

$$\rho_0 = \frac{2}{\rho_{\text{béton}}} = \frac{2}{25} = 0.08$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 0.08 \times 1 \times 30 = 2.4 \text{ cm}^2$$

-selon le sens de xx :

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} A_{ymin} = \frac{3 - \frac{8}{13}}{2} \times 2.4$$

$$A_{xmin} = 2.86 \text{ cm}^2.$$

Tableau21:calcul des sections de ferrailage de dalle pleine.

		M_u KN.m	μ	α	β	A_u (cm^2)	A_{min} (cm^2)	Le choix	A_{fer} (cm^2)	St (cm)
Sens x	En travée	50.81	0.049	0.051	0.979	1.49	2.86	4HA10	3.14	25
	En appuis	25.4	0.024	0.030	0.988	0.738	2.86	4HA10	3.14	25
Sens y	En travée	24.75	0.023	0.029	0.988	0.71	2.4	4HA10	3.14	25
	En appuis	16.5	0.015	0.018	0.992	0.47	2.4	4HA10	3.14	25

Toutes les valeurs de moment réduit μ sont inférieure à $\mu_{AB}=0.186$, pour cela il y pas des armatures comprimées $A'=0$.

III - 6 - G Vérification au cisaillement :

La vérification de l'effort tranchant dans les dalles se fait suivant les deux directions selon les formules suivantes :

- Suivant le sens x :

$$T_{ux} = \frac{Q_u}{2l_y + l_x} = \frac{17.36}{2 \times 13 + 8} = 0.51 \text{ kN}$$

-suivant le sens y :

$$T_{uy} = \frac{Q_u \times l_x \times l_y}{3 \times l_y} = \frac{Q_u \times l_x}{3} = \frac{17.36 \times 8}{3} = 46.29 \text{ kN}$$

$$T_{u\max} = \max(T_{ux}; T_{uy}) = 46.29 \text{ kN}$$

Donc il faut vérifier que : $\tau_u \leq \tau_l$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{u\max}}{bd} = \frac{46.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.27} = 0.10 \text{ MPa}$$

$$\tau_l = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \tau_l$ le condition est vérifier

III - 6 - H Vérification des contraintes :

La vérification des contrainte se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91 avec la fissuration de la dalle est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

La contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e; 100 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 176 \text{ MPa Fissuration très préjudiciable.}$$

La contrainte du béton $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier $\sigma_s = 15 k (d - y)$

y : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} Y^2 - n \times A_{fer} (d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30A_{fer}y - 30A_{fer}d = 0$$

L'équation donc devient :

$$100y^2 + 94.2y - 25434 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y=4.6 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A_{fer}(d - y)^2 = 26877.429 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}^{max}}{I} = \frac{50.81}{26877.429 \times 10^{-8}} = 189.043 \text{ MN/m}^3.$$

$$\sigma_b = k \times y = 189.043 \times 4.6 \times 10^{-2} = 8.695 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ la condition est vérifiée.

$$\sigma_s = 15k(d - y) = 15 \times 189.043(0.27 - 0.046) = 635.184 \text{ MPa}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ la condition n'est pas vérifiée.

Donc on augmente la section d'armature.

On choisit $A_{fer}=4\text{HA}20=12.56\text{cm}^2$.

$$I = 100 \times \frac{4.6^3}{3} + 15 \times 12.56(27 - 4.6)^2 = 97776.117 \text{ cm}^4.$$

$$k = \frac{50.81}{97776.117 \times 10^{-8}} = \frac{51.965 \text{ MN}}{\text{m}^3}.$$

$$\sigma_s = 15 \times 51.965(27 - 4.6) = 174.60 \text{ MPa}.$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ **la condition est vérifiée.**

IV Chapitre 4:

Prédimensionnement des éléments structuraux

IV - 1 Pré dimensionnements des poutres :

IV - 1 - A Pré dimensionnement des poutres principales :

➤ Critère de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec } L_{\max}=570 \text{ cm}$$

$$\frac{1300}{15} \leq h \leq \frac{1300}{10} \quad 86.66 \text{ cm} \leq h \leq 130 \text{ cm}$$

Pour cela On prend $h=105 \text{ cm}$

$$0,4 h \leq b \leq 0,8 h$$

$$42 \text{ cm} \leq b \leq 84 \text{ cm}$$

On prend $b=65 \text{ cm}$

Soit une poutre de section $(105 \times 65) \text{ cm}^2$.

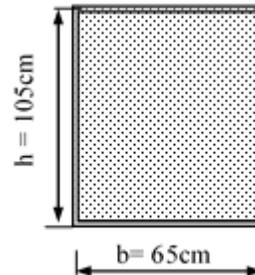


Figure 20:section d'une poutre principale

➤ Conditions du R.P.A99 :

Le règlement parasismique exige que les dimensions des poutres doivent vérifier les conditions suivantes :

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 105 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,61 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

IV - 1 - B 2.2) Pré dimensionnement des poutres secondaires :

➤ Critère de rigidité :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \quad \text{Avec : } L_{\max}=800 \text{ m}$$

$$53.3 \text{ cm} \leq h \leq 80 \text{ cm} \quad \text{on prend } h=65 \text{ cm}$$

$$- 0.4 h \leq b \leq 0.8 h$$

$$26 \leq b \leq 52$$

On prend $h = 65 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$

Soit une poutre de section $(b \times h) = (40 \times 65) \text{ cm}^2$

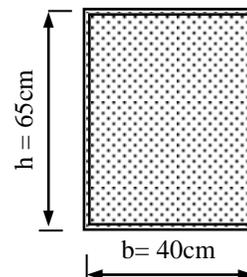


Figure 21:section d'une poutre secondaire

➤ Conditions du RPA99

$$\begin{cases} b = 40 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ h = 65 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots CV \\ \frac{h}{b} = 1,62 \leq 4 \dots\dots\dots CV \end{cases}$$

Les dimensions des poutres sont résumées dans le tableau suivant

Tableau 22:dimensions des poutres

Poutre	Dimension (b×h) cm ²
Principale	105x65

Secondaire	65x40
------------	-------

IV - 1 - C Prédimensionnement des poteaux:

IV - 1 - C - a Poteau métallique :

Ce sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des Fondations. Ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

L'effort élastique N_{max} sollicitant les poteaux métalliques intermédiaires est:

Surcharge climatique de neige $S_N=14.2 \text{ daN/ml}$.

- **Etage courant :**
- Le poids de la dalle collaborant $g_{dalle}=178 \text{ kg/m}^2$.
- Le poids de poutre IPE750X137 $g_{poutre}=137 \text{ kg/ml}$.
- Le poids de panne IPE240 $g_{panne}=14.16 \text{ kg/m}^2$.
- La pression de vent :
- Toiture :-2348.194N/m².
- Paroi :-1820.18N/m²
- **Terrasse:**
- Le poids de panneau sandwich $g_{panneau}=7.54 \text{ kg/m}^2$.
- Le poids de poutre IPE220 $g_{poutre}=26.6 \text{ kg/ml}$.
- Le poids de panne IPE200 $g_{panne}=12.09 \text{ kg/m}^2$.
- La pression de vent :
- Toiture :-1878.48N/m².
- Paroi :-1456.08N/m².
- **Charge permanente:**

$$G_e=(178 \times 8)+(14.17 \times 8)+137=1674.36 \text{ daN/ml.}$$

$$G_t=(7.54 \times 8)+22.4+(12.09 \times 8)=179.44 \text{ daN/ml.}$$

- **Combinaison :**
- Terrasse:

$$1.35G+1.5N=418.884 \text{ daN/ml.}$$

$$1.35G+1.5V_1=-2575.467 \text{ daN/ml.}$$

$$1.35G+1.5V_2=-1941.876 \text{ daN/ml.}$$

- Etage:

$$1.35G+1.5N=2437.026 \text{ daN/ml.}$$

$$1.35G+1.5V_1=-557.334 \text{ daN/ml.}$$

$$1.35G+1.5V_2=76.266 \text{ daN/ml.}$$

$$N_u=1588525.574 \text{ daN.}$$

$$N_u \leq A f_y \Rightarrow A \geq \frac{N_u}{f_y}.$$

$$A \geq 49.21 \text{ cm}^2.$$

On choisit **HEA220** **A=64.3cm²**.

IV - 1 - C - b Poteau béton armé :

Le prédimensionnement des poteaux se fait selon la condition fixée par le **BAEL 91**, en fonction de la charge maximale à supporter à l'état limite ultime, par l'inégalité suivante :

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right].$$

$$\text{Alors : } B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Où :

B : la section de poteau réduit, $B_r=(b-0.02)(h-0.02)m^2$

b, h sont les dimensions de la section transversale de poteau.

N_u : l'effort normal ultime agissant sur le poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique de béton $f_{c28}=25 \text{ MPa}$.

f_e : limite élastique de l'acier d'armature, $f_e=400 \text{ MPa}$.

A : section des armatures minimale à mettre en place ;

Pour la zone sismique III, $A=0.9 \% B_r$.

γ_b : coefficient de sécurité de béton, $\gamma_b=1.5$.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s=1.15$.

α : coefficient déduit d'après l'élanement mécanique λ .

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ si } 50 < \lambda < 70.$$

$$\alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \right]} \text{ si } \lambda \leq 50.$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35$, pour faire participer à la résistance du poteau tous les barres d'acier de la section (stabilité vis à vis du flambement).

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.71.$$

Calcul de la charge ultime N_u :

Le poteau plus sollicité doit support la charge ultime N_u , cette charge est définie comme la somme de tous les poids des éléments se trouve au-dessus de ce poteau (planchers, poutres, poteaux des défèrent étages etc...), et la charge d'exploitation Q obtenu par la loi de dégression.

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q.$$

La surface afférente est schématisée dans la figure ci-dessous :

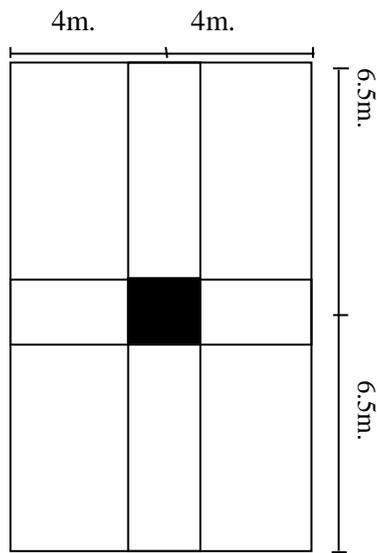


Figure 22: poteau béton armé plus sollicité.

- **Poids de plancher terrasse :**

$$G_{ter} = (7.54 \times 1.04) + (26.2 \times 13) + (12.9 \times 8 \times 6) = 1743.96 \text{ daN.}$$

- **Poids de plancher mixte :**

$$G_{pm} = (178 \times 13 \times 8) + (137 \times 13) + (30.7 \times 6 \times 8) = 21766.6 \text{ daN.}$$

- **Poids de plancher béton armé :**

$$G_{pb} = (750 \times 13 \times 8) + (1.05 \times 0.65 \times 13 \times 2500) + (2500 \times 0.4 \times 0.65 \times 8) = 105381.25 \text{ daN.}$$

$$G_{PB} = 105381.25 \times 5 = 523906.25 \text{ daN.}$$

- **Poids totale de structure :**

$$G = 1.35 (G_{ter} + G_{pb} + G_{PB}) = 861864.943 \text{ daN.}$$

- **Charge d'exploitation :**

Le bâtiment est de R+9 donc il y a lieu d'appliquer la loi de dégression de charge d'exploitation ; cette loi est applicable aux bâtiments à grand nombre où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes, selon le **DTR BC** article 6.3. Les charges sont de valeurs identiques sauf au niveau de RDC, alors la loi de dégression prend les coefficients comme suit :

Sous terrasse : Q_0 .

Sous dernier étage : Q_0+Q_1 .

Sous étage immédiatement inférieur : $Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$.

Sous troisième étage : $Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$.

Sous le quatrième étage : $Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.

Sous le cinquième étage et les suivants : $Q_0+3+n/2(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\dots+Q_n)$

: représente le numéro d'étage à partir le sommet du bâtiment.

Pour notre cas la valeur de charge d'exploitation est :

Pour les étages courants $Q_i=3.5 \text{ kN/m}^2$

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation agissant sur le poteau plus sollicité :

Tableau 23: dégression de charge d'exploitation.

Niveau	Dégression	Q (daN/m ²)
Sous 9 ^{ème} étage	Q_0 .	350
Sous 8 ^{ème} étage	Q_0+Q_1	700
Sous 7 ^{ème} étage	$Q_0+0.95 (Q_1+Q_2)$	3865
Sous 6 ^{ème} étage	$Q_0+0.90 (Q_1+Q_2+Q_3)$	1295
Sous 5 ^{ème} étage	$Q_0+0.85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	1540
Sous 4 ^{ème} étage	$Q_0+0.80 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	1750
Sous 3 ^{ème} étage	$Q_0+0.75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	1925
Sous 2 ^{ème} étage	$Q_0+0.70 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)$	2065
Sous 1 ^{er} étage	$Q_0+0.65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)$	2170
RDC	$Q_0+0.60 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9)$	2240

Donc la valeur de la charge d'exploitation qui doit supporter par le poteau :

$$Q=1.5 \times 2240 \times 13 \times 8=349440 \text{ daN.}$$

L'effort normale ultime :

$$N_u=G+Q=349440+861864.934=1211304.934 \text{ daN.}$$

Section de poteau :

$$B_r \geq \frac{12113049.43}{0.71 \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.009 \times 400}{1.15} \right]}$$

$$B_r \geq 788058.09 \text{ mm}^2 = 0.78 \text{ m}^2.$$

$$(b - 0.02)(h - 0.02) \geq 0.78 \text{ m}^2.$$

On pose $b=0.65\text{m} \Rightarrow h \geq 1.258 = 1.3\text{m}$.

• **-Vérification selon RPAV2003 :**

$$\begin{cases} \min(b; h) \geq 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.} \\ \min(b; h) \geq \frac{H_e}{20} = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{condition vérifié.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifié.} \end{cases}$$

IV - 1 - C - c -Vérification de poteau vis-à-vis le flambement :

La vérification de poteau en béton armé est valide si la condition suivante est satisfaite :

$$\lambda \leq 50$$

Avec: $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$l_f = 0.7l_0$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

: est l'élancement mécanique donné par :

l : longueur de flambement de poteau.

l_0 : désigne la hauteur libre de poteau.

: le rayon de giration.

: moment d'inertie quadratique de section transversale de poteau.

: l'aire de section considérée.

-Longueur de flambement l_f :

$$l_0 = 300 \text{ cm} \Rightarrow l_f = 0.7l_0 = 210 \text{ cm}.$$

-Moment d'inertie I :

$$I = \frac{bh^3}{12} = \frac{65 \times 130^3}{12} = 11900416.66 \text{ cm}^4.$$

-Rayon de giration i :

$$B = 65 \times 130 = 6695 \text{ cm}^2.$$

$$i = \sqrt{\frac{11900416.66}{6695}} = 42.16 \text{ cm}.$$

-Calcul de l'élanement :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{210}{42.16} = 4.98 \leq 50.$$

La valeur de l'élanement ne dépasse pas 50, donc la stabilité de poteau vis-à-vis le flambement est vérifiée.

IV - 1 - D Prédimensionnement de voile:

Un contreventement est un système statique destiné à assurer la stabilité globale d'un ouvrage vis-à-vis des effets horizontaux issus des éventuelles actions sur celui-ci (par exemple : vent, séisme, choc, freinage, etc.).

Pour notre bâtiment, les murs en béton armé des cages d'escaliers ou d'ascenseurs font parties des noyaux rigides assurant la stabilité de bâtiment. Au niveau de l'infrastructure, les murs voiles (voiles périphériques) sont pour reprendre l'effet des poussées des terres sur l'ensemble.

Le prédimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du **RPA 99 v 2003**, avec l'épaisseur a de voile ne doit pas être inférieure à 15 cm, et il est déterminé à l'aide de la hauteur libre d'étage:

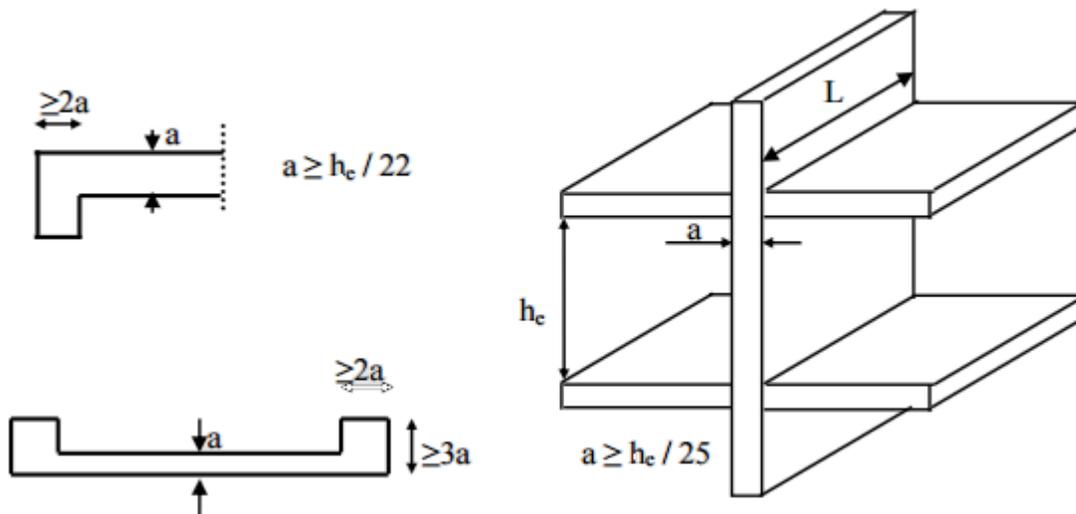


Figure 23:prédimensionnement du voile.

Avec :

a : l'épaisseur du voile.

H_e : hauteur libre d'étages.

L : la largeur du voile.

IV - 1 - D - a Voiles périphériques :

Prédimensionnement :

$H_e = 3.0 \text{ m.}$

$$a \geq \frac{300}{20} = 15 \text{ cm.}$$

On prend l'épaisseur de voiles périphériques égale à 20cm.

V Chapitre 5:

Etude des éléments secondaires

V - 1 Escalier béton armé:

V - 1 - A Introduction:

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant. Le terme a pour origine étymologique « scala », l'« échelle » en latin. Le métier correspondant est celui d'escaliéteur.

Par extension, ce type de construction a donné son nom à un escalier, voie piétonne, à ciel ouvert ou couverte, constituée d'une ou plusieurs volées de marches.

V - 1 - B Les types des escaliers:

- Escalier droit :

L'escalier droit est le plus classique, car il est facile à concevoir et à installer, mais son inconvénient majeur est de nécessiter beaucoup de place, afin de ne pas se transformer en dangereuse échelle de meunier.

- Escalier tournant :

Lorsqu'on manque de place ou que la configuration de la pièce l'exige, l'escalier 1/4 tournant, 2/4 tournant ou demi-tournant est une solution également très esthétique, qui peut être mise en œuvre avec tous types de matériaux.

- Escalier hélicoïdal :

Dans les plus petits espaces ou pour de pures raisons d'esthétique, l'escalier hélicoïdal se fait particulièrement discret, d'autant qu'il n'a pas besoin d'être appuyé sur un mur, ce qui permet de le placer où on veut.

- Escalier à limon central :

Ce type d'escalier fait partie des modèles les plus légers et esthétiques. Les marches sont posées sur un limon central unique, ce qui lui donne un aspect très épuré.

- Escalier suspendu :

L'escalier suspendu doit être mis en œuvre par des professionnels, car ses caractéristiques techniques sont exigeantes, mais il est particulièrement esthétique et s'intègre harmonieusement à tous les intérieurs.

Tous ces types d'escaliers peuvent être réalisés en pierre, en bois, en métal, en verre... avec ou sans contremarches, tout est possible.

Pense-bête : si le choix d'un type d'escalier dépend de la configuration des lieux, il faut aussi tenir compte des occupants, car certains escaliers peuvent être dangereux pour les enfants ou les personnes

Agées.

V - 1 - C Prédimensionnement et calcul d'escalier:

V - 1 - C - a Giron et hauteur de contremarche :

D'après la formule de BLONDEL :

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

Avec :

h : le plus courant varie de 14 et 18 cm

g : giron il varie de 22 à 33 cm

$n-1$: nombre des marches

-On pose $g=28 \text{ cm}$.

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 15.5 \text{ cm} \leq h \leq 19 \text{ cm}$$

-On prend $h=17 \text{ cm}$.

V - 1 - C - b Calcul de nombre de contre marche pour chaque étage

-Pour sous-sol : $H=3\text{m}$

n : le nombre des contres marches est obtenus par : $n=H/h=3/17=17.64$

On prend $n=18$, donc 9 contre marche pour chaque volée.

-Pour RDC : $H=3.95 \text{ m}$

n : le nombre des contres marches est obtenus par : $n=H/h=395/17=23.23$

On prend $n=24$, donc 12 contre marche pour chaque volée.

- Pour le 1^{er} étage : $H=3.25 \text{ m}$

n : le nombre des contres marches est obtenus par : $n = H \div h = 325 \div 17 = 19.11$

On prend $n=20$, donc 10 contre marche pour chaque volée.

- Pour les étages courants :

2^{eme} et le 3^{eme} étages :

$$H=4.95 \text{ m}$$

n : le nombre des contres marches est obtenus par : $n = H \div h = 495 \div 17 = 29.11$

$n=30$, donc 15 contre marche pour chaque volée

V - 1 - C - c Calcul longueur de ligne de foulée L :

$$L = g (n/2 - 1)$$

-Pour sous-sol : $L = 28 (9 - 1) = 224 \text{ cm}$.

-Pour RDC : $L = 28 (12 - 1) = 308 \text{ cm}$.

-Pour 1^{er} étage : $L = 28 (10 - 1) = 252 \text{ cm}$.

-Pour 2^{er} et 3^{eme} étage : $L = 28 (15 - 1) = 392 \text{ cm}$.

N.B : à cause de diversité des hauteurs de niveau, on va calculer l'escaliers située au deuxième étage qui donne les valeurs plus défavorables que les autres étages.

V - 1 - C - d Epaisseur de paliers et paillasse :

- **Epaisseur de paillasse :**

$$\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15} \Rightarrow \frac{392}{20} \leq e \leq \frac{392}{15} \Rightarrow 19.6 \leq e \leq 26.13$$

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

- **Epaisseur de paliers :**

$$e = \max\left(\frac{L}{20}; \frac{L}{30}\right) = \max\left(\frac{392}{20}; \frac{392}{30}\right) \Rightarrow (19.6; 13.06)$$

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

- **L'inclinaison α :** $\alpha = \text{arctg} \frac{17}{28} = 31.26^\circ$

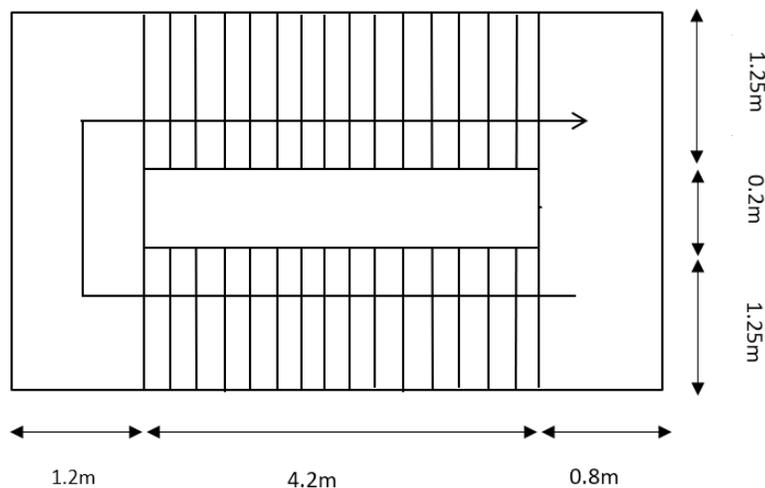


Figure 24: dimensions de cage d'escalier.

Tableau 24:évaluations des charges de volée.

Désignation	e(m)	P(KN/m ³)	Poids(kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0.2	20	0.40
Mortier de ciment horizontale	0.2	20	0.40
Lit de sable fin	0.2	18	0.36
Revêtement en carrelage verticale e x ρ x h/g	0.2	20	0.26
Poids propre de paillasse e x ρ/cos α	0.15	25	4.52
Poids propre des marches ρ x h/2	-	25	2.19
Enduit en plâtre e x ρ/cos α	0.2	10	0.24
Garde-corps	-	-	0.10
		G _v	8.47
		Q	3.5

Tableau 25:évaluation des charges de palier

Désignation	e(m)	P(KN/m ³)	Poids(kN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontale	0.2	20	0.40
Mortier de ciment horizontale	0.2	20	0.40
Lit de sable fin	0.2	18	0.36
Poids propre de palier	0.15	25	3.75
Enduit plâtre	0.2	10	0.2
		G _p	5.11
		Q	3.5

V - 1 - D Les combinaisons:

- Paillasse:

$$Q_{uv} = (1.35 G_v + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml} = 16.68 \text{ kN/ml.}$$

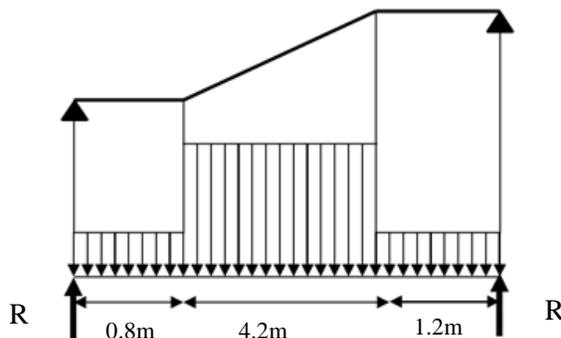
$$Q_{sv} = (G_v + Q) \times 1 \text{ ml} = 11.97 \text{ kN/ml.}$$

- Palier :

$$Q_{up} = (1.35 G_p + 1.5 Q) \times 1 \text{ ml} = 12.14 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{sp} = (G_p + Q) \times 1 \text{ ml} = 8.61 \text{ kN/ml.}$$

V - 1 - D - a Calcul des sollicitations:



• **A l'ELU :**

-Les réactions:

$$\Sigma F_v = R_A + R_B = (Q_{up} \times 0.80) + (Q_{uv} \times 4.2) + (Q_{up} \times 1.2)$$

$$\Sigma F_v = 94.33 \text{ kN.}$$

$$\Sigma M/B = 0$$

$$R_A = \left[\frac{(1.2)^2}{2} \times 12.14 + 4.2 \left(\frac{4.2}{2} + 1.2 \right) 16.68 + 0.8 \left(\frac{0.8}{2} + 4.2 + 1.2 \right) \times 12.14 \right] / 6.2$$

$$R_A = 47.80 \text{ KN.}$$

$$\Sigma F_v = R_A + R_B \Rightarrow R_B = \Sigma F_v - R_A$$

$$R_B = 46.53 \text{ kN}$$

-Les moments et les efforts tranchants :

-Pour : $0 \leq x \leq 0.80$.

$$T(x) = R_A - Q_{up}x.$$

$$M(x) = R_A x - Q_{up} \frac{x^2}{2}.$$

-Pour : $0.8 \leq x \leq 4.2$.

$$T(x) = R_A - 0.8Q_{up} - Q_{uv}(x - 0.8).$$

$$M(x) = R_A x - 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2} \right) Q_{up} - \frac{(x-0.8)^2}{2} Q_{uv}.$$

-Pour : $0 \leq x \leq 1.2$.

$$T(x) = R_B - Q_{up}x.$$

$$M(x) = R_B x - R_{uv} \frac{x^2}{2}.$$

Tableau 27 : moment et effort tranchant à ELU.

X m	Reaction KN	Effort Tranchant KN	Moment Fléchissant KN.m	T _{max} KN	M _{max} KN.m	M _t 0.85M ₀ KN.m	M _a 0.4M ₀ KN.m
0	47.80	47.80	0	47.80	43.82	37.24	17.52
0.8		38.08	34.35				
1.2		31.96	43.82				
4.2	46.53	-17.95	-13.85				

- **A L'ELS:**

-Les reactions:

$$\sum F_V = R_A + R_B = (Q_{sp} \times 0.08) + (Q_{sv} \times 4.2) + (Q_{sp} \times 1.2)$$

$$\sum F_V = 67.494KN.$$

$$\sum M_{/B} = 0$$

$$R_A = \left[\frac{(1.2)^2}{2} \times 8.61 + 4.2 \left(\frac{4.2}{2} + 1.2 \right) 11.97 + 0.8 \left(\frac{0.8}{2} + 4.2 + 1.2 \right) 8.61 \right] / 4.6$$

$$R_A = 34.202KN.$$

$$\sum F_V = R_A + R_B \Rightarrow R_B = \sum F_V - R_A$$

$$R_B = 33.292KN.$$

-Les moments et les efforts tranchants :

-Pour: $0 \leq x \leq 0.8$

$$M(x) = R_A x - Q_{sv} \frac{x^2}{2}$$

-Pour: $0.8 \leq x \leq 4.2$

$$M(x) = R_A x - 0.8 \left(x - \frac{0.8}{2} \right) Q_{sp} - \frac{(x - 0.8)^2}{2} Q_{sv}$$

-pour: $0 \leq X \leq 1.2$

$$M(x) = R_B x - Q_{sv} \frac{x^2}{2}$$

Tableau 28:moment et effort tranchant à ELS.

X m	Réaction KN	Moment Fléchissant	M _{max} KN,m	M _t 0.85M ₀ KN.m	M _a 0.4M ₀ KN.m
0	34.202	34.202	52.420	44.557	20.968
0.8		24.606			
1.2		33.751			
4.2	33.292	52.420			

V - 1 - E Calcul de ferrailage :

La section à ferrailer est $(1 \times 0.20) m^2$, le calcul des armatures se fait à la flexion simple suivant les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}$$

$$\sigma_b = 14.2 \text{MPa.}$$

$d=0.9h=0.18\text{m}$ on prend $d=0.17\text{m}$ et $C=3\text{cm}$.

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

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

$$B=1-0.4\alpha.$$

$$A = \frac{M_U}{\sigma_s \times d \times \beta}.$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau 29: résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis.

	M_u (KN.m)	μ	A'	α	β	$A(\text{cm}^2)$
En travée	37.24	0.09	0	0.118	0.952	6.61
En appuis	17.52	0.042	0	0.052	0.979	3.02

- **Condition de non-fragilité :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min}=0.23 b \times d \times f_t 28 / f_e = 2.05 \text{ cm}^2.$$

- **Choix des armatures :**

On choisit :

En travée : 5HA14=7.7cm².

En appuis : 3HA12=3.39cm².

- **Espacement St :**

Pour les armatures principales :

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

En travée : $St=20 \text{ cm}$

En appuis : $St=33 \text{ cm}$

Donc les espacements sont vérifiés

• **Armature de répartition A_r :**

En travée : $A_r = A/4 = 1.92 \text{ cm}^2$

En appuis : $A_r = A/4 = 0.85 \text{ cm}^2$

En choisit pour les armatures de répartition soit en travée ou en appuis 3 HA 10 = 2.35 cm^2

L'espacement $S_t = 33 \text{ cm} < [\min(4h ; 44 \text{ cm}) = \min(60 ; 44 \text{ cm})]$.

Tableau 30: récapitulation de ferrailage en travée et en appuis.

	Armature principale	Armature de répartition
En travée	5HA14	3HA10
En appuis	3HA12	3HA10

V - 1 - F Vérification au cisaillement :

$T_{max} = 47.8 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{47800}{1000 \times 170} = 0.281 \text{ MPa}.$$

$$\tau_l = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \tau_l$ La condition est vérifiée.

V - 1 - G Vérification de la flèche :

Il doit vérifier simultanément :

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{4.95}{6.2} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.798 > 0.062 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} \Rightarrow \frac{4.95}{6.2} > \frac{1}{18} \times \frac{52.42}{43.82} \Rightarrow 0.798 > 0.066 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{100 \times 17} < \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.0019 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

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

V - 1 - H Etude de poutre palière:

La poutre palière est une poutre partiellement encadrée à ses extrémités dans les poteaux, cette poutre sert d'encastrement du palier, prévue pour être un support de l'escalier, elle est, dans la plupart des cas, noyée dans l'épaisseur de paliers.

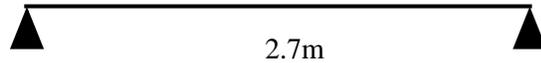


Figure 25: schéma statique de poutre palière.

D'après le **BAEL 91** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{270}{15} \leq h \leq \frac{270}{10} \Rightarrow 18 \leq h \leq 27.$$

Où L : représente la portée entre axe de poutre palière égale à 2.7 m.

On prend $h = 30 \text{ cm}$.

$$\frac{h}{5} \leq b \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \frac{30}{5} \leq b \leq \frac{30}{2}.$$

On prend $b = 20 \text{ cm}$.

- **Vérification des dimensions par le RPA v 2003 :**

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

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

$$\frac{h}{b} < 4 \dots \text{condition vérifiée.}$$

V - 1 - H - a Evaluation des charges :

- Charge permanentes :

Poids propre de la poutre palière : $0.2 \times 0.3 \times 25 = 1.5 \text{ kN/ml}$.

Poids propre de mur en BA d'épaisseur 20 cm : $0.2 \times 25 \times 2.475 = 12.37 \text{ kN/ml}$.

Réaction de l'escalier : $T_{max} = R_B/L = 46.53/2.7 = 17.23 \text{ kN/ml}$.

Donc $G = 31.1 \text{ kN/ml}$.

- **Charge d'exploitation :**

$$Q=2.5 \times 0.3 = 0.75 \text{ kN/ml.}$$

V - 1 - H - b Combinaison :

En ELU : $Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 43.11 \text{ kN/ml.}$

En ELS : $Q_s = G + Q = 31.85 \text{ kN/ml.}$

V - 1 - H - c Calcul des sollicitations :

Le tableau suivant représente les résultats de calcul de sollicitations :

Tableau 31: sollicitations agissant sur la poutre palière.

	Moment isostatique M_0 kN.m	Moment en travée $M_t = 0.8M_0$ kN.m	Moment en appuis $M_a = 0.4M_0$ kN.m	Effort tranchant T_{\max} kN
ELU	39.2836	31.426	15.713	53.032
ELS	29.023	23.218	11.609	42.997

V - 1 - H - d Calcul de ferrailage :

- **Ferrailage longitudinale :**

Section de ferrailage $20 \times 30 \text{ cm}^2$

Hauteur utile $d = 0.27 \text{ m.}$

Contrainte de béton $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa.}$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple suivant les formules suivantes :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2}.$$

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

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

$$B = 1 - 0.4\alpha.$$

$$A = \frac{M_u}{\sigma_s \times d \times \beta}.$$

Le tableau suivant représente les résultats obtenus :

Tableau 32: résultats de calcul de ferrailage en travée et en appuis de poutre palière.

	M_u kN.m	μ	A'	α	β	A cm ²
En travée	31.426	0.151	0	0.205	0.918	3.64
En appuis	23.218	0.112	0	0.148	0.940	2.64

- **Condition de non fragilité A_{min} :**

La section minimale des armatures est comme suite :

$$A_{min} = 0.23 b \times d \times f_{t28} / f_e = 0.978 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

En travée : 3 HA 14 = 4.52 cm².

En appuis : 3 HA 12 = 3.39 cm².

- **Ferrailage transversale :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(0.85; 20; 1.4).$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$.

- **Calcul d'espacement entre les cadres :**

D'après le **RPA 99 v 2003** on a :

- Zone nodale :

$$s_t = \min\left(\frac{h}{4}; 30 \text{ cm}; \phi_{l \text{ min}}\right) \Rightarrow s_t = \min(7.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}; 12 \text{ cm}).$$

Pour des raisons de facilité de disposition des cadres on adopte $S_t = 10 \text{ cm}$.

- Zone courante :

$$s'_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow s'_t \leq 15 \text{ cm}.$$

On prend $S'_t = 15 \text{ cm}$.

V - 1 - H - e Vérification au cisaillement :

$T_{max} = 53.032 \text{ kN}$.

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{53032}{200 \times 270} = 0.98 \text{ MPa}.$$

$$\tau_l = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}.$$

$\tau_u < \tau_l$ condition est vérifiée.

