

N° Ordre...../F.S.S.A/UAMOB/2019

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJDE BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

Présenté par :

MEZINE ABDELHAK
MAIZ ABDELHAMID

En vue de l'obtention du diplôme de **Master 2** en :

Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Etude d'un bâtiment à usage de bureau R+4+un sous-sol en construction mixte avec une étude au feu (d'un poteau mixte).

Devant le jury composé de :

AOMRACI kamel	MCA	UAMOB	Président
BOUMAIZA malika	MCB	UAMOB	Encadrant
ROUABEH aicha	MCB	UAMOB	Examinatrice
BELMIHOUB hacene	MCB	UAMOB	Examinatrice

Année Universitaire 2018/2019

Sommaire

Introduction générale	01
-----------------------------	----

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Présentation de l'ouvrage	04
I.2 Dimension de la structure	04
I.3 Caractéristiques des matériaux	04
I.4 Stabilité d'ensemble	09
I.5 Evaluation des actions	10
I.6 Présentation de la structure	15

Chapitre II : Etude climatique

II.A Etude de la neige	17
II.A.1 Charge de neige	17
II.A.2 La charge de la neige sur la toiture	17
II.B Etude du vent	17
II.B.2 Pression due au vent	17
II.B.3.1 Détermination de C_d	18
II.B.3.2 Calcul de q_{dyn}	19
II.B.3.3 Détermination de coefficient de pression	21
II.B.3.3.a Coefficient de pression extérieur C_{pe}	21
II.B.3.3.b Coefficient de pression intérieure C_{pi}	30
II.4 Calcul de pression du vent q_j	33
II.5 Vérification aux frottements	40

Chapitre III : Etude de plancher

III.A.1 Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant	41
III.A.2 Etapes de calcul	43
III.A.3 Cumul des contraintes	46
III.A.4 Calcul du ferrailage	47
III.A.5 Calculs des connecteurs	48
III.B.1 Les sollicitations de calcul	51
III.B.2 Ferrailage de la dalle	57
III.B.3 Schémas de ferrailage	61

Sommaire

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments secondaire

IV .A.1 Introduction	62
IV .A.2 Pré dimensionnement des escaliers	63
IV .A.3 Le pré dimensionnement se fait à partir de calcule de	66
IV .A.4 Vérification	66
IV .A.5 vérifier selon le critère de la flèche	67
IV .B.1 Introduction	68
IV .B.2 Etude et vérification	68
IV .B.3 Calcul des sollicitations	70
IV .B.4 Ferrailage de l'acrotère	71
IV .C.1 Introduction	74
IV .C.2 Etude de la dalle machine d'ascenseur	74
IV .C.3 Evaluation des charges et surcharges	75
IV .C.4 Calcul des sollicitations	75
IV .C.5 Ferrailage de la dalle machine	78
IV .C.6 Schéma de ferrailage	82

Chapitre V : Etude sismique

V .1 Introduction	83
V .2 Choix de la méthode de calcul.....	83
V .3 Méthode d'analyse modale spectrale	83
V .4 spectre de repense	90
V .5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente	92
V .6 La distribution horizontale des forces sismiques	93
V .7 Les vérifications	95
V .8 Distribution des efforts sismiques sur les files	98
V .9 Exemple d'application pour trouvé les forces sismiques de chaque niveaux	101

Chapitre VI : Pré dimensionnement des éléments principaux

VI .A.1 Introduction	107
VI .A.2 Classification des sections	107
VI .A.3 Principes du règlement CCM97	107
VI .A.4 Solive	108
VI .A.5 Poutres	111
VI .A.6 poteaux	113

Sommaire

VI .B.1 Pré dimensionnement des poutres	116
VI .B.1.1 Poutre principale	116
VI .B.1.2 Poutre secondaire	117
VI .B.1.3 Ferrailage des poutres	117
VI .B.1.4 Recommandation du RPA 99(V2003)	118
VI .B.1.5 Exemple de calcul (poutre principale)	119
VI .B.1.6 Récapitulatifs du ferrailage des poutres	123
VI .B.1.8 Ferrailages des poutres principales	124
VI .B.1.9 Ferrailages des poutres secondaires	124
VI .B.1.10 Schémas de ferrailage	129
VI .B.2 Pré dimensionnement des poteaux	130
VI .B.2.1 Ferrailage des poteaux	133
VI .B.2.2 Sollicitations de calcul	139
VI .B.2.3 Exemple de calcul	140
VI .B.2.4 Tableaux récapitulatif de ferrailage longitudinal et transversal	144
VI .B.2.5 Schémas de ferrailage	146

Chapitre VII : Etude au feu

VII .A Comportement des poteaux mixtes avec profil creux rempli de béton	147
VII .A.2 Méthodes de calcul	148
VII .A.3 Domaine d'application des trois méthodes	148
VII .A.4 Méthodes de calcul simplifiées basées sur les valeurs tabulées prédéfinies	149
VII .A.5 Résistance au feu	149
VII .A.6 Méthodes de calcul simplifiées	151
VII .A.7 Principe de la méthode	152
VII .A.8 Résistance au feu du poteau mixte partiellement enrobe de béton	152
VII .A.9 Vérification de la résistance au feu par la méthode de calcul simplifiée	152
VII .A.10 Détermination de l'effort normal ultime « poteau soumis à la compression centré	154
VII .A.11 Détermination de l'effort normal ultime poteau soumis à une charge excentrée...155	
VII .A.12 Méthodes de calcul avancées	156
VII .A.13 Conclusion	157
VII .B Exemple d'application : Poteau mixte partiellement enrobé de béton sous charge axiale centrée	158
VII .B.1 Objectif	158

Sommaire

VII .B.2 Résistance au feu du poteau mixte partiellement enrobé de béton	159
VII .B.3 Vérification de la résistance au feu par la méthode de calcul simplifiée	160
VII .B.4 Calcul de la résistance plastique en compression axiale et de la rigidité efficace en flexion	161
VII .B.5 Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée	168

Chapitre VIII : Etude de stabilité

VIII .1 Introduction	169
VIII .2 sollicitation des files longitudinales	169
VIII .3 vérification de la stabilité de la file (3)	170

Chapitre IX : Etude de portique

IX .1 Introduction	177
IX .2 Cas des charges	177
IX .3 tableau de chargement	178
IX .4 modélisation de la structure	179
IX .5 Résultats de calcul	179

Chapitre X : Calcul des assemblages

X .A Généralités	195
X .B Calcul des assemblages et vérification par logiciel ROBOT	195
X .B.1 Assemblages poutre maîtresse – solive (IPE400–IPE220)	196
X .B.2 Assemblages poutre – solive (HEA500–IPE220)	200
X .B.3 Assemblages poutre – solive (HEA280–IPE220)	204
X .B.4 Assemblage poteau-poteau (HEB450-HEB450)	208
X .B.5 Assemblage Poteau– Poutre maîtresse (HEB450- IPE400)	213
X .B.6 Assemblage Poteau– Poutre (HEB450- HEA500)	218
X .B.7 Assemblage Poteau– Poutre (HEB450- HEA280)	224
X .B.8 Assemblage des contreventements UPN280	229
X .B.9 Assemblage des contreventements UPN400	233
X .C Calcul des pieds de poteaux	237
X .C.1 Introduction	237

Sommaire

X .C.2 Vérification par logiciel ROBOT	238
Chapitre XI : Calcul des éléments de l'infrastructure	
XI .A Fondation	242
XI .A.1 Introduction	242
XI .A.2 Stabilité des fondations	242
XI .A.3 Différents types de fondations	242
XI .A.4 Facteurs de choix du type de fondation	243
XI .A.5 Choix du type de fondation	244
XI .A.6 Etude du radier	244
XI .A.7 Schéma de ferrailage de radier	257
XI .A.8 Schéma de ferrailage de la nervure	268
XI .B Etude du voile périphérique	269
XI .B.1 Introduction	269
XI .B.2 Ferrailage de voile	270
XI .B.3 Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU	273
XI .B.4 Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable)	273
XI .B.5 Schéma de Ferrailage	275

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

Tableau .I.1	Charge permanentes de plancher terrasse inaccessible	10
Tableau .I.2	Charge permanentes de plancher étage courant	11
Tableau .I.3	Charge permanentes des cloisons extérieures	12
Tableau .I.4	Charge permanentes d'escalier (volée)	14
Tableau .I.5	Charge permanentes d'escalier (palie)	14

Chapitre II : Etude climatique

Tableau .II.B.1	les valeurs de $C_r(Z)$	20
Tableau .II.B.2	les Valeurs des coefficients d'exposition $C_e(Z)$ et de pression dynamique q_{dyn}	20
Tableau .II.B.3	C_p pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire	21
Tableau .II.B.4	Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates	22
Tableau .II.B.5	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur long pan)	30
Tableau .II.B.6	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.91$	30
Tableau .II.B.7	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.92$	31
Tableau .II.B.8	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.93$	31
Tableau .II.B.9	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur long pan)	31
Tableau .II.B.10	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.91$	32
Tableau .II.B.11	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.92$	32
Tableau .II.B.12	Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.93$	32
Tableau .II.B.13	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur long pan) $c_d=0.90$	33
Tableau .II.B.14	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.91$	34
Tableau .II.B.15	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.92$	35
Tableau .II.B.16	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.93$	36
Tableau .II.B.17	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur long pan)	37
Tableau .II.B.18	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.91$	38
Tableau .II.B.19	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.92$	39
Tableau .II.B.20	Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.93$	40

Chapitre III : Etude de plancher

Tableau .III.B.1	sollicitations de calcul des dalles pleines	51
Tableau .III.B.2	rapports des portées des différents panneaux	52
Tableau .III.B.3	Détermination des coefficients et des moments	53
Tableau .III.B.4	Moments et efforts tranchants dans la dalle	56
Tableau .III.B.5	Ferraillage Du panneau de dalle	58

Liste des tableaux

Tableau .III.B.6 Vérification des contraintes	59
Tableau .III.B.7 Valeur des coefficients	61

Chapitre IV : Pré dimensionnement des éléments secondaire

Tableau .IV.C.1 Combinaison des charges appliquée sur la dalle machin.....	75
Tableau .IV.C.2 Récapitulatif des moments de la dalle machine.....	78
Tableau .IV.C.3 Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine.....	79
Tableau .IV.C.4 Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine	81

Chapitre V : Etude dynamique et sismique

Tableau .V.1 Poids de la structure.....	86
Tableau .V.2 Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal.....	94
Tableau .V.3 Distribution de la résultante des forces sismiques sens transversal.....	94
Tableau .V.4 Déplacement relatif	95
Tableau .V.5 L'effort normal réduit.....	96
Tableau .V.6 Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal.....	97
Tableau .V.7 Vérification de l'effet P-Delta sens transversal.....	97
Tableau .V.8 Vérification de renversement sens XX et YY.....	98
Tableau .V.9 Centre de gravité	99
Tableau .V.10 Centre de torsion	99
Tableau .V.11 l'excentricité.....	100
Tableau .V.12 Les résultats de la force sismique au niveau 5.....	101
Tableau .V.13 Les résultats de la force sismique au niveau 4.....	102
Tableau .V.14 Les résultats de la force sismique au niveau 3.....	103
Tableau .V.15 Les résultats de la force sismique au niveau 2	104
Tableau .V.16 Les résultats de la force sismique au niveau 1	105

Chapitre VI : Etude des éléments principaux

Tableau .VI.A.1 Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 220.....	109
Tableau .VI.A.2 Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 400	112
Tableau .VI.A.3 Les charges d'exploitation	113
Tableau .VI.A.4 la descente de charges du poteau	114
Tableau .VI.B.1.1 Vérification des conditions RPA	117
Tableau .VI.B.1.2 les sollicitations aux poutres principales	119
Tableau .VI.B.1.3 les sollicitations aux poutres secondaire	119
Tableau .VI.B.1.4 Ferrailage des poutres principales.....	124

Liste des tableaux

Tableau .VI.B.1.5 Ferrailage des poutres secondaires.....	124
Tableau .VI.B.1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement	125
Tableau .VI.B.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement	125
Tableau .VI.B.1.8 vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP)	125
Tableau .VI.B.1.9 Vérification de Contrainte de compression dans le béton(PS)	126
Tableau .VI.B.1.10 Valeurs des coefficients	128
Tableau .VI.B.2.1 Dégression des surcharges	132
Tableau .VI.B.2.2 Pré-dimensionnement du poteau central.....	133
Tableau .VI.B.2.3 Vérification des poteaux à l'exigence de RPA.....	133
Tableau .VI.B.2.4 Vérification de la stabilité de forme.....	133
Tableau .VI.B.2.5 Tableaux récapitulatif des sollicitations	140
Tableau .VI.B.2.6 Ferrailage des poteaux longitudinal et transversal.....	145
Tableau .VI.B.2.7 Ferrailage des poteaux longitudinal et transversale.....	145
Tableau .VI.B.2.8 Vérification des contraintes aux cisaillements.....	145
Tableau .VI.B.2.9 Vérification des contraintes à l'ELS	146

Chapitre VII : Etude au feu

Tableau .VII.A.1 Domaine d'application des différentes méthodes de calcul en situation de feu nominal (normalisé).....	148
Tableau .VII.A.2 Domaine d'application des différentes méthodes de calcul sous condition de feu naturel	149
Tableau .VII.B.1 Conditions d'applicabilité de la méthode.....	161
Tableau .VII.B.2 Paramètres pour le calcul de la température moyenne des semelles (Voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.1).....	162
Tableau .VII.B.3 Paramètres de réduction pour l'âme(Voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.2).....	164
Tableau .VII.B.4 Epaisseur de réduction du béton(Voir EN 1994 Partie 1-2, Annexe G, Tableau G.3).....	165
Tableau .VII.B.5 Température moyenne du béton en fonction du facteur de massivité de la section mixte(Voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.4)	165
Tableau .VII.B.6 Facteur de réduction $k_{y,t}$ pour la limite d'élasticité f_{sy} des barres d'armatures	166
Tableau .VII.B.7 Facteur de réduction $k_{E,t}$ pour le module d'élasticité E_s des barres d'armatures	167