V - 1 - H - f Vérification de la flèche :

Il doit vérifier simultanément :

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{30}{270} > \frac{1}{16} \Rightarrow 0.111 > 0.0625 \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} \Rightarrow \frac{4.95}{6.2} > \frac{1}{18} \times \frac{11.609}{15.171} \Rightarrow 0.111$$

$> 0.042 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.64}{27 \times 20} < \frac{4.2}{400} \Rightarrow 0.004 < 0.0105 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

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

V - 2 Escalier métallique:

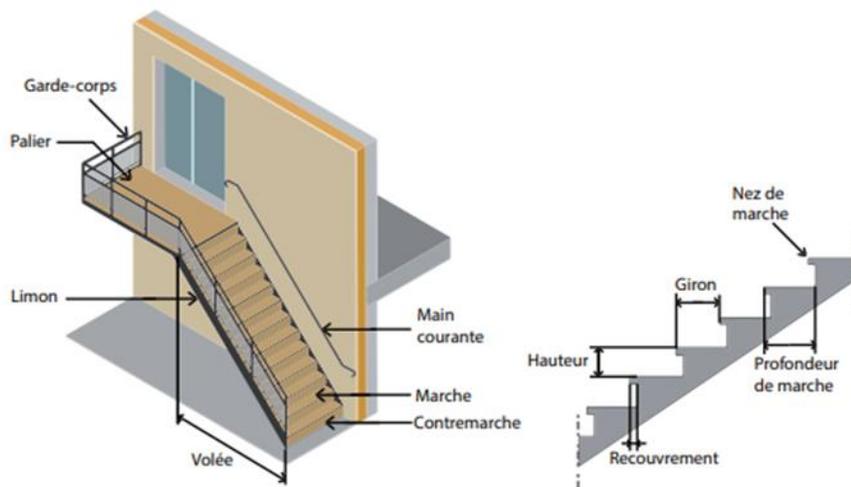


Figure 26: détails d'escalier métallique.

V - 2 - A Prédimensionnement :

V - 2 - A - a Giron et hauteur de contremarche :

D'après la formule de BLONDEL :

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

On pose $g=26 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 66 \text{ cm} \Rightarrow 16.5 \text{ cm} \leq h \leq 20 \text{ cm}.$$

On prend $h=17 \text{ cm}$

V - 2 - A - b Calcul de nombre de contre marche pour chaque niveau :

-Pour le 3^{ème} étage $H=4.95 \text{ m}$

n : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{495}{17} = 29.19.$$

On prend $n=30$ donc 15 contre marche pour chaque volée.

-Pour le 4^{ème} étage jusqu'à le 8^{ème} étage $H=3.3 \text{ m}$

n : le nombre des contres marches est obtenus par :

$$n = \frac{H}{h} = \frac{330}{17} = 19.47.$$

On prend $n=20$ donc 10 contre marche pour chaque volée.

V - 2 - A - c Calcul longueur de ligne de foulée :

$$L=g (n/2 -1)$$

-Pour 3^{ème} étage : $L=26 (15-1) =364 \text{ cm}$.

-Pour 4^{ème} étage jusqu'à la 8^{ème} étage : $L=26(10-1) =234 \text{ cm}$.

Comme il est mentionné dans la partie de calcul d'escalier en béton armé, on choisit de calcul l'escalier située au 3^{ème} étage, en raison de faire les calculs selon les valeurs plus défavorables (grande hauteur par rapport ou autres étages).

V - 2 - A - d L'inclinaison de limon α :

$$\alpha = \arctg \frac{17}{26} = 33.17^\circ.$$

V - 2 - B Evaluation des charges:

Les tableaux suivants représentent les éléments constructifs de volée et de palier intermédiaire et leur poids propre :

Tableau 33: tableau d'évaluation de charge pour palier et volée.

Désignation	Epaisseur m	Poids KN/m ²
Tôle striée	-	0.45
Mortier de pose	0.02	0.44
Revêtement en granite	-	0.7
Garde-corps métallique	-	0.6
	G	2.19
	Q	2.5

V - 2 - C Combinaisons:

En ELU :

$$Q_u = 1.35 G + 1.5 Q = 6.71 \text{ kN/m}^2.$$

En ELS :

$$Q_s = G + Q = 4.96 \text{ kN/m}^2.$$

V - 2 - D Dimensionnement des éléments porteurs :

V - 2 - D - a Calcul de cornière de marche :

Le dimensionnement se fait suivant la condition de flèche puis la condition de résistance :

Condition de flèche :

$$f \leq f_{adm} \Rightarrow \frac{5Q_s l^4}{384EI} \leq \frac{L}{300}.$$

D'après cette égalisation on obtient :

$$I \geq \frac{1500Q_s l^3}{384E} = \frac{1500(4.96 \times 260) \times 10^{-3} \times 1250^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}$$

$$I \geq 46851.74 \text{ mm}^4.$$

On choisit **L40x40x5**.

Tableau34:caractéristique de cornière L40x40x5

L40x40x5			
G(Kg/ml)	$I_y=I_z(\text{mm}^4)$	$W_{el}(\text{mm}^3)$	t(mm)
2.97	5.43×10^4	1.91×10^3	5
h=b(mm)	A(mm ²)	r ₁ (mm)	r ₂ (mm)
5	3.79	6	3

V - 2 - D - b Vérification selon condition de résistance :

On doit vérifier que :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}.$$

L'élément de classe 3 donc :

$$M_{Rd} = w_{el} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{1.91 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 408045.45 N \cdot mm.$$

$$M_{sd} = \frac{Q_u l^2}{8} = \frac{(6.71 \times 260 \times 10^{-3}) \times 1250^2}{8} = 340742.18 N \cdot mm.$$

$M_{sd} < M_{Rd}$ la condition est vérifiée.

V - 2 - D - c Calcul de limon d'escalier :

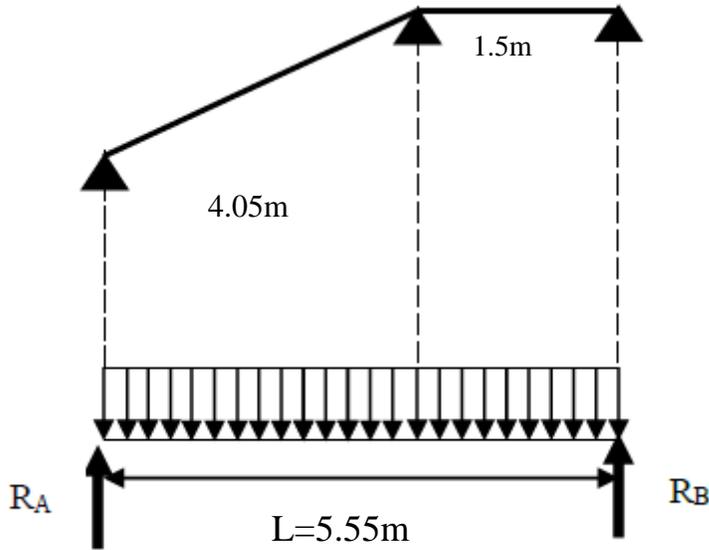


Figure 27: schéma statique de l'escalier en métal.

V - 2 - E Evaluation et combinaisons des charges :

- **Charge permanente :**

La charge permanente sur l'un des limons est la moitié de la charge évaluée pour la volée en additionnant le poids propre des éléments porteur de marche.

$$G = \frac{2.19 \times 1.25 + 15 \times 0.0297}{2} = 1.59 \text{ kN/ml.}$$

- **Charge d'exploitation :**

$$q = 1.25 \times \frac{2.5}{2} = 1.56 \text{ kN/ml.}$$

- **Condition de flèche :**

$$f \leq f_{adm} \Rightarrow \frac{5Q'l^4}{384EI} \leq \frac{l}{300}.$$

$$Q_s = G + q = 3.15 \text{ kN/ml.}$$

$$Q'_z = Q_s \times \cos \alpha = 2.63 \text{ kN/ml.}$$

$$l' = \frac{l}{\cos \alpha} = \frac{5.55}{\cos 33.17} = 6.6304 \text{ m.}$$

$$I_y \geq \frac{1500 Q'_z l'^3}{384 E}.$$

$$I_y \geq \frac{1500 \times 2.63 \times 6630.4^3}{384 \times 2.1 \times 10^5}.$$

$$I_y \geq 1425.98 \text{ cm}^4.$$

On choisit **UAP 200**.

Tableau 35:caractéristique de l'UAP200.

UAP200			
G(kg/ml)	w _{plz} (mm ³)	w _{ply} (mm ³)	I _y (mm ⁴)
25.1	51800	228000	19100000
A _{vz} (mm ²)	h (mm)	b (mm)	d(mm)
1697	200	75	151

V - 2 - E - a Vérification selon condition de résistance :

Il faut :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}$$

D'où :

$$f_y = 235 \text{ MPa.}$$

$$M_{ply} = w_{ply} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{230.1 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 49.15 \text{ kN.m.}$$

$$M_{plz} = w_{plz} \frac{f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{58.29 \times 235 \times 10^3}{1.1} = 12.45 \text{ kN.m.}$$

En engendrant le poids propre de l'élément :

$$G = \frac{2.19 \times 1.25 + 15 \times 0.0297}{2} = 1.59 \text{ kN/ml.}$$

$$G = 1.59 + 0.251 = 1.841 \text{ kN/ml}$$

$$q = 1.25 \times \frac{2.5}{2} = 1.56 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_u = 1.35G + 1.5q = 4.825 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{uz} = Q_u \times \sin \alpha = 2.639 \text{ kN/ml.}$$

$$Q_{uy} = Q_u \times \cos \alpha = 4.038 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{sdy} = \frac{Q_z l'^2}{8} = \frac{4.038 \times 6.63^2}{8} = 22.187 \text{ kN/ml.}$$

$$M_{sdz} = \frac{Q_y l'^2}{8} = \frac{2.639 \times 1.25^2}{8} = 0.513 \text{ kN/ml.}$$

$M_{sdy} < M_{ply}$ la condition est vérifiée.

$M_{sdz} < M_{plz}$ la condition est vérifiée.

V - 2 - E - b Vérification au cisaillement :

$$V_{sdz} < V_{plz.Rd}$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{A_{vz}f_y}{\sqrt{3}\gamma_{M0}}$$

$$V_{sdz} = \frac{Q_{uz}l}{2} = \frac{4.038 \times 6.63}{2} = 13.385 kN.$$

$$V_{plz.Rd} = \frac{16.97 \times 10^{-4} \times 235}{\sqrt{3} \times 1.1} = 209.31 kN.$$

$V_{sdz} < V_{plz.Rd}$ La condition est vérifiée.

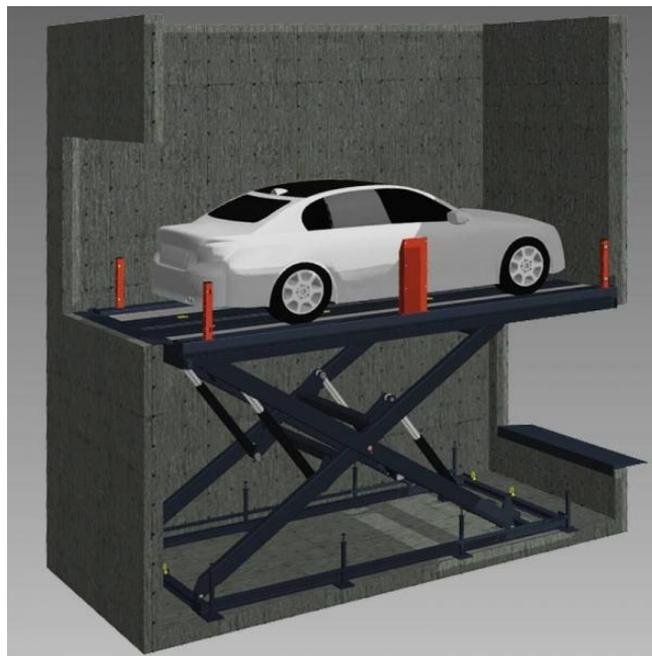
V - 3 . Monte-charge (ascenseur pour voitures)

V - 3 - A Introduction:

Un monte-charge est un système de déplacement vertical qui permet d'apporter des marchandises d'un étage à un autre assez facilement. La grande différence avec l'ascenseur est que le monte-charge est dédié uniquement au transport d'objets ou de marchandises mais il n'est pas adapté pour l'Homme.

Les ascenseurs pour voitures révolutionnent les espaces : non seulement ils résolvent les problèmes liés au stationnement, mais créent également des formes et des espaces qui complètent les nouveaux styles de vie de notre société.

Design, architecture et urbanisme s'entremêlent avec de nouvelles solutions technologiques et d'ingénierie pour créer un dialogue entre le plus haut niveau de fonctionnalité et les valeurs



esthétiques, en préservant des espaces urbains et des bâtiments historiques.

V - 3 - B Les fonctions des ascenseurs pour voitures :

Les ascenseurs pour voitures ont une triple fonction, selon où ils se trouvent :

Fonctionnalité : l'ascenseur devient un allié pour le concepteur pour créer une liaison verticale dans les endroits où, pour des raisons de place, il n'est pas possible de construire une rampe d'accès. Il devient alors un moyen de transport essentiel qui relie de façon élégante les différents niveaux d'un parking qui, autrement, seraient inaccessibles. L'optimisation de l'espace permet d'obtenir un plus grand nombre de places de parking et ces places restent accessibles même en cas de neige, lorsqu'une rampe d'accès risque de devenir glissante ou d'être inondée en cas de mauvais temps.

Esthétique : l'ascenseur devient une solution remplaçant la rampe en unissant fonctionnalité et qualités esthétiques tout en permettant de consacrer tous les espaces extérieurs aux cours ou aux espaces verts qui sont ainsi préservés. La possibilité de revêtir le toit de l'ascenseur avec n'importe quel matériau contribue à l'obtention d'un résultat invisible et prestigieux. Le système peut être personnalisé grâce à un vaste choix de couleurs, éclairages et finitions pour un résultat unique en harmonie avec l'environnement dans lequel il est inséré. Ce type de solution s'insère naturellement dans le style de vie de la maison en donnant une impression d'ordre, d'élégance ainsi qu'une nouvelle organisation soignée de l'espace.

Protection : l'ascenseur devient un système de sécurité dans des endroits où on désire camoufler un garage pour protéger ses voitures ou ses collections garées dans un espace souterrain. Les solutions avec toit de camouflage restent invisibles lorsque l'ascenseur n'est pas en mouvement ; les opérations de transport de la voiture peuvent se faire uniquement grâce à une clé ou un badge codé ; seule une voiture peut être transportée à la fois.

Le parking desservi par un ascenseur pour voitures bénéficie donc d'une meilleure sécurité et confidentialité, en devenant un endroit secret où les véhicules sont conservés ou un showroom où les collections peuvent être exposées.

V - 4 Ascenseur:

V - 4 - A Introduction:

L'ascenseur est un appareil élévateur permettant de transporter des personnes dans une cabine se déplaçant entre des guides verticaux, ou faiblement inclinés sur la verticale. Élévateur à bateaux assurant la liaison entre deux biefs de niveau différent, Il est prévu pour les structures de plus de cinq étages, dont les quelles l'utilisation des escaliers devient très fatigante.

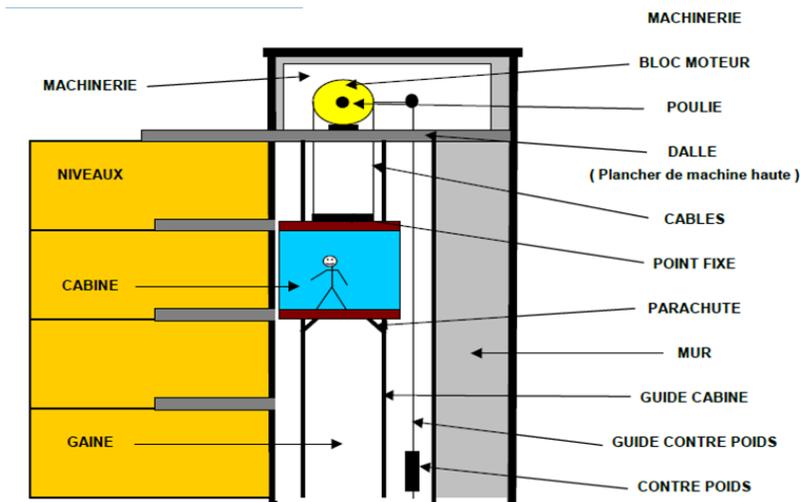


Figure 28:schéma d'ascenseur

- La charge outil : $Q=10\text{ kN}$
- Vitesse nominale 1 m/s .
- Course : jusqu'à 45 m .
- La distance entre étages : $H_{max}=4.95\text{ m}$.
- La largeur de cabine ; $B_k=1.6\text{ m}$.
- La longueur de cabine : $T_S=2.10\text{ m}$.
- La hauteur de cabine : $H_k=2.3\text{ m}$.

- La largeur de porte : $B_t=1.3 \text{ m}$.
- La hauteur de porte : $H_t=2 \text{ m}$.
- La largeur de gain : $B_s=2.25 \text{ m}$.
- La profondeur de gain : pour un accès $T_s=2.3 \text{ m}$.
- Profondeur de cuvette : $H_{SG}=1.4\text{m}$.

V - 4 - B - Evaluation des charges:

La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est la somme des charges calculé selon le **NF P 82-201** (Ascenseurs et monte-charge électriques ou commandés électriquement), elle est calculée comme suit :

- **Masse de cabine M_{cab} :**

$$M_{cab}=S_{lat}\times 0.115\times 1.1$$

$$S_{lat}=(2 T_s+B_s)\times H_k=14.835 \text{ m}^2.$$

$$M_{cab}=1.87 \text{ kN}.$$

- **Masse de plancher M_{pla} :**

$$M_{pla}=S\times 1.1$$

$$S= B_s \times T_s=5.175 \text{ m}^2$$

$$M_{pla}=5.692\text{kN}$$

- **Masse de toit M_{toit} :**

$$M_{toit}=S \times 0.2$$

$$M_{toit}=1.035 \text{ kN}$$

- **Masse de l'arcade M_{arc} :**

$$M_{arc}=(0.8 \times B_s)+0.6$$

$$M_{arc}=2.4 \text{ kN}$$

- **Masse de parachute M_{par} :**

$$M_{par}=1 \text{ kN}$$

- **Masse de porte M_{port} :**

$$M_{port}= 0.25 \times S_{por}+0.6$$

$$S_{por}= H_t \times B_t=2.6 \text{ m}^2$$

$$M_{port}= 1.25 \text{ kN}$$

- **Masse estimée d'accessoires M_{acc} :**

$$M_{acc}=0.8 \text{ kN}$$

- **Masse de polie de mouflage M_{pol} :**

$$M_{pol}=2 \times 0.3=0.6 \text{ kN}$$

- **Le poids mort P_m :**

$$P_m= \Sigma M_i P_m=14.64 \text{ kN}$$

- **Masse de câble P_{cab} :**

On a deux poulies donc 4 câbles avec des diamètres

$$\frac{D_{poulie}}{D_{cable}} = 45 \Rightarrow D_{cable} = \frac{D_{poulie}}{45}$$

$$D_{cable} = \frac{500}{45} = 11.11 \text{ mm.}$$

- **Longueur de câble L_{cable} :**

$$L_{cable} = H_{total} + H_{SG} - H_k = 41.95 + 1.4 - 2.3$$

$$L_{cable} = 33.93 \text{ m} \quad P_{cab} = n \times L_{cable} \times 3.9 \times 10^{-3} \quad P_{cab} = 0.53 \text{ kN.}$$

- **Masse de contrepoids P_{cp} :**

$$P_{cp} = P_m + Q/2$$

$$P_{cp}=19.64 \text{ kN.}$$

- **Masse de treuil + moteur P_{tm} :**

$$P_{tm}=1.2 \text{ kN.}$$

Donc la charge permanente G_{asc} est la somme des poids P_i :

$$G_{asc} = \sum P_i$$

$$G_{asc}=35.79 \text{ kN.}$$

La charge d'exploitation $Q_{asc}=10 \text{ kN}$.

Etude de la dalle machine :

V - 4 - C Sens de travail de la dalle machine :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.9 \Rightarrow 0.4 < \rho < 1$$

Donc on a une dalle portante dans deux sens.

V - 4 - D Détermination de l'épaisseur de la dalle :

$$\frac{l_x}{50} < e < \frac{l_y}{40} \Rightarrow 4.5 < e < 5.6$$

Pour plus de sécurité en prend l'épaisseur de la dalle machine e :

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

V - 4 - E Combinaison des charges :

- **Charge permanente :**

$$\text{Poids propre de la dalle machine : } G_p=0.2 \times 25=5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Poids du système ascenseur : } G_{asc}=35.79 \text{ kN/m}^2$$

- **Surcharge d'exploitation :**

$$\text{Sur la dalle : } Q_p=1 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Dans l'ascenseur : } Q_{asc}=10 \text{ kN/m}^2$$

Charge uniformément répartie sur toute la surface (2.5×2.25) m² :

$$Q_{up}=1.35G_p+1.5Q_p=8.25 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q_{sp}=G_p+Q_p=6 \text{ kN/m}^2$$

Charge uniformément répartie sur toute la tôle sous moteur (1.25×1.125) m²:

$$Q_{uasc}=1.35G_{asc}+1.5Q_{asc}=63.32 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_{sasc}=G_{asc}+Q_{asc}=45.79 \text{ kN/m}^2$$

V - 4 - F Calcul des sollicitations:

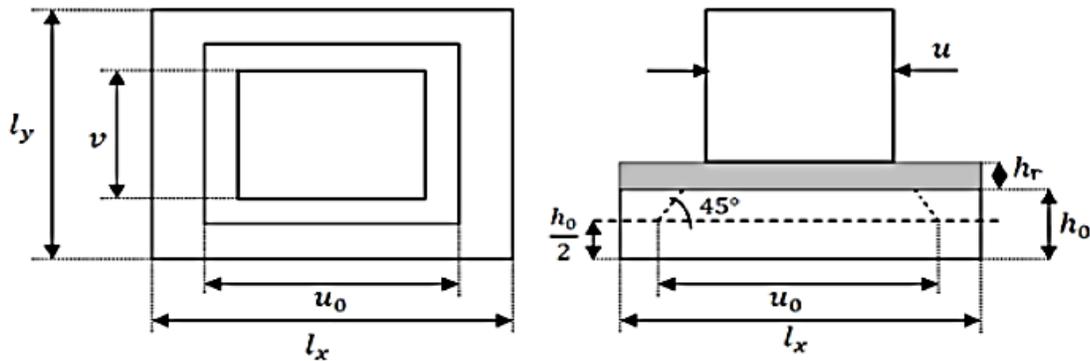


Figure 29:la méthode de PIGEAUD

Par la méthode de **PIGEAUD** :

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

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

ν : coefficient de **POISSON**, qui prend deux valeurs selon l'état limite :

En ELU : $\nu =0$

En ELS : $\nu =0.2$

- **Charge uniformément répartie sur toute la surface en utilisant le tableau de PIGEAUD**

$$P=Q_{u,s}(l_x \times l_y)$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.25}{1.125} = 0.9 \Rightarrow M_1 = 0.0458 \text{ KN.m.}$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.25}{1.125} = 1.1 \Rightarrow M_2 = 0.0368 \text{ KN.m.}$$

- ELU : $\nu=0$

$$P_u = Q_u(l_x \times l_y) = 46.406 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = M_1 \times P_u = 0.0458 \times 46.406 = 2.12 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = M_2 \times P_u = 0.0368 \times 46.406 = 1.707 \text{ kN.m}$$

- ELS : $\nu=0.2$

$$P_s = Q_u(l_x \times l_y) = 6(2.5 \times 2.25) = 33.75 \text{ kN.}$$

$$M_{x1} = (M_1 + \nu M_2) P_s = (0.0458 + 0.2 \times 0.0368) \times 33.75 = 1.794 \text{ kN.m}$$

$$M_{y1} = (M_2 + \nu M_1) P_s = (0.0368 + 0.2 \times 0.0458) \times 33.75 = 0.045 \text{ kN.m}$$

➤ **Charge uniformément répartie sur une surface concentrique :**

$$P = Q_u(v_0 \times v_0)$$

$$u = 1.125 \text{ m}$$

$$v = 1.25 \text{ m}$$

$$u_0 = v + h + 2h r \Rightarrow u_0 = 112.5 + 20 + 2 \times 3 \Rightarrow u_0 = 1.145 \text{ m.}$$

$$v_0 = v + h + 2h r \Rightarrow v_0 = 125 + 15 + 2 \times 3 \Rightarrow v_0 = 1.270 \text{ m.}$$

➤ **Superposition des moments :**

Tableau 36: calcul des moments sollicitant la dalle machine

En ELU		EN ELS	
Selon X	selon Y	Selon X	selon Y

Moments	Sous charge UR	2.120 kN.m	1.707 kN.m	1.794 kN.m	0.045 kN.m
	Sous charge C	8.70 kN.m	8.70 kN.m	7.55 kN.m	7.55 kN.m
	Superposition	10.820 kN.m	10.407 kN.m	9.344 kN.m	7.595 kN.m
	En travée	$M_{tx}=0.8M_u$ $M_{tx}=8.656$ kN.m	$M_{ty}=0.8M_u$ $M_{ty}=8.325$ kN.m	$M_{tx}=0.8M_s$ $M_{tx}=7.475$ kN.m	$M_{ty}=0.8M_s$ $M_{ty}=6.076$ kN.m
	En appuis	$M_{ax}=0.5M_u$ $M_{ax}=5.41$ kN.m	$M_{ay}=0.5M_u$ $M_{ay}=5.203$ kN.m	$M_{ax}=0.5M_s$ $M_{ax}=4.672$ kN.m	$M_{ay}=0.5M_s$ $M_{ay}=3.797$ kN.m
	L'effort tranchant	44.521	49.468 kN	-	-

(Sous charge UR : sous charge uniformément répartie ; Sous charge C ; sous charge concentrique).

V - 4 - G Calcul ferrailage :

Le calcul de ferrailage de la dalle machine se fait à la flexion simple dans les deux sens de travail, en prenant une bande de 1 m de largeur et on procède les calculs par les formules suivantes :

- ✓ Section a ferrailé $(1 \times 0.2)^2$
- ✓ La hauteur utile de section : $d=0.9 h =0.18$
- ✓ Contrainte de béton : $\sigma_b=22.67 MPa$
- ✓ Contrainte de l'aciers des armatures $\sigma_s=348 MPa$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_b}$$

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

$$\beta = 1 - 0.4\alpha.$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{\beta \times d \times \sigma_s}.$$

➤ **Section minimale des armatures :**

- Selon le sens de y :

$$\rho_0 = 2\rho_{\text{béton}} = 2 * 25 = 0.08 \quad \rho_0 = \frac{2}{25} = 0.08$$

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h = 0.08 \times 1 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- Selon le sens de x :

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} = \frac{3 - \left(\frac{2.25}{2.5}\right)}{2} = 1.05 \text{ cm}^2.$$

Tableau37: calcul des sections de ferrailage de dalle pleine

		M _u kN.m	μ	α	β	A _u cm ²	A _{min} cm ²	Le choix	A _{fer} cm ²	S _t cm
Sens X	En travée	8.656	0.018	0.023	0.990	1.395	1.6	4HA10	3.14	25
	En appuis	5.41	0.011	0.014	0.994	0.868	1.6	4HA10	3.14	25
Sens Y	En travée	8.325	0.18	0.022	0.990	1.341	1.6	4HA10	3.14	25
	En appuis	5.203	0.011	0.014	0.994	0.835	1.6	4HA10	3.14	25

En raison de toutes les valeurs de moment réduit μ sont inférieure à $\mu_{AB}=0.186$, pour cela il y pas des armatures comprimées $A'=0$.

V - 4 - H Vérification de poinçonnement:

On doit vérifier que :

$$P \leq 0.045 \frac{P_c \times e \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\text{Avec : } P = Q_{uas}(1.25 \times 1.125) = 89.043 \text{ kN}$$

P_c : Périmètre au niveau moyen ($h_0/2$)

$$P_c = 2(v_0 + v_0) = 4.83 \text{ m}$$

Alors :

$$0.045 \frac{P_c \times h_0 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 \times \frac{4.83 \times 0.2 \times 40 \times 10^3}{1.5} = 1159.2 \text{ kN.}$$

$$P = 89.043 \text{ kN} < 1159.2 \text{ kN.}$$

Pas de risque de poinçonnement de la dalle.

V - 4 - I Vérification de l'effort tranchant:

L'effort tranchant T_{umax} :

$$T_{umax} = 49.468 \text{ kN.}$$

$$\tau = \frac{T_{umax}}{bd} = \frac{49.46 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.27 \text{ MPa.}$$

$$\tau_l = \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa.}$$

$\tau_u < \tau_l$ la condition est vérifiée

V - 4 - J . Vérification des contraintes:

La vérification des contraintes se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91 avec la fissuration de la dalle est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

La contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 24 \text{ MPa}$

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration très préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_s = 176 \text{ MPa}$$

La contrainte du béton $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier $\sigma_s = 15 k (d - y)$

y : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} b y^2 - 15 A_{fer} (d - y) = 0 \Rightarrow b y^2 + 30 A_{fer} y - 30 A_{fer} d = 0$$

L'équation donc devient :

$$100 y^2 + 94.2 y - 1695.6 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 3.7 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 A_{fer} (d - y) = 11319.91 \text{ cm}^4.$$

$$K = \frac{M_{ser \max}}{I} = \frac{7.475 \times 10^{-3}}{11319.91 \times 10^{-8}} = 66.03 \text{ MN/m}^3.$$

$$\sigma_{bc} = k \times y = 3.7 \times 10^{-2} \times 66.03 = 2.44 \text{ MPa}.$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 15 \times 66.03 (0.18 - 0.037) = 141.63 \text{ MPa}.$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$**Les deux conditions sont remplies.**

V - 4 - K Vérification de condition de flèche:

Les règles **CBA93** stipulent qu'il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche pour les éléments remplissant les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

h : hauteur totale de section (l'épaisseur de la dalle).

l : est la portée de travée $l=2.5 \text{ m}$

$$\frac{h}{l} = \frac{0.2}{2.5} = 0.08 > \frac{1}{16} = 0.062 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{l}{h} = 0.08 > \frac{1}{18} \times \frac{7.475}{8.656} = 0.04 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = \frac{3.14 \times 10^{-4}}{1 \times 0.18} = 0.0017 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.00101 \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

Donc le calcul de la flèche est inutile. Car il n'y pas de risque

VI Chapitre 6:

Les rampes

VI - 1 Les rampes:

La rampe d'accès au garage est l'élément architectural qui relie deux niveaux à des cotes différentes ; la rampe est donc un plan incliné conçu pour surmonter les différences de niveau. Elle peut être destinée aux piétons ou aux véhicules.

VI - 2 Les types de rampes:

Selon leurs fonctionnalités, les rampes se distinguent par des courbes linéaires ou des courbes hélicoïdales. Les linéaires sont à leur tour distingués en rectiligne et décalée. Chaque une des deux types peuvent être à sens unique ou à double sens.

Rampe linéaire :

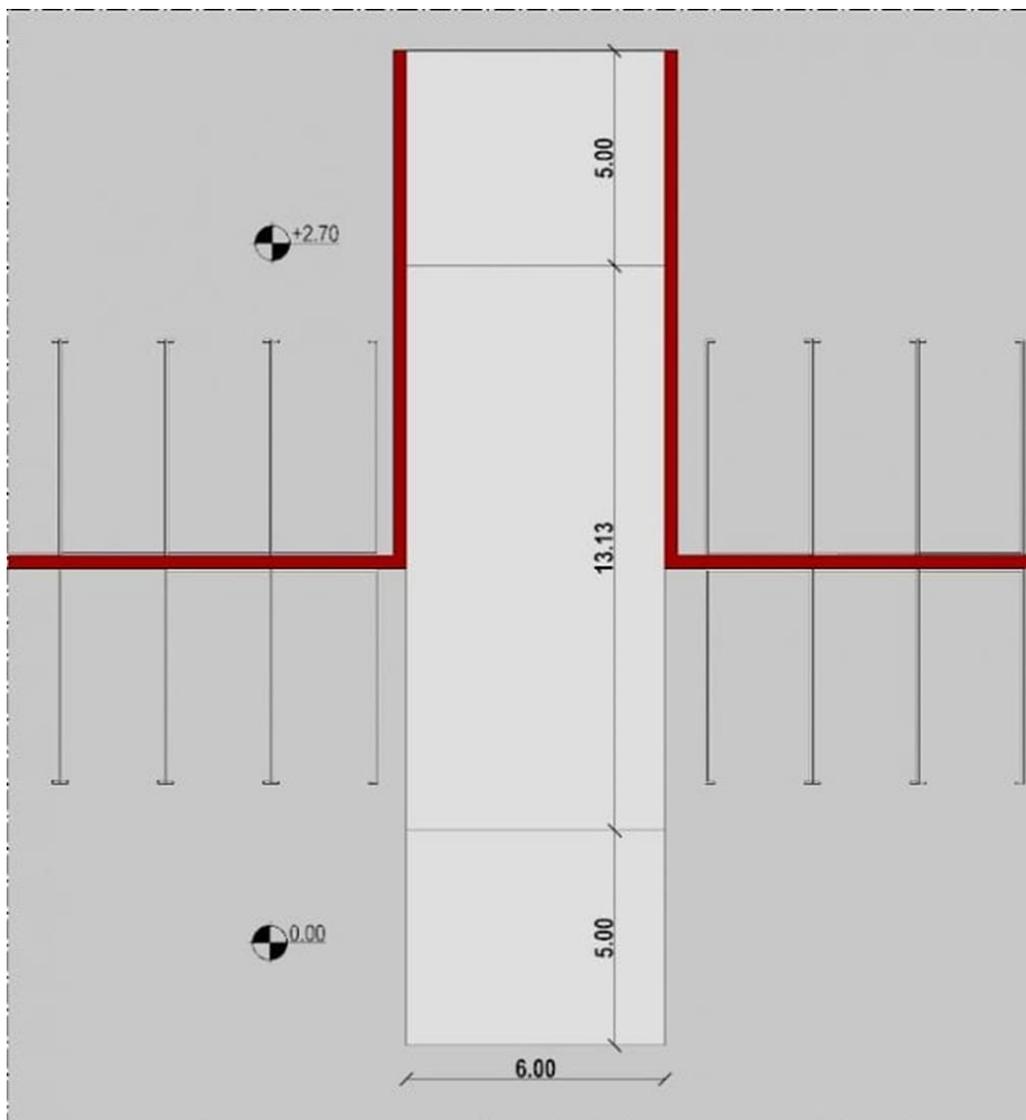


Figure 30: conception de rampe d'accès de garage -rampe linéaire.

Rampe hélicoïdale :

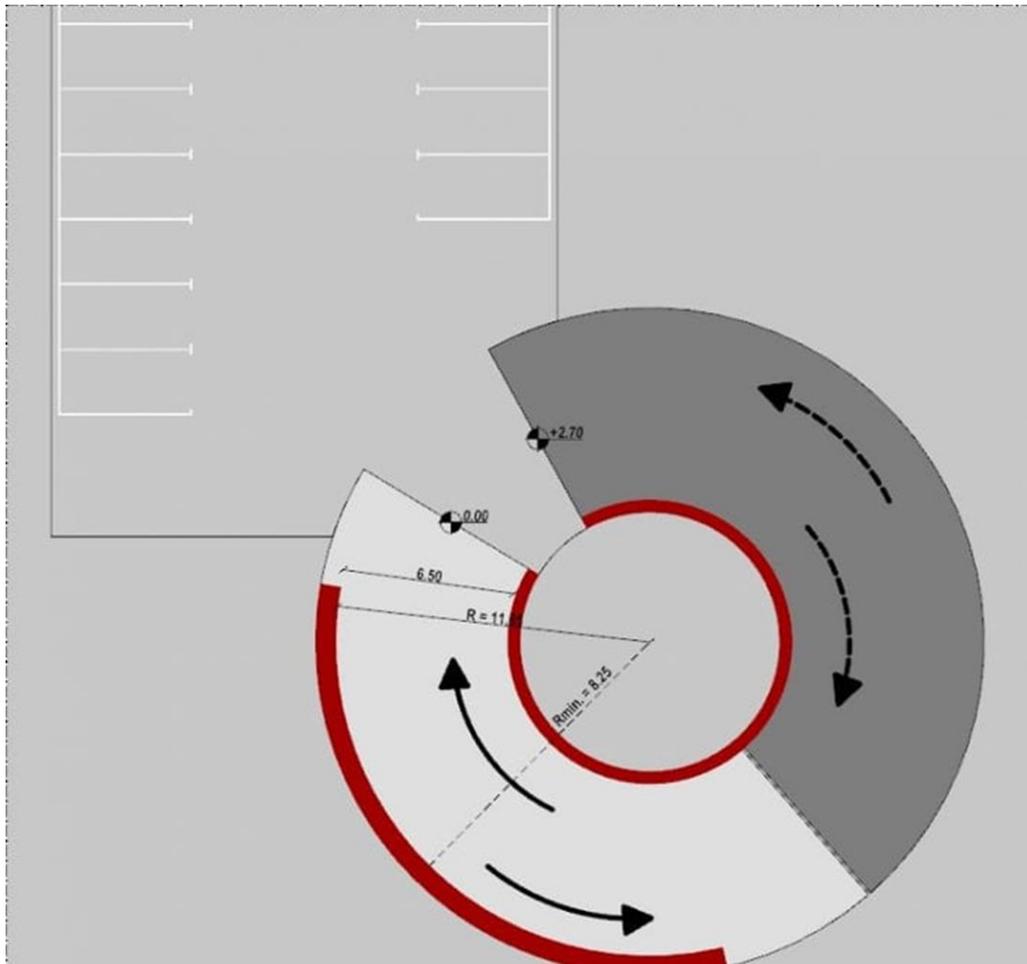


Figure 31: conception de rampes d'accès de garage -rampe hélicoïdale -double sens.

VI - 3 Largeur et pente de la rampe :

Quand on indique les dimensions des rampes on parle de largeur et de la pente. La pente à respecter pour construire une rampe d'accès au garage doit respecter le maximum fixé par la plupart des normes nationales dans le monde, d'un **20%**. Toutes les mesures inférieures à cette pente maximale rentrent dans les paramètres de sécurité et d'accessibilité.

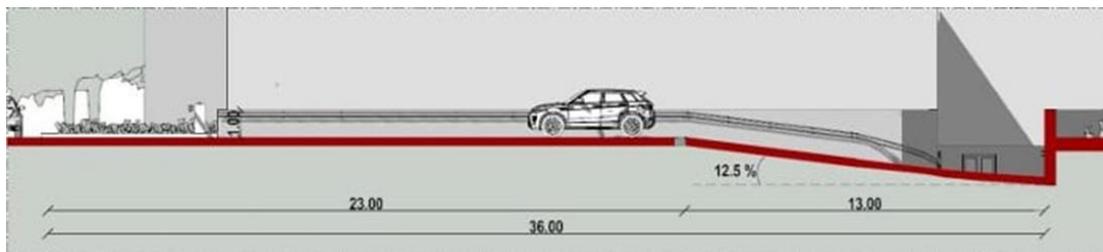


Figure 32: conception d'accès de garage-coupe verticale.

Il est également important le rayon de courbure vertical dans la transition entre la partie en pente et les zones plates puisse empêcher que les véhicules « touchent » ; en pratique, la rampe doit être raccordée.

Pour une rampe à sens unique, la largeur minimum est de **3 m.** et / ou **4,5 m.** si elle est à double sens.

Si la rampe a une courbe, le rayon (se mesure sur le bord extérieur) ne doit pas être inférieur à **7m.** (pour les rampes à double sens, le rayon minimum est de **8,25 m.**).

Entre le début de la partie en pente (partie supérieure) et le trottoir, il convient de laisser une section plate (au moins de **3 m**), afin que le conducteur sortant ait la vue nécessaire sans faire irruption dans la zone publique.

De plus, il est important de prévoir dans la phase de conception un caniveau pour drainer l'eau blanche au moins à la base de la section en pente (de préférence au sommet) avec une grille carrossable.

Tableau 38: dimensions de rampe linéaire.

RAMPE LINEAIRE		
	Dimension minimal largeur	Dimension conseillée largeur
Sens unique	3.0m	4.0m
Double sens	4.5m	6.0m

Tableau 39: dimensions de rampe courbe.

RAMPE COURBE		
	Dimension minimal largeur	Dimension conseillée largeur
Sens unique	3.0m	4.0m
Double sens	4.5m	6.0m
	Dimension minimal rayon de courbure	Dimension conseillée rayon de courbure
Sens unique	7.0m	7.50m
Double sens	8.25m	11.85m

Comme nous l'avons déjà dit, la pente maximum pour les deux types de rampes est de 20% (16% conseillée). Pour les niveaux de liaison, la pente doit être de 6% maximum.

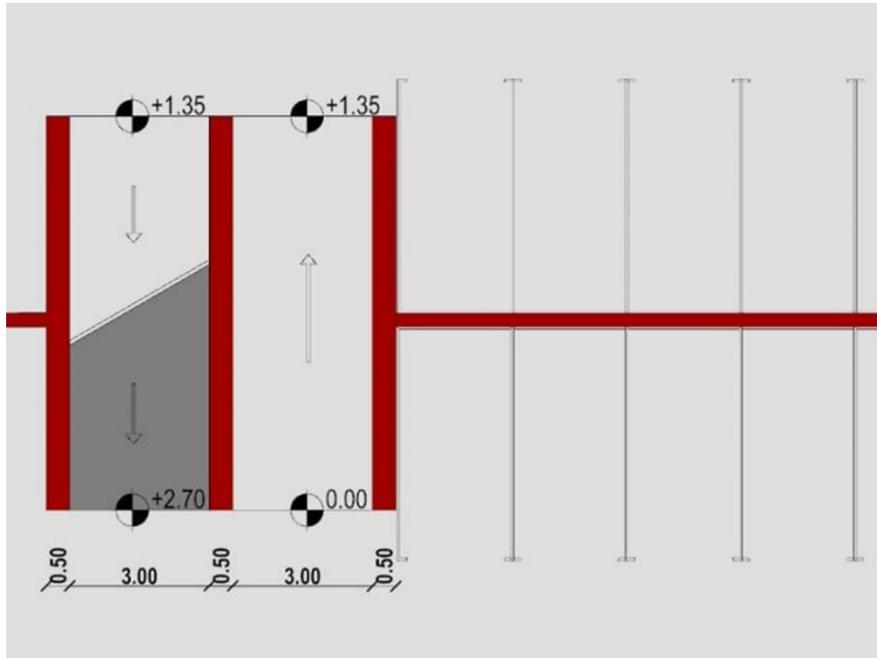


Figure 33: conception de rampe d'accès de garage -rampe décalé.

VI - 4 Le revêtement:

Un autre aspect à prendre en compte dans la conception de rampe d'accès au garage est le revêtement de sol.

Le type de matériau choisi doit tout d'abord être fonctionnel (avoir une certaine adhérence sur la rampe, ne pas être affecté par le sel, ni être moulé pour faire fondre la glace), et esthétiquement satisfaisant.

Au-delà des sols en asphalte et en béton, nous considérons les sols en ciment, en porphyre et en matériaux synthétique.

En particulier, les sols en ciment qui est une excellente solution, les finitions sont de différentes manières, la plus connue étant le motif chevrons. De cette façon, les surfaces conviennent particulièrement aux pneus dont l'adhérence est favorisée par toutes les conditions météorologiques.

Le porphyre peut être utilisé dans les zones les plus exposées au froid et au gel.

En plus d'être incontestablement la couverture avec la meilleure apparence, elle a également la capacité d'augmenter l'adhérence des pneus des véhicules, en particulier dans les zones non ensoleillées qui peuvent devenir glissantes, tout en protégeant les piétons sur leur chemin de promenade.

En fait, le porphyre est mis en œuvre avec le côté de la coupe, c'est-à-dire, vers le haut de la surface de manière à fournir une couche rugueuse et adhérente, dans la rampe d'accès du garage.

VI - 5 Disposition des rampes:

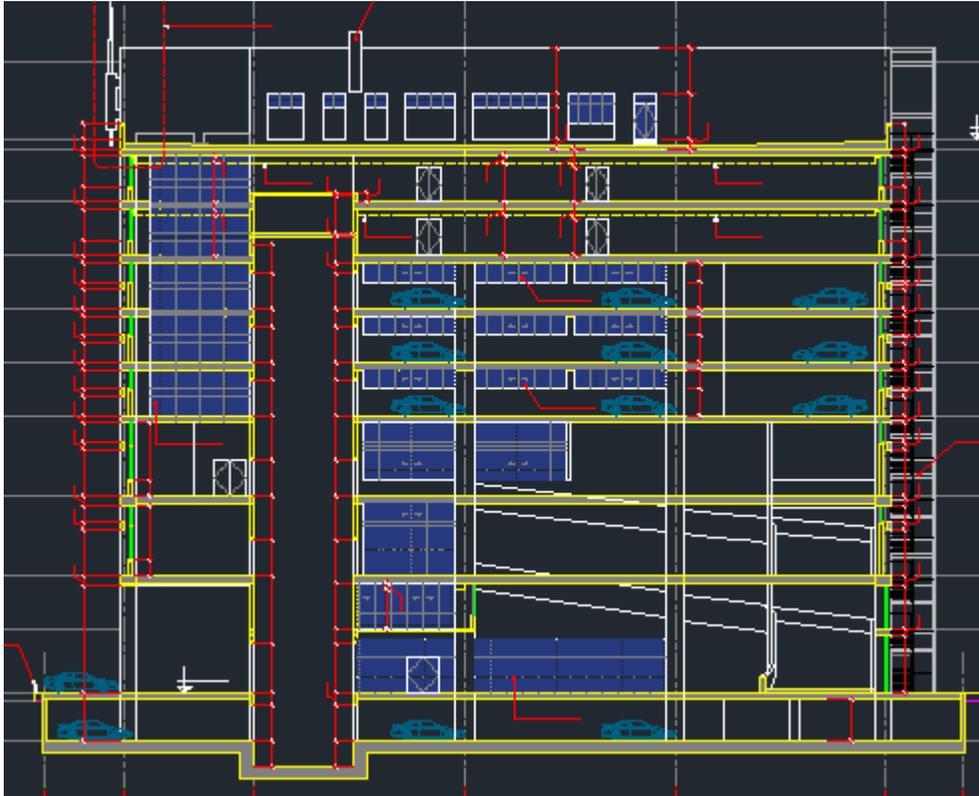


Figure 34: coupe verticale illustre la disposition de rampe dans le bâtiment.

Dans ce projet il y a deux rampes courbes à double sens :

Largeur de chaque une $L=6.3\text{m}$. Et le rayon courbure $R=9.6\text{m}$.

La première rampe liée deux niveaux de 0.0m à 7.2m

La pente : 16.7% .

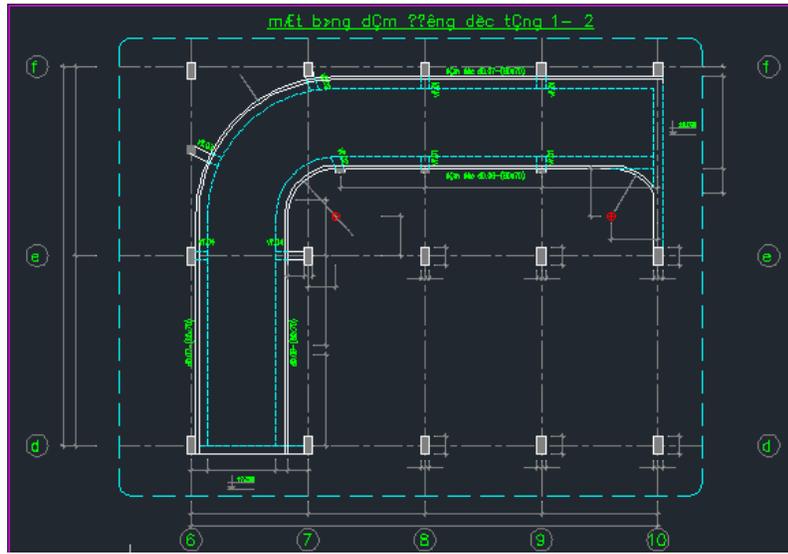


Figure 35:rampe double sens de niveau 0 à 7.2m.

La deuxième rampe de 7.2m jusqu'à 12.15m
 La pente :14.2%.

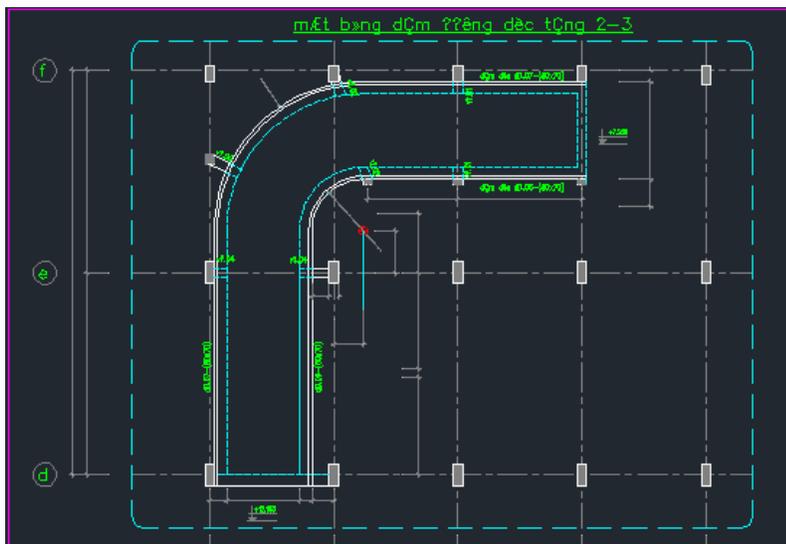


Figure 36:rampe double sens de niveau 7.2 à 12.15m.

VII Chapitre 7:

Les contreventements

VII - 1 Introduction:

Les contreventements servent d'une part à résister aux efforts horizontaux et à transférer ces efforts aux fondations et d'empêcher les grandes déformations et de l'autre part, assurer la stabilité de l'ossature. Ils sont disposés en toiture, dans le plan des versants poutres au vent, et en façade (palées de stabilité), et doivent reprendre les efforts horizontaux appliqués tant sur les pignons que sur les long pans.

VII - 1 - A Contreventement de la toiture (poutre au vent) :

Calcul des efforts horizontaux aux nœuds des contreventements :

F_i = le vent + la force d'entraînement (frottement).

$$F_{1,6} = v + \frac{b}{2} \times \frac{h_1}{2} + \frac{F_e}{10}$$

$$F_{2;5} = V + \frac{b}{2} \times \frac{h_{2;5}}{2} + \frac{F_e}{10}$$

Tableau 40: valeurs des efforts dans les nœuds

I	1	2	3	4	5	6
$h_i / 2$	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66	2.66
b_i	1.3	2.6	2.6	2.6	2.6	1.3
V_2 (KN/m ²)	2.272					
F_i (KN)	7.856	15.71	15.71	15.71	15.71	7.856

Calcul de l'effort de traction dans la diagonale la plus sollicitée :

$$R = \frac{\sum F_i}{2} = \frac{F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5 + F_6}{2} = 39.276 \text{ KN.}$$

$$F_d = R - F_1 = 39.276 - 7.856 = 31.42 \text{ KN.}$$

$$F_d \leq N_{rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{m0}} \Rightarrow A \geq \frac{F_d}{f_y} \gamma_{m0}$$

$$A \geq \frac{31.42 \times 10^3}{355} \times 1.1 = 97.357 \text{ mm}^2 = 0.97 \text{ cm}^2.$$

Donc on choisit un double cornier **2L (25*25*3)** dont ses caractéristiques sont :

$A=2.84\text{cm}^2$; $g=2.24 \text{ Kg/ml}$.

VII - 1 - B Vérification des montants (pannes):

Les montants de la poutre au vent sont des pannes qui travaillent à la flexion déviéesous l'action de charge vertical, et en outre à la compression sous F au doit donc vérifier la panne à la flexion déviée.

VII - 1 - C Vérification à la résistance:

On vérifie la condition suivante :

$$\left(\frac{M_y}{M_{ply}}\right)^\alpha + \left(\frac{M_z}{M_{plz}}\right)^\beta \leq 1$$

$$\left(\frac{M_z}{M_{zpl}}\right)^\beta = 0$$

➤ Détermination des sollicitations sur les montants :

$$Q_u = (1.35 \times 22.862) + (1.5 \times 33.33) = 80.855 \text{ daN/m.}$$

$$M_y = \frac{Q_u \times 8^2}{8} = 646.864 \text{ daN.m.}$$

$$M_{ply} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{88.34 \times 10^3 \times 355}{1.1} = 2959.39 \text{ daN.m.}$$

$$\left(\frac{646.864}{2959.39}\right)^2 = 0.042 < 1 \quad \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

VII - 1 - D Vérification aux instabilités:

VII - 1 - D - a Vérification au flambement :

$$\begin{cases} L_{fy} = 8\text{m.} \\ L_{fz} = 4\text{m.} \end{cases}$$

$$\lambda_y = \frac{L_{fy}}{i_y} = \frac{800}{5.74} = 139.37.$$

$$\lambda_z = \frac{L_{fz}}{i_z} = \frac{400}{1.65} = 242.422.$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{93.8\varepsilon} \quad \varepsilon = 1 \text{ pour une section de classe 01}$$

$$\begin{cases} \bar{\lambda}_y = \frac{139.37}{76.4} = 1.824 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{242.422}{76.4} = 3.173 \end{cases} > 0.2$$

VII - 1 - D - b Vérification de la panne intermédiaire (la plus sollicitée) à la flexion déviée composée avec risque de flambement :

La formule de vérification est donnée comme suite :

$$\frac{N}{\chi_{min} \times N_{pl}} + \frac{K_y \times M_y}{M_{ply}} \leq 1$$

$$N = F_d = 31.42KN.$$

$$M_{ply} = 2959.39daN.m.$$

$$N_{ply} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{16.4 \times 10^2 \times 355}{1.1} = 52927.27daN.$$

$$M_y = 646.864 daN.m.$$

$$\bar{\lambda}_y = 1.82 \Rightarrow \chi = 0.2702$$

$$K_y = 1 - \frac{\mu_y \times N}{\chi_y \times A \times f_y} \quad \text{avec } K_y \leq 1.5.$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{MY} - 4) + \frac{W_{ply} - W_{ely}}{W_{ely}} \quad \text{avec } \beta_{MY} = 1.3$$

$$\mu_y = 0.2702(2 \times 1.3 - 4) + \frac{366600 - 324300}{324300} = -0.0493$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.0493 \times 15170}{0.2707 \times 3910 \times 355} = 1.001$$

$$\frac{15170}{0.2702 \times \frac{52927.27}{1.1}} + \frac{1.001 \times 6468.64}{\frac{25593.9}{1.1}} = 0.39 < 1 \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

VII - 1 - E Contreventement vertical du long-pan :

Les palées de stabilité doivent reprendre les efforts de vent sur pignons transmis par le contreventement des versants (poutre au vent). On ne fait travailler que les diagonales tendues,

comme dans le cas de la poutre au vent. Les palées de stabilité sont destinées à assurer la stabilité des parois ou files d'ossature, vis-à-vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter :

-Vent.

-Freinage des ponts roulants.

-Effets des séismes.

-Flambement et déversement

Le dimensionnement s'effectue en négligeant les diagonales comprimées on admet qu'elles flambent. Dans ce cas tous les efforts sont reprisés par les diagonales en traction.

VII - 1 - E - a Dimensionnement de la palée de stabilité de rive :

$R=39.276\text{KN}$. $F_1=7.856\text{KN}$.

$$F_d = \frac{R - F_1}{\cos\beta}$$

$$\text{tg}\beta = \frac{7}{5.32} = 1.31 \Rightarrow \beta = 33.62^\circ$$

$F_d=37.731\text{N}$ avec : $N=F_d$

VII - 1 - E - b Section de la diagonale :

Calcul de la section brute A :

$$N_{sd} \leq N_{pl Rd} = \frac{A \cdot f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_s = 1.5 \times N = 56.596\text{KN}.$$

$$A \geq \frac{N_{sd}\gamma_{M0}}{f_y} = \frac{56.596 \times 10^3 \times 1.1}{335} = 185\text{mm}^2 = 1.85\text{cm}^2.$$

On choisit un double cornier **2L(30x30x4)** $A=4.54\text{cm}^2$.

VII - 1 - E - c Vérification a la résistance ultime de la section :

$$N_{sd} \leq N_{u Rd}$$

$$N_{uRd} = \frac{0.9A_{net}f_y}{\gamma_{m2}}$$

Nous avons des trous de 16mm

Section nette : $A_{net} = A_1 + \xi A_2$

$$A_1 = 2[(3 \times 0.4) - (1.6 \times 0.4)] = 1.12cm^2.$$

$$A_2 = 2[(3 - 0.4) \times 0.4] = 2.08cm^2.$$

$$\xi = \frac{3 \times A_1}{3 \times A_1 + A_2} = 0.35$$

$$A_{net} = 1.848cm^2.$$

$$N_{uRd} = \frac{0.9 \times 1.848 \times 10^2 \times 510}{1.25} = 67.858KN.$$

$N_{sd} = 56.596KN < N_{uRd} = 67.858KN$ **la condition est vérifiée.**

VIII Chapitre 8:

Etude sismique

VIII - 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.

Compte tenant l'importance de risque sismique, le comportement des constructions sous ces actions est devenu un chapitre indispensable dans l'étude de n'importe quelle structure.

Le calcul sismique dans notre étude sera effectué dans le cadre du règlement parasismique Algérien **RPA99 v 2003**.

VIII - 2 Critère de classification par le RPA99 version 2003 :

VIII - 2 - A Classification des zones :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- Zone **0** : sismicité négligeable.
- Zone **I** : sismicité faible.
- Zone **IIa** et **IIb** : sismicité moyenne.
- Zone **III** : sismicité élevée.

La wilaya d'Alger, où le bâtiment est implanté, appartient au **zone III**

VIII - 2 - B . Classification de l'ouvrage :

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un bâtiment à usage d'exposition, et éventuellement de vente (showroom) de hauteur ne dépasse pas 48m, il est considéré comme ouvrage de grande importance ; **groupe 1B**.

VIII - 2 - C Classification du site :

D'après l'article 3.3 de le **RPA99 version 2003**, les sites sont classés en quatre 04 catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- Catégorie S1 (site rocheux).
- Catégorie S2 (site ferme).
- Catégorie S3 (site meuble).
- Catégorie S4 (site très meuble).

Selon le rapport géotechnique relatif à cet ouvrage, on est en présence d'un sol de catégorie **S2**.

VIII - 3 Choix de méthode de calcul :

D'après le **RPA99 v 2003**, la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VIII - 3 - A Choix de méthode de calcul :

D'après le **RPA99 v 2003**, la détermination de la réponse d'une structure et son dimensionnement peuvent se faire par trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente ;
- La méthode d'analyse modale spectrale ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

VIII - 3 - B Méthode statique équivalente :

VIII - 3 - B - a Principe de méthode :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques développées dans la structure sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement suivant deux directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux des forces réelles.

VIII - 3 - B - b Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Suivant l'article 4.1.2 **RPA99 v 2003**, la méthode est valable si les deux conditions sont remplies :

- 1- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65 m en zones **I** et **IIa** et 30 m en zones **IIb** et **III**.
- 2- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncée dans le premier tiré, les conditions complémentaires suivantes :

- Zone **I** : tous groupes
- Zone **IIa** :
 - Groupe d'usage 3.
 - Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- Zone **IIb** et **III** :
 - Groupe d'usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.
 - Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
 - Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

Dans notre cas, la méthode statique équivalente n'est pas applicable, puisque notre bâtiment ne vérifie pas toutes les conditions de l'article 4.1.2 ; d'où la méthode utilisable c'est la méthode d'analyse modale spectrale.

VIII - 3 - C Méthode d'analyse modale spectrale :

VIII - 3 - C - a VIII.5.1- Principe de la méthode :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant

Représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

VIII - 3 - C - b Modélisation :

Le modèle de bâtiment à utiliser doit représenter au mieux les distributions des rigidités et de masse de façon à prendre en compte tous les modes de déformations significatifs dans le calcul des forces d'inerties sismiques.

Pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encastré à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravités des planchers avec trois (03) DDL (02 translations horizontales et une rotation d'axe vertical).

VIII - 3 - C - c Nombre de mode considérer :

D'après l'article 4.3.4 (2) de le **RPA 99 v 2003** ; pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90%** au moins de la masse totale de la structure.

- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

VIII - 3 - C - d Détermination des paramètres de spectre de réponse :

Coefficient d'accélération de la zone A :

$A=0.30$, selon la zone et le groupe d'usage.

- Pourcentage d'amortissement critique ξ :

Le pourcentage ξ est 5 %.

- Facteur de correction d'amortissement η :

$\eta=1 > 0.7$.

- Coefficient de comportement globale de la structure R:

Ce coefficient est donné dans le tableau 4.3 de **RPA 99 v 2003**, pour notre cas, ossature métallique avec contreventement mixte comportant un noyau en béton armé et palées ou portiques métalliques en façades, la valeur de R prise égale à 4.

- Facteur de qualité Q:

Le facteur de qualité est en fonction de :

- Condition minimale sur les files de contreventement.
- La redondance et de la géométrie des éléments de construction.
- La régularité en plan et en élévation.
- Contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution.

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum p_q$.

- Condition minimale sur les files de contreventement :

Pour ce système de portiques, chaque file de portique doit comporter à tous les niveaux, au moins trois travées dont le rapport des portées n'excède pas 1,5. Les travées de portique peuvent être constituées de voiles de contreventement :

$$Q_x = 1.25.$$

$$Q_y = 1.3.$$

VIII - 3 - C - e Périodes caractéristiques T1 et T2 :

Les valeurs des périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

$$\text{Pour S2} \begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.4s \end{cases}$$

Période fondamentale T :

La valeur de de la périodes fondamentale T est estimé à partir des formules empiriques ou par méthode analytique ou numérique.

$$T=0.77s.$$

Sens longitudinale :

$$D_x = 80.95m \quad T_x = 0.38s.$$

Sens transversale :

$$D_y = 56.7m \quad T_y = 0.46s.$$

VIII - 3 - C - f Calcul de poids sismique de chaque étage :

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

Dont :

W_{Gi} : le poids relatif aux charges permanentes G .

W_{Qi} : le poids relatif aux surcharges d'exploitations Q .

β : coefficient de pondération.

Le coefficient β est donné dans le tableau 4.5 du le **RPA 99 v 2003** en fonction de la nature et de la durée des surcharges d'exploitation :

Pour notre cas, le bâtiment à usage des bureaux recevant du publique temporairement (comporte une salle d'exposition et plusieurs salles de réunion), alors le coefficient β prise égale à **0.30**.

Détermination de la charge Gde chaque élément :

Plancher:

$$G=8.97 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q=3.5 \text{ kN/m}^2.$$

Poutres en béton armé :

Poutres principales : $G=17.06 \text{ kN/ml}$.

Poutres secondaires : $G=6.5 \text{ kN/ml}$.

Plancher mixte :

$$G=1.78 \text{ kN/m}^2.$$

$$Q=3.5 \text{ kN/m}^2.$$

Les poteaux :

Béton armé $G=52.56\text{kN/ml}$.

HEM260 $G=0.505\text{kN}$.

Le poids total de structure est $w=154301.02\text{KN}$.

VIII - 3 - D Combinaisons :

Les combinaisons à utiliser pendant l'analyse dynamique sont les suivantes :

ELU : $1.35 G+1.5 Q$

ELS : $G+Q$

ELA (1,2) : $G+Q\pm E_x$

ELA (3,4) : $G+Q\pm E_y$

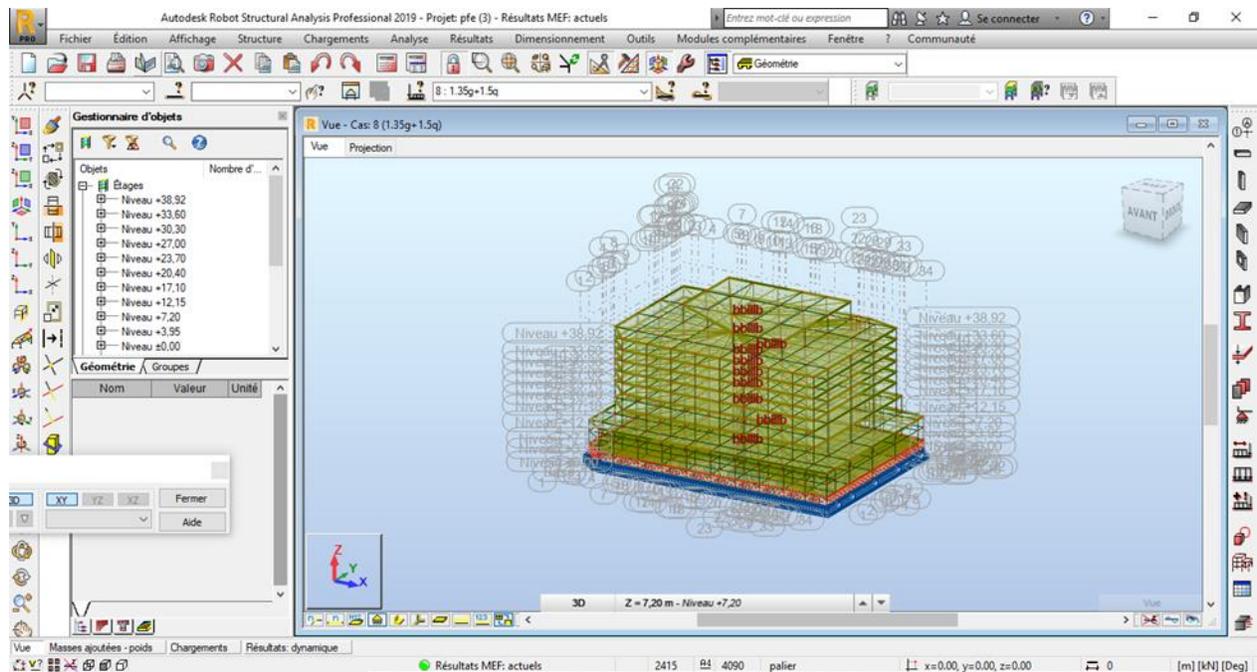
ELA (5,6) : $0.8 G\pm E_x$

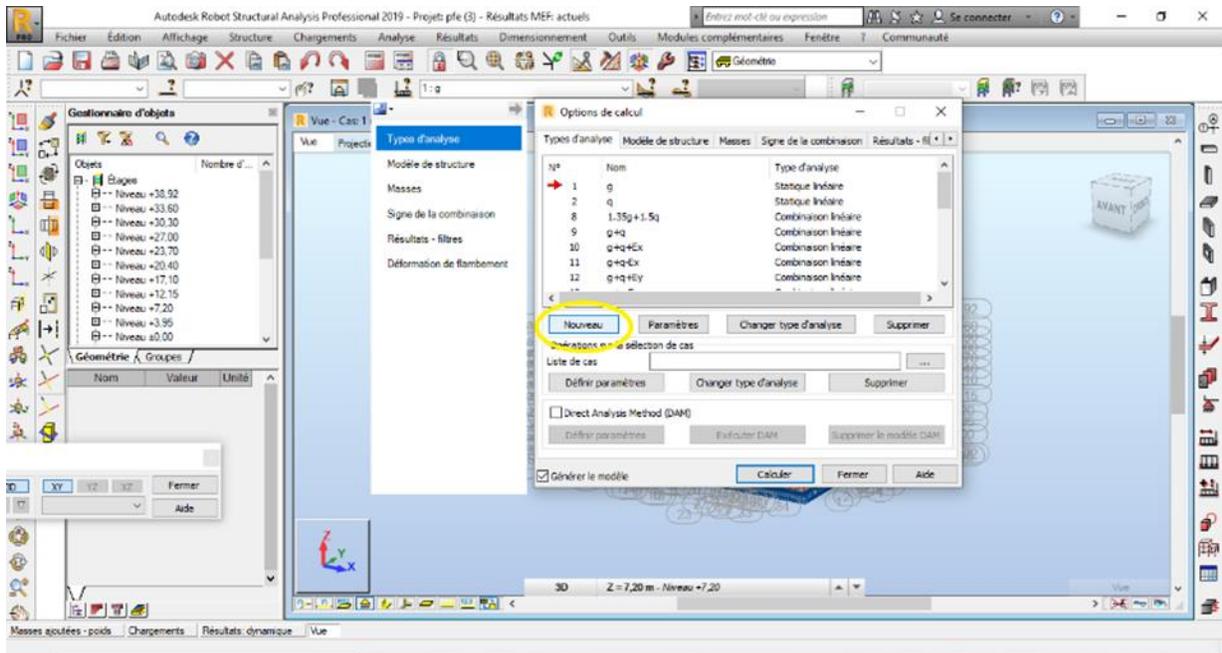
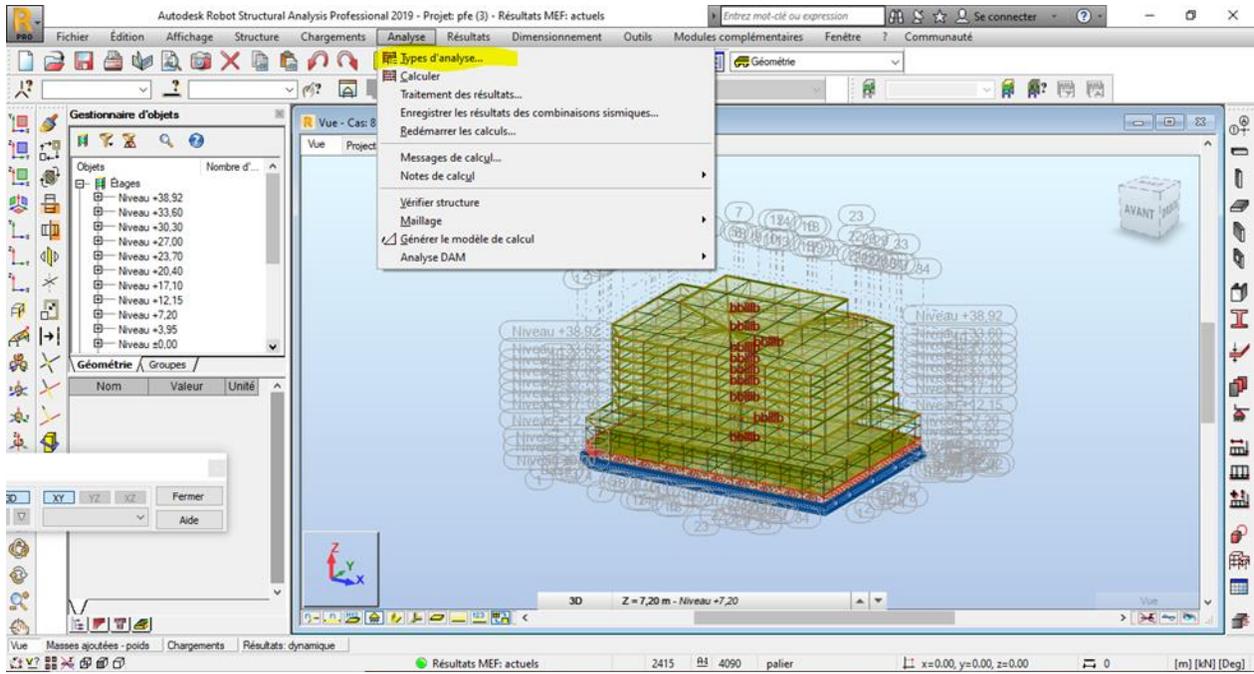
ELA (7,8) : $0.8 G\pm E_y$