Liste des tableaux

Tableau .VII.B.8 Coefficients de réduction pour la rigidité efficace en flexion	168
--	-----

Chapitre VIII : Etude de stabilité

Tableau .VIII.1 les forces sismiques agissantes sur tous les files.....	170
--	-----

Chapitre IX : Etude de portique

Tableau .IX.1 les valeurs des charges present en compte lors de la modélisation de la structure	178
--	-----

Chapitre XI : Calcule des éléments de l'infrastructure

Tableau .XI.A.1 La surface revenant aux semelles	244
Tableau .XI.A.2 Vérification de soulèvement	250
Tableau .XI.A.3 Vérification des contraintes normales.....	251
Tableau .XI.A.4 Les moments à L'ELU.....	254
Tableau .XI.A.5 Les moments à L'ELS.....	254
Tableau .XI.A.6 Les armatures à L'ELU.....	255
Tableau .XI.A.7 Vérification des panneaux de radier.....	255
Tableau .XI.A.8 Vérification des contraintes al' ELS.....	257
Tableau .XI.A.9 les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale.....	259
Tableau .XI.A.10 les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversal.....	259
Tableau .XI.A.11 les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale	261
Tableau .XI.A.12 les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversale.....	261
Tableau .XI.A.13 calcul des efforts	262
Tableau .XI.A.14 ferrailage à L'ELU.....	263
Tableau .XI.A.15 Vérification des contraintes des bétons sens longitudinale	264
Tableau .XI.A.16 Vérification des contraintes des bétons sens transversale.....	264
Tableau .XI.A.17 Vérification des contraintes des aciers sens longitudinale.....	265
Tableau .XI.A.18 Vérification des contraintes des aciers sens transversale	265
Tableau .XI.B.1 Moment longitudinale et transversale.....	272
Tableau .XI.B.2 Ferrailage du voile périphérique	272
Tableau .XI.B.3 Vérification des contraintes.....	274

Liste des figures

Chapitre I

Figure. I.1 Évolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de f_{cj}	05
Figure. I.2 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU	05
Figure. I.3 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS	06
Figure. I.4 Diagramme contraintes – déformations de l'acier (Art A4.3,2 BAEL 91)	07
Figure. I.5 Diagramme contrainte déformation de l'acier	08
Figure. I.6 Plancher terrasse inaccessible	11
Figure. I.7 Plancher étage courant	12
Figure. I.8 cloisons extérieures	13
Figure. I.9 acrotère	14
Figure. I.10 Vue en perspective de l'ossature du bâtiment	15
Figure. I.11 Vue en plan d'un plancher	15
Figure. I.12 Vue en élévation d'un cadre articulé avec contreventement	16

Chapitre II

Figure .II.B.1 Vent sur pignon 1 ^{er} cas	18
Figure .II.B.2 Vent sur pignon 2 ^{ème} cas	18
Figure .II.B.3 Vent sur pignon 3 ^{ème} cas	19
Figure .II.4 Vent sur long pont	19
Figure .II.B.5 Répartition de la pression dynamique	21
Figure .II.B.6 Vue en plan	22
Figure .II.B.7 Vue en élévation	23
Figure .II.B.8 Cpe sur long pan	23
Figure .II.B.9 Vue en plan	24
Figure .II.B.10 Vue en élévation	24
Figure .II.B.11 Cpe sur pignon	25
Figure .II.B.12 Vent sur toiture	26
Figure .II.B.13 vent sur toiture	27
Figure .II.B.14 vent sur toiture	28
Figure .II.B.15 Vent sur toiture	29

Liste des figures

Chapitre III

Figure .III.A.1 Plancher mixte à dalle collaborant	41
Figure .III.A.2 Dimensions de la poutre mixte	42
Figure .III.A.3 diagramme de cumule des contraintes	47
Figure .III.A.4 Type de connecteur	48
Figure .III.A.5 Schéma de ferrailage de la table de compression	50
Figure .III.B.1 schéma montrant la géometrie des dalles	51
Figure .III.B.2 ferrailage de la dalle pleine	61

Chapitre IV

Figure .IV.A.1 Présentation de l'escalier	62
Figure .IV.B.1 Acrotère	68
Figure .IV.B.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère	69
Figure .IV.B.3 Forces s'exerçant sur l'acrotère	70
Figure .IV.B.4 Coupe horizontale de l'acrotère	72
Figure .IV.B.5 Schématisation de l'acrotère	73
Figure .IV.C.1 Schéma d'un ascenseur mécanique	74
Figure .IV.C.2 Schéma de la dalle machine de l'ascenseur	75
Figure .IV.C.3 Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen	76
Figure .IV.C.4 Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur	82

Chapitre V

Figure .V.1 Poids de chaque étage	86
Figure .V.2 Représentation du spectre de calcul	90
Figure .V.3 Distribution des efforts sismiques sur les files le plus sollicité	106
Figure .V.4 Distribution des efforts sismiques sur les files le plus sollicité	106

Chapitre VI

Figure .VI.A.1 Présentation des solives	108
Figure .VI.A.2 Présentation de poteau le plus sollicité	115
Figure .VI.B.1.1 ferrailage de la poutre principale	129
Figure .VI.B.1.2 ferrailage de la poutre secondaire	129
Figure .VI.B.2.1 schéma montrant le poteau plus sollicité	130
Figure .VI.B.2.2 Zone nodale des poteaux	136

Liste des figures

Figure .VI.B.2.3 ferrailage de poteau	146
--	-----

Chapitre VII

Figure .VII.A.1 deux possibilités d'application des méthodes de calcul simplifiées	150
---	-----

Figure .VII.A.2 Détermination de la charge ultime des profils creux remplis de béton pour un champ de température donné	155
--	-----

Figure .VII.A.3 Abaques pour la prise en compte de l'excentricité	156
--	-----

Figure .VII.B.1 Longueur de flambement des poteaux dans les ossatures contreventées ...	158
--	-----

Figure .VII.B.2 Section transversale du poteau	158
---	-----

Figure .VII.B.3 Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu	161
--	-----

Chapitre VIII

Figure .VIII .1 Type de contreventement	169
--	-----

Figure .VIII.2 distribution des forces sismiques sur les contreventements X	171
--	-----

Figure .VIII.3 Présentation de profilé HEA 280	173
---	-----

Figure .VIII.4 Présentation de profilé UUPN 400	174
--	-----

Figure .VIII.5 Présentation de profilé UUPN 280	176
--	-----

Chapitre IX

Figure .IX.1 surcharge d'exploitation (cas2)	179
---	-----

Figure .IX.2 surcharge du vent V_x (cas3)	179
--	-----

Figure .IX.3 surcharge de vent V_y (cas3)	179
--	-----

Figure .IX.4 surcharge de la neige (cas5)	179
--	-----

Figure .IX.5 les éléments les plus sollicités de la structure à l'ELU	180
--	-----

Figure .IX.6 les éléments les plus sollicités de la structure à l'ELS	181
--	-----

Chapitre X

Figure .X.1 Assemblage poteau-poteau (HEB450-HEB450)	209
---	-----

Figure .X.2 sollicitations des boulons dans un demi couvre joint d'âme	211
---	-----

Figure .X.B.1 Vue de l'assemblage-Pied de poteau	237
---	-----

Chapitre XI

Figure .XI.A.1 Schema d'un radier	245
--	-----

Figure .XI.A.2 Schéma de transmission des charges	246
--	-----

Figure .XI.A.3 schéma des contraintes	249
--	-----

Figure .XI.A.4 Le panneau le plus sollicité	253
--	-----

Figure .XI.A.5 Schéma statique du débord	256
---	-----

Figure .XI.A.6 Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée	257
---	-----

Liste des figures

Figure .XI.A.7 Schéma de ferrailage de débord	258
Figure .XI.A.8 diagramme de moment sens longitudinal à L'ELU	260
Figure .XI.A.9 diagramme de moment sens transversale à L'ELU	260
Figure .XI.A.10 diagramme de moment sens longitudinal à L'ELS	262
Figure .XI.A.11 diagramme de moment sens transversale à L'ELS	262
Figure .XI.A.12 Dimensions de la nervure	263
Figure .XI.13 Répartition armatures dans les poutres	267
Figure .XI.14 Schéma de ferrailage des nervures sens x-x	268
Figure .XI.15 Schéma de ferrailage des nervures sens y-y	268
Figure .XI.B.1 Le voile périphérique	269
Figure .XI.B.2 Schéma statique	270
Figure .XI.B.3 Ferrailage du voile périphérique	275

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Un bâtiment au sens commun est une construction immobilière, réalisée par intervention humaine, destinée d'une part à servir d'abri, c'est-à-dire à protéger des intempéries des personnes, des biens et des activités, d'autre part à manifester leur permanence comme fonction sociale, politique ou culturelle. Un bâtiment est un ouvrage d'un seul tenant composé de corps de bâtiments couvrant des espaces habitables lorsqu'il est d'une taille importante.

Aujourd'hui, les opérations de construction, de réhabilitation ou de rénovation d'un bâtiment deviennent de plus en plus complexes du fait de l'évolution permanente des techniques et des réglementations. La maîtrise financière des études, de la réalisation et de l'exploitation de l'ouvrage est donc indispensable à l'acte de bâtir.

De ce fait, la mission de l'économiste de la construction s'effectue en étroite collaboration avec les architectes et les ingénieurs du projet. Pour cela, il doit comprendre et analyser le projet dans sa globalité afin d'établir l'étude technique et financière la plus pertinente. Ce travail exige un véritable dialogue au sein de la maîtrise d'œuvre et avec la maîtrise d'ouvrage pour que le projet soit traité de manière exhaustive.

Les matériaux entrant dans la composition de la structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions aux séismes. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que ; Le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalant généralement sur le critère de la résistance mécanique. Ce dernier est en revanche décisif pour les constructions de grandes dimensions. Il y a de manière générale, dans notre pays un réel besoin de mise en place de procédures de normalisation et l'homologation des matériaux ainsi que le contrôle des points de leur production.

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment (R+4+S-sol) a usage d'habitation sera implanté dans une région classée en Zone IIa, de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (R.P. A99 version 2003).

Dans ce projet on a basé sur la modélisation d'une structure en charpente métallique avec un sous sol en béton armé et qui présente des poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton.

Introduction générale

Ce projet de fin d'étude a pour but de modéliser la structure en charpente métallique avec le logiciel ROBOT, en faisant une étude au feu d'un élément de la structure qui est un poteau mixte on utilisant l'analyse de calcul simplifiée basée sur les valeurs tabulées prédéfinies .

Le travail sera structuré en trois grandes parties, avec en premier lieu une présentation de l'ouvrages et les caractéristiques des matériaux employé, soit pour les deux variantes de la structure béton armé et charpente métallique :

La première partie du projet de fin d'étude consiste en une étude structurelle de la structure en charpente métallique , l'étude est subdivisée en quatre chapitres.

-présentation du projet: avec la situation et zone de sismicité, en donnant les caractéristiques des matériaux (acier et béton), pré dimensionnement et décente des charges : un pré dimensionnement et une descente de charges pour chaque type d'élément.

-Analyse climatique: une étude climatique est effectuée dans ce chapitre pour vérifier la stabilité de l'ensemble vis a vis le vent et la neige.

-Calcule des éléments secondaires : calcule de ferrailage de tout élément en béton armé qui ne participe pas au contreventement de la structure, on distingue : les escaliers, la salle machine, l'acrotère et une étude détaillée du plancher mixte et une dalle pleine au niveau de sous sol.

La deuxième partie du projet est composée de trois chapitres.

-Analyse sismique : une étude dynamique et sismique est effectuée dans ce chapitre pour trouver les caractéristiques intrinsèques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations.

-Calcul des éléments porteurs : le calcul des éléments porteurs en acier (solives, poutres et poteaux) a l'aide de **CCM97** et **l'Eurocode3**; et le ferrailages des éléments en béton a l'aide de **BAEL91** et **l'RPA99**.

-Une étude au feu d'un poteau mixte avec profilé en acier partiellement enrobé de béton en se basant sur la méthode donnée par l'Eurocode4.

La troisième partie du projet est composée de quatre chapitres.

-Etude de la stabilité des système de contreventement de forme **X**.

-Etude portique en prenant le cas le plus défavorable. Avec une vérification de la stabilité des éléments porteurs : on va étudier dans ce chapitre deux types de comportement caractéristiques, dénommés phénomènes d'instabilité qui sont :

- ✓ Le flambement : qui affecte les barres simplement comprimées (flambement simple) ou comprimées et fléchies (flambement flexion).

Introduction générale

✓ Le déversement : qui affecte les semelles comprimées des pièces fléchies.

--Calcul des assemblages : la conception et le calcul des assemblages qui revêtent, en construction métallique une importance équivalente à celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

La vérification des assemblage par le logiciel **ROBOT**, avec un exemple de calcul bien détaillé.

- Calcul de l'infrastructure : dimensionner et ferrailer les fondations et le voile périphérique.

Et on terminera par une conclusion générale.