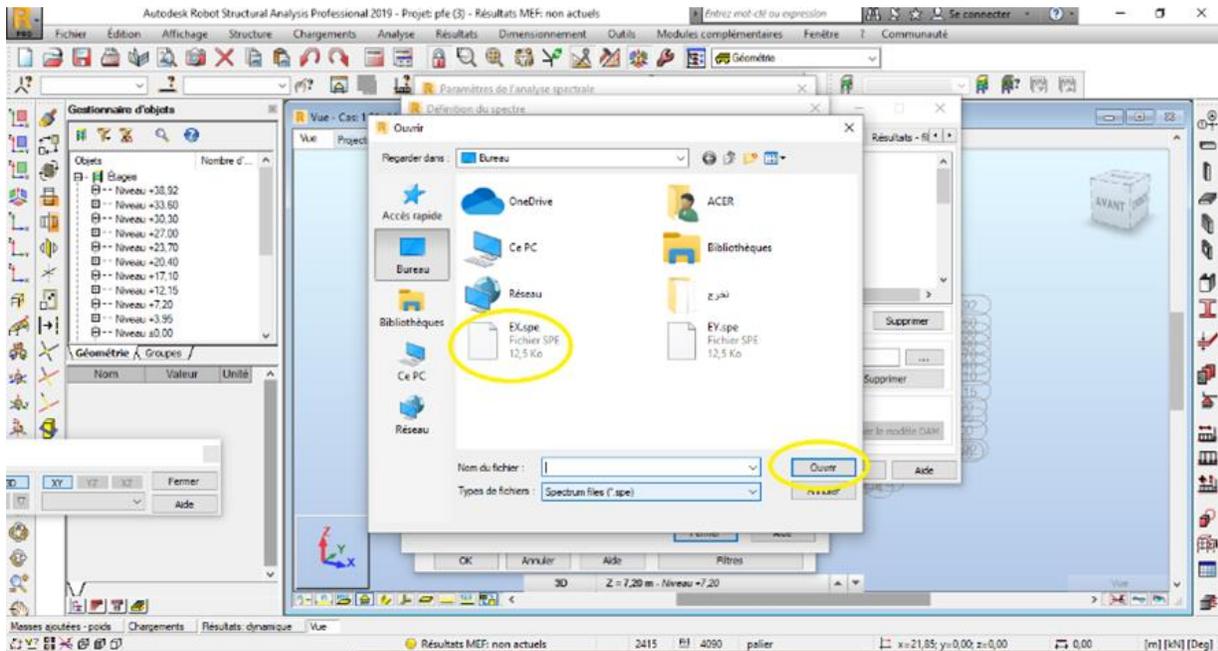
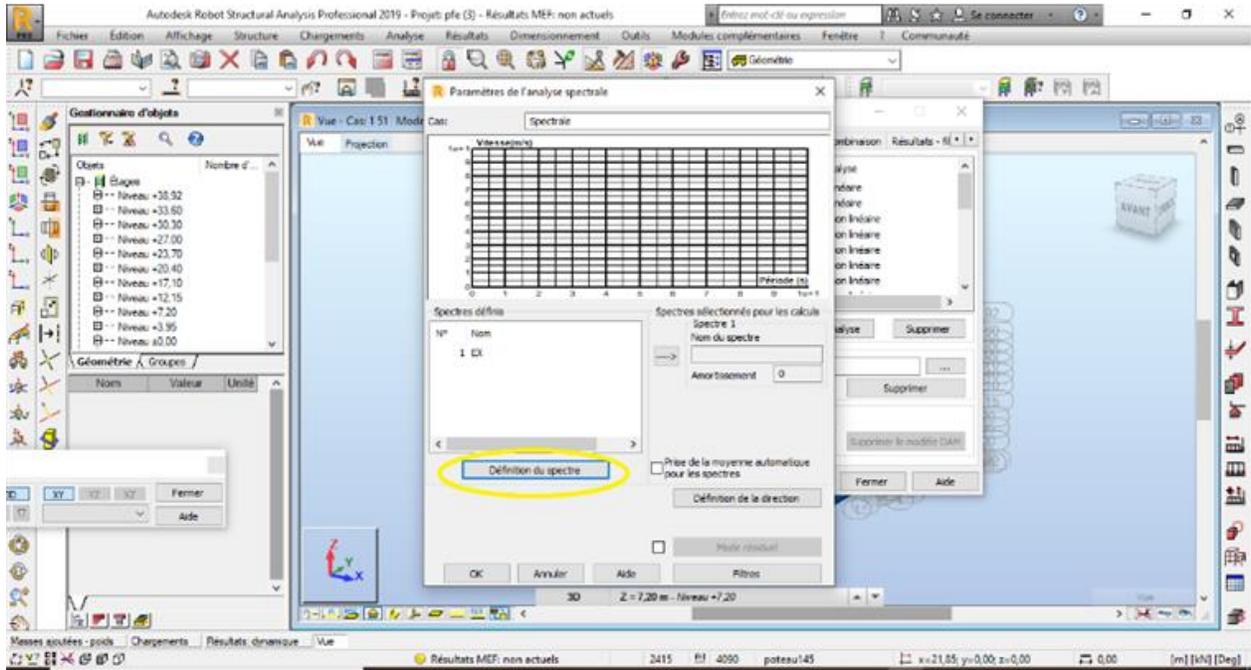
ELA (9,10) : $G+Q\pm 1.2 E_x$

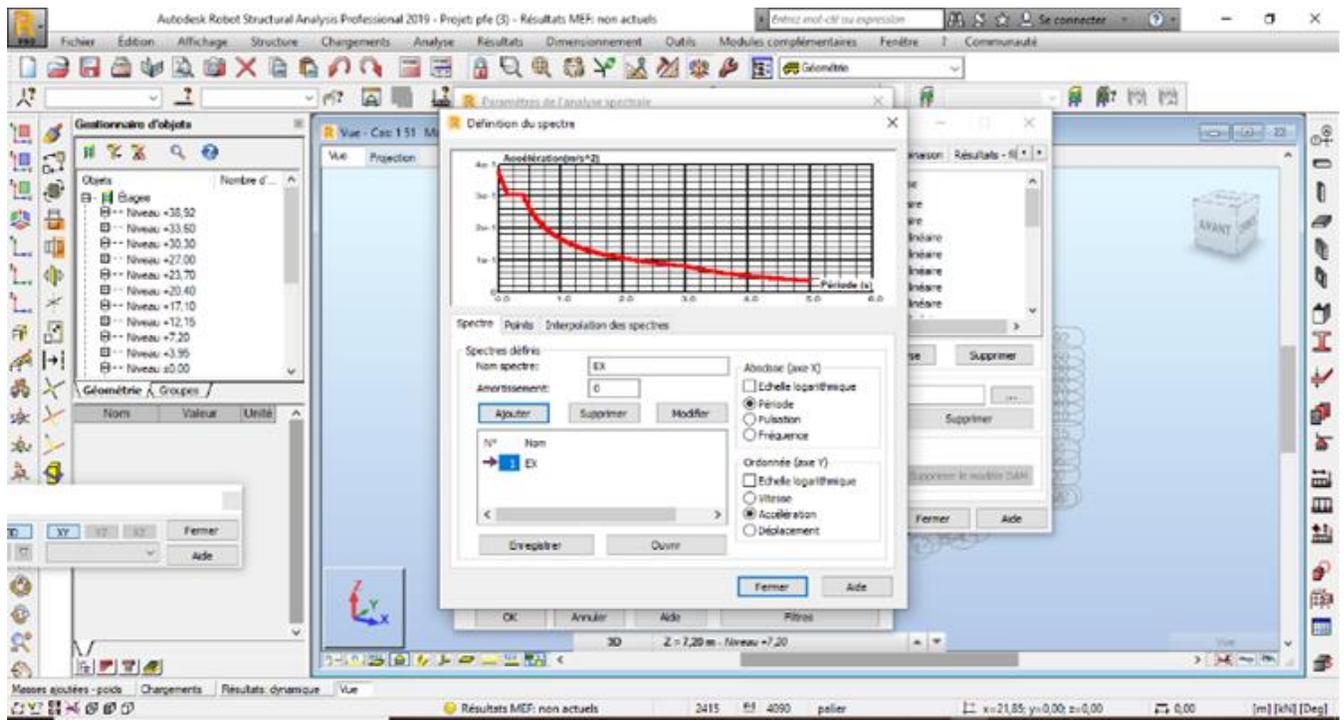
ELA (11,12) : $G+Q\pm 1.2 E_y$

VIII - 3 - E Insertion de spectre de réponse :









VIII - 3 - F Spectre de réponse :

La courbe de spectre de réponse obtenue à partir les données précédemment déterminées est illustrée dans la figure ci-dessous :

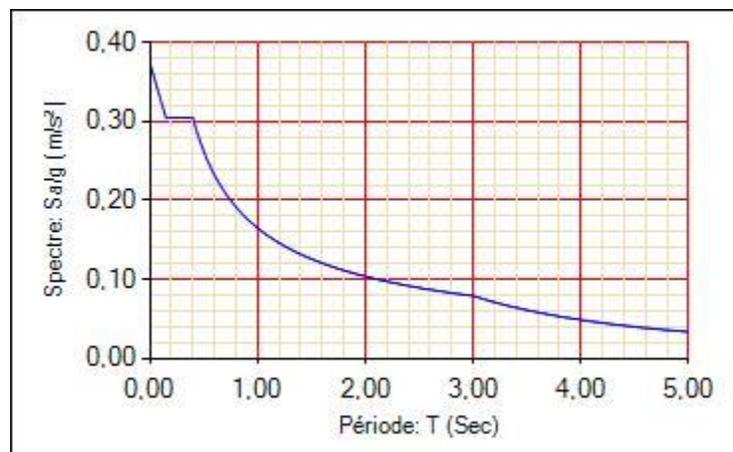


Figure 37: spectre de réponse d'accélération

Le tableau suivant représente les valeurs de périodes et les facteurs de participation massique dans les deux directions orthogonales U_x et U_y :

Tableau 41: caractéristique dynamique de la structure

Modes	Période [sec]	Facteur de participation massique	
		Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]
1	0,51	17,74	0,61
2	0,45	25,15	8,21
3	0,36	33,49	18,25
4	0,34	50,24	18,46
5	0,32	53,50	21,69
6	0,29	53,50	37,81
7	0,26	53,63	53,23
8	0,23	53,97	57,36
9	0,23	53,97	57,63
10	0,16	55,38	57,92
.....
20	0.09	75.36	77.22

VIII - 3 - G Nombre de mode à retenir :

On remarque que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

VIII - 3 - H - Vérification de période :

Prenant compte l'article 4.2.4 (4) la valeur de T calculée à partir de la formule de **Rayleigh** ou les résultats obtenues par le logiciel ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques : $T = 0.51sec$, appropriées de plus de 30%. On a la période fondamentale de la structure, obtenue par le logiciel est de : $T = 0.51sec$.

Cette période est acceptable comparée à celle formulé par le **RPA99 v 2003** qui est :

$$T + 30\% T = 0.46 \times 1,3 = 0.59sec.$$

VIII - 3 - I Vérification réglementaire :

La résultante des forces sismique à la base Vt obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismique déterminée par la méthode

statique équivalente V pour une valeur de période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} W.$$

Où :

W : poids total de la structure.

D : facteur de d'amplification dynamique.

- Détermination de facteur d'amplification :

Sens longitudinale :

$$D_x = 2.41s .$$

Sens transversale :

$$D_y = 2.74m.$$

Alors l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} W = 34862.38kN.$$

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} W = 41221.51kN.$$

VIII - 3 - J Vérification de déplacement:

Le déplacement horizontal à chaque niveau k est calculé selon la formule suivante :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

δ_{ek} : déplacement du aux forces sismiques.

R : c'est le coefficient de comportement, précédemment déterminé ; $R=4$.

Le déplacement relatif au niveau k par rapport au niveau $k-1$ est égale à : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l'article 5.10 de **RPA99 v 2003**, c'est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. C'est-à-dire que ce déplacement sont limités à la valeur $H_e/100$

Le calcul des déplacements correspond à la combinaison de charge suivante : $G + Q + E$

Les tableaux suivants représentent les calculs de déplacements relatifs latéraux des niveaux, selon les deux directions orthogonales :

Sens x-x :

Tableau 42:déplacement latéraux dans le sens x-x.

Niveaux	Δk (cm)	1% He (cm)	Observation
9 ^{eme} étage	0.8	5.32	Vérifié
8 ^{eme} étage	0.0	3.3	Vérifié
7 ^{eme} étage	1.8	3.3	Vérifié
6 ^{eme} étage	0.7	3.3	Vérifié
5 ^{eme} étage	0.4	3.3	Vérifié
4 ^{eme} étage	0.5	3.3	Vérifié
3 ^{eme} étage	0.4	4.95	Vérifié
2 ^{eme} étage	0.2	4.95	Vérifié
RDC	0.2	3.25	Vérifié
Sous-sol	0.0	3	Vérifié

Sens y-y :

Tableau 43:déplacement latéraux dans le sens y-y.

Niveaux	Δk (cm)	1% He (cm)	Observation
9 ^{eme} étage	0.3	5.32	Vérifié
8 ^{eme} étage	0.2	3.3	Vérifié
7 ^{eme} étage	0.4	3.3	Vérifié
6 ^{eme} étage	0.2	3.3	Vérifié
5 ^{eme} étage	0.3	3.3	Vérifié
4 ^{eme} étage	0.1	3.3	Vérifié
3 ^{eme} étage	0.2	4.95	Vérifié
2 ^{eme} étage	0.0	4.95	Vérifié
RDC	0.1	3.25	Vérifié
Sous-sol	0.0	3	Vérifié

IX Chapitre 9:

Dimensionnement et vérification des éléments structuraux

IX - 1 Introduction :

Après avoir modéliser la structure et estimé l'effet du séisme, on passe par la vérification des éléments porteurs compte-tenu les sollicitations obtenues d'après la modélisation par ROBOT, ce qui fait l'objectivité de ce présent chapitre.

IX - 2 Dimensionnement poteaux métalliques en H :

Les résultats de prédimensionnement montrent que le profilé **HEA220** est appropriée pour résister aux différentes sollicitations, de caractéristiques suivantes :

$$W_{ply} = 568500mm^2.$$

$$A = 6430mm^2.$$

IX - 2 - A Vérification vis-à-vis la condition de résistance :

On doit vérifier que :

$$\left(\frac{M_{ysd}}{M_{ply rd}} \right) + \left(\frac{N_{sd}}{N_{ply rd}} \right)^2 \leq 1$$

Avec :

$M_{y,sd}$: obtenue depuis le **ROBOT** ; prise égale à : **$M_{y,sd}=108.2kN.m$**

N_{sd} : l'effort normale plastique obtenue par le logiciel **ROBOT** : **$s_d=4340.17kN$**

$M_{ply,Rd}$: moment plastique donnée par le **ROBOT** selon la formule suivante :

$$M_{ply} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$M_{ply} = \frac{568.5 \times 10^3 \times 355}{1.1} = 183.47KN.$$

$N_{pl,Rd}$: l'effort normale plastique obtenu par la formule suivante :

$$N_{pl Rd} = A \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}}$$

$$N_{pl Rd} = \frac{64.3 \times 10^2 \times 355}{1.1} = 2075.14KN.$$

$$\frac{108.2}{18347.04} + \left(\frac{4340.17}{2075.14} \right)^2 = 4 > 1 \quad \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

HEM 240

$$W_{ply} = 2117000mm^3.$$

$$A=199600mm^2$$

$$M_{ply} = 683.21KN.$$

$$N_{ply Rd} = 6441.63KN.$$

$$\frac{108.2}{683.21} + \left(\frac{4340.17}{6441.63}\right)^2 = 0.61 < 1 \text{ la condition est vérifiée.}$$

IX - 2 - B Vérification vis-à-vis flambement :

Il s'agit de vérifier que :

$$N_{Sd} \leq N_{c,Rd}$$

$$N_{c,Rd} \leq \frac{\chi_{LT} \times \beta_w \times A \times f_y}{\gamma_{M1}}$$

Avec : $\gamma_{M1}=1.1$

Pour la classe 1 : $\beta_w=1$

A : section de profilé.

f_y : Limite d'élasticité.

χ_{LT} : Coefficient de réduction.

- **Coefficient de réduction χ_{LT} :**

Le coefficient de réduction est donné par la formule :

$$\varphi_{LT} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

Avec:

$\bar{\lambda}$: l'élancement réduit

$$\varphi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

- **Détermination de l'élancement réduit**

- **Longueur de flambement :**

Les poteaux sont encastés à la base et appuyés à l'autre extrémité donc les longueurs de flambement l_f sont :

$$l_{fy} = l_{fz} = 0.5 l = 0.5 \times 4.95 = 2.47 \text{ m.}$$

- L'élancement :

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{247}{11.03} = 22.39.$$

$$\lambda_z = \frac{l_{fz}}{i_z} = \frac{247}{6.39} = 38.65.$$

$$\lambda = \max(\lambda_y; \lambda_z) = 38.65$$

$$\varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

$$\lambda_1 = 93.9\varepsilon = 76.39$$

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda}{\lambda_1} \sqrt{f_y} = \frac{38.65}{76.39} \times 1 = 0.50$$

• **Facteur d'imperfection α :**

$$h/b=0.91 < 1.2$$

$$t_f=32 \text{ mm} < 100 \text{ mm}.$$

Axe de flambement z-z.

La courbe appropriée est la courbe b.

Alors, le facteur d'imperfection α , d'après le tableau D.3(EC3, annexe D) :

$$\alpha=0.49$$

Calcul de ϕ :

$$\phi = 0.5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2] = 0.69$$

Donc :

Le coefficient de réduction :

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}} = 0.857$$

$$N_{CRd} = \frac{\chi_{LT} \times \beta_A \times A \times f_y}{\gamma_{M1}} = \frac{0.857 \times 1 \times 19960 \times 335}{1.1} = 52094.69 \text{ KN}.$$

$$N_{sd} = 4340.17 \text{ KN} < N_{CRd} = 52094.69 \text{ KN} \quad \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

IX - 3 Dimensionnement des poutres métalliques :

Les résultats de prédimensionnement des poutres métalliques, montrent que le profile approprier est IPE750 X 137

Etage :

Les résultats de prédimensionnement des poutres métalliques, montrent que le profile approprier est **IPE750 X 137**, dont les caractéristiques suivantes :

IX - 3 - A Vérification à la condition de résistance :

Il faut vérifier que :

$$M_{y.Sd} \leq M_{pl.Rd}$$

$$M_{pl.Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 4865 \times 10^3 \frac{355}{1.1} = 157KN.$$

La valeur du moment élastique $M_{y.Sd}$, obtenue par le **ROBOT**, égale à :

$$M_{y.Sd} = 1137.78kN$$

Alors :

$$M_{y.Sd} \leq M_{pl.Rd} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

IX - 3 - B Vérification de condition de flèche :

On doit vérifier :

$$f_{max} < f_{adm}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1300}{300} = 4.33cm.$$

$$f_{max} = \frac{5Q_s l^4}{384EI}$$

$$Q_s = G + Q = (14.547 + 3.5) \times 8 + 1.37 = 145.746KN.$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 145.74 \times 1300^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 156600 \times 10^4} = 0.016mm = 1.6cm.$$

$$f_{max} = f_{adm} \dots \dots \dots \text{la condition vérifiée.}$$

IX - 3 - C Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

Avec :

$V_{pl,rd}$: représente l'effort tranchant résistant de la section de la poutre.

$$V_{plrd} = \frac{A_{vz} \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{m0}} = \frac{9290 \times 355}{\sqrt{3} \times 1} = 1904.07KN.$$

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$A_v(\text{IPE750 X 137}) = 92.90 \times 10^2 \text{ mm}^2$.

Donc :

$$V_{plrd} = \frac{9290 \times 355}{\sqrt{3} \times 1} = 1904.07 \text{ KN}.$$

A partir la modélisation par **ROBOT**, la valeur de l'effort tranchant dans les poutre égale à :
 $V_{sd} = 465.32 \text{ kN}$

Alors : $V_{sd} < V_{pl,d}$

..... **La condition est vérifiée.**

IX - 3 - D Vérification vis-à-vis le déversement :

Il faut vérifiée que :

$M_{y,Sd} < M_{b,Rd}$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}}$$

β_w : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

χ_{LT} : Coefficient de réduction

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha_{LT} = 0.49$: pour les profils soudés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9 \varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Alors :

$$\lambda_1 = 76.05$$

L'élancement λ_{LT} donné par la formule suivante (annexe F **EC 3**) :

i_z : c'est le rayon de giration, pour le profilé laminé **IPE750 X 137** la valeur de i_z prise égale à :

$i_z = 5.44 \text{ cm}$.

$C_1 = 1.132$

$t_f = 17 \text{ cm}$.

$h = 753 \text{ cm}$.

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{1300/54.4}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1300/54.4}{753/17} \right)^2 \right]^{0.25}} = 22.37$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.29$$

$$\varphi = 0.5 [1 + 0.49(0.29 - 0.2) + 0.29^2] = 0.56$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.56 + \sqrt{0.56^2 - 0.29}} = 0.96$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.96 \times 4865000 \times 355}{1.1} = 1507.26 \text{ KN.m}$$

$M_{y,sd} < M_{brd} \dots \dots \dots$ **la condition est vérifiée.**

IX - 4 Dimensionnement des poutres métalliques :

Terrasse :

Les résultats de prédimensionnement des poutres métalliques, montrent que le profile approprié est **IPE220**, dont les caractéristiques suivantes :

IX - 4 - A Vérification à la condition de résistance :

Il faut vérifier que :

$$M_{y,sd} \leq M_{pl,Rd}$$

$$M_{pl,Rd} = W_{ply} \times \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 220.6 \times 10^3 \frac{355}{1.1} = 71.193 \text{ KN}.$$

La valeur du moment élastique $M_{y,sd}$, obtenue par le **ROBOT**, égale à :

$$M_{y,sd} = 75.71 \text{ kN}$$

Alors :

$$M_{y,sd} \leq M_{pl,Rd} \dots \dots \dots \text{ La condition est vérifiée.}$$

IX - 4 - B Vérification de condition de flèche :

On doit vérifier :

$$f_{max} < f_{adm}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{l}{300} = \frac{1300}{300} = 4.33 \text{ cm}.$$

$$f_{max} = \frac{5Q_s l^4}{384EI}$$

$$Q_s = G + Q = (19.6 + 33.3) \times 8 + 0.224 = 4.23KN.$$

$$f_{max} = \frac{5 \times 4.23 \times 1300^4}{384 \times 2.1 \times 10^5 \times 1943 \times 10^4} = 0.038mm = 3.8cm.$$

$$f_{max} = f_{adm} \dots \dots \dots \text{la condition vérifiée.}$$

IX - 4 - C Vérification au cisaillement :

On doit vérifier que :

$$V_{sd} \leq V_{pl,rd}$$

Avec :

$V_{pl,d}$: représente l'effort tranchant résistant de la section de la poutre.

A_{vz} : Aire de cisaillement.

$$A_{vz}(IPE220) = 14.00 \times 10^2 \text{ mm}^2.$$

Donc :

$$V_{plrd} = \frac{1400 \times 355}{\sqrt{3} \times 1} = 286.94KN.$$

A partir la modélisation par **ROBOT**, la valeur de l'effort tranchant dans les poutre égale à : **$V_{sd} = 32.2kN$**

Alors :

$$V_{sd} < V_{pl,rd} \dots \dots \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

IX - 4 - D Vérification vis-à-vis le déversement :

Il faut vérifiée que :

$$M_{y,Sd} < M_{b,Rd}$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}}$$

β_w : 1 pour les sections de classe 1 et 2.

χ_{LT} : Coefficient de réduction

$$\chi_{LT} = \frac{1}{\varphi + \sqrt{\varphi^2 - \bar{\lambda}^2}}$$

$$\varphi = 0.5 [1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

$\alpha_{LT}=0.49$: pour les profils soudés.

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \times [\beta_w]^{0.5}$$

$$\lambda_1 = \pi \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 93.9\varepsilon \quad \text{et } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} = \sqrt{\frac{235}{355}} = 0.81$$

Alors :

$$\lambda_1 = 76.05$$

L'élancement λ_{LT} donné par la formule suivante (annexe F EC 3) :

i_z : c'est le rayon de giration, pour le profilé laminé **IPE750 X 137** la valeur de i_z prise égale à:

$$i_z = 2.24 \text{ cm.}$$

$$C_1 = 1.132$$

$$t_f = 8.5 \text{ cm.}$$

$$h = 200 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{l/i_z}{C^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{l/i_z}{h/t_f} \right)^2 \right]^{0.25}} = \frac{1300/22.4}{1.132^{0.5} \left[1 + \frac{1}{20} \left(\frac{1300/22.4}{200/18.5} \right)^2 \right]^{0.25}} = 51.04$$

$$\bar{\lambda}_{LT} = 0.67$$

$$\varphi = 0.5[1 + 0.49(0.67 - 0.2) + 0.67^2] = 0.84$$

$$\chi_{LT} = \frac{1}{0.56 + \sqrt{0.84^2 - 0.67^2}} = 0.74$$

$$M_{brd} = \frac{\chi_{LT} \beta_w W_{ply} f_y}{\gamma_{m1}} = \frac{0.74 \times 220600 \times 355}{1.1} = 52.68 \text{ KN.m}$$

$$M_{brd} < M_{ysd} \dots \dots \dots \text{ la condition est vérifiée.}$$

X Chapitre 10:

Ferrailage des éléments structuraux en BA

X - 1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est dimensionnement et calcul des sections de ferrailage des éléments structuraux en béton armé, qui interviennent dans la résistance aux différents actions agissants sur la structure. Ce ferrailage doit être calculer de manière à résister les combinaisons les plus défavorables.

L'étude est menu principalement selon les recommandations dans le **RPA v 2003** et les vérifications suivantes les différents règlements tel que le **BAEL91**.

X - 2 Les poteaux en béton armé :

Les poteaux en béton armé sont des éléments porteurs verticaux avec armature incorporée. Ce sont les points d'appui et les éléments porteurs de l'ossature et transmettent des charges concentrées. Ils sont soumis à des efforts normaux de compression N et à des moments fléchissant M , donc ils sont sollicités à la flexion composée dans les deux sens longitudinal et transversal.

X - 2 - A Les combinaisons :

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL91** : (combinaisons fondamentales)

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

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

- Selon **RPA 99 v 2003** : (combinaisons accidentelles)

$$\text{ELA} : G + Q \pm E$$

$$\text{ELA} : 0.8G \pm E$$

X - 2 - B -Vérification spécifique sous sollicitation normale (coffrage de poteau) :

Avant de calculer le ferrailage il faut d'abord faire la vérification prescrite par le **RPA 99 v 2003**, dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.3.$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerce sur une section du béton.

B_c : Section de poteau $B_c = 0.65 \times 1.30 = 0.845 \text{ m}^2$.

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours ; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

La vérification des poteaux sous sollicitation normale, est représenté dans le tableau suivant :

Tableau 44: vérification des poteaux sous sollicitation normale.

	N_a(kN)	B_c(m²)	F_{c28}	v	Observation
Poteaux de sous-sol	15582.78	0.845	25	0.73	Non vérifiée

La condition est n'est pas vérifiée, la solution est d'augmenter la section des poteaux pour reprendre l'effort normale avec une marge de sécurité :

La nouvelle section brute des poteaux :

$$B_c = 145 \times 145 \text{ cm}^2.$$

Alors,

$$v = 0.29 < 0.3.$$

X - 2 - C Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_u , doit être inférieure ou égale à la valeur limite τ_l , exigée par le **RPA99 v 2003** :

$$\tau_u < \tau_l$$

Avec :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d} = \frac{563.69 \times 10^{-3}}{1450 \times 1305} = 0.29 \text{ MPa.}$$

$$\rho_d \Rightarrow \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; \Rightarrow \rho_d = 0.075 \\ \text{si } \lambda_g < 5; \Rightarrow \rho_d = 0.04 \end{cases}$$

λ_g : l'élançement géométrique de poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$l_f = 0.7l_0$$

Avec :

a et b : représentent les dimensions de la section du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : la longueur de flambement de poteau.

l_0 : la longueur totale de poteau ; au niveau de sous-sol $l_0=3$.

Alors :

$$l_f = 210 \text{ cm.}$$

$$\lambda_g = 1.48 < 5 \Rightarrow \rho_d = 0.04.$$

$$\tau_l = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1 \text{MPa}.$$

$\tau_u < \tau_l$**Condition vérifiée.**

X - 2 - D Recommandations par le RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 v 2003** :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

- Leur pourcentage minimal en zone sismique III sera $A_{min}=0.9\%$.

- Leur pourcentage maximal sera :

en zone courante $A_{max}=4\%$

En zone de recouvrement $A_{max}=6\%$.

- Le diamètre minimal est de 12 mm.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

- La distance maximale entre les barres verticales dans une surface d'un poteau ne doit pas dépasser 20 cm.

X - 2 - E Calcul de ferrailage :

X - 2 - E - a Ferrailage longitudinale :

Les poteaux se calculent selon la flexion composée, ou à la compression simple si l'effort normale est appliqué au noyau central de section de poteau :

- Une section rectangulaire soumise à flexion composée si :

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h}{12}$$

- Une section rectangulaire soumise à la compression simple :

$$e_0 = \frac{M}{N} \leq \frac{h}{12}$$

Section de ferrailage $(b \times h) = (0.75 \times 0.75)^2$.

Sollicitations :

$N_{max}=15582.78 \text{kN}$.

$M=11.65 \text{kN.m}$.

L'excentricité e_0 :

$$e_0 = \frac{M}{N_{max}} = \frac{11.65}{15582.78} = 0.0007m \Rightarrow e_0 < \frac{h}{12} = 12.083.$$

Alors : l'effort de compression N est excentré par 0.07 cm de l'axe neutre ; dans la zone de noyau centrale. Donc la sollicitation est considérée comme compression simple.

L'élanement λ :

$$\lambda = 2\sqrt{3} \frac{l_f}{h} = 2\sqrt{3} \frac{210}{145} = 5.01.$$

$$\lambda = 5.01 < 50.$$

Alors,

$$\alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{5.01}{35}\right)^2}.$$

$$\alpha=0.846.$$

X - 2 - E - b Calcul de section de ferrillage :

$$A \geq \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br f_{c28}}{0.9\gamma_b} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}.$$

$$\text{Avec : } Br = (b-0.02)(h-0.02) = (1.45-0.02)^2 = 2.0449 \text{ m}^2.$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}.$$

$$\gamma_s = 1.15 \text{ et } \gamma_b = 1.5.$$

Alors,

$$A \geq \left[\frac{15582.75 \times 10^3}{0.84} - \frac{2.04 \times 25}{0.9 \times 1.5} \right] \frac{1.15}{400}.$$

$$A \geq -0.0552 \text{ m}^2.$$

Section minimale des armatures posée par le RPAv2003 :

$$A_{min} = 0.9\%B.$$

$$A_{min} = \frac{0.9}{100} \times 145^2 = 189.22 \text{ cm}^2.$$

Section maximale des armatures :

-en zone courante :

$$A_{max} = 4\%B = \frac{4}{100} \times 145^2 = 841 \text{ cm}^2.$$

-en zone de recouvrement :

$$A_{max} = 6\%B = \frac{6}{100} \times 145 = 1261.5 \text{ cm}^2.$$

Le choix de ferrailage :

$$A \geq \max(A, A_{min}).$$

On opte **16HA40=201.06 cm²**

X - 2 - E - c Ferrailage transversale :

Diamètre des armatures :

Selon le **RPA 99 v 2003**, les armatures transversales des poteaux, sont calculées à l'aide de formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

D'où :

A_t : représente la section des armatures transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode de fragile de la rupture par effort tranchant

V_u : effort tranchant du calcul.

h_1 : hauteur totale de section brut de poteau ; $h_1 = h$.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier des armatures transversales.

t : l'espacement entre les armatures transversales.

Coefficient correcteur ρ_a :

$$\rho_a \Rightarrow \begin{cases} \text{si } \lambda_g \geq 5; \Rightarrow \rho_a = 2.5 \\ \text{si } \lambda_g < 5; \Rightarrow \rho_a = 3.75 \end{cases}$$

λ_g : précédemment déterminée ; $\lambda_g = 1.48$.

Alors : $\rho_a = 3.75$.

L'espacement t :

$$t: \begin{cases} t \leq \min(10\emptyset; 15 \text{ cm}) \text{ dans la zone nodale} \\ t' \leq 15\emptyset_l \text{ dans la zone courante} \end{cases}$$

$$t: \begin{cases} t \leq 15 \text{ cm dans la zone nodale} \\ t' \leq 40 \text{ cm dans la zone courante} \end{cases}$$

Ou ϕ_l : représente le diamètre des armatures longitudinales.

Donc :

- Dans la zone courante :

$$V_u=339.71\text{kN.}$$

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t' = 8.78\text{cm}^2.$$

- Dans la zone nodale :

$$A_t = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e} \times t' = 3.29\text{cm}^2.$$

Le **BAEL91** exige également que le diamètre des armatures transversale ϕ_t , est déterminé selon la formule suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right)$$

$$\phi_t \leq 40\text{mm.}$$

Donc on adopte des cadres de $\phi 25$.

Recouvrement :

La longueur minimale de recouvrement L_r , dans la zone III est donnée par le RPA99 version 2003, égale à 40, alors :

$$L_r=50 \phi=50 \times 40=2000 \text{ mm}=2 \text{ m.}$$

X - 2 - E - d Schéma de ferrailage :

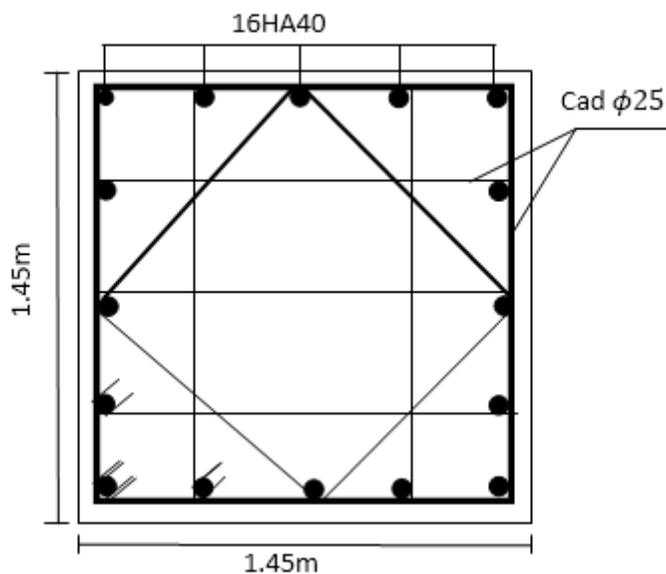


Figure 38:schéma de ferrailage de poteau

X - 3 Les poutres en béton armé :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux, non exposé aux intempéries, transmettant les charges apportées par les planchers vers les éléments porteurs verticales (poteaux). Le calcul de section de ferrailage des poutres, se fait selon les règles de flexion simple, en considérant la fissuration comme étant très préjudiciable.

Le calcul se fait selon les valeurs de moment les plus défavorables données par les combinaisons d'actions suivantes :

- Selon le **BAEL91** : (combinaisons fondamentales)

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

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

- Selon le **RPA99 v 2003** (combinaisons accidentelles)

$$\text{ELA} : G + Q \pm E$$

$$\text{ELA} : 0.8G \pm E$$

X - 3 - A - Résultats obtenus par les combinaisons :

Le tableau suivant représente les sollicitations agissantes sur les poutres principales et secondaires, obtenus par le logiciel **ROBOT** :

Tableau 45:sollicitations maximale agissante sur les poutres principales.

	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T_y (kN)
ELU	-1792	46.68	32.51
ELS	-1792	180.11	-

Tableau 46:sollicitations maximales agissantes sur les poutres secondaires.

	M_a (kN.m)	M_t (kN.m)	T_y (kN)
ELU	-300.36	291.72	3.40
ELS	-236.72	230.95	-

Recommandation de le RPA99 version 2003 :

D'après le **RPA99 v 2003** :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est :

$$A_{min}=0.5\%$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

en zone courante : $A_{max}=4\%$

en zone de recouvrement : $A_{max}=6\%$.

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

- La longueur minimale de recouvrement est de 50ϕ .

X - 3 - B Calcul de ferrailage :

Les étapes suivantes seront basées sur un exemple de calcul d'une poutre principale $(0.65 \times 1.05)^2$.

X - 3 - B - a Ferrailage longitudinale :

Contrainte de béton :

$$\sigma_b=14.2 \text{ MPa}$$

Contrainte de l'acier des armatures :

$$\sigma_s=f_e/\gamma_s=348 \text{ MPa}$$

Hauteur utile : $d=0.9h=94.5\text{cm}$.

En travée :

Le moment réduit :

$$\mu=0.0056.$$

$\mu < \mu_{ab}=0.186$: donc pas des armatures comprimé $A'=0$.

$$\alpha=0.0062.$$

$$\beta=0.997.$$

$$A=1.42\text{cm}^2.$$

-Condition de non fragilité (CNF) :

$$A_{min}=0.23 b d f_{t28}/f_e=7.41 \text{ cm}^2$$

- Section des armatures minimale posée par le RPA99 v 2003 :

$$A_{min}=0.5\% b \times h =34.12 \text{ cm}^2$$

- Section des armatures maximale posée par le RPA99 v 2003 :

En zone courante : $A_{max}=273 \text{ cm}^2$.

En zone de recouvrement : $A_{max}=409.5 \text{ cm}^2$.

On opte **5HA32=40.21cm²**.

En appuis :

Le moment réduit :

$$\mu=0.21.$$

$$\mu_{ab}=0.186 < \mu < \mu_l=0.269. (\text{pivot B}).$$

$$\alpha=0.298.$$

$$z_{min}=86.56\text{cm}.$$

$$A=59.48\text{cm}^2.$$

On opte **5HA40=62.38cm²**.

X - 3 - B - b Ferrailage transversale :

Diamètre des armatures :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right).$$

$$\phi_t \leq 25 \text{ .}$$

On adopte des cadres de ϕ 10.

Espacement :

D'après le **RPA 99 v 2003** :

- Zone nodale :

$$s_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30\text{cm}\right).$$

$$s_t \leq 21\text{cm}.$$

On adopte : $S_t=10 \text{ cm}$.

- Zone courante :

$$s_t \leq \frac{h}{2}.$$

$$s_t \leq 52.5\text{cm}.$$

On adopte : $S_t=25 \text{ cm}$

Recouvrement :

Pour : $\phi=1.6 \text{ cm} \Rightarrow Lr=50 \times 1.6=80 \text{ cm}$

On adopte $Lr=0.80 \text{ m}$.

Pour : $\phi=2 \text{ cm} \Rightarrow Lr=50 \times 2 =100 \text{ cm}$

On adopte $Lr=1 \text{ m}$.

Pour : $\phi=2.5 \text{ cm} \Rightarrow Lr=50 \times 2.5=125 \text{ cm}$

On adopte $Lr=1.3 \text{ m}$.

X - 3 - C Récapitulation de ferrailage des poutres :

- **Poutres principales :**

Tableau 47: récapitulation de ferrailage longitudinal des poutres principales.

	A (cm ²)	A_{min} CNF (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	choix	A_{fer} (cm ²)
En travée	1.42	7.41	34.12	5HA32	40.21
En appuis	59.48	7.41	34.12	8HA32	64.34

Tableau 48:récapitulation de ferrailage transversal des poutres principales.

	Zone nodale		Zone courant	
Φ_t	S_t calculé (cm)	S_t adopté (cm)	S_t calculé (cm)	S_t adopté (cm)
10	21	10	52.5	25

- **Poutres secondaires :**

Tableau 49:récapitulation de ferrailages longitudinales des poutres secondaires.

	A (cm ²)	A_{min} CNF (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	choix	A_{fer} (cm ²)
En travée	1.52	2.82	13	5HA20	15.71
En appuis	1.52	2.82	13	5HA20	15.71

Tableau 50:récapitulation de ferrillages transversales des poutres secondaires.

Φ_t	Zone nodale		Zone courant	
	S _t calculé (cm)	S _t adopté (cm)	S _t calculé (cm)	S _t adopté (cm)
25	30	10	32.5	25

X - 3 - D Vérification de l'effort tranchant :

Il faut vérifier que : $\tau_u < \tau_l$

$$\tau_l = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa \right) = 4MPa.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b \times d}.$$

Tableau 51:vérification de contrainte tangentielle des poutres

	T _{max} (kN)	τ_u (MPa)	T _l (MPa)	observation
Poutre principale	32.51	0.052	4	Vérifiée
Poutre secondaire	3.4	0.014	4	vérifiée

X - 3 - E Vérification des contraintes :

La condition de vérification contraintes de béton se simplifier comme suite :

$$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b \text{ si } \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}.$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}.$$

Tableau 52:vérification des contraintes selon la condition simplifiée.

		γ	$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}$	α	Observation sur les contraintes
Poutre principale	En appuis	0.998	0.249	0.210	Vérifiée
	En travée	0.259	-0.120	0.005	Non vérifiée
Poutre	En appuis	1.268	0.384	0.154	Vérifiée

secondaire	En travée	1.231	0.365	0.154	Vérifiée
------------	-----------	-------	-------	-------	----------

- **Poutre secondaire :**

Il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte de béton.

- **Poutre principale :**

Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91 avec la fissuration de la dalle est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

La contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 100 \sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 176 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable.

La contrainte du béton $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier $\sigma_s = 15 k (d - y)$

y : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2} Y^2 - n \times A_{fer} (d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30A_{fer}y - 30A_{fer}d = 0$$

L'équation donc devient :

$$65y^2 + 1930.2y - 182403.9 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 40.16 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A_{fer} (d - y)^2 = 4253154.952 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}^{max}}{I} = \frac{180110}{4253154.95} = 4.234 \text{ N/cm}^3.$$

$$\sigma_b = k \times y = 4.234 \times 40.16 \times 10^{-2} = 1.7 \text{ MPa}.$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ la condition est vérifiée.

$$\sigma_s = 15k(d - y) = 15 \times 4.23(94.5 - 40.16) = 34.51MPa$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$la condition vérifiée.

X - 3 - F Schéma de ferrailage :

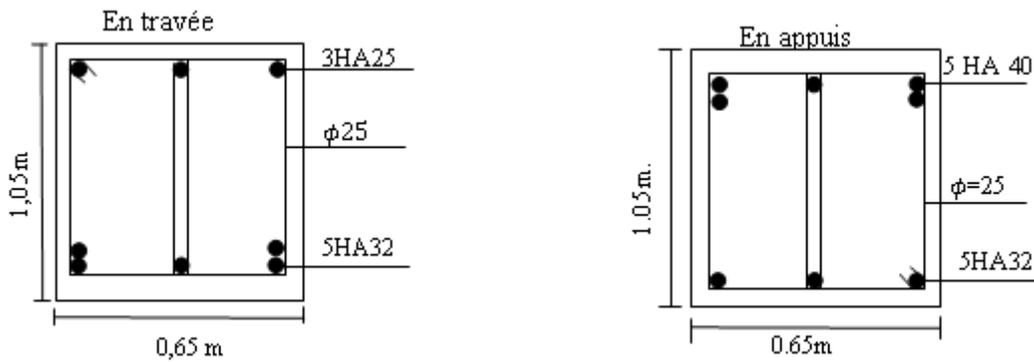


Figure 39: schéma de ferrailage des poutres principales en travée et en appuis

XI Chapitre 11:

Calcul des assemblages

XI - 1 Introduction :

Le bon fonctionnement global d'une structure métallique est directement lié à sa conception et particulièrement au calcul des assemblages des pièces qui la composent le dispositif d'assemblage assure la solidarisation des pièces entre elle, permet une transmission optimale et une juste répartition des différentes sollicitations de toute nature pouvant affecter la composante structurelle.

XI - 2 Fonctionnement des assemblages :

XI - 2 - A Les principaux modes d'assemblages:

XI - 2 - A - a Rivetage :

Les rivets ont été les premiers moyens d'assemblage utilisé en construction métallique. Ce mode d'assemblage est pratiquement abandonné de nos jours, du fait de difficultés inhérentes à leur mise en œuvre (particulièrement sur chantier). Le rivetage reste cependant très utilisé pour assembler les tôles fines, les bardages, mais il s'agit dans ses cas de petits rivets, nommés 'pop', scellés pneumatiquement, qui ne relèvent pas, à proprement parler, de la construction métallique.

XI - 2 - A - b Le boulonnage :

Le boulonnage consiste le moyen d'assemblage le plus utilisé en constructions métalliques, du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur sites.

Pour notre cas le choix a été porté sur le boulon de haute résistance (HR). Il comprend une vis à tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

XI - 2 - A - c Soudage :

Le soudage est un procédé, qui permet d'assembler des pièces par liaison intime de la matière, obtenue par fusion ou plastification.

En charpente soudée les assemblages sont plus rigides, cela a pour effet un encastrement partiel des éléments constructifs. Les soudages à la flamme oxyacétylénique et le soudage à l'arc électrique sont des moyens de chauffages qui permettent d'élever à la température de fusion brilles des pièces de métal à assembler.

XI - 2 - A - d Le collage :

Les assemblages par collages, peu utilisé, car il s'agit d'une technique non encore réglementée, qui exige une préparation des surfaces particulièrement méticuleuse, sans laquelle les colles, bien qu'extrêmement performantes, ne peuvent garantir la cohésion suffisante des assemblages.

XI - 3 Assemblage «Poteau - Poutre» : HEM260 - IPE750x137

XI - 3 - A Efforts sollicitant :

Les sollicitations maximales à prendre en considération sont :

$$M_{sd} = 332.15 \text{ KN.m}$$

$$V_{sd} = 363 \text{ KN}$$

Epaisseur de la platine : $e_p = 20\text{mm}$

Boulon HR 8.8 de diamètre $\Phi 16$

$$18\text{mm} \leq t_{\max} \leq 25\text{mm} \Rightarrow \begin{cases} a_{\min} = 5\text{mm} \\ a_{\max} = 0.7t = 14\text{mm} \end{cases}$$

On prend un cordon de soudure : $a = 10\text{mm}$

XI - 3 - B Soudure de la platine :

XI - 3 - B - a Soudure de la semelle tendue :

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h}$$

$$N_{sd} = 441.10\text{kN}$$

$$R_s = \frac{0.7 \times s \times l \times f_y}{\gamma_m}$$

$$l = \frac{753}{2}$$

$$R_s = 1592.51\text{kN}$$

$N_{sd} < R_s$ la condition est vérifiée.

XI - 3 - B - b Soudure de l'âme :

$$R_s = \frac{0.7 \times s \times l \times f_y}{\gamma_m}$$

$$L = h - 2t_f \Rightarrow L = 719\text{mm}$$

$$R_s = 334533\text{kN}$$

$V_{sd} < R_s$ la condition est vérifiée.

XI - 3 - C Disposition constructive :

Après plusieurs simulations on opte pour un assemblage formé de deux files de 5 boulons

HR8.8 $\Phi 16$.

XI - 3 - C - a Pince longitudinale :

$$1.2d_0 \leq e_1 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18\text{mm} \Rightarrow 21.6 \leq e_1 \leq 210$$

On prend $e_1 = 30\text{mm}$.

XI - 3 - C - b Pince transversale :

$$1.2d_0 \leq e_2 \leq 12t$$

$$d_0 = \phi + 2 = 18\text{mm} \Rightarrow 27 \leq e_1 \leq 210$$

On prend $e_2 = 30\text{mm}$.

XI - 3 - D Calcul des boulons sollicités au cisaillement :

$$V_R = \frac{f_{ub}A_s}{\sqrt{3}}$$

$$V_R = 72.51\text{kN}$$

$$V_d = \frac{V_{sd}}{10} = 36.63\text{kN}$$

$$V_d = 36.3\text{kN} < \frac{V_R}{\gamma_{M1}} = 65\text{kN}. \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

XI - 3 - E Vérification de la pression diamétrale :

$$L_R = 2.4f_u \times d \times t$$

$$L_R = 241.92\text{kN}$$

$$V_d = 36.6\text{kN} < \frac{L_R}{\gamma_{M1}} = 219.92\text{kN}. \dots\dots\dots \text{la condition est vérifiée.}$$

XI - 4 Calcul Pied de poteau :

XI - 4 - A Introduction :

La base du poteau métallique a pour rôle de transmettre au massif de fondation les efforts développés dans le poteau par l'ensemble de charge et surcharge agissant sur la construction.

XI - 4 - B Dimensionnement de la plaque d'assise :

La plaque d'assise est destinée à maintenir solidement le poteau à l'armature de fondation, ou pour notre cas, les armatures de poteau en béton armé. Pour ce faire, elle est soudée par le biais d'un cordon de soudure à la base des poteaux sur tout le contour de la section transversale du profilé.

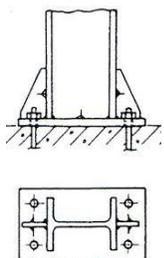


Figure 40: pied de poteau encastré.

XI - 4 - C Epaisseur de cordon de soudure :

$$\text{Pour poteau HEM260: } \begin{cases} a_s = 0.7t_f = 22.75\text{mm.} \\ a_a = 0.7t_w = 12.6\text{mm.} \end{cases}$$

On prend : $a_s=25\text{mm}$. et $a_a=15\text{mm}$.

XI - 4 - D Résistance de calcul à l'écrasement de matériau de scellement F_{jd} :

$$F_{jd} = \alpha \times \beta_j \times f_{cd}$$

Avec :

α : représente le rapport entre la longueur, ou largeur, de la fondation (pour notre cas le poteau de sous-sol en béton armé) et la longueur, ou largeur, de la plaque d'assise.

On prend : $\alpha=1.5$, car les dimensions de la plaque ne sont pas encore déterminées.

$$F_{jd}=25.21\text{MPa.}$$

XI - 4 - E Détermination de surface de la plaque :

Une estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est donnée par la plus grande des valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{bh} \left(\frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right)^2, \frac{N_{sd}}{f_{cd}}\right).$$

$$A_{c0}=1.7\text{m}^2.$$

D'autre part, les dimensions en plan adéquates pour la plaque d'assise sont choisies comme suit :

$$H : \begin{cases} b_b > b + 2t_f \Rightarrow b_b = 333\text{cm}^2 \\ h_b > b + 2t_f \Rightarrow h_b = 333\text{cm}^2 \end{cases}$$

On prend : $h_b=b_b=1300\text{mm}$.

XI - 4 - F Calcul de largeur d'appui additionnelle C :

La largeur d'appuis additionnelle est valable juste pour les poteaux en I ou H. Il est donné par :

$$C = \frac{-B - \sqrt{B^2 - 4Ac}}{2A}.$$

Avec :

$$A=2.$$

$$B=-b+t_w-h=-540\text{mm.}$$

$$c = \frac{0.5N_{sd}}{F_{jd}} - (2bt_w + 4t_f^2 + 0.5ht_w - t_f t_w) = 103.78\text{mm.}$$

La largeur additionnelle a pour valeur :

$$C=0.19\text{mm.}$$

XI - 4 - G Détermination de l'épaisseur minimale requise de la plaque d'assise :

$$t_f \geq \frac{c}{\sqrt{\frac{f_y}{3F_{jd}\gamma M_2}}}.$$

$$t_f \geq 0.12\text{mm.}$$

L'épaisseur de la platine de pied de poteau, t_p , est proportionnelle aux dimensions du poteau correspondant et de l'épaisseur de cordon de soudure de l'assemblage. Dans ce cadre on opte :

$t_p = 30 \text{ mm}$.

- **Re-calcul de la largeur additionnelle C :**

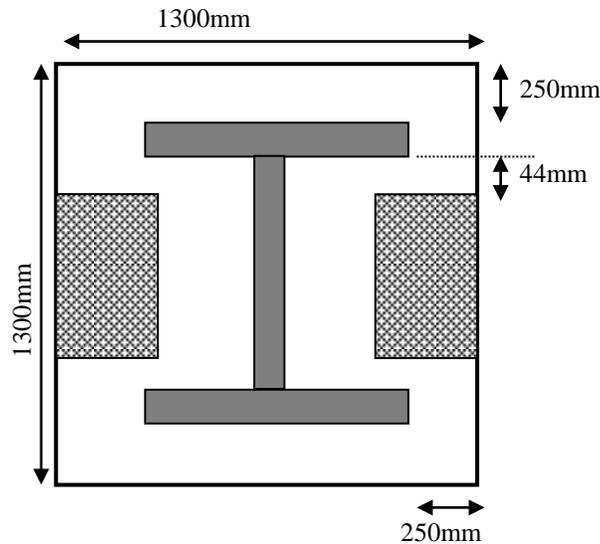


Figure 41: dimension de plaque d'assise.

$$c = t \left(\frac{f_y}{3F_{jd} \times \gamma_{M2}} \right)^{1/2} = 43.29 \text{ mm}.$$

On prend : $C = 44 \text{ mm}$.

- **Le débord de la plaque d'assise βc :**

$\beta c = 520 \text{ mm}$.

XI - 4 - H Section efficace A_{eff} :

Pour un poteau en H :

$$A_{eff} = 2(b + 2\beta c) \times (C + \beta c + t_f) \times (h - 2C - 2t_f) \times (2C + t_w).$$

$$A_{eff} = 1.5 \text{ m}^2.$$

XI - 4 - I Calcul de la résistance à l'effort axiale :

$$N_{sd} \leq N_{Rd}$$

D'où :

$$N_{Rd} = A_{eff} \times F_{jd} = 37815 \text{ kN}.$$

$N_{sd}=37815\text{kN} \leq N_{Rd}=6034.51\text{kN}$**La condition est vérifiée.**

XI - 4 - J Calcul de la résistance de la plaque d'assise au moment fléchissant :

On doit vérifier, pour les poteaux en H, que :

$$M_{sd} \leq M_{Rd}.$$

Avec :

$$M_{sd} = \frac{\left(\frac{C^2}{2}\right) \times N_{sd}}{A_{eff}} = 24.403\text{N.m}.$$

$$M_R = \frac{t^2 \times f_y}{6\gamma_{M0}} = 32.04\text{N.m}.$$

$$M_{sd} = 24.403 < M_{Rd} = 32.40\text{N.m}.$$

La condition est vérifiée.

XI - 4 - K Vérification de la résistance au cisaillement de la plaque d'assise :

Il faut vérifier que :

$$V_{sd} \leq F_{v,Rd}.$$

Avec :

$$F_{v,Rd} = C_f \times N_{sd}.$$

C_f : le coefficient de frottement entre plaque d'assise et couche de scellement, égale à 0.2.

Alors,

$$V_{sd} = 246.67\text{kN}.$$

$$F_{v,Rd} = 1206.903\text{kN}.$$

$V_{sd} < F_{v,Rd}$ la condition est vérifiée.

XI - 4 - L Vérification des contraintes dans les goujons d'ancrage :

L s'agit de vérifier que :

$$\sigma_a \leq f_y$$

$$\sigma_b \leq f_{bu}$$

XI - 4 - L - a Dimensionnement des tiges d'ancrages :

La tige d'ancrage sera dimensionnée avec l'effort de traction le plus défavorable

L'effort admissible par scellement, dans le cas des goujons avec crosse, fixé par les règles

CM66 (art 5.123) vaut :

$$N_a = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2).$$

Avec :

g_c : Dosage en ciment du béton (kg/m^3).

d_1 : enrobage.

Φ : diamètre du goujon.

$r=3\phi$.

$l_1 = 20\phi$.

$l_2 = 2\phi$.

$N_a=2255.49\text{kN}$.

$d_1=250\text{mm}$.

$$2255.49 = 0.1 \left(1 + \frac{7g_c}{1000} \right) \times \frac{\phi}{\left(1 + \frac{\phi}{d_1} \right)^2} \times (l_1 + 6.4r + 3.5l_2).$$

$$\Rightarrow 17.74\phi^2 - 52330.12\phi - 653765.21 = 0.$$

$$\Rightarrow \phi = 400\text{mm}.$$

On prend 17 boulons de $\phi 24$.

XI - 4 - L - b Calcul de l'excentricité et détermination de h' :

$M_{sd}=24.403\text{N.m}$.

$N_{sd}=6043.51\text{N}$.

$$e = \frac{M_{sd}}{N_{sd}} = 0.0004\text{m} = 0.4\text{mm}.$$

$$\frac{h}{6} = 48\text{mm}.$$

$e < \frac{h}{6}$ La section est entièrement comprimée.

XII Chapitre 12:

Etude de l'infrastructure

XII - 1 Voile périphérique :

Les voiles de sous-sol sont des dispositifs conçus afin de ceinturer l'infrastructure pour qu'elle devienne une boîte rigide, aussi pour soutenir l'effet de poussée de terres. Le calcul des voiles est similaire de dalle pleine mais verticalement, sollicité uniquement en flexion simple.

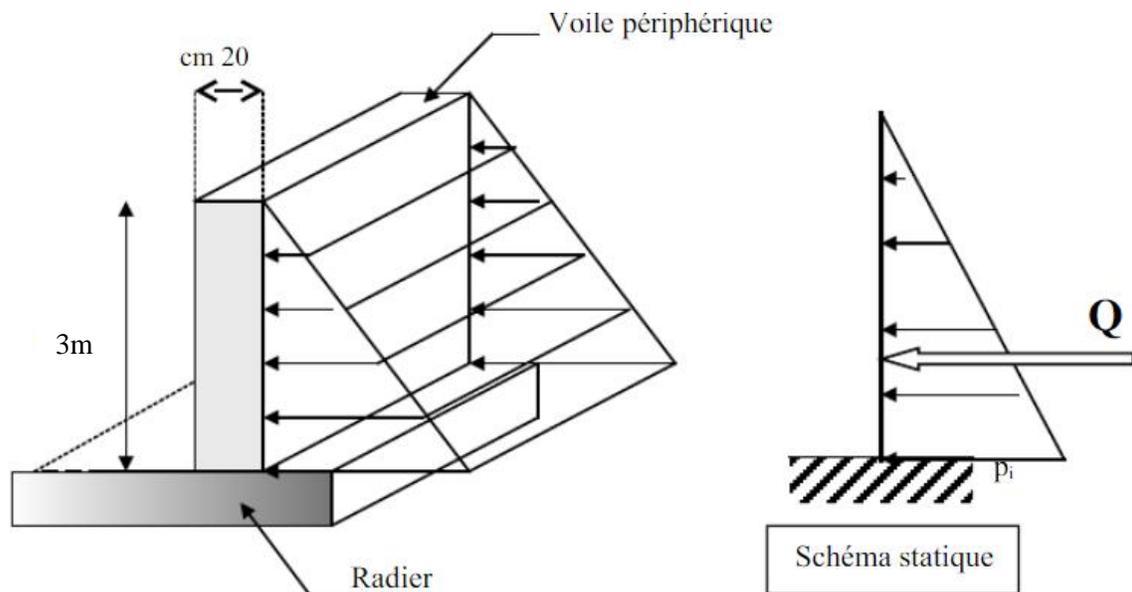


Figure 42:voile périphérique et son schéma statique

D'après le **RPA99 v 2003**, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 cm.
- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.10 % dans les deux sens (horizontal et vertical)
- Un recouvrement de 40ϕ pour les renforcements des angles.

On adopte une épaisseur $e = 20$ cm.

La hauteur de voile périphérique $H=3$ m.

La longueur de voile $L=8$ m.

XII - 2 Calcul de force de poussée de terre :

Caractéristiques de terre :

D'après le rapport géotechnique (*annexe*) on a obtenu les caractéristiques suivantes :

Poids volumique de sol : $\gamma=17$ **KN/m³**

L'angle de frottement interne : $\phi=37^\circ$

La poussée de terre est donnée par la formule suivante :

$$p_t = \frac{1}{2} \left[\gamma H^2 t_g^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \right].$$
$$p_t = \frac{1}{2} \left[17 \times 3^2 \times t_g^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{37}{2} \right) \right] = 19.01 \text{ kN/ml.}$$

XII - 3 Détermination des sollicitations :

ELU :

$$P_u = 1.35 P_t = 25.66 \text{ kN/ml.}$$

ELS:

$$P_s = 1.5 P_t = 19.01 \text{ kN/ml.}$$

XII - 3 - A Détermination de sens de travail de la dalle verticale :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3}{8} = 0.37 < 0.4.$$

La dalle verticale est donc travail dans un seul sens.

XII - 3 - B Calcul des moments fléchissant :

$$M_0 = \frac{q_u \times l^2}{8} = 28.867 \text{ kN.m.}$$

Moment en travée :

$$M_t = 0.8 M_0 = 23.093 \text{ N.m.}$$

Moment en appuis :

$$\text{Rive : } M_{ar} = 0.3 M_0 = 8.66 \text{ kN.m.}$$

$$\text{Autre : } M_{at} = 0.5 M_0 = 14.433 \text{ kN.m.}$$

Calcul de ferrailage :

La section à ferrailer est $(1 \times 0.20) \text{ m}^2$, le calcul des armatures se fait à la flexion simple.

En travée :

$$\mu = 0.05.$$

$$\alpha = 0.064.$$

$$\beta = 0.0974.$$

$$A = 3.78 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}=2.17 \text{ cm}^2.$$

XII - 4 Le choix de ferrailage :

On choisit $A=4\text{HA}12=4.52\text{cm}^2$.

En appuis :

$$\mu=0.031.$$

$$\alpha=0.039.$$

$$\beta=0.984.$$

$$A=3.34 \text{ cm}^2.$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min}=2.17 \text{ cm}^2.$$

Le choix de ferrailage :

On choisit $A=3\text{HA}12=3.39 \text{ cm}^2$.

Armature de répartition :

$$A_r \geq \frac{A}{4} = 1.13 \text{ cm}^2.$$

$$A=4\text{HA}6=1.13 \text{ cm}^2.$$

XII - 4 - A Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

il faut vérifié que : $\tau_u \leq \tau_l$

$$T_u=38.49\text{kN}.$$

$$\tau_u = 0.21 \text{ MPa}.$$

$$\tau_l = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}.$$

$\tau_u \leq \tau_l$ La condition est vérifiée.

XII - 4 - B Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91 avec la fissuration de la dalle est considérée comme préjudiciable. On doit vérifier donc :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

$$\text{La contrainte admissible du béton : } \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}.$$

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$$\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \cdot f_e ; 100\sqrt{\eta f_{t28}}\right) = 176 \text{ MPa}$$

Fissuration très préjudiciable.

La contrainte du béton $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier $\sigma_s = 15k(d - y)$

y : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2}y^2 - n \times A_{fer}(d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30A_{fer}y - 30A_{fer}d = 0$$

L'équation donc devient :

$$100y^2 + 135.6y - 13560 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 10.98 \text{ cm.}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A_{fer}(d - y)^2 = 47458.925 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}^{max}}{I} = \frac{19010000}{47458.925} = 0.04 \text{ N/mm}^3.$$

$$\sigma_b = k \times y = 0.04 \times 10.98 = 0.439 \text{ MPa.}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$ la condition est vérifiée.

$$\sigma_s = 15k(d - y) = 15 \times 0.04(180 - 109.8) = 42.12 \text{ MPa.}$$

$\sigma_s > \bar{\sigma}_s$ la condition vérifiée.

XII - 4 - C Vérification de flèche :

On doit vérifier que ces trois conditions sont remplies simultanément :

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16}.$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u}.$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}.$$

Avec :

h : hauteur totale de section.

l : est la portée de travée, égale à 3 m.

$$\frac{h}{l} = 0.06 > \frac{1}{16} = 0.062.$$

$$\frac{h}{l} = 0.06 > \frac{1}{18} \times \frac{M_{ser}}{M_u} = 0.04.$$

$$\frac{A_{appuis}}{b \times d} = 0.001 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.01.$$

..... Toutes les conditions sont remplies.

XII - 5 Fondation :

Une fondation se définit comme la partie d'un bâtiment ou d'un ouvrage de travaux publics qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation)

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

XII - 5 - A Choix des fondations :

Selon le rapport de laboratoire géotechniques, la contrainte admissible de sol est prise égale à : $\sigma_{sol} = 3.3 \text{ bars}$.

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la super structure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la structure.
- La qualité de sol de fondation.

Si le sol est mauvais les semelles deviennent très larges tendent à occuper tout l'entre axes des poteaux c'est pour ça nous a conduit dans un premier temps à considérer les semelles filantes comme solution.

Surface nécessaire pour les semelles isolées :

$$N_u \leq \bar{\sigma}_{sol} S$$

Avec :

N_u' : c'est l'effort axiale ultime tirée par la somme des efforts axiaux des poteaux obtenus à partir le **ROBOT** $N_u' = \sum N_i = 779106 \text{ kN}$.

S : l'aires de semelles.

$\bar{\sigma}_{sol}$: contrainte admissible de sol, $\bar{\sigma}_{sol} = 330 \text{ kN/m}^2$

Alors :

$$S \geq \frac{N_u'}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{779106}{330} \Rightarrow S \geq 2360.93m^2.$$

On déduit que la surface totale des semelles dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment (50% $S_{tot}=1460.16$), ce qui induit le chevauchement de ces semelles. On doit vérifier si les semelles filantes sont la solution appropriée.

Surface nécessaire pour les semelles filantes :

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{A}{S_{tot}} < 50\%.$$

D'où :

A : l'aire de semelle filante. $A=L \times B$

L : désigne la longueur de file considéré.

S_{tot} : est la surface total reprise par la base du bâtiment.

$$S_{tot}=4588.164 m^2$$

La surface de la semelle filante sera déterminée par :

$$\frac{N_u'}{A} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_u'}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$L=56.7m$$

Alors :

$$B \geq \frac{779106}{56.7 \times 330} = 41.64$$

$$A_{tot} = \frac{B \times L}{S_{tot}} = \frac{56.7 \times 41.64}{4588.164} = 51.45\%$$

On déduit que la surface totale des semelles filantes dépasse **50 %** de la surface d'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Ceci nous amène à opter pour un radier général comme fondation. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) qui minimise le forte

Pression apportée par la structure.

- La réduction des tassements différentiels.

- La facilité de l'exécution.

XII - 5 - B Radier générale :

Le radier est assimilé à un plancher renversé, appuyé sur les poteaux et les voiles, Il sera calculé à la flexion simple.

XII - 5 - B - a Pré dimensionnement du radier :

La hauteur h_r du radier sera déterminée en tenant compte les conditions suivantes :

$$h_r \geq l/20 \quad h_r \geq \frac{l}{20} = \frac{130}{20} = 65cm$$

Où : l représente la portée maximale entre axe parallèle au sens des nervures de panneau plus sollicité $l=13m$

Alors :

$$h_r = \frac{130}{20} = 65cm$$

Donc on prend : $h_r=70cm$.

Calcul de débordement D:

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30cm\right) = 35cm.$$

Soit $D=50 cm$.

D'où : $S_r=S+(D \times P)$

S_r : surface du radier.

S ; surface de la base du bâtiment.

P : périmètre du la base. $S_r=4588.164+(0.5 \times 275.24)$

$S_r=4725.78 m^2$.

XII - 5 - B - b Vérification des contraintes :

On doit vérifier que :

- En ELU :

$$\sigma = \frac{N_u}{S_r} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

- En ELS :

$$\sigma = \frac{N_s}{S_r} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : $N_u= N_u'+Pr$

N_u' : c'est l'effort axiale ultime tirée par la somme des efforts axiales des poteaux obtenus à partir le **ROBOT**.

P_r : représente le poids propre de radier.

- En ELU :

$$N_u' = 779106 \text{ kN}$$

$$P_r = \rho_b \times S_r \times h_r = 29512.35 \text{ KN.}$$

$$\text{Alors : } N_u = 808618.35 \text{ kN.}$$

Donc : la vérification des contraintes :

$$\sigma = \frac{N_u}{S_r} = \frac{808618.35}{4725.78} = \frac{171.11 \text{ KN}}{\text{m}^2} < \bar{\sigma}_{sol} = 330 \text{ KN/m}^2$$

La condition est vérifiée.

- En ELS :

$$N_s' = 577141 \text{ kN.}$$

$$P_r = \rho_b \times S_r \times h_r = 606653.35 \text{ KN.}$$

$$\sigma = \frac{N_u}{S_r} = \frac{606653.35}{4725.78} = 128.37 \text{ KN/m}^2 < \bar{\sigma}_{sol} = 330 \text{ KN/m}^2.$$

La condition est vérifiée.

XII - 5 - B - c Détermination des sollicitations de radier :

D'abord on détermine le sens de travail du radier.

Pour le panneau plus sollicité les dimensions en plan sont les suivant :

$$l_x = 8 \text{ m}$$

$$l_y = 13 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.62 > 0.4$$

Donc la dalles sera considéré comme portant suivant deux directions.

- Les sollicitations :

- En ELU :

$$Q_u = 171.11 \text{ kN/ml}$$

$$v = 0$$

$$\rho = \frac{8}{13} = 0.62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0785 \\ \mu_y = 0.330 \end{cases}$$

Tableau53:calcul des moments de radier en ELU et dans les deux sens

	Selon le sens x	Selon le sens y
Moments (KN.m)	$M_x = \mu_x l_x^2 Q_u = 859.65$	$M_x = \mu_y M_x = 283.684$
En travée	$M_{xt} = 0.8M_x = 687.72$	$M_{yt} = 0.8M_y = 226.944$
En appuis	$M_{xa} = 0.5M_x = 429.825$	$M_{ya} = 0.5M_y = 141.840$

- En ELS:

$$Q_u = 128.37 \text{ kN/ml}$$

$$v = 0$$

$$\rho = \frac{8}{13} = 0.62 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0837 \\ \mu_y = 0.497 \end{cases}$$

Tableau54:calcul des moments en ELS dans les deux sens

	Selon le sens x	Selon le sens y
Moments (KN.m)	$M_x = \mu_x l_x^2 Q_u = 687.65$	$M_x = \mu_y M_x = 341.76$
En travée	$M_{xt} = 0.8M_x = 550.12$	$M_{yt} = 0.8M_y = 273.41$
En appuis	$M_{xa} = 0.5M_x = 343.82$	$M_{ya} = 0.5M_y = 170.88$

XII - 5 - B - d Ferrailage de radier :

Le radier se calculera comme une dalle pleine renversé appuyé sur les nervures, les panneaux seront calculés comme des dalles appuyées sur 4 coté et chargées par la contrainte du sol.

La section de ferrailage : $(b \times h_r) = (1 \times 0.70) m^2$.

• Données :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \quad f_{t28} = 2.1 \text{ MPa.} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa.} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

Le calcul des armatures se fait à la flexion simple, le tableau suivant représente la récapitulation des calculs a fait, avec les sections minimales des armatures dans les deux directions :

Tableau55:récapitulation de calcul de ferrailage du radier dans les deux sens

		M_u KN.m	μ	α	β	A_U Cm ²	A_{min} Cm ²	Le choix	A_{fer} Cm ²	S_t cm
Sens x	En travée	687.72	0.122	0.163	0.934	33.55	7.60	3HA40	37.70	33.33
	En appuis	429.825	0.076	0.099	0.960	20.41	7.60	3HA32	24.13	33.33

Sens y	En travée	226.94	0.040	0.052	0.979	10.56	7.60	4HA20	12.56	25
	En appuis	141.84	0.025	0.031	0.987	6.55	7.60	4HA16	8.04	25

- **Section minimale des armatures :**

- Selon le sens de y :

$$A_{ymin} = \rho_0 \times b \times h r.$$

D'où :

$$\rho_0 = \frac{2}{\rho_{b\acute{e}ton}} = \frac{2}{2500} = 0.0008$$

Alors :

$$A_{ymin} = 5.6 \text{ cm}^2$$

- Selon le sens de x

$$A_{xmin} = \frac{3 - \left(\frac{l_x}{l_y}\right)}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - \left(\frac{8}{13}\right)}{2} \times 5.6 = 6.67 \text{ cm}^2.$$

XII - 5 - B - e Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier :

$$\tau_u \leq \tau_l$$

$$\tau_l = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd}$$

$$T_{max} = \max(\mu_{ux}; \mu_{uy})$$

$$\mu_{ux} = \frac{q_u}{2l_y + l_x} = 5.03 \text{ KN/ml}.$$

$$\mu_{uy} = \frac{q_u l_x}{3} = 456.29 \text{ KN/ml}.$$

Alors :

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{456.29 \times 10^{-3}}{1 \times 0.63} = 0.72 \text{ MPa}.$$

$$\tau_u = < \tau_l = 2.5MPa \quad \dots \dots \dots \text{la condition est vérifiée.}$$

XII - 5 - B - f Vérification des contraintes :

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s$$

Avec :

La contrainte admissible du béton : $\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$

La contrainte admissible de l'acier des armatures selon l'état de fissuration :

$\bar{\sigma}_s = 176MPa$ Fissuration très préjudiciable.

La contrainte du béton $\sigma_b = k \times y$

La contrainte de l'acier $\sigma_s = 15 k (d - y)$

y : représente la position de l'axe neutre de la section homogène à la fibre la plus comprimée, il est déterminé par la résolution de l'équation de deuxième degré suivant :

$$\frac{1}{2}Y^2 - n \times A_{fer}(d - y) = 0 \Rightarrow by^2 + 30A_{fer}y - 30A_{fer}d = 0$$

L'équation donc devient :

$$100y^2 + 1006.5y - 63409.5 = 0$$

Après la résolution, on a trouvé les résultats suivants :

$$y = 20.64 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15A_{fer}(d - y)^2 = 1196111.106 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{550.12 \times 10^{-3}}{1196111.106 \times 10^{-6}} = 0.45 \text{ MN/m}^3.$$

$$\sigma_b = k \times y = 0.45 \times 20.24 \times 10^{-2} = 0.92 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée.**

$$\sigma_s = 15 k (d - y) = 2.85 \text{ MPa}$$

$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \dots \dots \dots$ **La condition est vérifiée.**

XII - 6 Les nervures :

XII - 6 - A Prédimensionnement des nervures :

La hauteur de la nervure h doit vérifier la condition suivante :

$$\frac{l}{6} \geq h \geq \frac{l}{9}$$

D'où :

l : représente l'entraxe des poteaux parallèle au sens des nervures.