I.1 Présentation de l'ouvrage :

le projet qui nous à été confié, porte sur la conception et le calcul des éléments d'un bâtiment à usage des bureaux. Le bâtiment sera implanté à Constantine , il est composé d'un R.D.C plus 04 étages plus un sous-sol.

Notre construction sera réalisée en structure mixtes.

I.2 Dimension de la structure :

- **Le bâtiment (R+4+sous-sol)**

- Longueur 45,9 mètre
- Largeur 24,7 mètre
- Hauteur 24,3 mètre à partir du sol
- Hauteur de 1^{er} 2^{ème} 3^{ème} étage 4,4 mètre.
- Hauteur de 4^{ème} étage 4,5 mètre
- Hauteur de RDC 6 mètre
- Hauteur de sous sol 4 mètre

- **Cage d'escalier**

- Longueur 5,65 mètre.
- Largeur 5,10 mètre.
- Hauteur 23,5 mètre.

I.3 Caracteristiques des materiaux : Pour la réalisation de notre ouvrage deux matériaux essentiels sont adoptés : **le béton** et **l'acier** qui doivent répondre aux règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 ainsi que les règles de béton armé aux états limites (BAEL 91 modifie 99).

- **Le béton :** Le béton est un matériau de construction constitué par un mélange des matériaux inertes appelés granulats (sable, gravier, gravillon) avec un liant hydraulique (ciment) et de l'eau et éventuellement d'adjuvants.

Résistance du béton

- **Résistance caractéristique à la compression : Art A12.1-1,1**

La résistance caractéristique à la compression est mesurée par un essai de compression axial sur des éprouvettes (16x32) cm. En pratique, comme le nombre d'essais réalisés ne permet pas un traitement statistique suffisant, on adopte la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{\sigma_j}{1.15}$$

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

Nous prenons $f_{cj} = 25$ MPa.

La résistance caractéristique à la compression est donné par :

$$\left. \begin{aligned} f_{cj} &= \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ f_{cj} &= \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \text{ pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{Art A2.2.1, 1} \\ \text{BAEL 91 modifié 99} \end{array}$$

- **Résistance caractéristique à la traction :**

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours est en fonction de la résistance caractéristique à la compression définie par les relations suivantes :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ si } f_{cj} \leq 60 \text{ MPa (Art A2.1,12 BAEL 91).}$$

$$f_{tj} = 0,275(f_{cj})^{2/3} \text{ si } f_{cj} > 60 \text{ MPa (Annexe F BAEL 91).}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \longrightarrow f_{tj} = 2.1 \text{ MPa.}$$

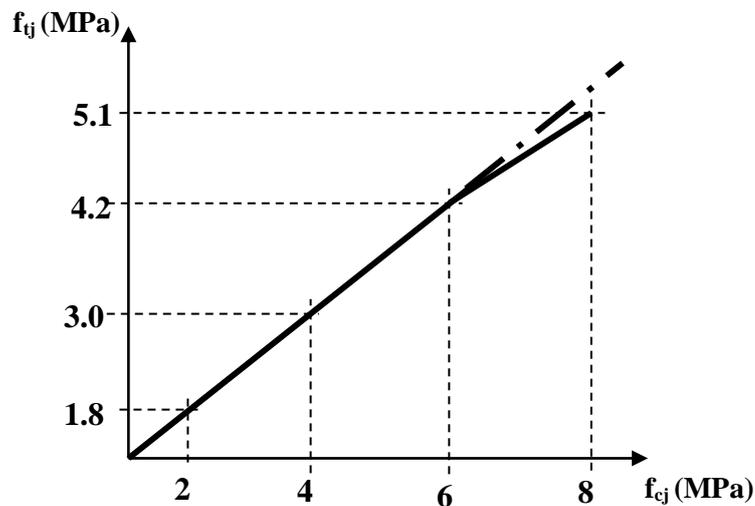


Figure .I.1 Évolution de la résistance du béton à la traction f_{tj} en fonction de f_{ci}

Contraintes – déformations du béton

- **L'état limite ultime (ELU) :** on utilise le diagramme contraintes-déformations (parabole – rectangle).

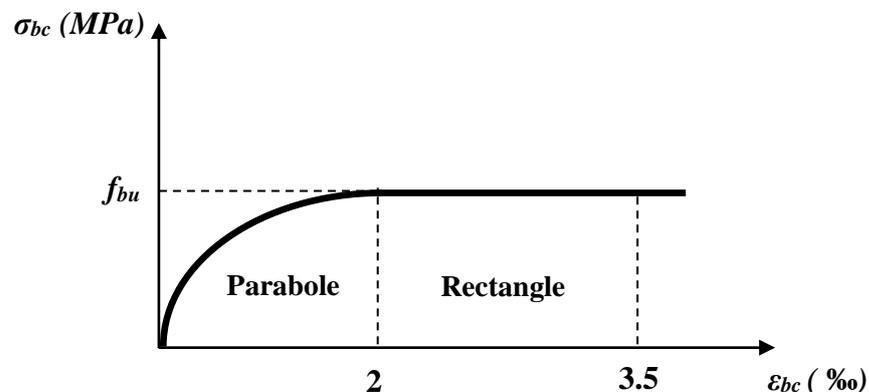


Figure .I.2 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELU

$$f_{bu} = \frac{0.85}{\theta \cdot \gamma_b} \cdot f_{cj}$$

Avec : f_{bu} : contrainte limite ultime du béton en compression.

γ_b ; coefficient de sécurité du béton $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ pour les combinaisons fondamentales.} \\ 1,15 \text{ pour les combinaisons accidentelles.} \end{array} \right.$

θ ; coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement :

$\left\{ \begin{array}{l} \theta = 1 \quad \text{durée d'application des charges est supérieur à 24h.} \\ \theta = 0,9 \quad \text{durée d'application des charges est compris entre 1h et 24h.} \\ \theta = 0,85 \quad \text{lorsque elle est inférieur à 1h.} \end{array} \right.$

- **L'état limite de service (ELS) :**

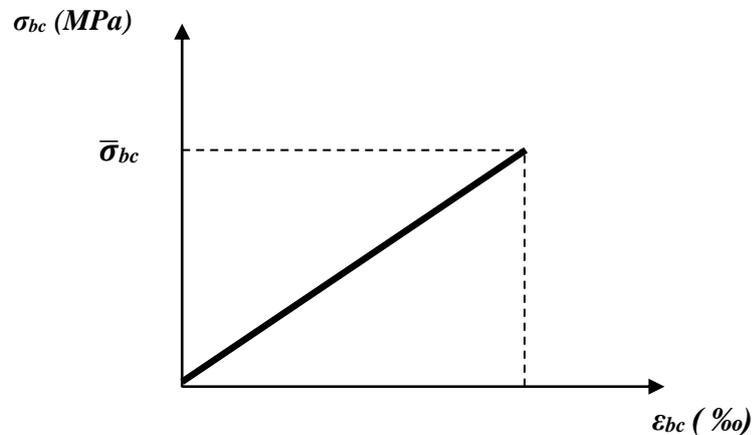


Figure .I.3 Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS

La contrainte limite de service ne dépasse pas $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$. Avec $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation longitudinale :**

Instantanée : le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) (Art A21, 21 BAEL 91 modifier 99).}$$

$E_{ij} = 32164,19 \text{ MPa}$. Pour la durée d'application de contrainte normales est inférieur à 24h.

Différée : le module de déformation longitudinale différée du béton E_{vj} est égale à :

$$E_{vj} = 3700 (f_{cj})^{1/3} \text{ (MPa) (Art A2.1, 22).}$$

$$E_{vj} = 10818,86 \text{ (MPa)}$$

- **Module de déformation transversale :**

La valeur du module de déformation transversale est donnée par:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \text{ avec } E : \text{ module de Young.}$$

Et ν : Coefficient de poisson donné par : $\frac{\text{déformation relative transversale}}{\text{déformation relative longitudinale}}$ (Art A2.1.3 du

BAEL 91) $\left\{ \begin{array}{l} \nu = 0 \text{ pour le calcul des sollicitations} \\ \nu = 0.2 \text{ pour le calcul des déformations} \end{array} \right.$

A. L'acier : L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, il est utilisé pour reprendre les efforts de traction aux quels le béton résiste mal, on distingue :

- ✓ Des aciers ronds lisses Fe 235, Fe215.
- ✓ Des aciers hauts adhérence Fe400, Fe500.
- ✓ Des treillis soudés ($\phi < 6 \text{ mm}$) $F_e=520 \text{ MPa}$.

Module de déformation longitudinale : $E_s = 200000 \text{ MPa}$. (Art A2.1, 2 BAEL 91 modifier 99).

Coefficient de Poisson: $\nu = 0,3$

Contrainte limite:

- **Contrainte limite ultime**:

$\sigma_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$ (Art A2.1, 2 BAEL 91 modifier 99). Avec:

F_e : limite d'élasticité de l'acier.

γ_s coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.15 \text{ de situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ de situations accidentelles.} \end{array} \right.$

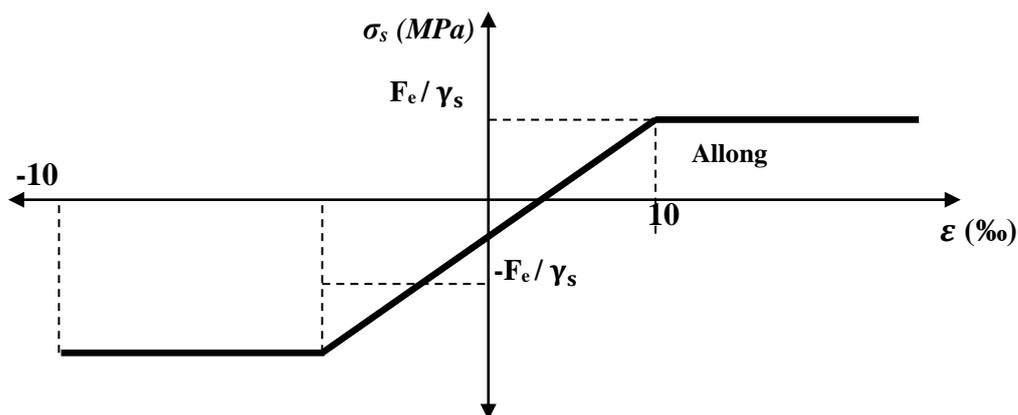


Figure .I.4 Diagramme contraintes – déformations de l'acier (Art A4.3,2 BAEL 91)

Contrainte limite de service :

- **Fissuration peu nuisible** :

$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = F_e$ (Art A4.5, 32 BAEL 91 modifier 99).

- **Fissuration préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (2/3f_e; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad (\text{Art A4.5, 33 BAEL 91})$$

- **Fissuration très préjudiciable :**

$$\bar{\sigma}_s = \min (0.5f_e; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}}) \quad (\text{Art A4.5, 34 BAEL 91}).$$

η : coefficient de sécurité $\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \text{ Pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 \text{ pour les hautes adhérences (HA)}. \end{array} \right.$

- ❖ **Caracteristiques des matériaux :**

a. L'acier :

Pour la réalisation de notre structure on a utilisé des aciers de construction laminés à chaud.

La nuance d'acier utilisée est le S235JR, il est utilisé pour toute la structure de bâtiment.

Ces caractéristiques sont :

- Résistance limite d'élasticité $F_e = 235 \text{ MPa}$.
- Module d'élasticité longitudinal $E = 210000 \text{ MPa}$.
- Module de cisaillement $G = 8,1 \cdot 10^4 \text{ MPa}$.
- Poids volumiques $\rho = 7850 \text{ Kg/m}^3$.
- Coefficient de poisson $\nu = 0,3$.

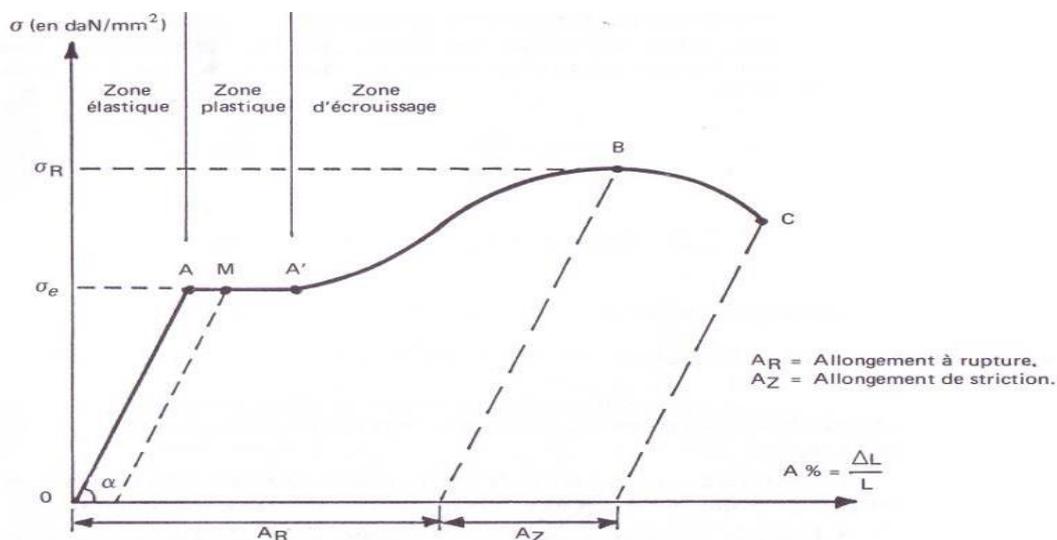


Figure I.5 Diagramme contrainte déformation de l'acier

OA: zone rectiligne pour laquelle il y a proportionnalité entre la déformation et l'effort appliqué. C'est une zone élastique réversible.