Et la largeur b de la nervure obtenue par :

$$b=2b_1+b_0$$

Avec :

$$0.4h \leq b_0 \leq 0.8h$$

$$b_1 = \min\left(\frac{l_x}{2} - b_0; \frac{l_x}{10}\right)$$

Alors :

$$L=l_x = 8m.$$

$$\frac{l_x}{6} \geq h \geq \frac{l_x}{9} \Rightarrow 1.3m \leq h \leq 0.88m.$$

On opte $h=0.9m$.

$$0.41h \leq b_0 \leq 0.8h \Rightarrow 0.36 \leq b_0 \leq 0.72$$

On opte $b_0=0.45$

Donc :

$$b_1 = \min(3.55; 0.8) = 0.8$$

Et par conséquent :

$$b=2b_1+b_0=2 m$$

XII - 6 - B Sollicitations :

Les tableaux suivants, accompagnent avec les diagrammes illustrés dans les figures suivantes, représentent les sollicitations maximales dans les deux sens des nervures :

Dans le sens x-x :

Tableau 56:sollicitations agissantes sur les nervures dans le sens x

	ELU	ELS
Moment en appuis M_a(KN.m)	684.440	513.480
Moment en travée M_t (KN.m)	1095.108	821.568

Effort tranchant T_y (KN)	684.440	-
---	---------	---

Dans le sens x-x :

Tableau 57:sollicitations agissantes sur les nervures dans le sens y

	ELU	ELS
Moment en appuis M_a(KN.m)	1807.349	1355.908
Moment en travée M_t (KN.m)	2891.758	2169.452
Effort tranchant T_y (KN)	1112.215	-

XII - 6 - C Ferrailage longitudinale des nervures :

Le calcul de ferrailage des nervures se fait suivant les règles d'une section T soumis à la flexion simple. Cependant, on fait une comparaison entre le moment sollicitant M_u et le moment résistant de la table M_{TA} , si $M_u < M_{TA}$, le calcul de ferrailage de cette section devient en section rectangulaire $b \times h$. Si cette condition est non vérifiée, le calcul reste dans le cadre d'une section T.

Le moment résistant de la table est donné comme suit :

$$M_{TA} = bh_0\sigma_b \left(d - \left(\frac{h_0}{2} \right) \right)$$

Le tableau suivant résume le calcul de ferrailage des nervures dans les deux sens :

Tableau 58:récapitulation de ferrailage des nervures selon les deux sens.

	Sens x		Sens y	
	Travée	Appuis	Travée	Appuis
M_u (KN.m)	1095.108	684.440	2891.758	1807.349
M_{TA}	9144.800			
$M_u < M_{TA}$	Calcul d'une section rectangulaire $b \times h$ soumis à M_u			
μ	0.0587	0.036	0.115	0.096
α	0.075	0.046	0.211	0.127
β	0.969	0.981	0.915	0.948
A_u	40.06	24.74	112.09	67.57
A_{min}	0.19	0.19	0.19	0.19

Le choix	6HA32	6HA25	9HA40	9HA32
A_s	48.25	29.45	113.09	72.38
S_t	22.5	22.5	22.5	22.5

XII - 6 - C - a Ferrailage transversale des nervures :

- Diamètre des armatures transversales :

$$\phi_t \begin{cases} \frac{h}{35} = 2.57cm \\ \frac{b_0}{10} = 4.5cm \\ \phi_l = 2.5cm \end{cases} \Rightarrow \phi_l = 10mm \text{ d'ou } 6\phi_{10} = A_t = 4.71cm^2$$

- Espacement des armatures transversales :

Dans la zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l; 30cm\right) \Rightarrow S_t \leq \min\left(\frac{90}{4}; 12 \times 4; 30cm\right)$$

$$S_t = 22.5 \text{ cm}$$

On prend **$S_t = 25cm$**

Dans la zone courante :

$$S_t \leq h/2 \Rightarrow S_t = 90/2$$

$$S_t = 45cm$$

XII - 6 - C - b Vérification vis-à-vis l'effort tranchant :

La vérification de l'effort tranchant est récapitulée dans le tableau ci-dessous :

Tableau 59: vérification des nervures vis à vis l'effort tranchant.

	T_{max}	τ_u	τ_l	Observation
Sens x-x	0.684	0.42	2.5	Vérifiée
Sens y-y	1.112	0.68	2.5	Vérifiée

XII - 6 - C - c Vérification des contraintes :

La vérification des contraintes à l'ELS est récapitulée dans le tableau suivant :

$$\bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$\bar{\sigma}_s = 178 \text{ MPa}$.

Tableau 60: vérification des contraintes dans les nervures.

Sens	Y m	I m ⁴	K MN/m ³	σ_b MPa	σ_s MPa	Observation
x-x	0.295	0.062	0.34	0.100	2.62	Vérifiée
y-y	0.46	0.0872	0.24	0.111	1.56	Vérifiée

XII - 6 - C - d Schémas de ferrailage :

Sens x :

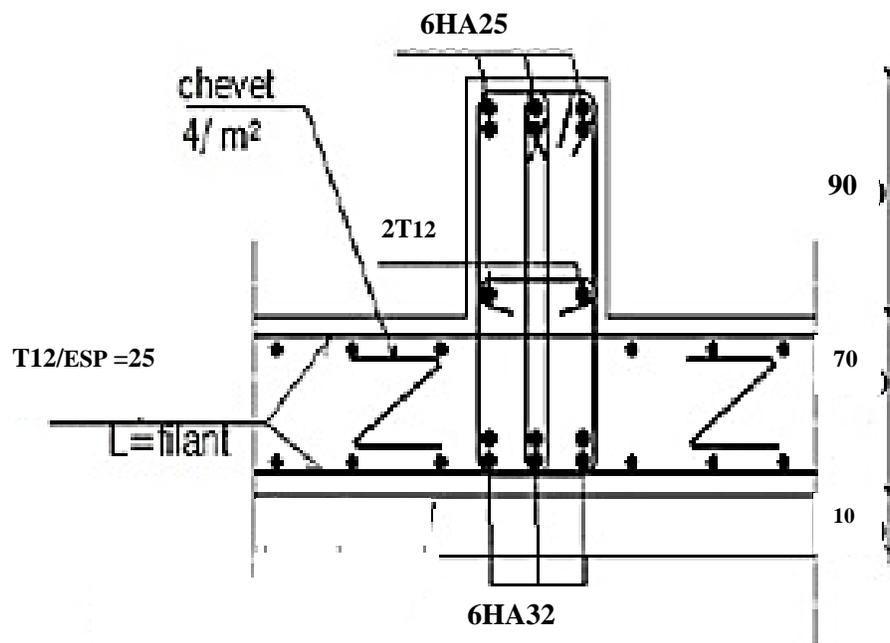


Figure 43: ferrailage de v-nervure selon sens x-x

Sens y :

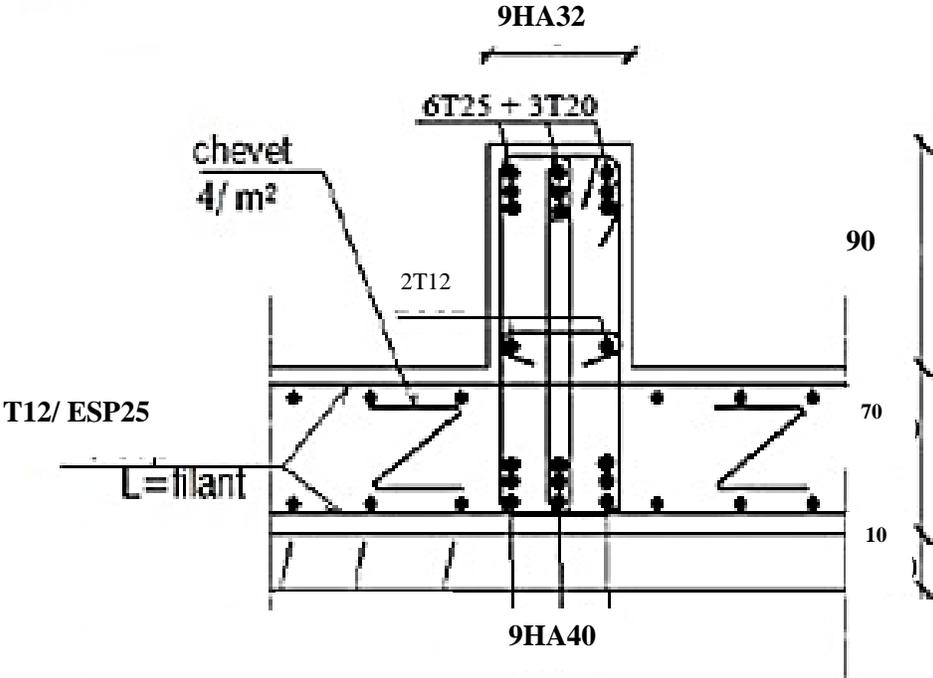


Figure 44: ferrailage de nervure selon sens y-y

CONCLUSION GENERALE :

CONCLUSION GENERALE :

Le projet de fin d'études représente la dernière phase de notre formation, nous avons essayé d'appliquer toutes les connaissances acquises durant notre cursus universitaire sur l'étude d'un bâtiment mixte acier-béton armé. On a utilisé le logiciel ROBOT version 19 et les règlements en vigueur à savoir les D.T.R, RPA 99 version 2003, RNVA99 et les différents Eurocodes.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions :

- La modélisation doit être aussi proche que possible de la réalité, afin d'approcher le comportement réel de la structure et obtenir de meilleurs résultats.
- La bonne maîtrise de codes de calcul comme EC3 et EC4, ainsi que les logiciels de modélisation comme ROBOT sont très importants pour une meilleure précision et optimisation d'éléments constructifs.
- La présence de planchers mixtes rigides rend la structure sensible aux actions sismiques, mais le système de contreventement (palées de stabilités en X) lui donne un bon comportement vis-à-vis de ces dernières.
- La vérification des ossatures vis-à-vis des instabilités est une étape primordiale et nécessaire pour un dimensionnement adéquat.
- Le ferrailage de tous les éléments d'une structure est effectué dans le souci de garantir à l'ouvrage une bonne résistance, tout en respectant les sections minimales imposées par le règlement en vigueur.
- Le projet s'est fixé comme objectif, la prévention de tout risque afin de garantir la sécurité des vies et des biens, qui constituent la principale règle dans le domaine du génie civil.

Références bibliographiques :

Références bibliographiques :

1- Règlement :

1- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.2 Charges permanentes et charges d'exploitations. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

2- Ministère de l'habitat, DTR.BC.2.48 Règles Parasismiques Algériennes RPA99/ VERSION 2003. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique.

3- Eurocode 4 « conception et dimensionnement des structures mixte ».

4- Eurocode 3 « calcul des structures en acier ».

2- Livres :

Baraka abd elhak. Cours en charpente métallique.2013

Mimoune fatima zohra et mimoune mostefa. Construction mixte acier -béton

3- Mémoires :

Hamga Mariem et Laroui Amina. Etude d'un hangar métallique comportant Un plancher mixte. Université Abderrahmane Mira – Bejaia 2012-2013.

Khelfaoui et Mezemate Nadjim.étude d'un hangar en charpente métallique. Université Abderrahmane Mira – Bejaia 2012-2013.

Mellah samir et Sghir samir. Etude et dimensionnement d'une salle de sport a sidi-youcef (tlemcen) 2013

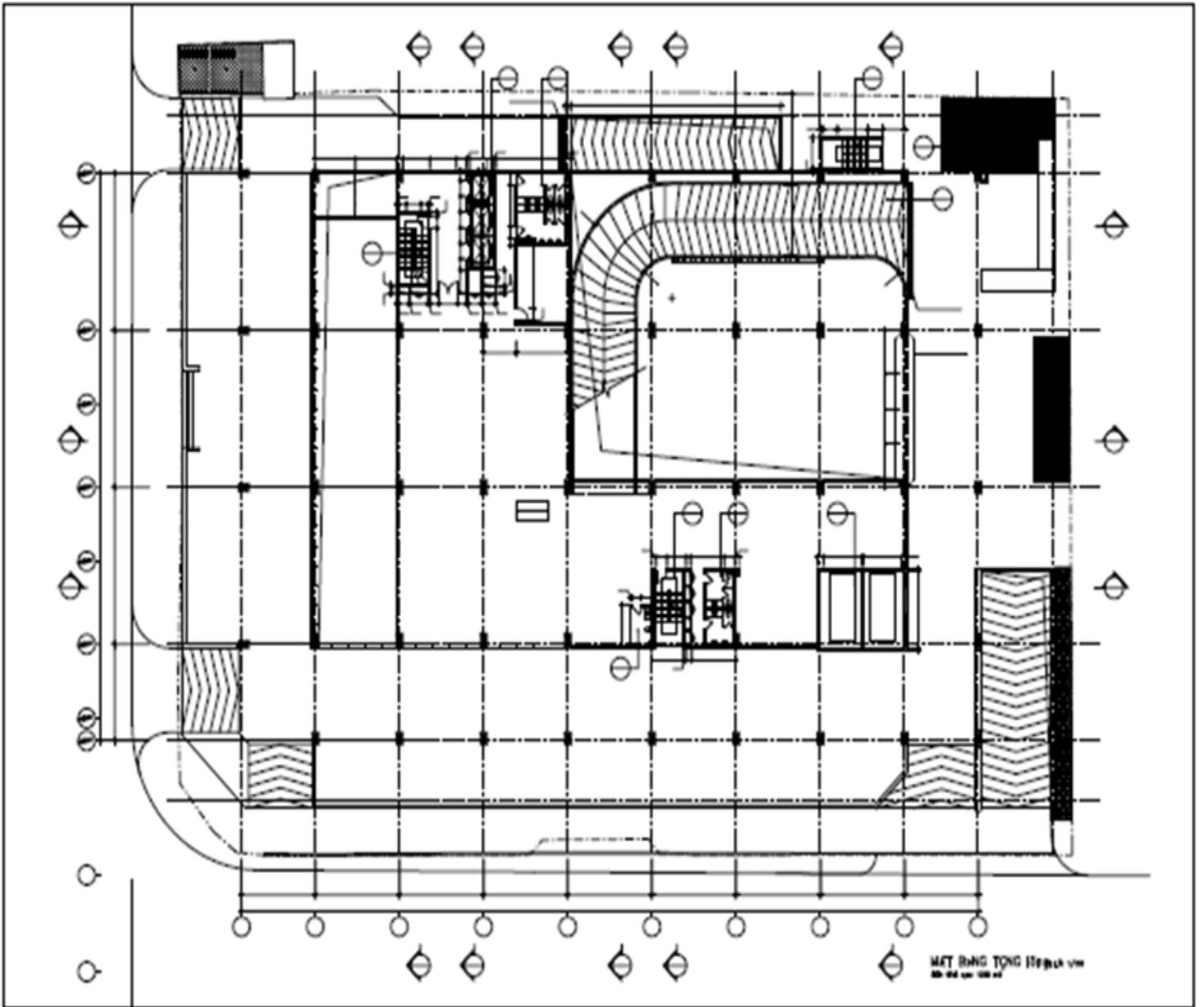
. Bouragaa Kheira et Eswed Younis. Etude d'un bâtiment R+7+S-Sol à structure mixte acier-béton armé

(Adaptation du bâtiment de Bruxelles environnement) université d'Adrar 2018

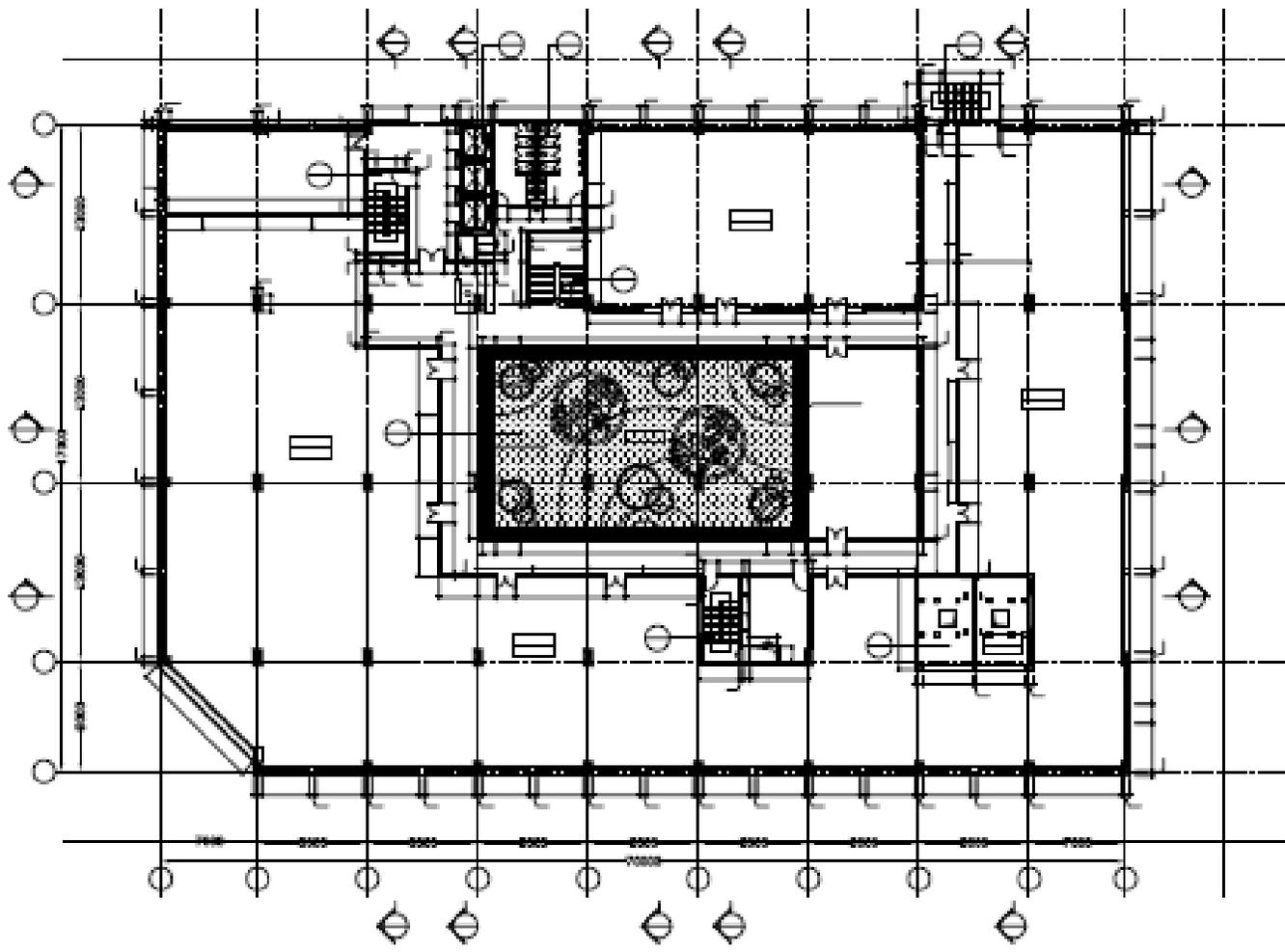
Hadadj Hasnia et Faraj allah Ibraheim.étude d'un bâtiment en R+2+S-SOL avec contreventement mixte (charpente métallique-béton armé). Université d'Adrar 2018

ANNEXES :

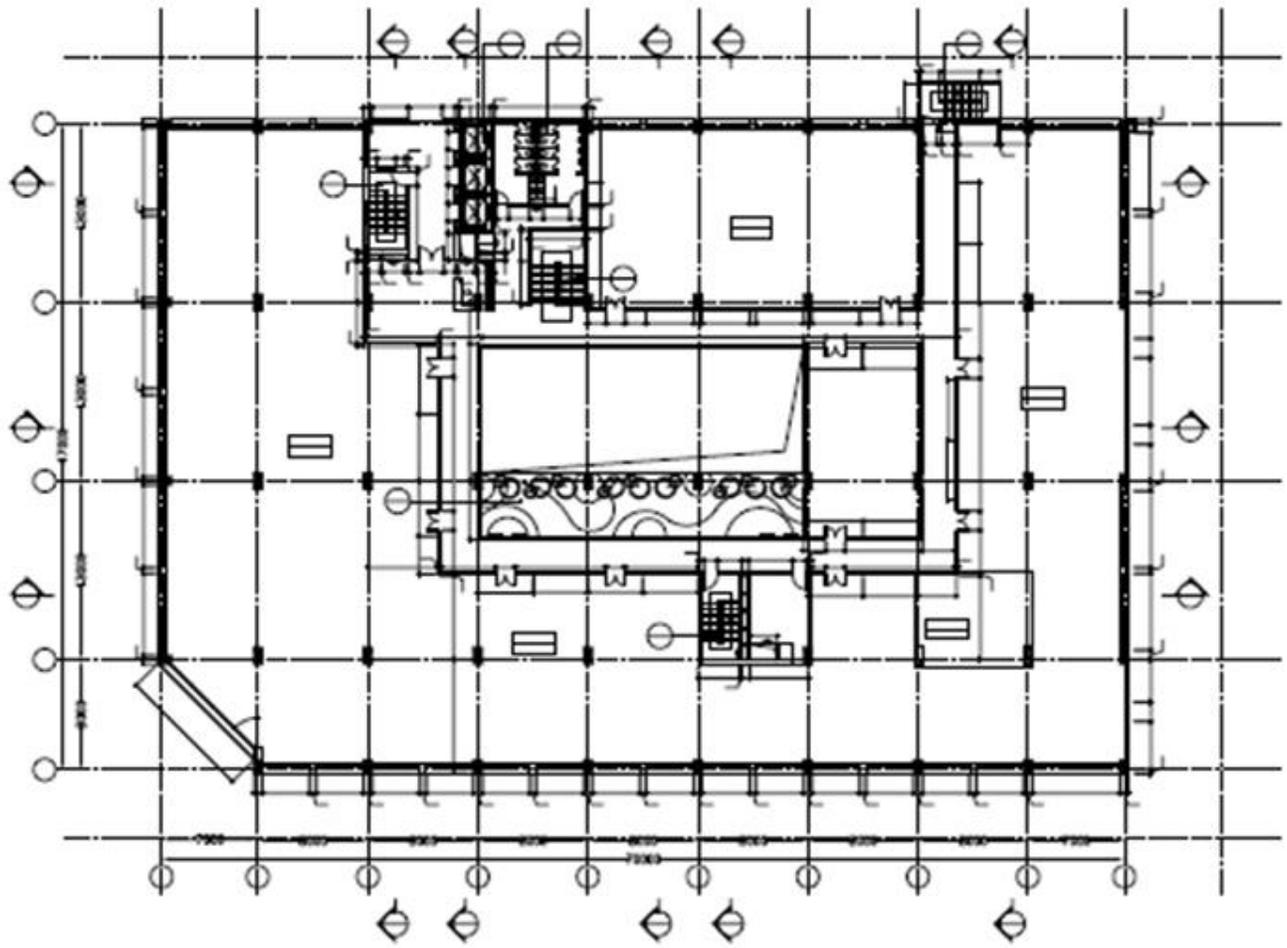
A



Plan de distribution de RDC

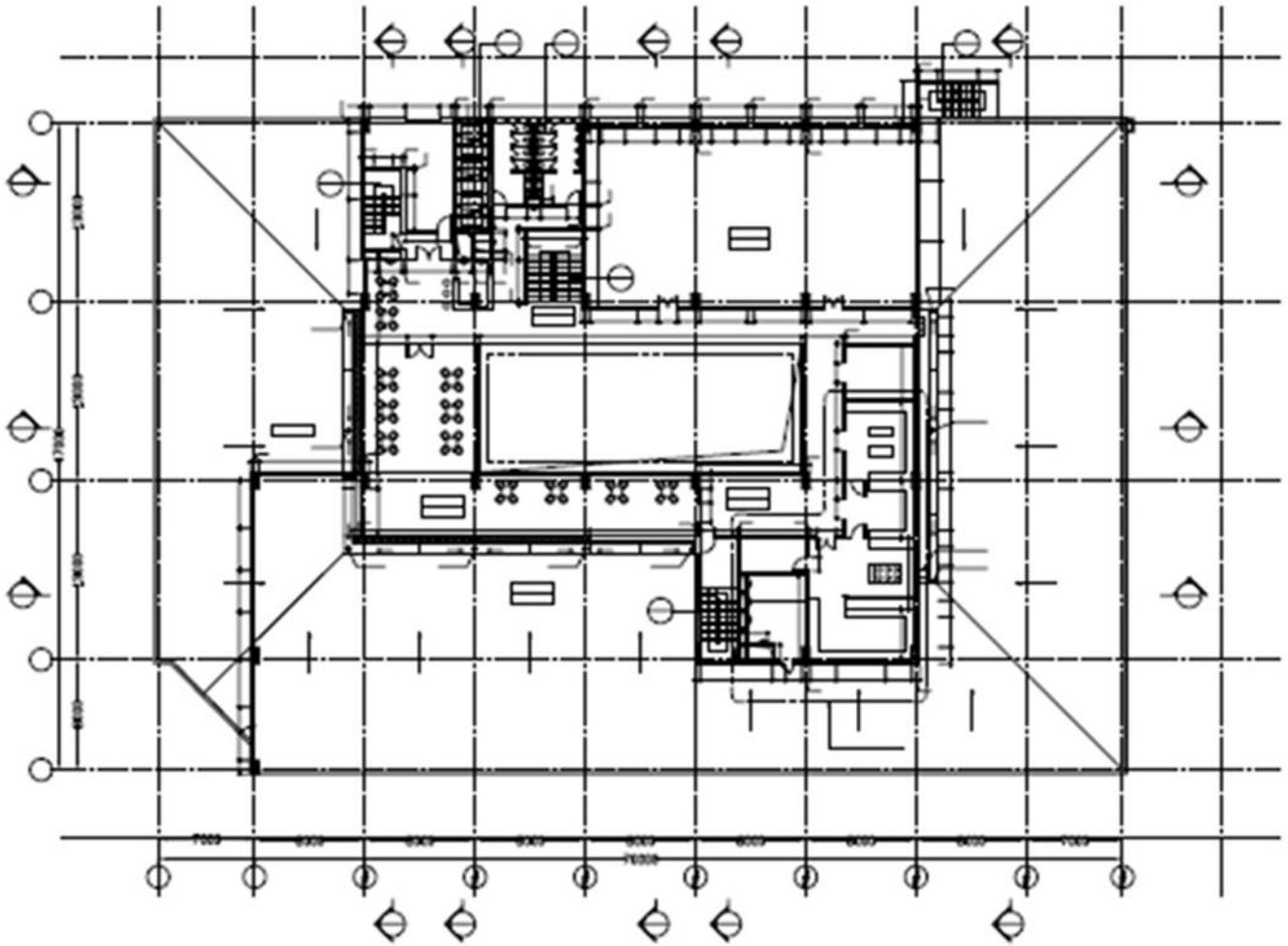


MẶT BẰNG TỔNG MẶT TRỜI
 1/50 (TỔNG MẶT TRỜI)



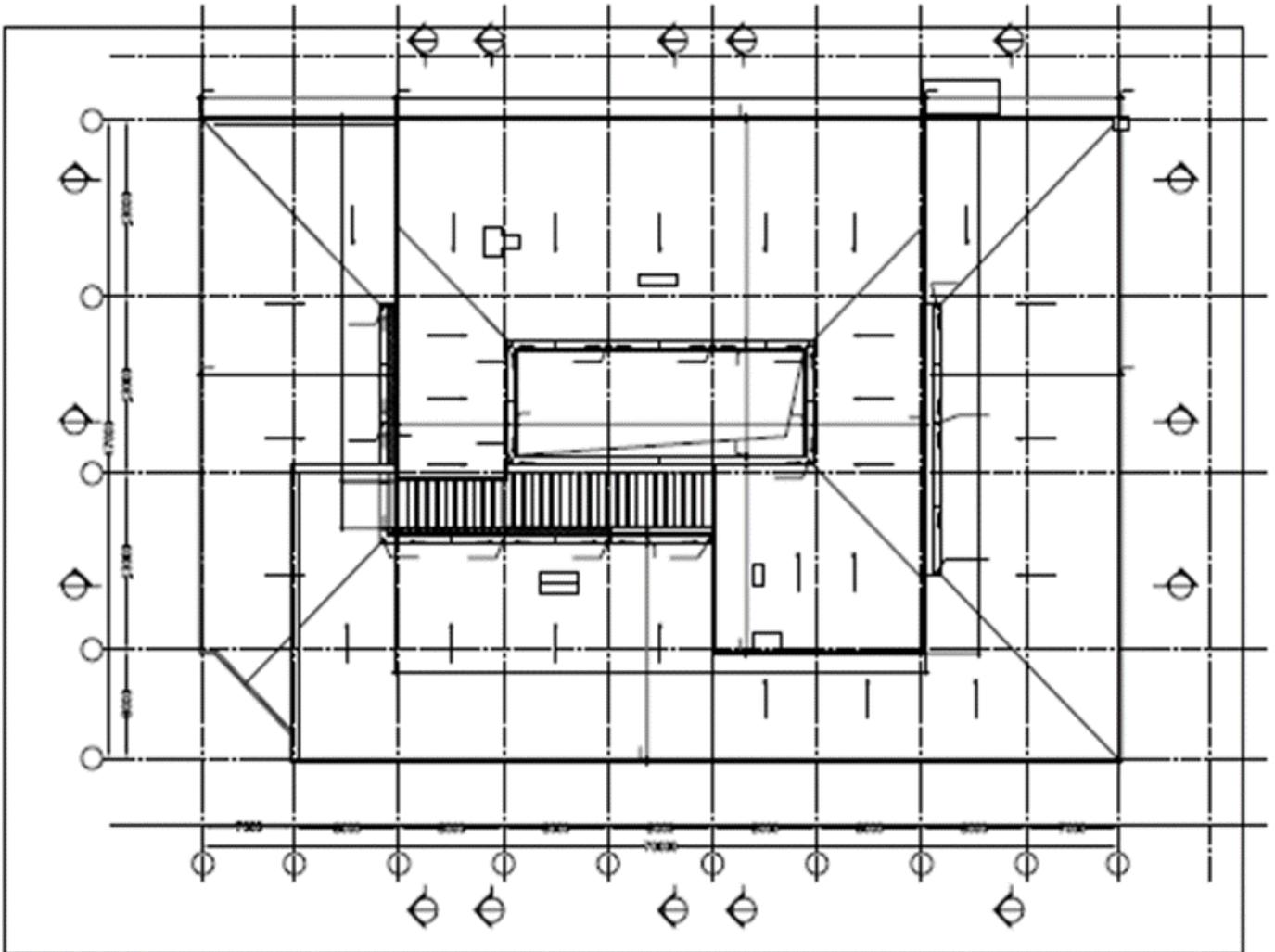
MAT BANG TONG dia 1:100
 00 00 00 00 00

Plan de distribution de 7^{eme} et 8^{eme} étage



MET BINH TUNG *hanna vna*
 091 750 100 100

Plan de distribution 8^{eme} étage



MET BANG HIN co., Ltd

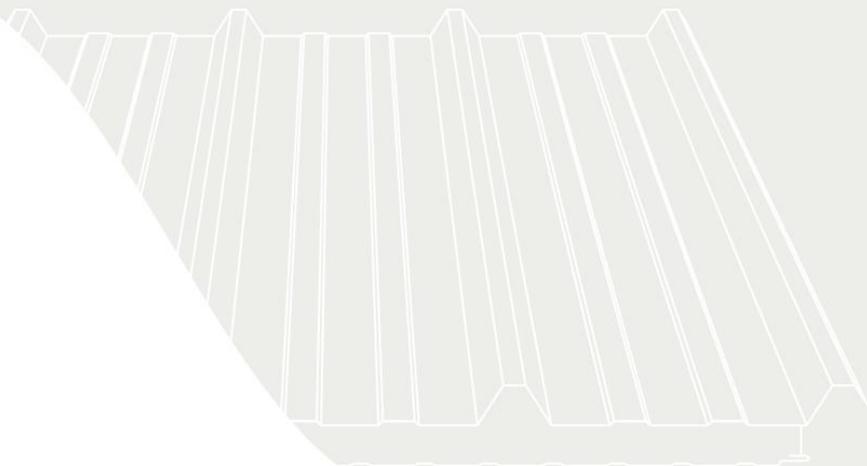
ANNEXE B :

Plan de distribution de terrasse

JORISIDE
THE STEEL FUTURE
MEMBER OF JORIS IDE GROUP

Nos panneaux isolants: un ensemble de concepts fonctionnels répondant à vos impératifs. Indispensable dans l'environnement industriel ou agricole.

PANNEAUX ISOLANTS



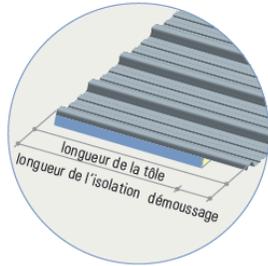


PANNEAUX ISOLANTS

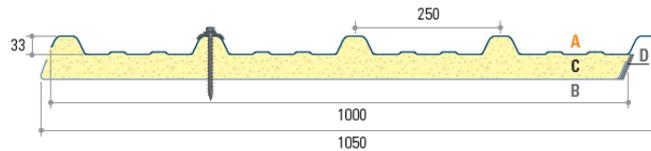
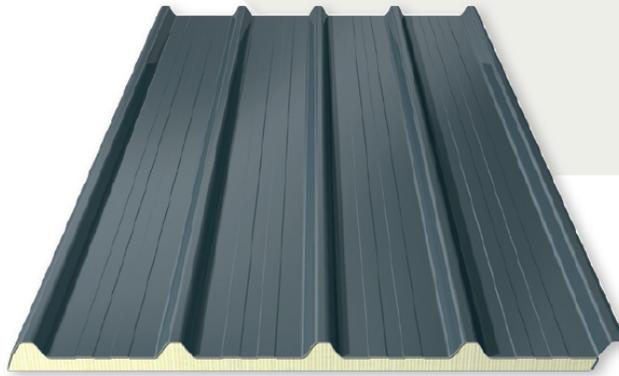
II PANNEAU ECO	96-97
II PANNEAU ROOF PLUS	98-99
II ROOF 1000	100-101
II ONDUROOF	102-103
II WALL 1150	104-109
II WALL 1000 VB	110-111
PROFILS DE FINITION	112-113
VULCASTEEL ROOF	114-115
VULCASTEEL WALL 1130	116-117
VULCASTEEL WALL 1075 VB	118-119
TRANSLUCIDE POLYCARBONATE	120-121
TRANSLUCIDE DOUBLE	122
CLOSOIRS	123
PROFIL DE FINITION	124
MONTAGE DES	125
PANNEAUX ISOLANTS	

PANNEAUX ISOLANTS

JI PANNEAU ECO



Veuillez indiquer la longueur de la tôle et de l'âme isolante
 longueur de l'âme isolante min.: 2m50
 longueur max. de la tôle: 13m60
 démoussage:
 50mm min. (standard)
 350mm max.