AA': palier horizontal, traduisant un allongement sous charge constante. Il y a écoulement du matériau, c'est la zone plastique.

A'B: la charge croît de nouveau avec les allongements jusqu'au point B. si l'on décharge l'éprouvette dans la zone plastique A'B on constate un allongement rémanent; si on la

recharge, on constate un comportement élastique jusqu'à la charge précédente: on a augmenté la limite d'élasticité, le métal a été écroui.

BC: l'allongement continue, bien que la charge soit décroissante, jusqu'au point C où il y a rupture. Dans cette phase il y a striction: la déformation plastique est localisée dans une faible portion de l'éprouvette et n'est donc plus homogène.

b. Le Béton :

Ces caractéristiques sont :

La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$

Poids volumique : $\rho = 2500 \text{ Kg/ m}^3$.

Module d'élasticité : $E = 14000 \text{ N/ mm}^2$.

C. Acier de ferrailage :

Pour le ferrailage des planchers on a utilisé des treillis soudés.

Pour le ferrailage des fondations on a utilisé des barres d'acier HA de nuance FeE400

D. Les assemblages :

Les principaux modes d'assemblages sont :

Le boulonnage : Le boulonnage est le moyen d'assemblage le plus utilisé en construction métallique du fait de sa facilité de mise en œuvre et des possibilités de réglage qu'il ménage sur site, pour notre cas on a utilisé les boulons de haute résistance (HR) classe 10.9 pour les assemblages rigides des portiques auto stable Les boulons HR comprennent une tige filetée, une tête hexagonale et un écrou en acier à très haute résistance.

Le soudage :

Le soudage est une opération qui consiste à joindre deux parties d'un même matériau avec un cordon de soudure constitué d'un métal d'apport, ce dernier sert de liant entre les deux pièces à assembler.

I.4 Stabilité d'ensemble :

I.4.1 Portique:

Structures hyperstatiques continues composées d'éléments verticaux (poteaux) et horizontales (poutres, traverses).

→Assure la stabilité transversale d'ensemble de la construction.

C'est un système porteur qui reprend les effets du vent, des charges permanentes, et des effets sismiques.

I.4.2 plancher collaborant:

Plancher mixte acier – béton à poutrelles sous dalle.

→Assure la stabilité des étages, il reprend les effets du vent sur pignon et les transmet vers la palée de stabilité verticale par l'intermédiaire des solives et sablières.

I.4.3 Palée de stabilité verticale :

Structure treillis composée de deux diagonales en X et d'une sablière.

→Reprend les actions du vent transmettait par le biais du plancher pour les transmettre aux fondations.

L'ensemble palée de stabilité et plancher collaborant assurent la stabilité longitudinale de l'ouvrage.

I.5 Evaluation des actions :**- actions permanentes:**

Dans les charges permanentes, il ya essentiellement le poids propre des éléments structuraux, des cloisons, et les équipements fixes.

a- Plancher terrasse inaccessible :

Tableau .I.1 Charge permanentes de plancher terrasse inaccessible

	Epaisseur (cm)	Masse volumique (daN /m³)	
Protection en gravillon roulés	5cm	1700	85
Etanchéité multicouches	2cm		12
Béton de pente	10cm	2200	220
Isolation thermique au liège (bloc de liège)	4cm	400	16
Dalle en béton arme	8cm	2500	200
TN40	/	/	10
Faux plafond	/	/	10

TOTALE	G=553daN/m²
---------------	-------------------------------

Charge d'exploitation	Q=100daN /m²
------------------------------	--------------------------------

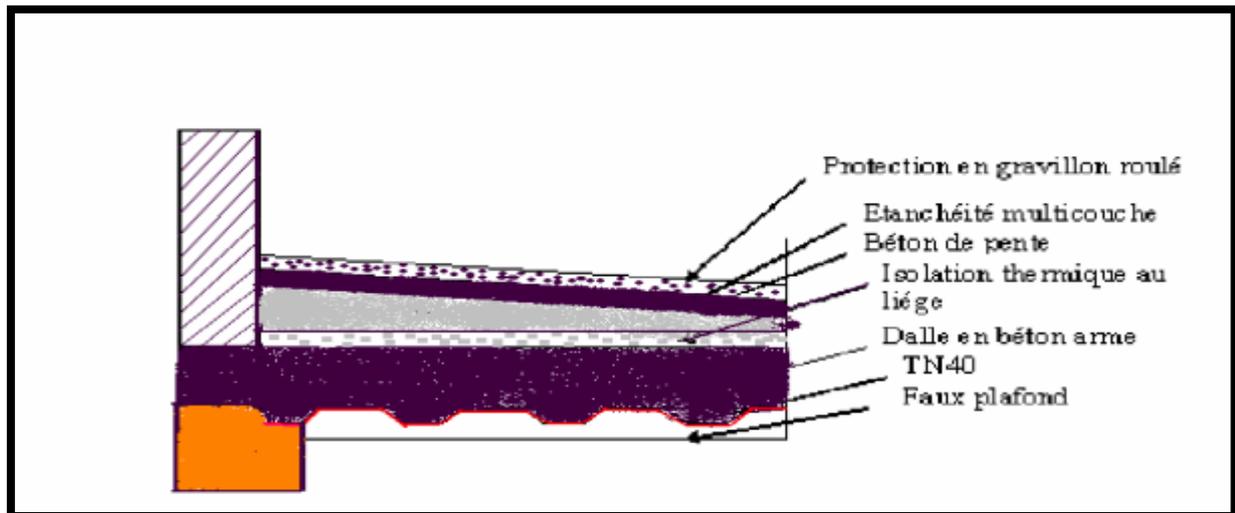


Figure .I.6 Plancher terrasse inaccessible

b- Plancher étage courant :

Tableau .I.2 Charge permanentes de plancher étage courant

Constituent	Epaisseur (cm)	Masse volumique (daN /m ³)	Calcul	Résultat
Revêtement en carrelage	2cm	100	$0,2 \times 2 \times 100$	40
Mortier de repos	2cm	100	$2 \times 0,18 \times 100$	36
Lit de sable	3cm	1700	$0,02 \times 1700$	34
Dalle en béton armé	8cm	2500	$0,08 \times 2500$	200
TN40	/	/	/	10
Enduit plâtre	1	100	$0,01 \times 10 \times 100$	10
Cloison légers	10	/	/	75

TOTALE	$G = 405 \text{ daN/m}^2$
--------	---------------------------

Charge d'exploitation	$Q = 250 \text{ daN/m}^2$
-----------------------	---------------------------

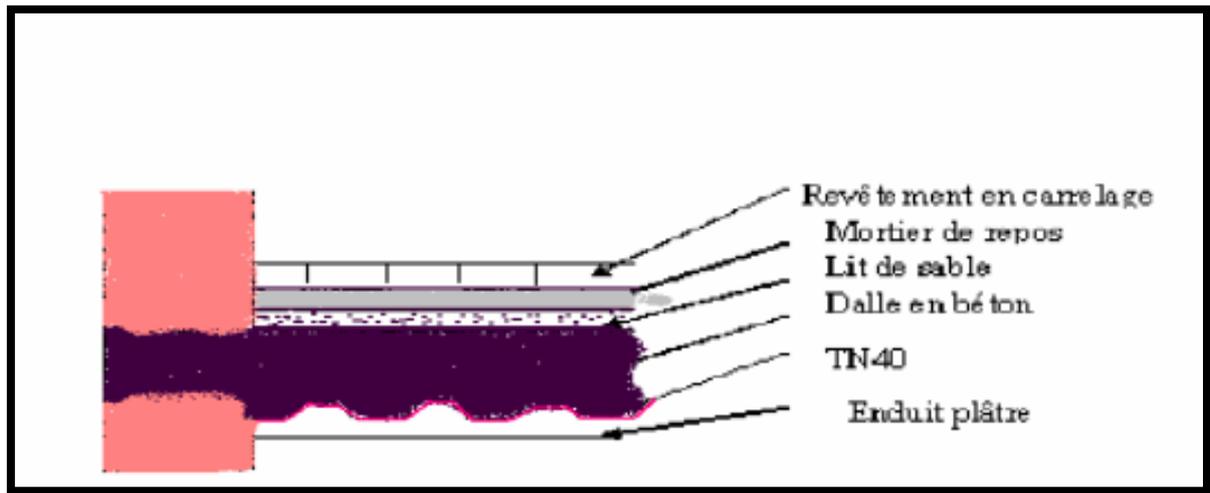


Figure .I.7 Plancher étage courant

c- Cloisons extérieures :

Tableau .I.3 Charge permanentes des cloisons extérieures

Constituent	Calcul	Résultat
Enduit extérieure	/	18 daN/ m ²
Briques creuses (Double cloison de 10cm)	75×2	150 daN/ m
Enduit intérieur (en plâtre)	/	10 daN/ m ²
TOTALE		G= 178 daN/ m²

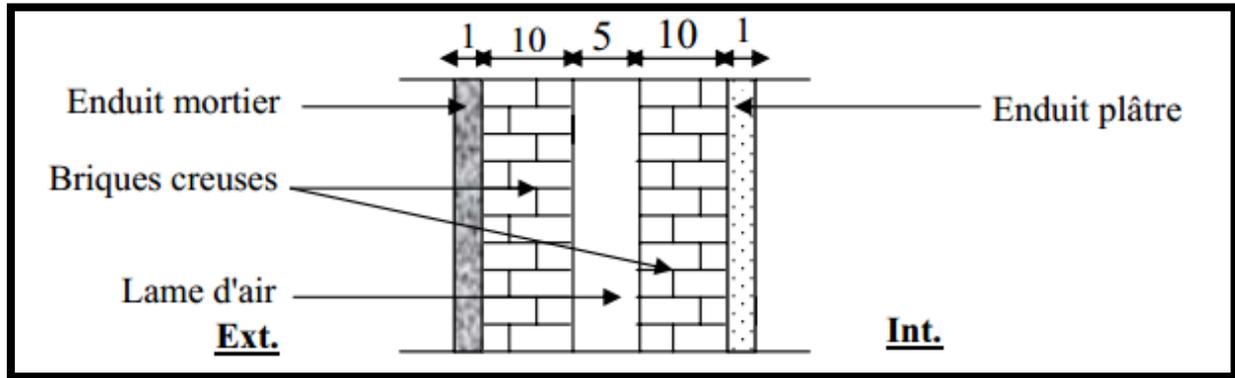


Figure .I.8 cloisons extérieurs

d-acrotère:

- **Poids du béton :**

$$g_1 = 2500 \times \left(0.6 \times 0.1 + 0.8 \times 0.1 + \frac{0.2 \times 0.1}{2} \right) \times 1$$

$$g_1 = 172.5 \text{ kg/mL}$$

- **Poids de l'enduit de ciment :**

$$g_2 = 2 (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.1 + 0.1 + 0.5) \times 18$$

$$g_2 = 54 \text{ kg/mL}$$

Combinaison des charges :

$$G = g_1 + g_2$$

$$G = 226.5 \text{ kg/mL}$$

$$G = 226.5 \text{ kg/mL}$$

$$Q = 100 \text{ kg/m}^2 \text{ (surcharge horizontale dû ou mais courantes)}$$

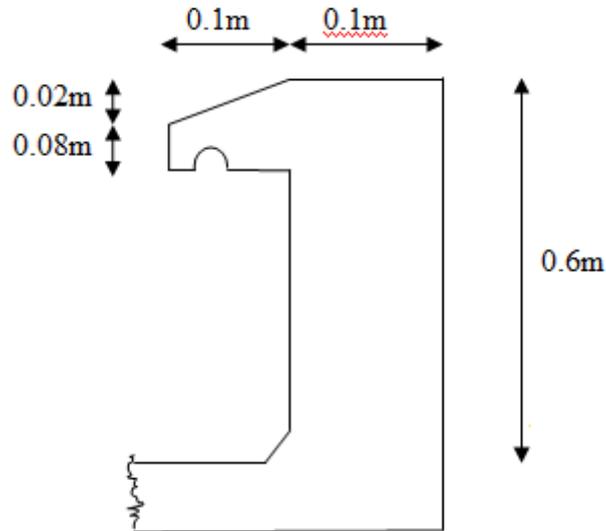


Figure .I.9 acrotère

e - Escalier :

e-1-Volée :

Tableau .I.4 Charge permanentes d'escalier (volée)

Constituent	Epaisseur (cm)	Résultat
Tôle striée	0,5	45
Mortier de repos	2	36
Revêtement carrelage	2	40
TOTALE	G= 121 daN/ m²	

e-2-Palier:

Tableau .I.5 Charge permanentes d'escalier (palier)

Constituent	Epaisseur (cm)	Résultat
TN40	/	10
Dalle en béton	8	200
Mortier de repos	2	36
Revêtement carrelage	2	40
TOTALE	G= 286 daN/ m²	

I.6 Présentation de la structure :