APPLICATION

panneau isolant pour toits inclinés
 bâtiments fonctionnels (étables, hangars, ...)**

EXECUTION STANDARD

A	TOLE EXTERIEURE sendzimir galvanisée 275g/m ²	profil: 33.250.1000 épaisseur: 0,60mm finition: polyester 25μ (nuancier standard*) ou facultatif: plastisol 200μ (nuancier standard*)
B	PAREMENT INTERIEUR stucco	blanc cassé RAL 9002 *
C	AME ISOLANTE mousse rigide de polyuréthane (PUR)	densité: 45kg/m ³ classement de réaction au feu: (sans CFK) Ds3d0 pour toutes commandes (inférieures à 100m ²) de panneaux d'épaisseurs: 20, 40 et 60 mm: FRAIS DE MISE EN PRODUCTION + 75,00 €
D	BANDE D'ÉTANCHEITÉ	mousse de polyuréthane

COMMANDE SUR MESURE	PRIX	PRIX	PRIX	PRIX
ÉPAISSEUR DU PANNEAU	20mm	30mm	40mm	60mm
polyester silicone 25μ	19,00 €/m ²	20,25 €/m ²	21,50 €/m ²	24,00 €/m ²
plastisol 200μ (cuir) ou pvdf 25μ	SUPPLEMENT			+1,25 €/m ²
plastisol 200μ (HPS)	SUPPLEMENT			+2,00 €/m ²
achat minimal par couleur / épaisseur / longueur: 3 panneaux				



EN STOCK	PRIX
polyester silicone 25μ grey brown RAL 8019 épaisseur du panneau 30mm	longueurs de stock 2m60, 3m10, 3m60, 4m10, 4m60, 5m10, 5m60, 6m10 (les 10 derniers cm non moussés) 20,25 €/m ²

* Voir nuancier sur p 178-179.. Veuillez contacter notre service des ventes pour des nuancier et épaisseurs ne figurant pas dans notre gamme standard.
 ** Pour une valeur esthétique plus élevée on vous conseille le panneau sandwich avec parement intérieur en acier. Voir p 80-81

JI PANNEAU ECO

AVANTAGES

- excellent rapport qualité-prix
- bonne isolation thermique
- aucune condensation, à condition que les jonctions soient rendues étanches en combinaison avec un état atmosphérique normal
- panneau convenant tant aux constructions neuves qu'aux rénovations
- le panneau est léger ($\pm 8 \text{ kg/m}^2$), une sous-structure allégée suffit
- se monte facilement et rapidement
- idéal pour la construction d'étables
- délai de fabrication court, stock disponible en grey brown (RAL 8019) en longueurs standard avec 30mm d'isolation

CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

EPAISSEUR NOMINALE	POIDS	VALEUR U *	VALEUR R *	I	W
mm	kg/m ²	W/m ² .K	m ² .K/W	cm ⁴	cm ³
20	6,75	1,07	1,10	7,70	3,00
30	7,15	0,71	1,55	8,30	3,22
40	7,54	0,55	2,00	—	—
60	8,34	0,35	3,05	17,60	4,46

TABEAU DES PORTEES D'UTILISATION

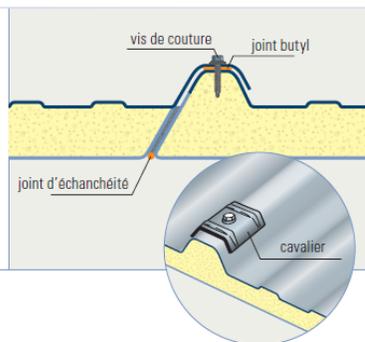
CHARGE	EPAISSEUR	PORTEE MAXIMALE				PORTEE MAXIMALE			
		m				m			
kg/m ²	mm	FLEXION				FLEXION			
		L/150	L/200	L/250	L/300	L/150	L/200	L/250	L/300
80	30	2,59	2,30	2,13	2,00	3,25	2,93	2,68	2,50
100	30	2,39	2,11	1,95	1,83	2,99	2,69	2,46	2,30
120	30	2,23	1,97	1,82	1,71	2,75	2,51	2,30	2,15
150	30	2,03	1,81	1,68	1,57	2,46	2,30	2,11	1,98
180	30	1,88	1,69	1,57	1,47	2,25	2,14	1,97	1,85

portée maximale recommandée: entre 1m50 et 2m

P.ex. Pour une charge de 80 kg/m^2 , profil en épaisseur de 30mm et une flèche admissible de L/150 la distance entre axe maxi est 2,59m.

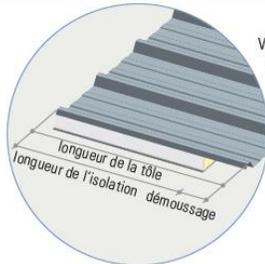
MONTAGE

Les panneaux se posent sur une structure en acier ou en bois. La fixation se fait au moyen de vis appropriées. Tous les accessoires sont fournis dans la couleur des panneaux. On vous conseille de poser une bande d'étanchéité entre la panne et le panneau. Les panneaux sont livrés avec un recouvrement longitudinal droit et un recouvrement transversal non moussé de 50mm. Il est possible de commander les panneaux avec un recouvrement non moussé plus important. Dans ce cas, il faut préciser la longueur de la tôle et de l'isolant. Plus d'info à la page 125.

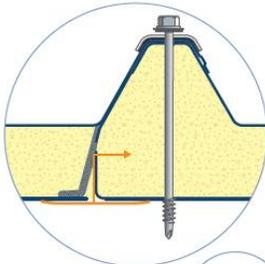


* Valeur U selon NBN EN 14509 et valeur R selon NBN B62-002

PANNEAUX ISOLANTS JI PANNEAU ROOF PLUS



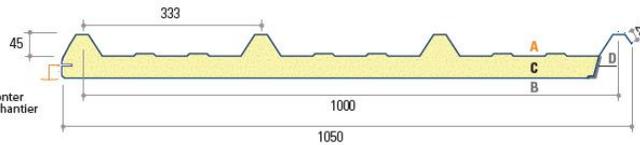
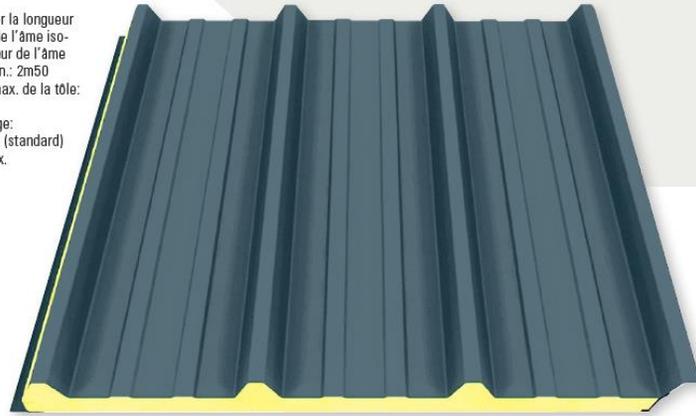
Veillez indiquer la longueur de la tôle et de l'âme isolante longueur de l'âme isolante min.: 2m50
longueur max. de la tôle: 16m
démoissage: 50mm min. (standard) 350mm max.



Inclus dans le système de fixation. Livré séparément



à monter sur chantier



APPLICATION

Recommandé pour l'isolation thermique des bâtiments ayant un caractère agressif. Grâce au parement intérieur en polyester, ce type de panneau convient parfaitement à la construction d'étales et des bâtiments fonctionnels ayant une ventilation suffisante.**

EXECUTION STANDARD

A	TOLE EXTERIEURE sendzimir galvanisée 275g/m ²	profil: 45.333.1000 épaisseur: 0,60mm finition: polyester 25μ (nuancier standard*) ou facultatif: plastisol 200μ, PVDF 25μ, plastisol 200μ HPS (nuancier standard*)
B	PAREMENT INTERIEUR tôle polyester	blanc cassé
C	AME ISOLANTE mousse rigide de polyuréthane (PUR)	densité: 45kg/m ³ classement de réaction au feu: (sans CFK) Ds3d0
D	BANDE D'ÉTANCHEITÉ	mousse de polyuréthane

COMMANDE SUR MESURE		PRIX	PRIX
ÉPAISSEUR DU PANNEAU		40mm	60mm
polyester silicone 25μ		24,00 €/m ²	26,50 €/m ²
plastisol 200μ (cuir) ou pvdf 25μ	SUPPLEMENT		+ 1,25 €/m ²
plastisol 200μ (HPS)	SUPPLEMENT		+ 2,00 €/m ²
commandes inférieures à 100m ² : FRAIS DE MISE EN PRODUCTION			+ 150,00 €
achat minimal par couleur / épaisseur / longueur: 3 panneaux			

* Voir nuancier sur p 178-179.. Veuillez contacter notre service des ventes pour des nuancier et épaisseurs ne figurant pas dans notre gamme standard.
** Pour une valeur esthétique plus élevée on vous conseille le panneau sandwich avec parement intérieur en acier. Voir p 80-81

JI PANNEAU ROOF PLUS

AVANTAGES

- excellent rapport qualité-prix
- bonne isolation thermique
- aucune condensation, à condition que les jonctions soient rendues étanches en combinaison avec un état atmosphérique normal
- panneau convenant tant aux constructions neuves qu'aux rénovations
- le panneau est léger ($\pm 8\text{kg/m}^2$), une sous-structure allégée suffit
- se monte facilement et rapidement
- idéal pour la construction d'étables
- délai de fabrication court, stock disponible en grey brown (RAL 8019) en longueurs standard avec 30mm d'isolation

CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

EPAISSEUR NOMINALE	POIDS	VALEUR U *	VALEUR R *	I	W
mm	kg/m ²	W/m ² .K	m ² .K/W	cm ⁴	cm ³
40	7,54	0,54	2,10	—	—
60	8,34	0,39	2,75	17,60	4,46

TABLEAU DES PORTEES D'UTILISATION

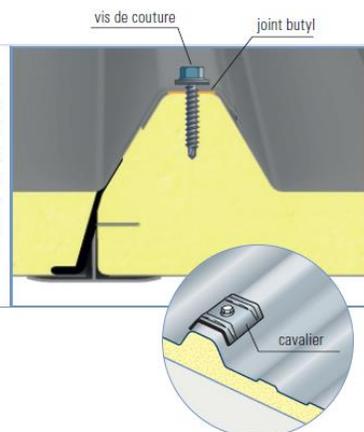
CHARGE	EPAISSEUR	PORTEE MAXIMALE				PORTEE MAXIMALE			
		m				m			
kg/m ²	mm	FLEXION				FLEXION			
		L/150	L/200	L/250	L/300	L/150	L/200	L/250	L/300
80	40	2,59	2,30	2,13	2,00	3,25	2,93	2,68	2,50
100	40	2,39	2,11	1,95	1,83	2,99	2,69	2,46	2,30
120	40	2,23	1,97	1,82	1,71	2,75	2,51	2,30	2,15
150	40	2,03	1,81	1,68	1,57	2,46	2,30	2,11	1,98
180	40	1,88	1,69	1,57	1,47	2,25	2,14	1,97	1,85

portée maximale recommandée: entre 1m50 et 2m

P.ex. Pour une charge de 80kg/m², profil en épaisseur de 40mm et une flèche admissible de L/150 la distance entre axe maxi est 2,59m.

MONTAGE

Les panneaux se posent sur une structure en acier ou en bois. La fixation se fait au moyen de vis appropriées. Tous les accessoires sont fournis dans la couleur des panneaux. On vous conseille de poser une bande d'étanchéité entre la panne et le panneau. Les panneaux sont livrés avec un recouvrement longitudinal droit et un recouvrement transversal non moussé de 50mm. Il est possible de commander les panneaux avec un recouvrement non moussé plus important. Dans ce cas, il faut préciser la longueur de la tôle et de l'isolant. Plus d'info à la page 125.

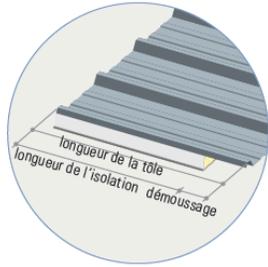


* Valeur U selon NBN EN 14509 et valeur R selon NBN B62-002

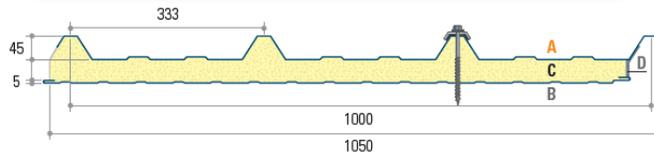
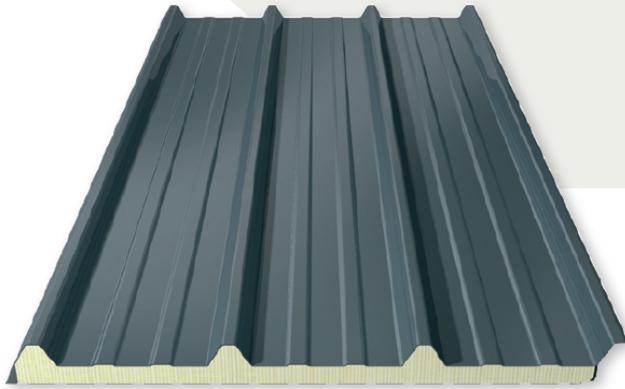
PANNEAUX ISOLANTS

JI ROOF 1000

Panneau sandwich toiture



Veuillez indiquer la longueur de la tôle et de l'âme isolante. Longueur de l'âme isolante min. 2,50m. Longueur max. de la tôle: 16m. Démoussage 50mm min. (standard) 350mm max.



APPLICATION

panneau isolant pour toits inclinés
des bâtiments industriels

EXECUTION STANDARD

A	TOLE EXTERIEURE sendzimir galvanisée 275g/m ²	profil: 45.333.1000 épaisseur: 0,60mm finition: polyester 25μ (nuancier standard*) ou facultatif: plastisol 200μ (nuancier standard*)
B	TOLE INTERIEURE sendzimir galvanisée 275g/m ²	profil: nervuré finition: polyester intérieur 15μ blanc
C	AME ISOLANTE mousse rigide de polyuréthane (PUR)	densité: 45kg/m ³ classement de réaction au feu: (sans CFK) Ds3d0 pour toutes commandes (inférieures à 100m²) de panneaux d'épaisseurs 60, 80, 100 en 120mm: FRAIS DE MISE EN PRODUCTION + 75,00 €
D	BANDE D'ÉTANCHEITÉ	mousse de polyuréthane

COMMANDE SUR MESURE	PRIX	PRIX	PRIX	PRIX	PRIX
ÉPAISSEUR DU PANNEAU	40mm	60mm	80mm	100mm	120mm
polyester silicone 25μ	28,25 €/m ²	30,75 €/m ²	33,25 €/m ²	35,75 €/m ²	38,25 €/m ²
plastisol 200μ (cuir) ou pvdf 25μ	SUPPLEMENT				+ 1,25 €/m ²
plastisol 200μ (HPS)	SUPPLEMENT				+ 2,00 €/m ²
isolation PIR (meilleur classement de réaction au feu) Bs2d0	SUPPLEMENT				+0,25 €/cm
achat minimal par couleur / épaisseur / longueur: 3 panneaux					



EN STOCK	PRIX
polyester silicone 25μ antracite RAL 7016 épaisseur du panneau 40mm	longueurs de stock: 3m10, 4m10, 5m10, 6m10, 7m10, 8m10 (les 10 derniers cm non moussés) 28,25 €/m²

AVANTAGES

Un excellent rapport prix-qualité, bonne isolation thermique, aucune condensation à condition que les jonctions soient rendues étanches en combinaison avec un état atmosphérique normal, panneau convenant aux constructions neuves et rénovations, se monte facilement et rapidement.

* Ce profil est peint d'origine sur la face A. **Voir nuancier sur p 178-179.**
Veuillez contacter notre service des ventes pour des nuancier et épaisseurs ne figurant pas dans notre gamme standard.

JI ROOF 1000

CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

EPAISSEUR NOMINALE	POIDS	VALEUR U *	VALEUR R *	MOMENT DE CHAMP MAX.	MOMENT D'APPUI MAX.	I	W	REACTION D'APPUI
mm	kg/m ²	W/m ² .K	m ² .K/W	kg.m	kg.m	cm ⁴	cm ³	kg
40	11,71	0,52	2,15	276	271	78,1	28	1320
60	12,51	0,35	3,05	371	371	150,0	38	1485
80	13,30	0,26	4,05	471	471	247,7	49	1650
100	14,10	0,21	5,00	568	571	365,7	58	1815
120	14,89	0,18	5,90	682	685	438,8	70	2178

TABEAU DES PORTEES D'UTILISATION

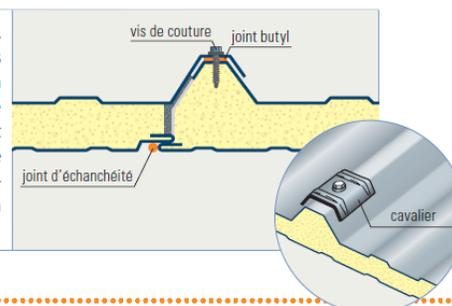
CHARGE	EPAISSEUR	PORTEE MAXIMALE				PORTEE MAXIMALE			
		m				m			
kg/m ²	mm	FLEXION				FLEXION			
		L/150	L/200	L/250	L/300	L/150	L/200	L/250	L/300
80	40	4,23	3,98	3,68	3,45	4,73	4,73	4,64	4,31
	60	4,91	4,67	4,38	4,13	5,34	5,34	5,33	5,10
	80	5,85	5,41	4,98	4,66	5,56	5,56	5,56	5,56
	100	6,50	6,00	5,65	5,33	5,78	5,78	5,78	5,78
	120	7,70	7,10	6,68	6,29	6,83	6,83	6,83	6,83
100	40	3,93	3,68	3,36	3,13	4,32	4,32	4,25	3,92
	60	4,60	4,38	4,00	3,72	4,87	4,87	4,87	4,69
	80	5,46	4,96	4,56	4,25	5,03	5,03	5,03	5,03
	100	6,11	5,63	5,23	4,80	5,20	5,20	5,20	5,20
	120	7,23	6,65	6,17	5,66	6,14	6,14	6,14	6,14
120	40	3,68	3,40	3,11	2,90	4,00	4,00	3,92	3,59
	60	4,35	4,07	3,68	3,41	4,56	4,56	4,56	4,21
	80	5,09	4,63	4,22	3,91	4,67	4,67	4,67	4,67
	100	5,78	5,27	4,75	4,37	4,79	4,79	4,79	4,79
	120	6,83	6,22	5,60	5,14	5,64	5,64	5,64	5,64
140	40	3,46	3,18	2,92	2,71	3,74	3,74	3,62	3,33
	60	4,12	3,78	3,43	3,18	4,30	4,30	4,26	3,81
	80	4,77	4,34	3,93	3,63	4,44	4,44	4,44	4,42
	100	5,53	4,90	4,40	4,03	4,53	4,53	4,53	4,53
	120	6,53	5,78	5,18	4,73	5,33	5,33	5,33	5,33

portée maximale recommandée: entre 1m50 et 2m

P.ex. Pour une charge de 80kg/m², profil en épaisseur de 40mm et une flèche admissible de L/150 la distance entre axe maxi est 4,23m.

MONTAGE

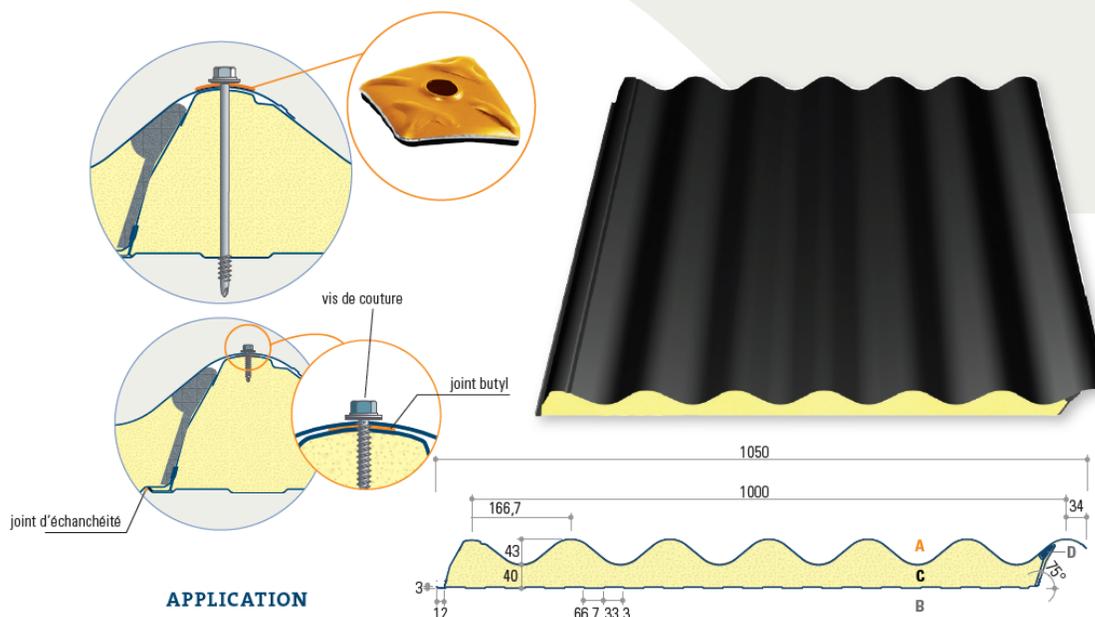
Les panneaux se posent sur une structure en acier ou en bois. La fixation se fait au moyen de vis et cavaliers appropriés. Tous les accessoires sont fournis dans la couleur des panneaux. On vous conseille de poser une bande d'étanchéité entre la panne et le panneau. Les panneaux sont livrés avec un recouvrement longitudinal droit et un recouvrement transversal non moussé de 50mm. Il est possible de commander les panneaux avec un recouvrement non moussé plus important. Dans ce cas, il faut préciser la longueur de la tôle et de l'isolant. Plus d'info à la page 125.



* Valeur U selon NBN EN 14509 et valeur R selon NBN B62-002

PANNEAUX ISOLANTS

JI ONDUROOF



APPLICATION

panneau isolant pour toits inclinés, bâtiments industriels, agricoles et fontionnels.

option: pour des bâtiments ayant un caractère agressif, on vous propose une finition de la tôle intérieure en colorfarm ou en polyester

EXECUTION STANDARD

A	TOLE EXTERIEURE sendzimir galvanisée 275g/m ²	profil: onduroof épaisseur: 0,60mm finition: polyester 25μ (nuancier standard*) ou facultatif: plastisol 200μ (nuancier standard*)
B	TOLE INTERIEURE sendzimir galvanisée 275g/m ²	profil: nervuré finition: polyester intérieur 15μ blanc
C	AME ISOLANTE mousse rigide de polyuréthane (PUR)	densité: 45kg/m ³ classement de réaction au feu: (sans CFK) Ds3d0
D	BANDE D'ÉTANCHEITÉ	mousse de polyuréthane

COMMANDE SUR MESURE	PRIX	PRIX
ÉPAISSEUR DU PANNEAU	40mm	60mm
polyester silicone 25μ	33,25 €/m ²	35,75 €/m ²
plastisol 200μ (cuir) ou pvdf 25μ	SUPPLEMENT	+ 1,25 €/m ²
plastisol 200μ (HPS)	SUPPLEMENT	+ 2,00 €/m ²
TOLE INTERIEURE colorfarm	SUPPLEMENT	+ 1,50 €/m ²
TOLE INTERIEURE polyester	SUPPLEMENT	+ 2,50 €/m ²
isolation PIR (meilleur classement de réaction au feu) Bs2d0		+ 0,25 €/cm
commandes inférieures à 100m ² : FRAIS DE MISE EN PRODUCTION		+ 150,00 €
achat minimal par couleur / épaisseur / longueur: 3 panneaux		

AVANTAGES

Un excellent rapport prix-qualité, bonne isolation thermique, aucune condensation à condition que les jonctions soient rendues étanches en combinaison avec un état atmosphérique normal, panneau convenant aux constructions neuves et rénovations, se monte facilement et rapidement.

* Ce profil est peint d'origine sur la face A. **Voir nuancier sur p 178-179.**
Veuillez contacter notre service des ventes pour des nuancier et épaisseurs ne figurant pas dans notre gamme standard.

J1 ONDUROOF

CARACTERISTIQUES TECHNIQUES

EPAISSEUR NOMINALE	POIDS	VALEUR U *	VALEUR R *	MOMENT DE CHAMP MAX.	MOMENT D'APPUI MAX.	I	W	REACTION D'APPUI
mm	kg/m ²	W/m ² .K	m ² .K/W	kg.m	kg.m	cm ⁴	cm ³	kg
40	12,51	0,42	2,80	276	271	78,1	28	1320
60	13,30	0,30	3,75	371	371	150,0	38	1485

TABLEAU DES PORTEES D'UTILISATION

CHARGE	EPAISSEUR	PORTEE MAXIMALE				PORTEE MAXIMALE			
		m				m			
kg/m ²	mm	FLEXION				FLEXION			
		L/150	L/200	L/250	L/300	L/150	L/200	L/250	L/300
80	40	4,23	3,98	3,68	3,45	4,73	4,73	4,64	4,31
	60	4,91	4,67	4,38	4,13	5,34	5,34	5,33	5,10
100	40	3,93	3,68	3,36	3,13	4,32	4,32	4,25	3,92
	60	4,60	4,38	4,00	3,72	4,87	4,87	4,87	4,69
120	40	3,68	3,40	3,11	2,90	4,00	4,00	3,92	3,59
	60	4,35	4,07	3,68	3,41	4,56	4,56	4,56	4,21
140	40	3,46	3,18	2,92	2,71	3,74	3,74	3,62	3,33
	60	4,12	3,78	3,43	3,18	4,30	4,30	4,26	3,81

portée maximale recommandée: entre 1m50 et 2m

P.ex. Pour une charge de 80kg/m², profil en épaisseur de 40mm et une flèche admissible de L/150 la distance entre axe maxi est 4,23m.



Veuillez indiquer la longueur de la tôle et de l'âme isolante
 longueur de l'âme isolante min.: 2m50
 longueur max. de la tôle: 16m
 démoissage: 50mm min. (standard)
 350mm max.

* Valeur U selon NBN EN 14509 et valeur R selon NBN B62-002

ANNEXES C :



MINISTERE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE

المخببر الوطني للسكن والبناء

LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION

E.P.E./S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA - R.C. N°008 13183-16/00

DIRECTION REGIONALE CENTRE

UNITE OUED SMAR



ETUDE GEOTECHNIQUE



N° DOSSIER : 062E/2019
CLIENT : SARPI
PROJET : ETUDE GEOTECHNIQUE POUR LA REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA
SITE : HYDRA
WILAYA : ALGER

LNHC/DRC/Unité Oued Smar sise à la Zone Industrielle Oued Smar BP 74 El-Harrach – Alger
☎ : (023) 93 58 58 / Fax : (023) 93 57 54 / E-mail : lnhc_ouedsmar@yahoo.fr, lnhc_os_tech@yahoo.com

Sommaire



I – INTRODUCTION

II – SITUATION DU TERRAIN

III – NATURE DE L'OUVRAGE

IV – APERCU GEOLOGIQUE

V– SISMICITE

VI – CAMPAGNE D'INVESTIGATION SUR SITE

VII – RESULTATS OBTENUS ET INTERPRETATION

VIII – CALCUL DES FONDATIONS

IX - CONCLUSION



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019



I. INTRODUCTION

Dans le cadre de la réalisation d'une annexe SARPI à Hydra, Wilaya d'Alger, et suite à la demande faite par l'entreprise SARPI, le Laboratoire National de l'Habitat et de la Construction (LNHC), unité Oued Smar de la Direction Régionale Centre DRC a effectuée une étude géotechnique concernant l'assiette de ce projet.

L'étude a été réalisée sur la base d'une visite entre le représentant du LNHC et le représentant de SARPI.

Le programme d'investigation géotechnique a été arrêté par le client.

Les travaux d'investigation se sont déroulés durant le mois de Juillet 2019.

II. SITUATION DU TERRAIN

Le terrain réservé à recevoir le projet en question, se trouve à la commune d'Hydra, Wilaya d'Alger, il est limité :

- Au Nord et à l'Ouest, par des habitations.
- A l'Est par la société SARPI.
- Au Sud par une voie.



Image du site / Source Google Earth



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

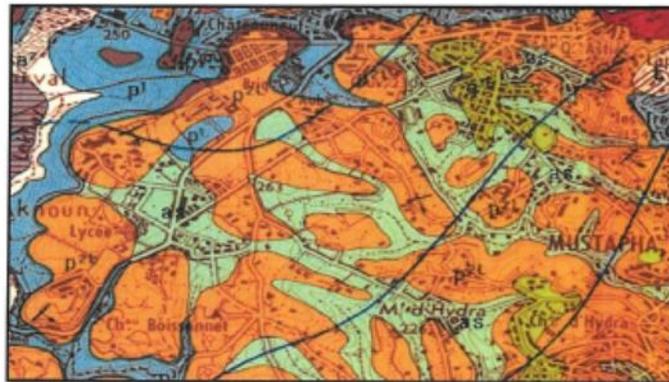


III. NATURE DE L'OUVRAGE

L'ouvrage objet d'étude, est un bloc sera conçu en maximum d'étages et de trois sous-voies.

IV. APERCU GEOLOGIQUE

La géologie de la région d'Hydra, est tirée de la carte d'Alger, au 1/50000ème, où elle mit en évidence les formations géologiques suivantes :



Extrait de la carte géologique CHERAGAS, échelle 1/50000 ème

- as : Sable argileux plus ou moins rubéfiés.
- P¹ : Plaisancien marneux ou argileux.
- P^{2L} : Calcaire à Lithothamniées souvent construit.
- P^{2A} : Faciès argilo-sableux.
- mi^O : Grés et poudingues.

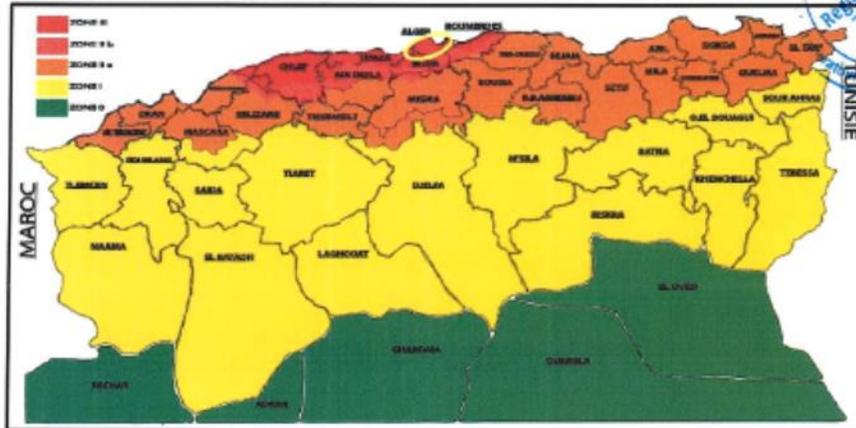
V. SISMICITE

Le territoire national est subdivisé en quatre zones de sismicité croissante, définies sur la carte de zoning sismique ci jointe (d'après la RPA 99/2003), On distingue :

- Zone 0 : sismicité négligeable ;
- Zone I : sismicité faible ;
- Zone II.a, II.b : sismicité moyenne ;
- Zone III : sismicité élevée.



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019



Carte de zonage sismique de l'Algérie du Nord établie après le séisme du 21 mai 2003.
(Source CGS)

La région d'**Hydra** est classée dans une zone de **forte sismicité (III)**, d'après le Centre National de Recherche en Génie Parasismique **C.G.S**, dans le Règlement Parasismique Algérien **RPA 99 (version 2003)**.

VI. CAMPAGNE D'INVESTIGATION SUR LE SITE

La campagne d'investigation géotechnique a consisté à la réalisation de :

- Deux (02) sondages carottés de 30m de profondeur chacun.
- Deux (02) sondages pressiométriques de 30m de profondeur chacun.
- Sept (07) essais au pénétromètre dynamique.
- Deux piézomètres de 30m chacun, au niveau des sondages SP01 et SP02.

Ces essais ont été implantés conformément au plan joint en annexe.

VII. RESULTATS OBTENUS ET INTERPRETATION

VII.1 ESSAIS IN SITU

a) Lithologie :

Deux (02) sondages carottés et deux (02) sondages à la tarière, ont été réalisés dans le but de connaître la nature lithologique des différentes couches constituant le sous-sol.



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

Les coupes de ces sondages ont mis en évidence la succession des couches suivantes :

• **SC01 :**

0,00-0,20 : Béton.

0,20-30,0 : La molasse récupérée en état broyé avec quelque passage dur (grésifiés).

• **SC02 :**

0,00-1,00 : Remblai.

1,00-30,0 : La molasse récupérée en état broyé avec quelque passage dur (grésifiés).

• **SP01 :**

0,00-0,20 : Béton.

0,20-30,0 : La molasse récupérée en état broyé avec quelque passage dur (grésifiés).

• **SP02 :**

0,00-0,20 : Béton.

0,20-30,0 : La molasse récupérée en état broyé avec quelque passage dur (grésifiés).

La description visuelle des sondages carotté et à la tarière révèlent la formation molasse récupérée en état broyer avec quelque passages durs (grésifiés), surmontée par des remblais par endroit, le tout est recouvert par fine couche de béton.

b) Niveau piézométrique

Le piézomètre est formé par de simples tubes en PVC, qui permettent depuis la surface d'accéder à l'eau d'une **nappe phréatique**. Ils permettent de relever le **niveau piézométrique** à l'aide d'une sonde électrique. Ils sont aussi utilisés afin de réaliser des prélèvements d'eau de la nappe (ou d'un cours d'eau...) dans le but d'analyser les composants.

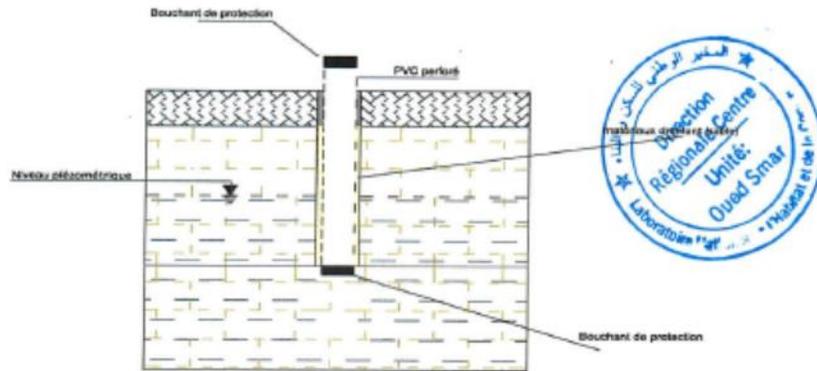
Le principe est de réaliser un sondage carotté à une profondeur donnée, puis enfoncer le tube en PVC (munie par des trous dans son extrémité inférieure) à la même profondeur.

Les parois de contact entre le tube et le sol foré sont colmatées par un matériau drainant (sable).

En surface le tube est fermé par un bouchant afin de le préserver.



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019



**Schéma d'installation
du tube piézométrique**

Les mesures relevées au droit des sondages pressiométriques sont récapitulés dans le tableau suivant :

Désignation des sondages	Date de la mesure	Niveau d'eau
SP01	14/08/2019	/
	18/08/2019	/
SC01	14/08/2019	/
	18/08/2019	/

- Aucune présence d'eau n'a été détectée au droit des sondages piézométriques.

c) Essais de pénétration dynamique

L'essai de pénétration dynamique consiste à enfoncer dans le sol, un train de tiges muni à son extrémité d'une pointe.

On compte de façon plus ou moins continue en fonction de la profondeur, le nombre de coups nécessaire à enfoncer le train de tiges d'une hauteur plus ou moins constante.

On calcule la résistance de pointe au moyen d'une formule calquée sur celle dite des Hollandais :

$$R_p = \frac{m^2 \cdot h}{S \cdot e(m + m')}$$



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

Avec :

- m : poids du mouton
- m' : poids total du train de tiges
- h : hauteur de chute
- e : hauteur d'enfoncement / nombre de coups correspondant
- S : section de la pointe



Les résultats des essais sont présentés selon un diagramme résistance dynamique en fonction de la profondeur.

Les graphes tracés reflètent dans l'ensemble, un sol ayant une très bonne résistance à la pénétration dynamique, les valeurs de R_d (résistance dynamique à la pénétration) dépassent largement les 50 bars, cette dernière augmente en profondeur jusqu'au refus.

Des refus sont enregistrés entre les profondeurs 1 et 2 mètres.

N.B : Vu que les essais au pénétromètre dynamique ont marqués des refus entre les profondeurs 1 et 2 m, ces essais sont inutilisables pour calculer la capacité portante d'une fondation ancrée à 9m ou plus.

d) Essais pressiométriques

🔪 Principe de l'essai

L'essai pressiométrique est un essai in-situ, il consiste à descendre dans un forage soigneusement calibré une sonde cylindrique gonflable et à mesurer les variations de volume du sol au contact de la sonde en fonction de la pression appliquée, les essais sont réalisées pour passe de 1m.

Trois caractéristiques du sol sont déterminées de l'essai :

- Le module pressiométrique « E » qui définit le comportement pseudo-élastique du sol ;
- Pression de fluage « Pf » qui définit la limite entre le comportement pseudo-élastique et la phase plastique ;
- La pression limite « Pl » qui définit la résistance du sol à la rupture.

🔪 Caractéristiques pressiométriques et interprétation des résultats

Les valeurs du module pressiométrique « E » et de la pression limite « Pl » ainsi que celle du rapport « E/ Pl » et « α » sont reportées sur les tableaux suivants :



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

Sondage N°	E (Bar)	PI (Bar)	E/PI (moy)	α	État de consolidation
SP01	110.05-1167.72	12.08-57.08	12.68	0.5	Sur consolidé
SP02	169.56-951.31	15.68-59.11	12.57	0.5	Sur consolidé

- Interprétation des résultats :

L'interprétation des résultats obtenus révèle que le terrain, et selon sa lithologie, est caractérisé par un rapport E_p / PI qui est compris entre 12,57 et 12,68 ce qui correspond à un sol **Sur-consolidé**.

Classification du site :

Le tableau suivant résume des valeurs calculées des moyennes harmoniques du module pressiométrique (E) et de la pression limite (PI), ainsi que la classification du site d'après le RPA 99 version 2003.

Sondage N°	E (Bar)	PI (Bar)	Classe selon le RPA
SP01	332.95	27.9	(S2) Site ferme
SP02	365.59	29.42	(S2) Site ferme

D'après les essais pressiométriques et selon la classification du RPA 99 version 2003, le site est classé dans la catégorie (S2) *Site ferme*.