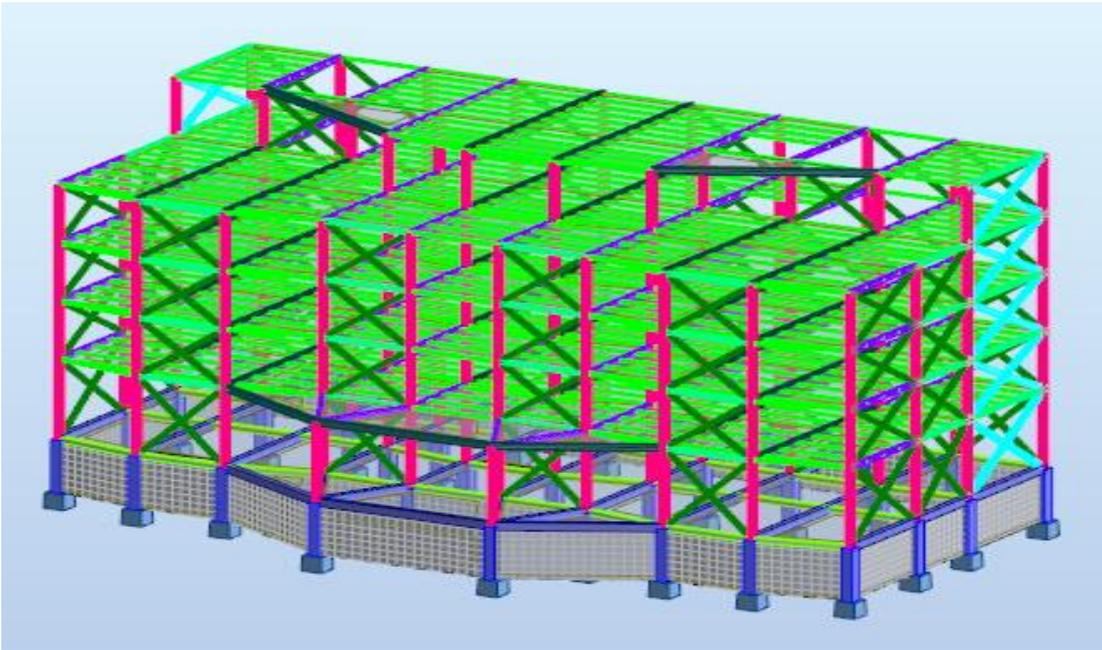


Figure .I.10 Vue en perspective de l'ossature du bâtiment

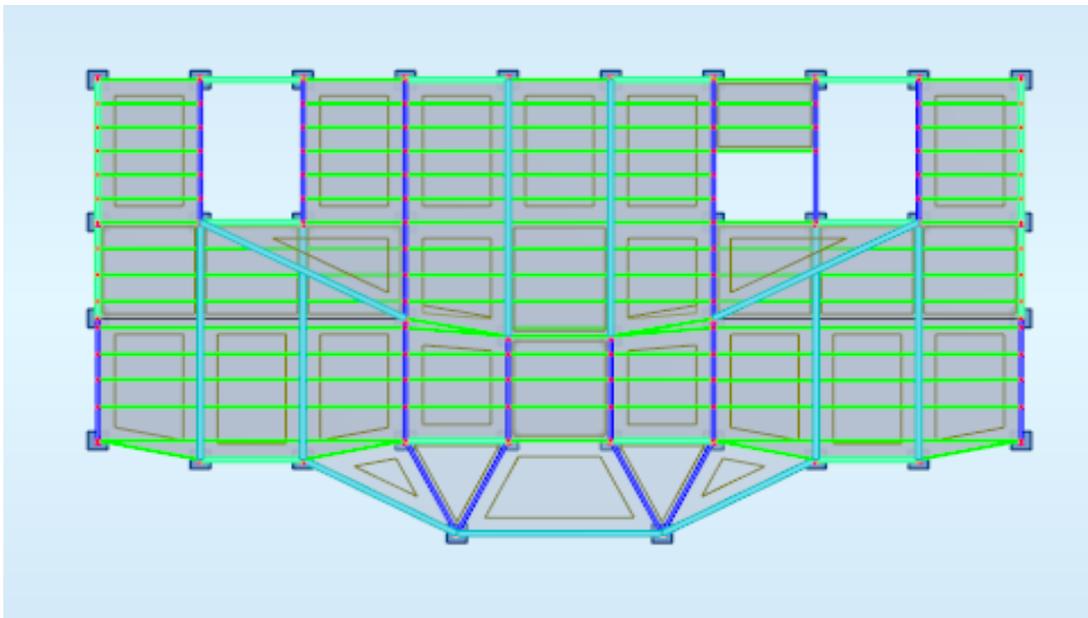


Figure .I.11 Vue en plan d'un plancher

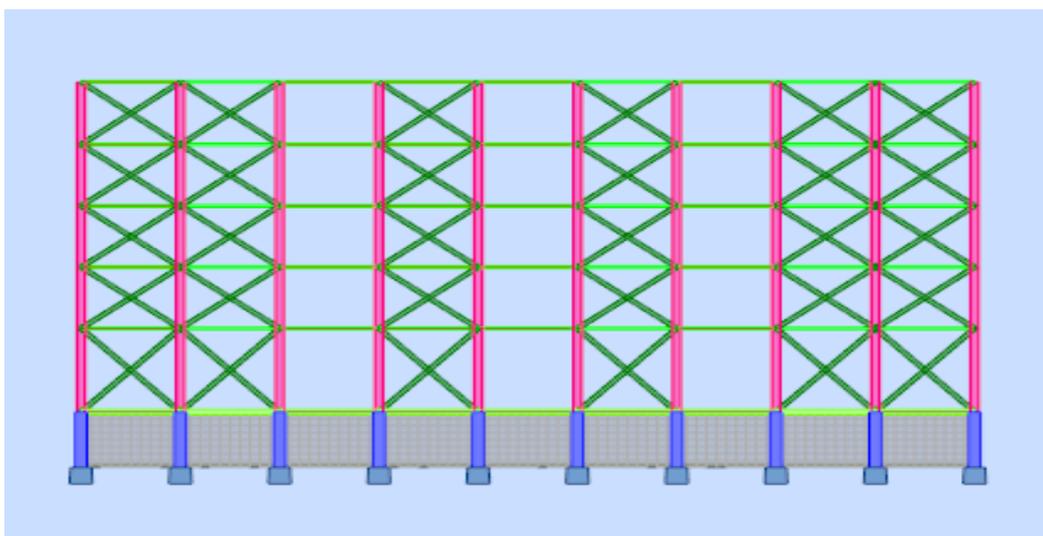


Figure .I.12 Vue en élévation d'un cadre articulé avec contreventement

II .A Etude de la neige :

II.A.1 Charge de neige :

La charge de neige sur le sol S_k par unité de surface est en fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

Notre construction située à Constantine, donc c'est la zone A de neige. (RNV99 tableaux A1.1,p36).

$$S_k = \frac{0.07 \times H + 10}{100}$$

Avec : H=640m

H : est l'altitude.

$$S_k = 0.548KN / m^2$$

II.A.2 La charge de la neige sur la toiture

La charge minimale de la neige S par unité de surface horizontale de toiture ou toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu \times S_k$$

Avec :

$\mu = 0.8$: Coefficient de forme des toitures. (RNV99 tableau 6.1, page 27).

$$S = 0.44KN/m^2$$

II.B Etude du vent :

II.B.1 Introduction :

Le présent document technique réglementaire (DTR) fournit les procédures et principes généraux pour les déterminations des actions du vent sur l'ensemble d'une construction et sur ses différentes parties.

On applique le document technique réglementaire aux constructions ou la hauteur est inférieure à 170 m

II.B.2 Pression due au vent :

Notre construction appartient à la catégorie I (§ 1.1.3, page 52).

$$q_j = Cd \times W(z_j) \dots \dots \dots [N / m^2].$$

$$W(z_j) = q_{dyn}(z_j) \times [Cpe - Cpi] \dots \dots \dots [N / m^2].$$

$$\implies q_j = Cd \times q_{dyn}(z_j) \times [Cpe - Cpi] \dots \dots \dots [N / m^2]. \text{ (2.1 page52)}$$

Avec :

q_j : La pression due au vent.

Cd : coefficient dynamique de la construction.

q_{dyn} : pression dynamique du vent calculé à la hauteur z_j relative à l'élément de surface j .

C_{pe} : est le coefficient de pression extérieur.

C_{pi} : est le coefficient de pression intérieur.

W [N/m^2] : est la pression nette.

II.B.3.1 Détermination de C_d :

C_d est donné en fonction de :

b (m) : (dimension horizontale) perpendiculaire à la direction du vent.

h (m) : hauteur totale de la construction.

Deux cas se présentent:

1^{ère} cas : vent sur pignon :

$h=24,3\text{m}$.

$b=24,7\text{m}$.

Après interpolation :

$C_d = 0.93$ (reporter à la figure 3.3 page 51).

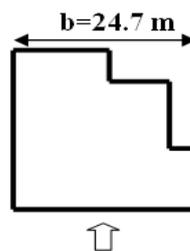


Figure .II.B.1 Vent sur pignon 1^{er} cas

2^{ème} cas : vent sur pignon :

$h=19,2\text{m}$.

$b=24,7\text{m}$.

Après interpolation :

$C_d = 0.92$ (reporter à la figure 3.3 page 51).

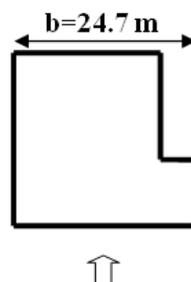


Figure .II.B.2 Vent sur pignon 2^{ème} cas

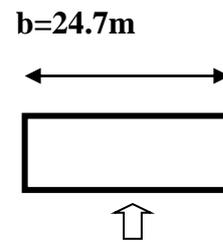
3^{ème} cas : vent sur pignon :

h=6 m.

b=24,7m.

Après interpolation :

Cd =0.91 (reporter à la figure 3.3 page 51)

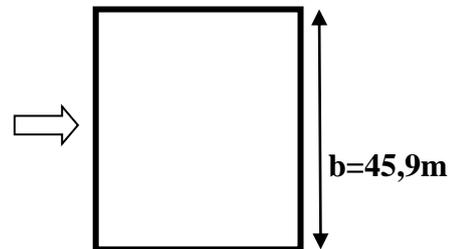
**Figure .II.B.3** Vent sur pignon 3^{ème} cas**4^{ème} cas : vent sur long pont :**

h=24,3m.

b=45,9m.

Après interpolation :

Cd =0.90 (reporter à la figure 3.3 page 51)

**Figure .II.4** Vent sur long pont**❖ Conclusion :**

D'après le paragraphe 3.2 du (RNV99, page 49) notre construction est peu sensible aux excitations dynamiques ($C_d < 1.2$).

II.B.3.2 Calcul de q_{dyn} :

Notre construction est de hauteur totale supérieur à 10m. Il y a donc lieu de subdiviser le maître couple (RNV99, page 57).

Structure permanente $\longrightarrow q_{dyn}(z_j) = q_{ref} \times c_e(z_i) \left[N/m^2 \right] \dots (2.12p57)$

Avec :

q_{ref} : pression dynamique de référence.

$q_{ref} = 375 \text{ N/m}^2$ (tableau 2.3, page 46).

C_e : le coefficient d'exposition.

$$C_e(z) = C_t(z)^2 \times C_r(z)^2 \times \left[1 + \frac{7 \times K_T}{C_r(z) \times C_T(z)} \right]$$

Ou K_T : facteur de terrain.

C_r : le coefficient de rugosité.

C_t : le coefficient de topographie ; $C_t = 1$ (site plat, tableau 2.5, page 60).

On a d'après le tableau 2.4, page 47

le catégorie de terrain IV, c à d zone urbaine dont au moins 15% de la surface est occupée par des bâtiments de hauteur moyenne supérieure à 15 m, donc :

$K_T = 0,24$; $Z_0 = 1 \text{ m}$; $Z_{min} = 16 \text{ m}$; $\epsilon = 0,46$.

Calcul de $C_r(Z)$:

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z}{z_o}\right) \quad \text{Pour } z_{\min} \leq z \leq 200m$$

(formule 2, Page 59).

$$C_r(z) = K_t \times \ln\left(\frac{z_{\min}}{z_o}\right) \quad \text{Pour } z < z_{\min}$$

 Z_o (m) : paramètre de rugosité. Z_{\min} (m): hauteur minimale. Z (m) : la hauteur considéré. ε : coefficient utilise pour le calcul du C_d C_t : coefficient de topographieSite plat ($\Phi < 0.05$) \longrightarrow ($\zeta 4.3.4$, Page 48) $C_t(Z)=1$ \longrightarrow (tableau 2.5page48)**Tableau .II.B.1** les valeurs de $C_r(Z)$

Niveau (étage)	Z (m)	Z _{min} (m)	C _r (Z)
RDC	6	16	0.66
1	10.4	16	0.66
2	14.8	16	0.66
3	19.2	*****	0.71
4	23.7	*****	0.76
toiture	24.3	*****	0.77

Tableau.II.B.2 les Valeurs des coefficients d'exposition $C_e(Z)$ et de pression dynamique q_{dyn}

Niveau	$C_e(Z)$	$q_{dyn}[N/m^2]$
RDC	1.54	577.5
1	1.54	577.5
2	1.54	577.5
3	1.70	637.5
4	1.85	693.75
toiture	1.89	707.44

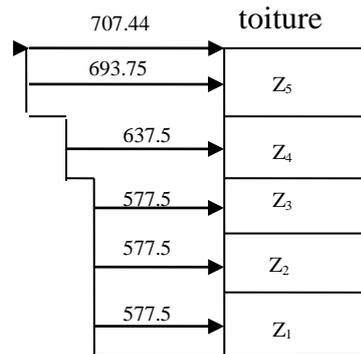


Figure .II.B.5 Répartition de la pression dynamique

II.B.3.3 Détermination de coefficient de pression :

II.B.3.3.a Coefficient de pression extérieur C_{pe} :

Construction à base rectangulaire

$$S_1 = 45,9 \times 24,3 = 1115,37 \text{m}^2 \rightarrow \text{long pan}$$

$$S_2 = (24,3 \times 24,7) - (6,52 \times 5,1) - (13,8 \times 3,48) = 518,934 \text{m}^2 \rightarrow \text{pignon}$$

$$S_3 = (24,7 \times 19,2) - (13,8 \times 3,48) = 426,216 \text{m}^2 \rightarrow \text{pignon}$$

$$S_4 = 24,7 \times 6 = 148,2 \text{m}^2 \rightarrow \text{pignon}$$

$$S_1 > S_2 > S_3 > S_4 > S = 10 \text{m}^2 \implies C_{p,e} = C_{p,e,10}$$

Tableau .II.B.3 C_{pe} pour les parois verticales des bâtiments à base rectangulaire

AA'		BB'		C		D		E	
$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$								
-1.0	-1.3	-0.8	-1.0	-0.5	-0.5	+0.8	+1.0	-0.3	-0.3

Tableau .II.B.4 Coefficient de pression intérieur pour les toitures plates

		Zones							
		F		G		H		I	
		$C_{pe,1}_0$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,1}_0$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,1}$
Arêtes vives		-1.8	-2.5	-1.2	-2.0	-0.7	-1.2	± 0.2	
Avec	$\frac{h_p}{h} = 0.025$	-1.2	-2.2	-1.1	-1.8	-0.7	-1.2	± 0.2	
Acrotères	$\frac{h_p}{h} = 0.05$	-1.4	-2.0	-0.9	-1.6	-0.7	-1.2	± 0.2	
	$\frac{h_p}{h} = 0.1$	-1.2	-1.8	-0.8	-1.4	-0.7	-1.2	± 0.2	

• **Parois verticales :**

A, B, C, D, E, F, G, H, I : désignent des zones de parois et toiture.

b, d,e,h : désignent des distances.

Vent perpendiculaire au long pan (V_1) :

Figure 5.1 : légende pour les parois verticales – RNV99

$$e = \min [b, 2h] = \min [45.9, 2 \cdot 24,3]$$

e = 45,9m.

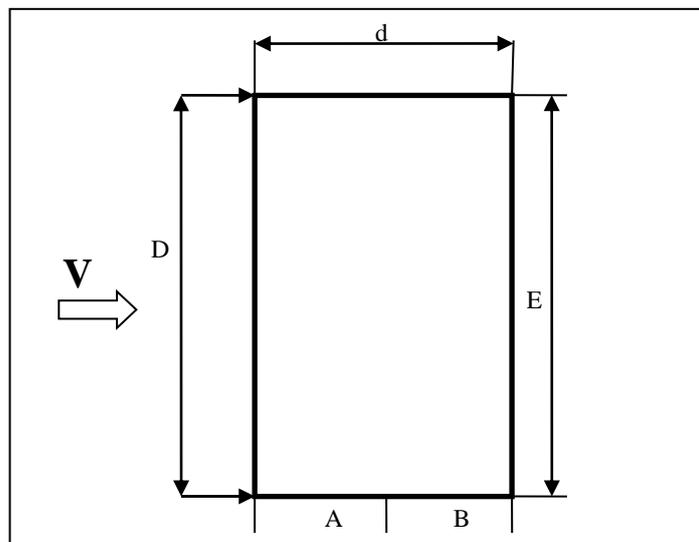


Figure .II.B.6 Vue en plan

Evaluation : $e > d = 24.7m$

$$\frac{e}{5} = \frac{45.9}{5} = 9.2$$

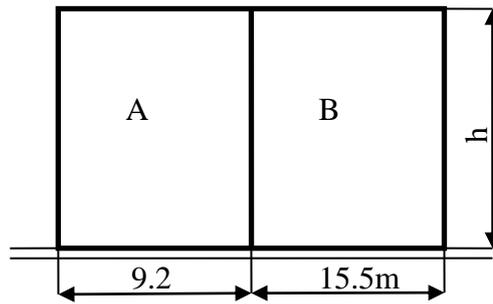


Figure II.B.7 Vue en élévation

	A	B	D	E
Cpe10	-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

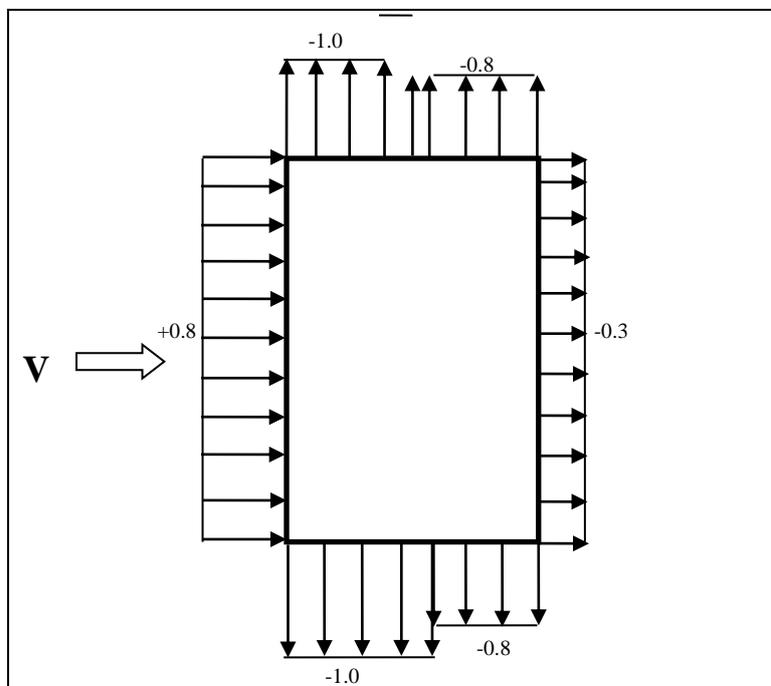


Figure II.B.8 Cpe sur long pan

Vent perpendiculaire au pignon (V₂) :

$$e = \min [b, 2h] = \min [24.7, 2 \cdot 24,3]$$

$$e = 24.7$$

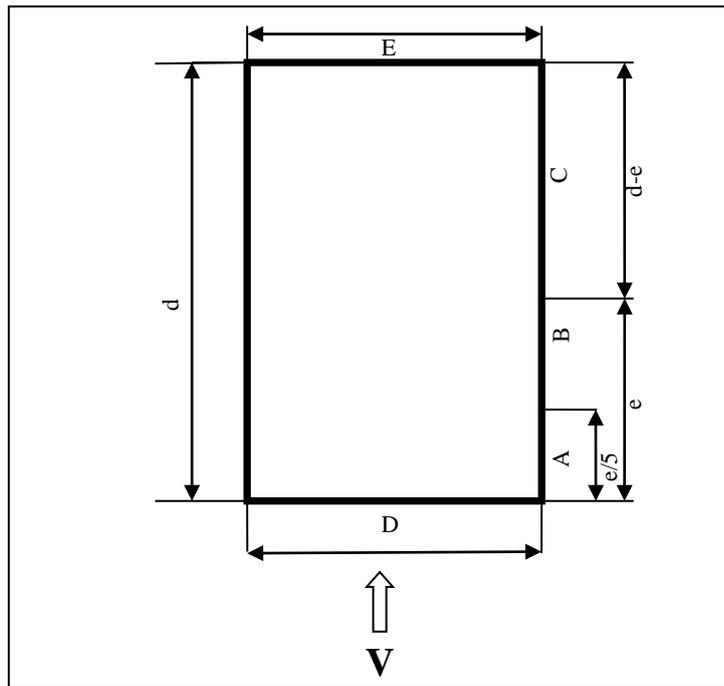


Figure .II.B.9 Vue en plan

Evaluation : $e < d = 45,9m$

$$\frac{e}{5} = \frac{24.7}{5} = 4.94m$$

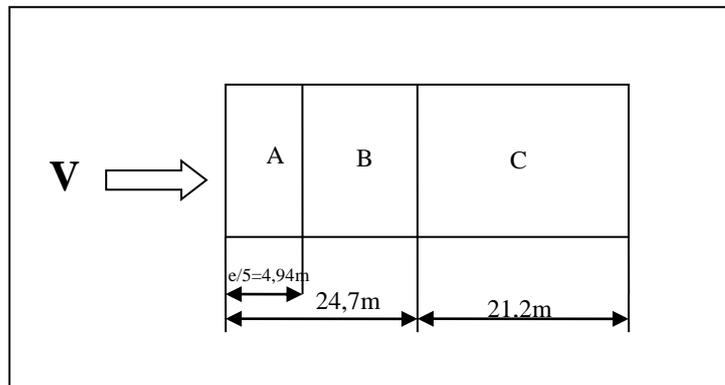


Figure .II.B.10 Vue en élévation

	A	B	C	D	E
Cpe10	- 1.0	- 0.8	- 0.5	+ 0.8	- 0.3

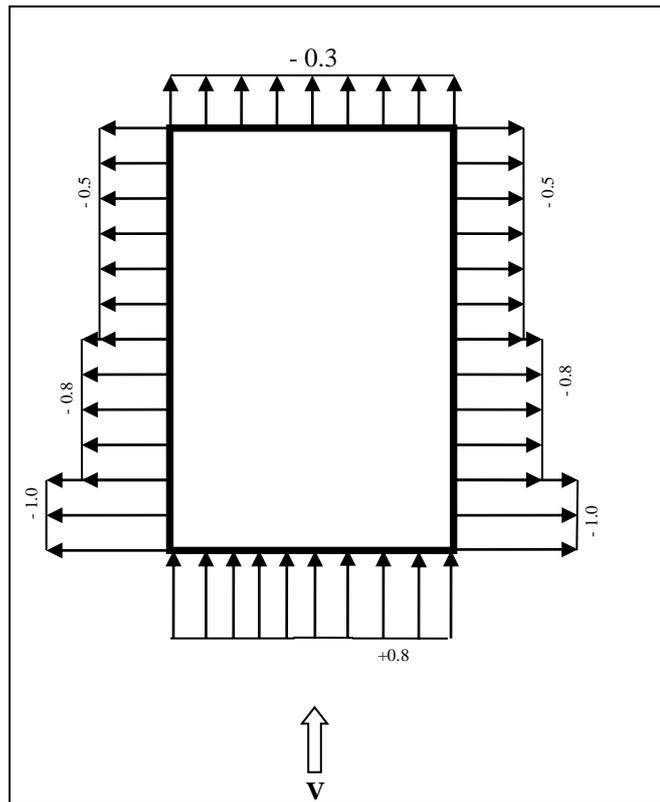


Figure .II.B.11 Cpe sur pignon

Sens V_1 :
 $h_p=0.6m$
 $h=24,3m$
 $b=45,9m$
 $d=24,7m$



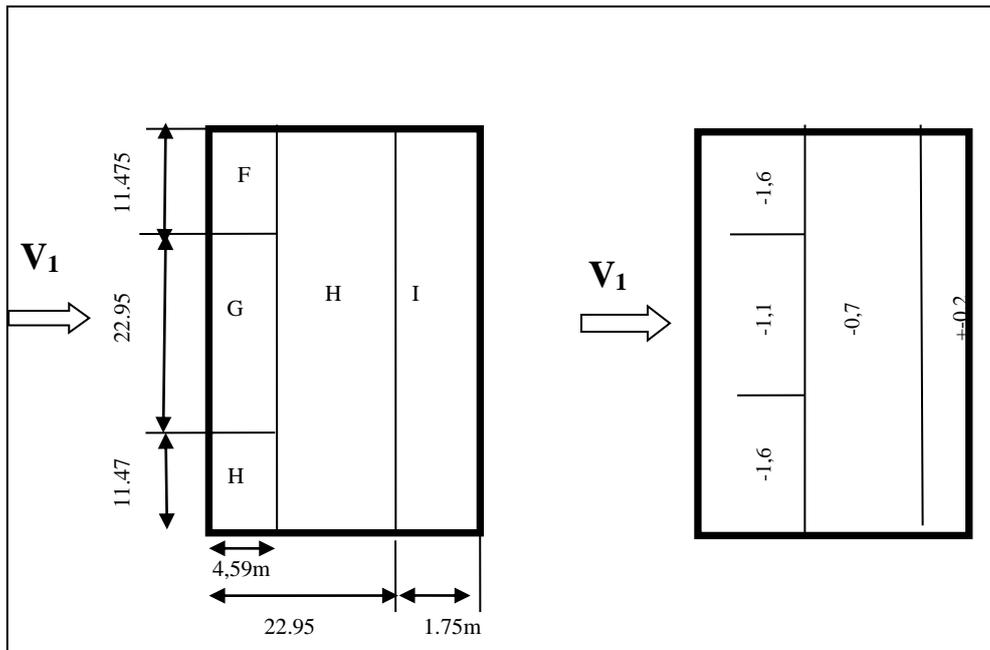


Figure .II.B.12 Vent sur toiture

	F	G	H	I
Avec acrotère	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
	- 1.6	- 1.1	- 0.7	± 0.2

Sens V_2 :