VII.2 ESSAIS AU LABORATOIRE

Les essais au laboratoire sont réalisés dans le but de permettre une étude plus précise du sol, et une meilleure identification des horizons géotechniques.

VII.2.1- ESSAIS PHYSIQUES

- Analyse granulométrique

Les analyses granulométriques faites sur les échantillons récupérés des sondages, montrent que le pourcentage des passants à 80 μ est entre 7 et 16% qui est inférieur à 50%, d'où il s'agit d'un sol grenu selon la classification L.C.P.C., contenant de 84 à 93% de particules grossières.



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019



VII.2.2 Analyses chimiques sol

Les échantillons prélevés des sondages réalisés ont subi des analyses chimiques, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis du béton de l'infrastructure, la teneur en matières organiques, en carbonates et en chlorure.

Résultats des analyses chimiques du sol exprimés en % poids :

Sondage	Profondeur (m)	Sulfates SO ₄ ²⁻	Carbonates CaCO ₃	Chlorures Cl ⁻	Matières organiques	Agressivité
SC01	2.00 – 3.00	Traces	98.02	Traces	Traces	Nulle
	5.00 – 6.00	Traces	98.35	Traces	Traces	Nulle
	8.00 – 9.00	Traces	98.27	Traces	Traces	Nulle

✓ **Agressivité**

Les valeurs des ions de sulfates SO₄²⁻ obtenues à travers ces analyses montrent que le sol est d'agressivité nulle envers le béton de l'infrastructure selon la norme FD P 18-011 (Décembre 2009).

✓ **La teneur en carbonates**

Le taux de carbonates varie entre 98.02 et 98.35% traduisant un sol calcaireux selon la norme XP P 94-011.

✓ **Teneur en matière organique**

Le taux des matières organiques est de trace, ce qui indique un sol non organique par référence à la norme NFP 94-011.

VIII- CALCUL DES FONDATIONS

Les calculs des fondations ont été réalisés pour une fondation de type radier général de 25m de largeur et ancrée à une profondeur D, qui est de 10, 11 et 12m par rapport au niveau actuel du terrain naturel.

A/ Contrainte admissible du sol

La contrainte admissible peut être calculée suivant deux (02) méthodes :

1- D'après les essais pressiométriques :

La contrainte admissible par la méthode pressiométrique sera calculée selon la relation du DTR BC 2.331 :

$$q_{adm} = \frac{K_p \cdot P_{le}'}{F} + \gamma \cdot D$$



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

Avec :

q_{adm} : Contrainte admissible du sol en bars.

K : Coefficient de portance minimal, $K = 0.8$

P_{le}^* : La pression limite nette équivalente calculée comme la valeur moyenne des pressions limites nettes existant sur une profondeur égale à 1.5 B située sous la semelle.

γ : Masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant.

D : Profondeur d'ancrage à partir du terrain naturel (sous les remblais).

F : Facteur de sécurité, $F \geq 3$.



Les contraintes admissibles sont calculées pour chaque bloc à la profondeur d'ancrage donnée par le client, sont indiquées sur le tableau ci-dessous :

Sondage N°	Ancrage (D)	Ple* (bars)	q_{adm} (bars)
SP01	11	15.8	3
	12	15.8	3.1
	13	15.7	3.3
SP02	11	23.7	3.5
	12	23.4	3.7
	13	23.4	3.8

2- D'après les essais SPT :

La contrainte admissible par la méthode SPT sera calculée selon la relation du DTR BC 2.331 :

$$q_u = \gamma * D + 12 * N_{cor} * F * \left(\frac{3.3*B+1}{3.3*B}\right)^2 * \left(\frac{S}{25.4}\right)$$

Avec :

q_{adm} : Contrainte admissible du sol en bars.

q_u : Contrainte ultime du sol en bars.

N_{cor} : Nombre de coup corrigé.

N : Nombre de coup mesuré.

S : Tassement admissible en millimètre.

$$F = \left(1 + 0.33 * \frac{D}{B}\right) \leq 1.33$$

$$q_{adm} = \gamma * D + \frac{q_u - \gamma * D}{F_s}$$



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

B : Largeur de la fondation en mètre.

D : Profondeur d'ancrage à partir du terrain naturel.

γ : Masse volumique du sol, déjaugé partiellement le cas échéant.

F_s : Facteur de sécurité, $F_s \geq 3$.



Les contraintes admissibles calculées par la méthode SPT, pour une fondation de type radier général de 25m de largeur et ancré à une profondeur de 10, 11 et 12m par rapport au niveau actuel du terrain naturel sont indiquées sur le tableau ci-dessous :

Sondage N°	Ancrage des fondations (m)	Nombre de coup mesuré	q_u (bars)	q_{adm} (bars)
SC01/SC02	11	50	23,87	5
	12	50	24,49	5,2
	13	50	24,86	5,4

- La valeur de la contrainte admissible adoptée pour ce type de fondation est la valeur la plus défavorable entre celle qui est calculée par la méthode pressiométrique et la méthode SPT, est indiquée dans le tableau ci-dessous :

Ancrage (D)	q_{adm} (bars)
11	3
12	3,1
13	3,3

B/ Estimation des tassements

N.B : Vu les formations rencontrées (la molasse) sur site, les tassements sont négligeables dans ce type de formations.

1- D'après les essais SPT

La contrainte admissible adoptée pour ce projet est inférieure à celle calculée par la méthode SPT, d'où le tassement estimé par cette méthode est jugé **admissible** pour ce type de fondation et pour cette contrainte.



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

C/ Détermination des cohésions et des angles de frottement à partir des essais in-situ :

- **A partir des essais SPT :**

➤ Selon les deux formules de **DUNHAM** et d'**OSAKI**, l'angle de frottement est calculé comme suite :



$$\phi = \sqrt{12N} + 25 \dots (\text{DUNHAM})$$

$$\phi = \sqrt{20N} - 15 \dots (\text{OSAKI})$$

Les résultats trouvés sont indiqués sur le tableau suivant :

Méthode	Nombre de coups	Angle de frottement (°)
DUNHAM	50	49
OSAKI		46

➤ Selon **MEYERHOF**, l'angle de frottement interne d'un sable en fonction de sa densité relative et selon le pourcentage de sable fin et de limon, est donné comme suite :

$$\phi = 25 + 0.15 * Dr \dots (\text{plus de 5\% de sable fin et de limon})$$

Les résultats trouvés sont indiqués sur le tableau suivant :

Pourcentage des fines	Angle de frottement (°)
> 5%	37

- **A partir des essais pressiométriques :**

Les cohésions et les angles de frottement effectif sont donnés par la corrélation avec les essais pressiométriques, les résultats sont indiqués sur le tableau suivant :

Zone	Profondeur (m)	Pression limite moyenne (bars)	Densité humide (t/m³)	Caractéristique à long terme	
				C' (bars)	Ø' (°)
SP01	0.0 à 13.0m	33.98	1.7	0.05	39
SP02	0.0 à 13.0m	27.22		0.06	38



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

IX CONCLUSION



La synthèse générale des résultats obtenus à travers les essais in situ, a permis de conclure que le sol d'assise du projet « réalisation d'une annexe SARPI à Hydra, Wilaya d'Alger » se caractérise par ce qui suit :

- ✓ La description visuelle des sondages carottés et à la tarière ont révélés la formation molasse récupérée en état broyer avec quelque passages durs (grésifiés), surmontée par des remblais par endroit d'environ 1m d'épaisseur, le tout est recouvert par fine couche de béton.
- ✓ Les analyses chimiques montrent que le sol présente une agressivité chimique nulle vis à vis le béton de l'infrastructure ; selon la norme FD P18-011 Décembre 2009.
- ✓ Aucune présence d'eau n'a été détecté au niveau des piézomètres réalisés dans les sondages SP01 et SP02.
- ✓ Selon le R.P.A (2003) et les résultats obtenus à partir des essais pressiométriques le site est classé dans la catégorie **S2** (sol Ferme).

À cet effet nous vous suggérons de prendre les solutions suivantes :

- Une fondation superficielle selon le choix et la conception du BET.
- Les profondeurs d'ancrage et les contraintes admissibles pour une fondation de type radier général de 25m de largeur sont indiquées sur le tableau ci-dessous :

Ancrage (D)	q adm (bars)
11	3
12	3.1
13	3.3

- Prévoir un drainage périphérique superficiel de l'assiette du projet
- Prévoir un soutènement immédiat des fronts de taille telle que les protections provisoires des parois.
- Le soutènement doit être dimensionné de manière à reprendre toutes les poussées des terres (habitations mitoyennes).
- Les caractéristiques intrinsèques pour le dimensionnement des voiles et soutènement à prendre :

$$C = 0.05 \text{ bar} \quad \phi = 37^\circ \quad \gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$$



ETUDE GEOTECHNIQUE
REALISATION D'UNE ANNEXE SARPI A HYDRA, WILAYA D'ALGER
LE 28.08.2019

Selon la classification **RPA 99/ VERSION 2003** faite par le Centre National de Recherche en Génie parasismique **C.G.S**, la région de **Hydra** est classée en **zone III (sismicité forte)**.

Les solutions données dans cette conclusion ne sont que des suggestions de la part du laboratoire, le Bureau d'Études doit les modifier en exploitant tous les résultats donnés dans ce rapport.

LE CHARGE D'ETUDE

LE CHEF DE DEPARTEMENT TECHNIQUE

LE DIRECTEUR D'UNITE

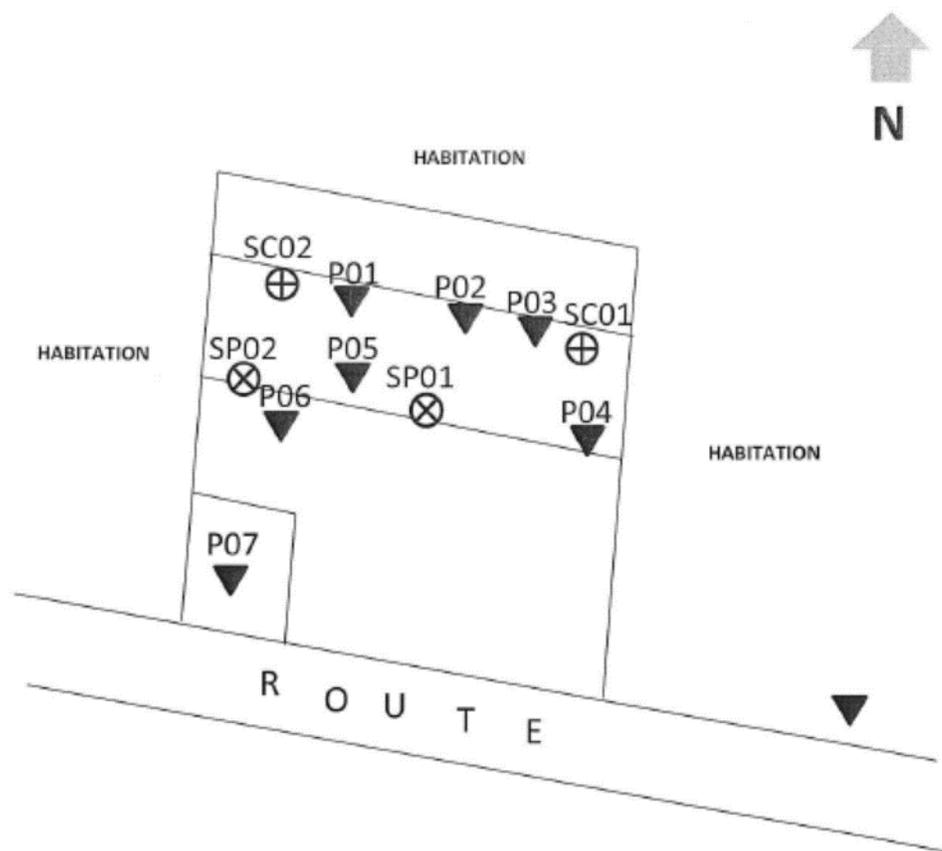
D. N. UN Mohamed Amine
Ingénieur Chargé d'Études

BENTEN KHENOUR
 Direction Régionale
 Unité
 Département Études
 Technique P/I

BESAI Hocine
 Directeur d'Unité P/I

Direction Régionale Centre
 Unité
 Laboratoire

ANNEXES



	LABORATOIRE NATIONALE DE L'HABITAT ET DE LA CONSTRUCTION (LNHC/DRC) UNITE OUED SMAR
ETUDE GEOTECHNIQUE POUR LA REALISATION DE L'ANNEXE SARPI	
PLAN D'IMPLANTATION DES ESSAIS IN-SITU	
Légende :	
	Sondage à la carotté
	Sondage pressiométrique
	Essai PDL



Projet : Etude géotechnique pour la réalisation de l'annexe SARPI à Hydra
Endroit : Hydra

Dossier N° : 62E-2019
Client : SARPI

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 30
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact Remanié Paraffiné Roche

Echelle (m)	Elevation (m) Profondeur (m)	Récupération	SPT (N1+N2)	ROD	Tubage	Carottier	Etat	Profondeur Echantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
0,00	0,00									Béton.
2,0	2,00					CR		3,00		
4,0	4,00					CR		3,45		
6,0	6,00					CR		3,00		
8,0	8,00					CR		3,45		
10,0	10,00					CR		3,00		
12,0	12,00					CR		3,45		
14,0	14,00					CR		12,00		
16,0	16,00					CR		12,45		
18,0	18,00					CR		15,00		
20,0	20,00					CR		15,45		
22,0	22,00					CR		18,00		
24,0	24,00					CR		18,45		
26,0	26,00					CR		21,00		
28,0	28,00					CR		21,45		
30,0	30,00					CR				
32,0										Fin du forage à une profondeur de 30 m.
34,0										

REMARQUES :	TYPE D'ECHANTILLON :	ABREVIATIONS :
	CF : Carottier fendu TM : Tube à paroi mince PS : Tube à position fixe CR : Tube carottier TO : Tube ouvert	AG : Analyse granulométrique S : Sédimentométrie L : Linéaire d'Atterberg (AL, PL) W : Teneur en eau Pv : Poids volumique (S _v , D _v) AC : Analyse chimique CS : Claieement rectiligne TR : Claieement Triaxial Rc : Résistance à la compression OED : Essai œdométrique GL : Conférence libre R : Retus à fondoirment



Projet : Etude géotechnique pour la réalisation de l'annexe SARPI à Hydra

Dossier N° : 62E-2019

Endroit : Hydra

Client : SARPI

Date début :
Date fin :
Profondeur forée (m) : 30
Niveau d'eau (m) :

Coordonnées GPS:
X :
Y :
Z :

Boue de forage :
Type forage :
Foreuse :

Etat des échantillons :

Intact

Remanié

Paraffiné

Roche



Échelle (m)	Élévation (m) Profondeur (m)	Récupération 25 50 75 100	SPT (N1 + N2)	RCD	Tubage	Carottier	État	Profondeur Échantillon	Niveau d'eau	DESCRIPTION
-1,00	1,00									Remblai.
2,0						CR		3,00		
4,0						CR		3,45		
6,0						CR		4,66		
8,0						CR		5,45		
10,0						CR		6,00		
12,0						CR		6,45		
14,0						CR		8,00		
16,0						CR		8,45		La molasse récupérée en état broyer avec quelque passages durs (grésifiés).
18,0						CR		12,08		
20,0						CR		12,45		
22,0						CR		15,00		
24,0						CR		15,45		
26,0						CR		18,00		
28,0						CR		18,45		
30,0						CR		21,00		
32,0								21,45		Fin du forage à une profondeur de 30 m.

REMARQUES :

TYPE D'ÉCHANTILLON :

CF : Carottier fendu
TM : Tube à paroi mince
PS : Tube à position fixe
CR : Tube carottier
TO : Tube ouvert

ABREVIATIONS :

AG : Analyse granulométrique
S : Sédimentométrie
L : Limites d'Atterberg (WL, PL)
W : Teneur en eau
PV : Poids volumique (D_s, D_r)
AC : Analyse chimique
CIS : Cisaillement rectiligne
TR : Coefficient Triaxial
R_c : Résistance à la compression
OED : Essai œdométrique
CL : Coefficient libre
R : Refus à l'enfoncement

Préparé par :

Vérifié par :

14/08/2019

Page : 1 de 1



Projet : Etude géotechnique pour la réalisation de l'annexe SARPI à Hydra

N°Dossier : 62E-2019

Lieu : Hydra

Client : SARPI

Sondage N°: SP01

Appareil:

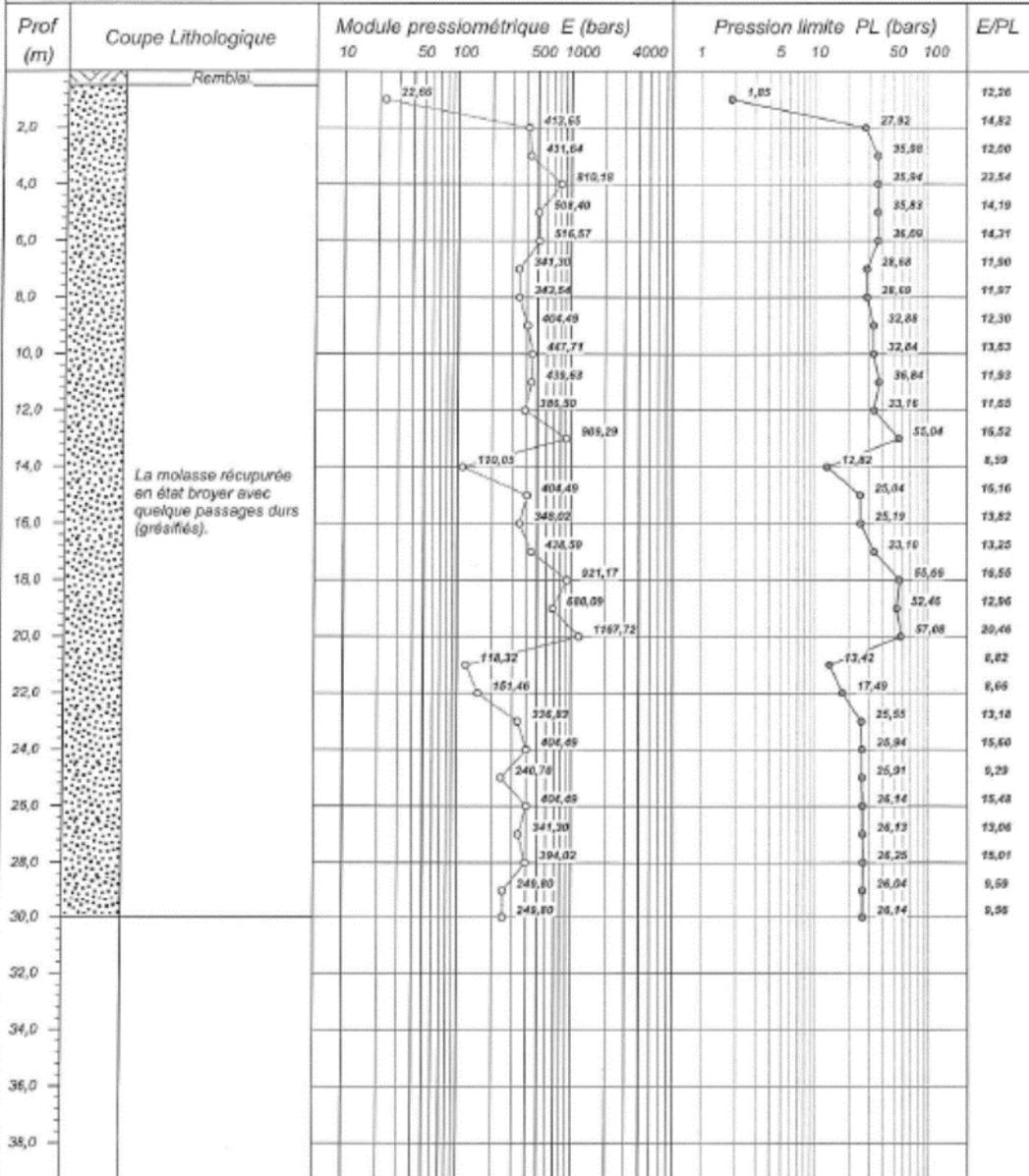
Date essai :

Profondeur nappe / TN (m) :

Coordonnées GPS :

X : 2 :

Y :



Remarque :



Projet : Etude géotechnique pour la réalisation de l'annexe SARPI à Hydra

N°Dossier : 62E-2019

Lieu : Hydra

Client : SARPI

Sondage N°: SP02

Appareil:

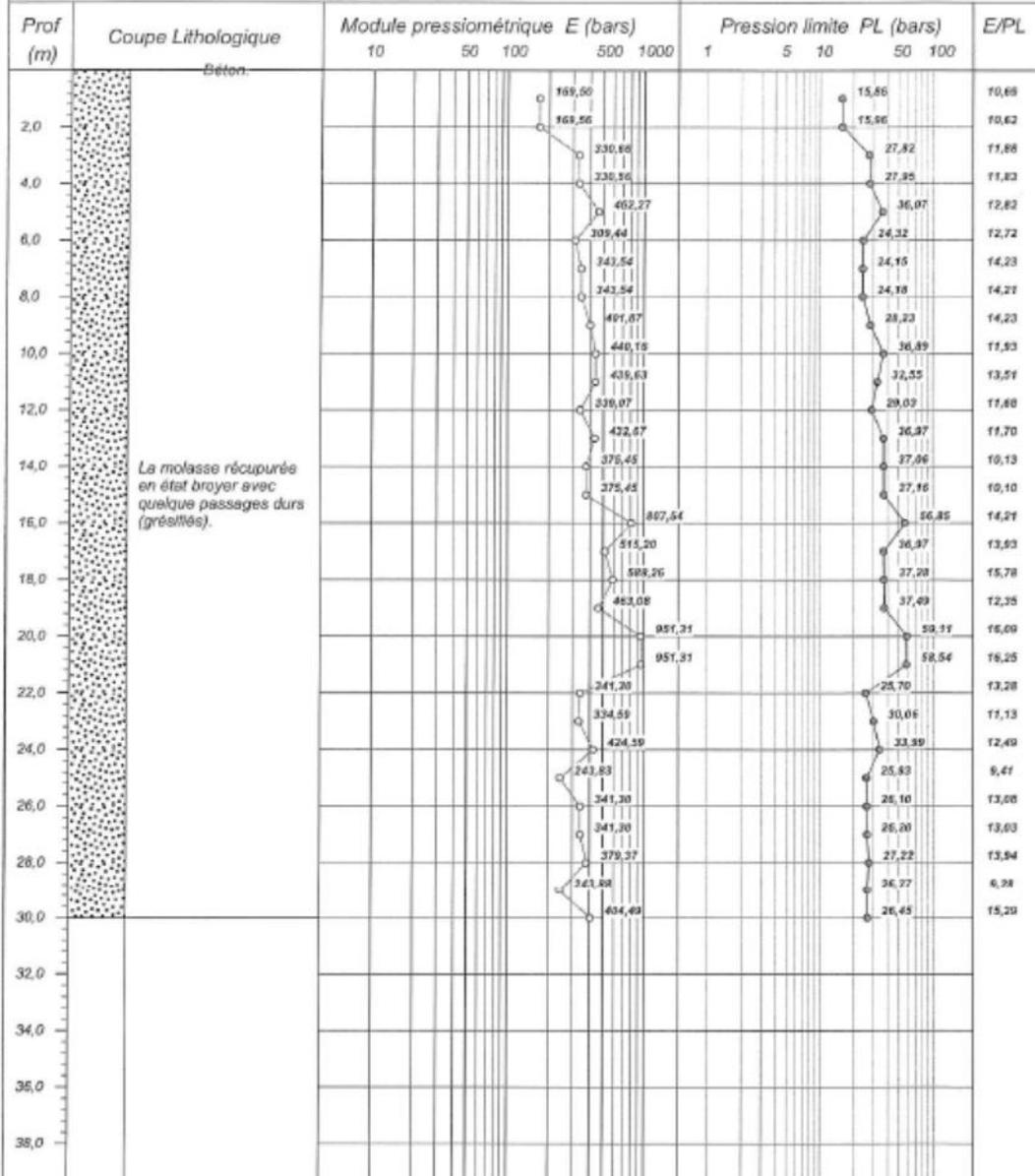
Date essai :

Profondeur nappe / TN (m) :

Coordonnées GPS :

X : Z :

Y :



Remarque :



MINISTRE DE L'HABITAT DE L'URBANISME ET DE LA VILLE
المخبر الوطني للسكن والبناء
LABORATOIRE NATIONAL DE L'HABITAT ET DE LA STRUCTION
E.P.E./ S.P.A. AU CAPITAL DE 150.000.000 DA - R.C. N°00B 13183-16/00 CAPITAL DE 150.000.000 DA

DIRECTION REGIONALE CENTRE

UNITE OUED SMAR

Unité : Oued Smar

Structure Labo-Sol

Oued Smar le : 19/08/2019

TABLEAU RECAPITULATIF DES RESULTATS D'ESSAIS DE LABORATOIRE

N° Dossier : 62E/2019		Intitulé du projet		E/G pour la réalisation de l'annexe Hydra				
Sondage / Puits		SC 01			SC 02			
Profondeur (m)		2.0 à 3.0	5.0 à 6.0	8.0 à 9.0	3.0 à 4.0	11.0 à 12.0	20.0 à 21.0	
Densité sèche	γ_d (t/m ³)							
Teneur en eau	W (%)							
Degré de saturation	Sr (%)							
Densité humide	γ_h (t/m ³)							
Passants (%)	Granulométrie	5 mm	98	100	100	100	88	100
		2 mm	93	92	94	96	88	100
		0.08 mm	7	8	9	16	14	09
Sédimentométrie	20 μ m							
	2 μ m							
Limites d'Atterberg	W _L (%)							
	I _p							
	LR (%)							
Indice de consistance	IC							
Équivalent de sable	E.S							
Poids spécifique	γ_s (t/m ³)							
Résultats oedométrique	P _c (Bar)							
	C _c							
	C _s							
Perméabilité	K (cm/s)							
Courbe de consolidation	E (bar)							
	C _v (m ² /an)							
Gonflement Libre	P _g (Bar)							
Références Proctor	γ_{dmax} (t/m ³)							
	W _{opt} (%)							
Indice C.B.R à 95 % de l'OPM	I _{CBR} (%)							
Résistance à la compression	R.C.S (Bar)							
Cisaillement rectiligne	Type d'essai							
	C (bar)							
	ϕ (°)							

BOUAMRICHÉ Lyen
LE RESPONSABLE DU LABORATOIRE
 Chef de Service Labor
 Sol et Route

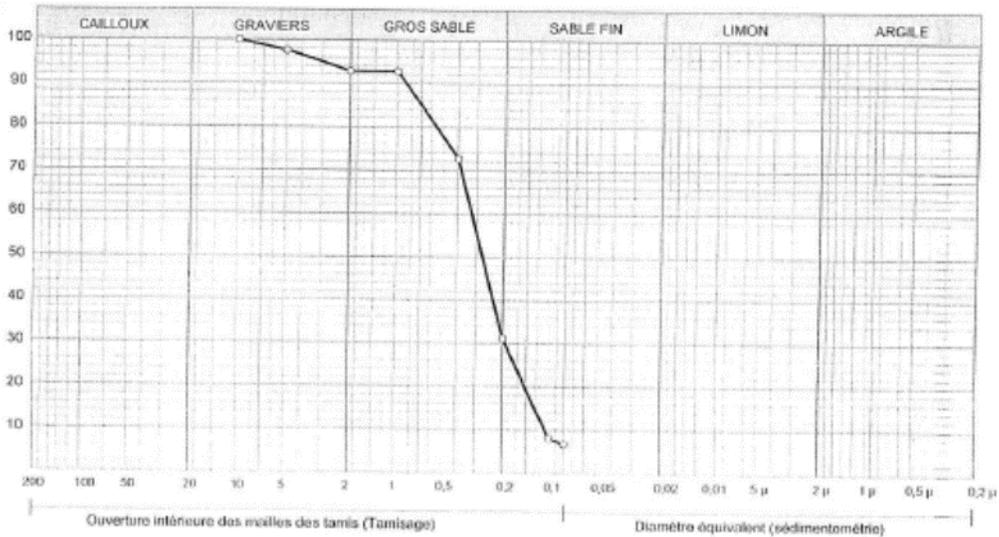


Client : LNHC OUED SMAR
Projet : E-G pour la réalisation de l'annexe
Endroit : Hydra

N° Projet : 62E-2019
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC 01
Profondeur : 2.00 à 3.00
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

○ Sondage: SC 01 : 2.00 à 3.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)			W.L (%)	W.P (%)	L.P (%)	
10,00	100,00			○	0,70 %	%	%	0 %	SA-Sm
5,00	97,50								
2,00	92,00								
1,00	92,00								
0,40	72,00								
0,20	31,00								
0,10	8,12								
0,075	0,70								

© S. Ouassou 2007

Remarque

Préparé par

Approuvé par

Date

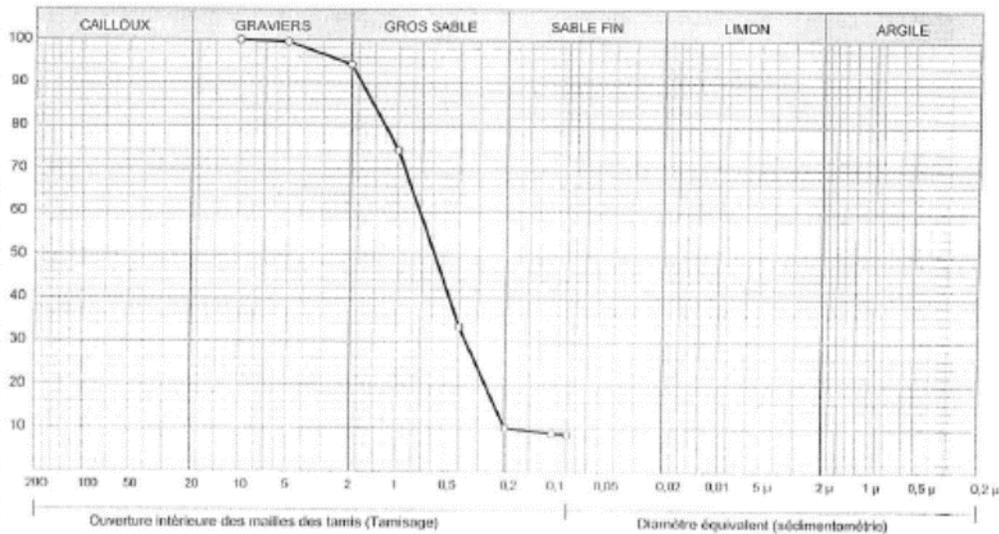


Cliant : LNHC OUED SMAR
Projet : E-G pour la réalisation de l'annexe
Endroit : Hydra

N° Projet : 62E-2019
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC 01
Profondeur : 8.00 à 9.00
Matériaux :
Provenance :
Date essais :

—○— Sondage: SC 01 : 8.00 à 9.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)			W.L (%)	W.P (%)	IP (%)	
10,00	100,00			+	0,65 %	%	%	0 %	SA-Sm
5,00	99,55								
2,00	94,20								
1,00	74,40								
0,40	33,20								
0,20	10,00								
0,10	6,54								
0,05	0,85								

© Brestair 2007

Révisé par

Préparé par

Approuvé par

Date



Client : LNHC OUED SMAR
Projet : E-G pour la réalisation de l'annexe
Endroit : Hydra

N° Projet : 62E-2019
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC 02

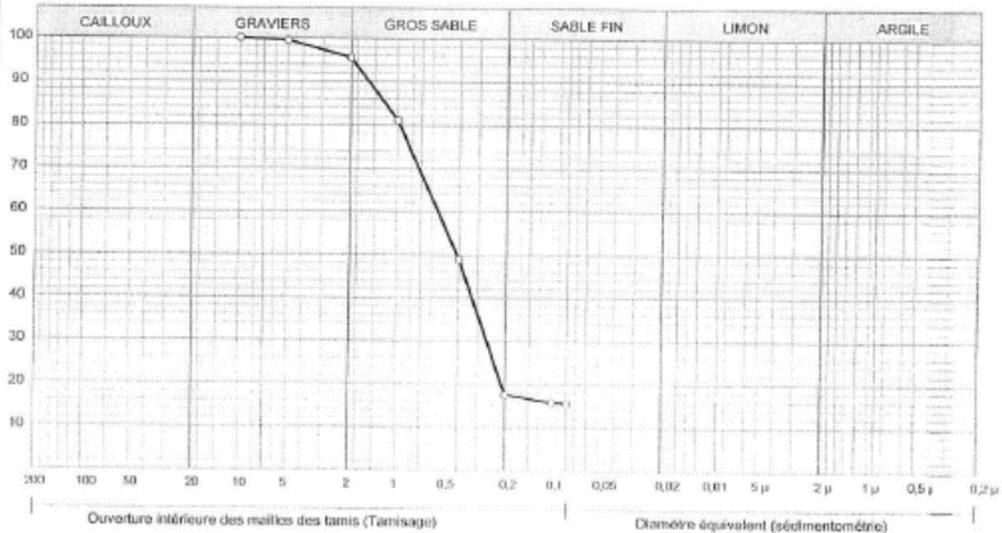
—○— Sondage: SC 02 : 3.00 à 4.00

Profondeur : 3.00 à 4.00

Matériaux :

Provenance :

Date essais :



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classification
Tamis (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)			W.L (%)	W.P (%)	I.P (%)	
10,00	100,00				15,59 %	%	%	0 %	Sl
5,00	99,52								
2,00	95,55								
1,00	81,09								
0,40	48,92								
0,20	17,59								
0,10	15,59								
0,08	15,59								

© Sinesis 2007

Remarque :

Préparé par :

Approuvé par :

Date :



Laboratoire National de l'Habitat
Et de la Construction
Direction Régionale Centre
UNITE OUED SMAR

RAPPORT D'ESSAI
ANALYSE GRANULOMETRIQUE
NFP 94-056 / NFP 94-057

Client : LNH OUED SMAR
Projet : E-G pour la réalisation de l'annexe
Endroit : Hydra

N° Projet : 62E-2019
Réf. Client :
N° rapport :

Sondage n° : SC 02

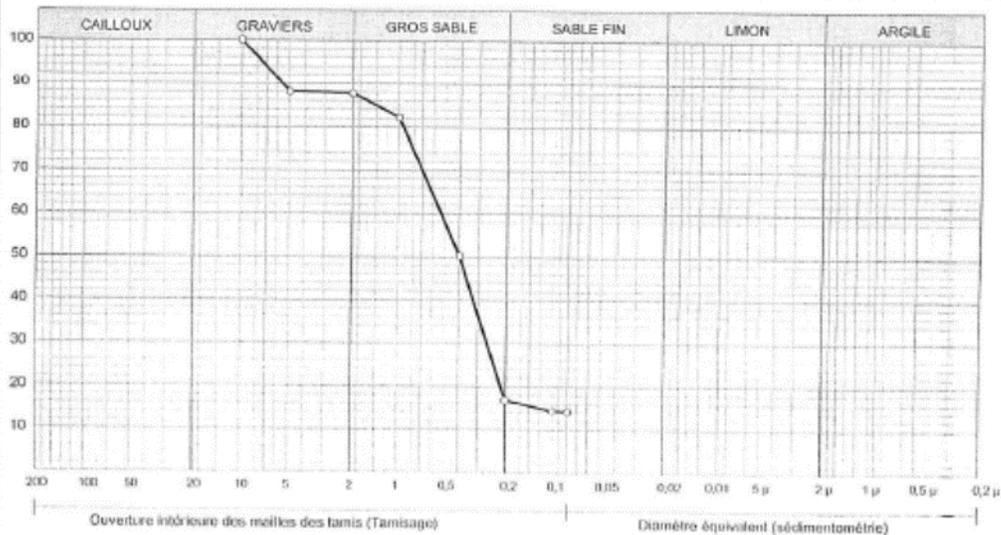
Profondeur : 11.00 à 12.00

Matériaux :

Provenance :

Date essais :

—○— Sondage: SC 02 : 11.00 à 12.00



Analyse Granulométrique		Analyse sédimentométrique		Echant	< 80 μ	LIMITES D'ATTERBERG			Classificat
Tamisé (mm)	Tamisé (%)	Diamètre équivalent	Tamisé (%)			WL (%)	W.P (%)	LP (%)	
10,00	100,00			α	14,20 %	%	%	0 %	SA
5,00	88,13								
2,00	87,77								
1,00	82,15								
0,40	50,22								
0,20	16,07								
0,10	14,43								
0,00	14,20								

© Editions 2007

Révisé par

Préparé par

Approuvé par

Date