$h_p=0.6m$

$h=23,7m$

$b=24,7m$

$d=45,9m$

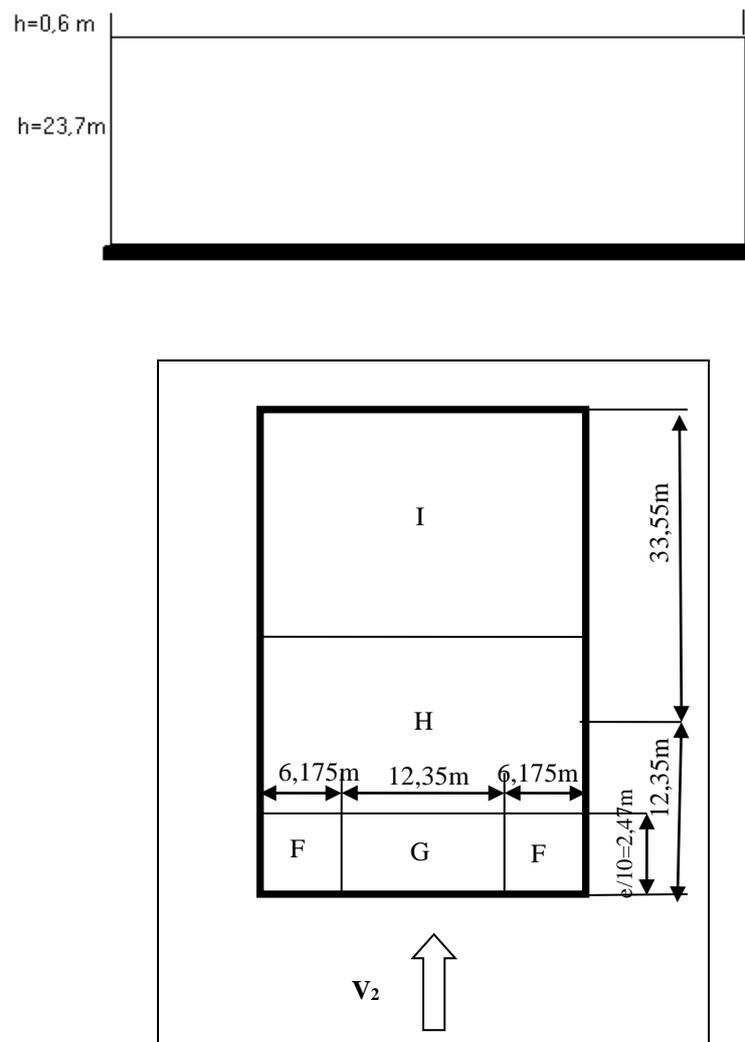


Figure .II.B.13 vent sur toiture

	F	G	H	I
Avec acrotère	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
Cpe	- 1.6	- 1.1	- 0.7	± 0.2

Sens V_2 :

$h_p=0.6m$

$h=19,2m$

$b=24,7m$

$d=45,9m$

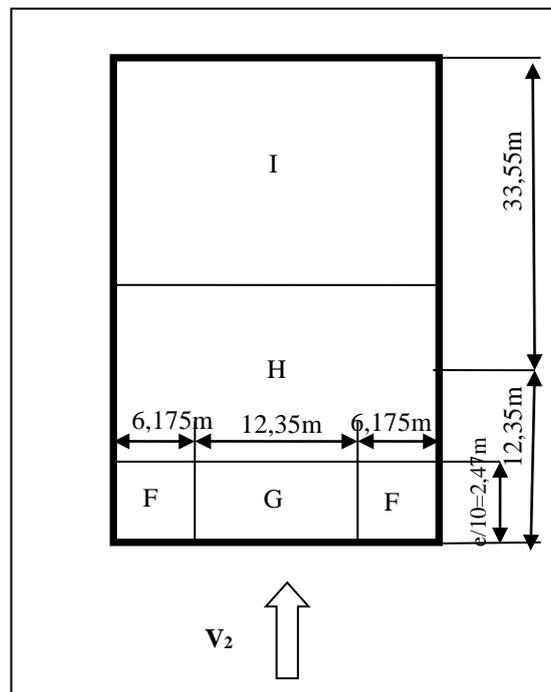


Figure .II.B.14 vent sur toiture

	F	G	H	I
Avec acrotère	Cpe10	Cpe10	Cpe10	Cpe10
Cpe	- 1.3	- 1	- 0.7	± 0.2

Toiture :

On se réfère au paragraphe 1.1.3 du chapitre 5 de DTR(NV99), à la figure 5.2 pour déterminer les différentes zones de pression et au tableau 5.1 pour tirer les valeurs du coefficient C_{pe1} ou C_{pe10}

- Les zones de pression sont portées sur la figure

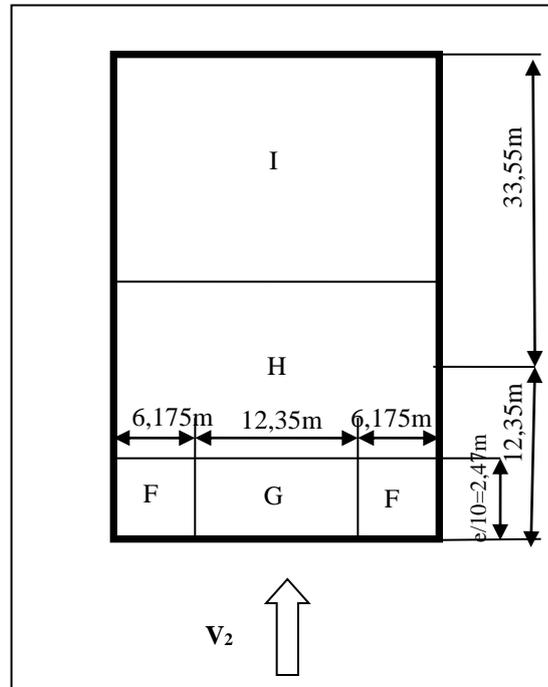


Figure .II.B.15 Vent sur toiture

- Les valeurs respectives des coefficients correspondantes à ces zones sont portées sur le tableau suivant :

Zone	F	G	H	I	
C_{pe10}	-1.8	-1.2	-0.7	+0,2	-0,2

II.B.3.3.b Coefficient de pression intérieure : (§2.2.2 RNV99)

Dans notre cas, structure avec cloison intérieur ; on a deux valeurs :

$$C_{pi} = +0.8 \text{ et } C_{pi} = -0.5$$

Valeurs de coefficient de pression intérieure :

Selon : (§2.2.2 page 79).

$$C_{pi} = +0.8$$

$$C_{pi} = -0.5$$

Coefficients résultants $C_{p_{net}}$:

Pour $c_{pi} = +0.8$

Tableau .II.B.5 Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur long pan) $c_d=0.90$

	zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$
Parois verticales	A	-1.0	+0.8	-1.8
	B	-0.8	+0.8	-1.6
	C	*****	+0.8	*****
	D	+0.8	+0.8	0
	E	-0.3	+0.8	-1.1
Toiture	F	-1.6	+0.8	-2.4
	G	-1.1	+0.8	-1.9
	H	-0.7	+0.8	-1.5
	I	-0.2	+0.8	-1
		+0.2	+0.8	-0.6

Tableau .II.B.6 Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.91$

	zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$
Parois verticales	A	-1.0	+0.8	-1.8
	B	-0.8	+0.8	-1.6
	C	-0.5	+0.8	-1.3
	D	+0.8	+0.8	0
	E	-0.3	+0.8	-1.1
Toiture	F	-1.8	+0.8	-2.6
	G	-1.2	+0.8	-2
	H	-0.7	+0.8	-1.5
	I	+0.2	+0.8	-0.6
		-0.2	+0.8	-1

Tableau .II.B.7 Les valeurs de coefficient de pression Cp_{net} (Vent sur pignon) $c_d=0.92$

	zone	Cp_e	Cp_i	$Cp = Cp_e - Cp_i$
Parois verticales	A	-1.0	+0.8	-1.8
	B	-0.8	+0.8	-1.6
	C	-0.5	+0.8	-1.3
	D	+0.8	+0.8	0
	E	-0.3	+0.8	-1.1
Toiture	F	-1.3	+0.8	-2.1
	G	-1	+0.8	-1.8
	H	-0.7	+0.8	-1.5
	I	+0.2	+0.8	-0.6
		-0.2	+0.8	-1

Tableau .II.B.8 Les valeurs de coefficient de pression Cp_{net} (Vent sur pignon) $c_d=0.93$

	zone	Cp_e	Cp_i	$Cp = Cp_e - Cp_i$
Parois verticales	A	-1.0	+0.8	-1.8
	B	-0.8	+0.8	-1.6
	C	-0.5	+0.8	-1.3
	D	+0.8	+0.8	0
	E	-0.3	+0.8	-1.1
Toiture	F	-1.6	+0.8	-2.4
	G	-1.1	+0.8	-1.9
	H	-0.7	+0.8	-1.5
	I	+0.2	+0.8	-0.6
		-0.2	+0.8	-1

Pour $c_{pi} = -0.5$

Tableau .II.B.9 Les valeurs de coefficient de pression Cp_{net} (Vent sur long pan) $c_d=0.90$

	zone	Cp_e	Cp_i	$Cp = Cp_e - Cp_i$
Parois verticales	A	-1.0	-0.5	-0.5
	B	-0.8	-0.5	-0.3
	C	-0.5	-0.5	0
	D	+0.8	-0.5	1.3
	E	-0.3	-0.5	0.2
Toiture	F	-1.6	-0.5	-1.1
	G	-1.1	-0.5	-0.6
	H	-0.7	-0.5	-0.2
	I	+0.2	-0.5	0.7
		-0.2	-0.5	0.3

Tableau .II.B.10 Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.91$

	zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$
Parois verticales	A	-1.0	-0.5	-0.5
	B	-0.8	-0.5	-0.3
	C	*****	-0.5	*****
	D	+0.8	-0.5	1.3
	E	-0.3	-0.5	0.2
Toiture	F	-1.8	-0.5	-1.3
	G	-1.2	-0.5	-0.7
	H	-0.7	-0.5	-0.2
	I	-0.2	-0.5	0.3
		+0.2	-0.5	0.7

Tableau .II.B.11 Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.92$

	zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$
Parois verticales	A	-1.0	-0.5	-0.5
	B	-0.8	-0.5	-0.3
	C	*****	-0.5	*****
	D	+0.8	-0.5	1.3
	E	-0.3	-0.5	0.2
Toiture	F	-1.3	-0.5	-0.8
	G	-1	-0.5	-0.5
	H	-0.7	-0.5	-0.2
	I	-0.2	-0.5	0.3
		+0.2	-0.5	0.7

Tableau .II.B.12 Les valeurs de coefficient de pression $C_{p_{net}}$ (Vent sur pignon) $c_d=0.93$

	zone	C_{pe}	C_{pi}	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$
Parois verticales	A	-1.0	-0.5	-0.5
	B	-0.8	-0.5	-0.3
	C	*****	-0.5	*****
	D	+0.8	-0.5	1.3
	E	-0.3	-0.5	0.2
Toiture	F	-1.6	-0.5	-1.1
	G	-1.1	-0.5	-0.6
	H	-0.7	-0.5	-0.2
	I	-0.2	-0.5	0.3
		+0.2	-0.5	0.7

II.4 Calcul de pression du vent q_j :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times [C_{pe} - C_{pi}] \quad \text{RNV99§2.1}$$

Pour $c_{pi}=+0.8$

Tableau .II.B.13 Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur long pan) $c_d = 0.90$

du rez- de- chausser jusqu'à 2 ^{eme} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m ²)	C_d	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	577.5	0.90	-1.8	-935.55
B	577.5	0.90	-1.6	-831.6
C	577.5	0.90	*****	*****
D	577.5	0.90	0	0
E	577.5	0.90	-1.1	-571.725
3 ^{eme} étage				
A	637.5	0.90	-1.8	-1032.75
B	637.5	0.90	-1.6	-918
C	637.5	0.90	*****	*****
D	637.5	0.90	0	0
E	637.5	0.90	-1.1	-631.13
4 ^{eme} étage				
A	693.75	0.90	-1.8	-1123.88
B	693.75	0.90	-1.6	-999
C	693.75	0.90	*****	*****
D	693.75	0.90	0	0
E	693.75	0.90	-1.1	-686.80
Toiture				
F	707.44	0.90	-2.4	-1528.07
G	707.44	0.90	-1.9	-1209.72
H	707.44	0.90	-1.5	-955.04
I	707.44	0.90	-1	-636.70
I	707.44	0.90	-0.6	-382.02

Tableau .II.B.14 Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.91$

du rez- de- chausser jusqu'à 2^{eme} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m²)	C_d	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m²)
A	577.5	0.91	-1.8	-945.95
B	577.5	0.91	-1.6	-840.84
C	577.5	0.91	-1.3	-683.18
D	577.5	0.91	0	0
E	577.5	0.91	-1.1	-578.08
3^{eme} étage				
A	637.5	0.91	-1.8	-1044.22
B	637.5	0.91	-1.6	-928.2
C	637.5	0.91	-1.3	-754.16
D	637.5	0.91	0	0
E	637.5	0.91	-1.1	-638.14
4^{eme} étage				
A	693.75	0.91	-1.8	-1135.13
B	693.75	0.91	-1.6	-1009.01
C	693.75	0.91	-1.3	-819.82
D	693.75	0.91	0	0
E	693.75	0.91	-1.1	-693.69
Toiture				
F	707.44	0.91	-2.6	-1673.80
G	707.44	0.91	-2.0	-1287.54
H	707.44	0.91	-1.5	-956.66
I	707.44	0.91	-1	-643.77
I	707.44	0.91	-0.6	-386.26

Tableau .II.B.15 Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.92$

du rez- de- chausser jusqu'à 2^{eme} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m²)	Cd	Cp = Cpe - Cpi	q_j (N/m²)
A	577.5	0.92	-1.8	-956.34
B	577.5	0.92	-1.6	-850.08
C	577.5	0.92	-1.3	-690.69
D	577.5	0.92	0	0
E	577.5	0.92	-1.1	-584.43
3^{eme} étage				
A	637.5	0.92	-1.8	-1055.70
B	637.5	0.92	-1.6	-938.40
C	637.5	0.92	-1.3	-762.45
D	637.5	0.92	0	0
E	637.5	0.92	-1.1	-645.15
4^{eme} étage				
A	693.75	0.92	-1.8	-1148.85
B	693.75	0.92	-1.6	-1021.20
C	693.75	0.92	-1.3	-829.72
D	693.75	0.92	0	0
E	693.75	0.92	-1.1	-708.
Toiture				
F	707.44	0.92	-2.1	-1366.77
G	707.44	0.92	-1.8	-1171.52
H	707.44	0.92	-1.5	-976.27
I	707.44	0.92	-1	-650.84
I	707.44	0.92	-0.6	-390.72

Tableau .II.B.16 Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d=0.93$

du rez- de- chausser jusqu'à 2^{eme} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m²)	C_d	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m²)
A	577.5	0.93	-1.8	-996.73
B	577.5	0.93	-1.6	-859.32
C	577.5	0.93	-1.3	-98.20
D	577.5	0.93	0	0
E	577.5	0.93	-1.1	-590.78
3^{eme} étage				
A	637.5	0.93	-1.8	-1127.44
B	637.5	0.93	-1.6	-948.60
C	637.5	0.93	-1.3	-770.73
D	637.5	0.93	0	0
E	637.5	0.93	-1.1	-652.61
4^{eme} étage				
A	693.75	0.93	-1.8	-1160.50
B	693.75	0.93	-1.6	-1031.55
C	693.75	0.93	-1.3	-838.14
D	693.75	0.93	0	0
E	693.75	0.93	-1.1	-709.19
Toiture				
F	707.44	0.93	-2.4	-1579.01
G	707.44	0.93	-1.9	-1250.05
H	707.44	0.93	-1.5	-976.80
I	707.44	0.93	-1	-657.92
I	707.44	0.93	-0.6	-390.72

pour $c_{pi} = -0.5$ **Tableau .II.B.17** Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur long pan)

du rez- de- chausser jusqu'à 2^{eme} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m²)	Cd	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m²)
A	577.5	0.90	-0.5	-259.86
B	577.5	0.90	-0.3	-155.92
C	577.5	0.90	*****	*****
D	577.5	0.90	1.3	675.68
E	577.5	0.90	0.2	103.95
3^{eme} étage				
A	637.5	0.90	-0.5	-286.88
B	637.5	0.90	-0.3	-86.06
C	637.5	0.90	*****	*****
D	637.5	0.90	1.3	375.94
E	637.5	0.90	0.2	57.38
4^{eme} étage				
A	693.75	0.90	-0.5	-312.18
B	693.75	0.90	-0.3	-187.31
C	693.75	0.90	*****	*****
D	693.75	0.90	1.3	811.69
E	693.75	0.90	0.2	124.88
Toiture				
F	707.44	0.90	-1.1	-700.37
G	707.44	0.90	-0.6	-382.02
H	707.44	0.90	-0.2	-127.34
I	707.44	0.90	0.3	191.01
I	707.44	0.90	0.7	445.69

Tableau .II.B.18 Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d = 0.91$

du rez- de- chausser jusqu'à 2 ^{eme} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m ²)	Cd	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	577.5	0.91	-1.8	-945.95
B	577.5	0.91	-1.6	-840.84
C	577.5	0.91	-1.3	-683.18
D	577.5	0.91	0	0
E	577.5	0.91	-1.1	-578.08
3 ^{eme} étage				
A	637.5	0.91	-1.8	-1044.22
B	637.5	0.91	-1.6	-928.2
C	637.5	0.91	-1.3	-754.16
D	637.5	0.91	0	0
E	637.5	0.91	-1.1	-638.14
4 ^{eme} étage				
A	693.75	0.91	-1.8	-1135.13
B	693.75	0.91	-1.6	-1009.01
C	693.75	0.91	-1.3	-819.82
D	693.75	0.91	0	0
E	693.75	0.91	-1.1	-693.69
Toiture				
F	707.44	0.91	-1.3	-836.90
G	707.44	0.91	-0.7	-450.64
H	707.44	0.91	-0.2	-128.75
I	707.44	0.91	0.3	193.13
I	707.44	0.91	0.7	450.64

Tableau .II.B.19 Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d = 0.92$

du rez- de- chausser jusqu'à 2 ^{eme} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m ²)	Cd	Cp = Cp _e - Cp _i	q_j (N/m ²)
A	577.5	0.92	-0.5	-265.65
B	577.5	0.92	-0.3	-159.39
C	577.5	0.92	0	0
D	577.5	0.92	1.3	690.69
E	577.5	0.92	0.2	106.26
3 ^{eme} étage				
A	637.5	0.92	-0.5	-293.25
B	637.5	0.92	-0.3	-175.95
C	637.5	0.92	0	0
D	637.5	0.92	1.3	762.45
E	637.5	0.92	0.2	117.3
4 ^{eme} étage				
A	693.75	0.92	-0.5	-319.12
B	693.75	0.92	-0.3	-191.47
C	693.75	0.92	0	0
D	693.75	0.92	1.3	829.72
E	693.75	0.92	0.2	127.65
Toiture				
F	693.75	0.92	-0.8	-520.68
G	693.75	0.92	-0.5	-325.42
H	693.75	0.92	-0.2	-130.17
I	693.75	0.92	0.3	195.25
I	693.75	0.92	0.7	455.59

Tableau .II.B.20 Les valeurs de la pression du vent q_j (Vent sur pignon) $c_d = 0.93$

du rez- de- chausser jusqu'à 2 ^{ème} étage				
Zones	q_{dyn} (N/m ²)	Cd	$C_p = C_{pe} - C_{pi}$	q_j (N/m ²)
A	577.5	0.93	-1.8	-996.73
B	577.5	0.93	-1.6	-859.32
C	577.5	0.93	-1.3	698.20
D	577.5	0.93	0	0
E	577.5	0.93	-1.1	-590.78
3 ^{ème} étage				
A	637.5	0.93	-1.8	-1127.44
B	637.5	0.93	-1.6	-948.60
C	637.5	0.93	-1.3	-770.73
D	637.5	0.93	0	0
E	637.5	0.93	-1.1	-652.61
4 ^{ème} étage				
A	693.75	0.93	-1.8	-1160.50
B	693.75	0.93	-1.6	-1031.55
C	693.75	0.93	-1.3	-838.14
D	693.75	0.93	0	0
E	693.75	0.93	-1.1	-709.19
Toiture				
F	707.44	0.93	-1.1	-723.71
G	707.44	0.93	-0.6	-394.75
H	707.44	0.93	-0.2	-131.58
I	707.44	0.93	0.3	197.38
I	707.44	0.93	0.7	460.54

➤ **récapitulation :**

La valeur la plus défavorable de la pression du vent suivant le pignon est

$$q_j = - 1673.80 \text{ N/m}^2.$$

La valeur la plus défavorable de la pression du vent suivant le long pan est

$$q_j = - 1528.07 \text{ N/m}^2.$$

II .5 Vérification aux frottements :

Sens V1 :

$$d/b = 45.9/24.7 = 1.86 < 3$$

$$d/h = 45.9/24.3 = 1.89 < 3$$

Sens V2 :

$$d/b = 24.7/45.9 = 0.54 < 3$$

$$d/h = 24.7/24.3 = 1.02 < 3$$

Il n'y a pas de force de frottement sur les parois .

Partie A : plancher en acier

Les planchers doivent être étudiés en vue des charges qu'ils auront à supporter et en vue de l'agencement de tous les éléments constructifs des planchers.

Notre construction est un bâtiment à usage d'habitation, où la charge d'exploitation est importante (2.5 KN/ m^2), notre dalle est de type mixte (acier-béton), où la dalle est en béton posée sur des solives à l'aide d'un intermédiaire en tôle nervurée (TN40).

La dalle est dite collaborant, car elle participe à l'inertie globale du plancher et à la stabilité de la structure, ce qui impose qu'elle soit liaisonnée avec la structure porteuse.

La liaison est faite par la connexion entre la dalle en béton et la tôle nervurée par des connecteurs, qui solidarisent la dalle et les poutres entre elles et s'opposent à leur glissement.

III.A.1 Etude d'un plancher mixte à dalle collaborant

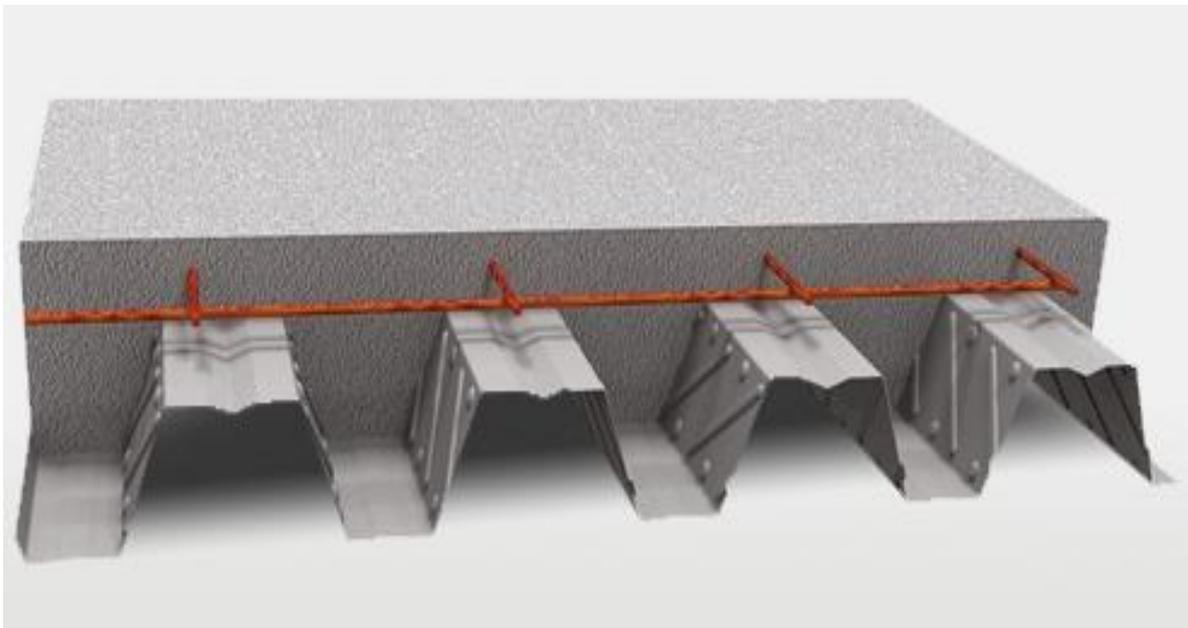


Figure.III.A.1 Plancher mixte à dalle collaborant

A) Composant du plancher

- Profilé IPE220 (solive)
- Tôle nervurée TN40 (**fiche technique à la fin**)
- Les goujons
- Dalle de compression en béton armé

b) Caractéristique du plancher

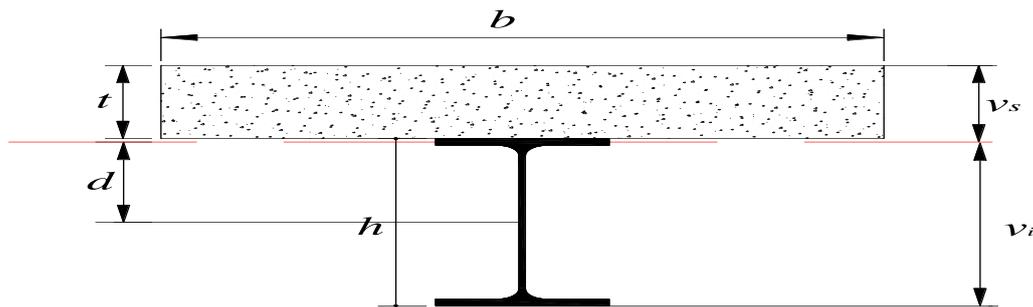


Figure.III.A.2 Dimensions de la poutre mixte

Tel que :

b : largeur de la dalle associé aux solives

h : hauteur de la poutre métallique.

t : épaisseur de béton.

d₀ : distance entre le centre de gravité du béton et celui de l'acier.

h_a : distance entre la fibre supérieure du béton et le centre de gravité de l'acier.

A : l'aire de la section de l'acier.

B₀ : l'aire de la section homogène.

I_a : inertie de l'acier.

I_b : inertie du béton.

I : inertie de la section homogène.

x : distance entre la fibre supérieure de béton et l'axe neutre de la section rendue homogène.

v_s : Distance de l'axe neutre à la fibre supérieure de la dalle,

v_i : Distance de l'axe neutre à la fibre inférieure de la poutre,

s' : moment statique par rapport à l'axe neutre de la partie de section homogène. Situé d'un côté de la ligne de contact acier-béton.

c) Contraintes admissibles des matériaux :

Acier : $\sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$ $\tau = 0,6 \cdot \sigma_e$

Béton : $\sigma_b = 14,2 \text{ kg/cm}^2$

Coefficient d'équivalence : $n=15$

Coefficient de retrait du béton : $\varepsilon = 2 \cdot 10^{-4}$

III.A.2 Etapes de calcul

Cette étape va nous permettre de vérifier la résistance du plancher mixte, et les différentes étapes de calcul des plancher sont :

- **1^{ère} phase :**

Poutrelle seule

- **2^{ème} phase :**

Poutrelle collaborant

a) détermination de la largeur de la dalle associée aux solives.

b) calcul des solives.

b.1- Calcul de Moment de flexion

b.2- détermination des contraintes de flexion.

b.3 - vérification à l'effort tranchant.

b.4 - vérification de la flèche.

b.5 - contraintes additionnelles de retrait.

b.6 - contrainte finales.

C)- calcul des poutres maîtresses.

c1- charge linéique totale.

c2- condition de flèche.

c3- vérification de la résistance en flexion.

c4- vérification à l'effort tranchant.

III.A.2.1^{ère} phase (Poutrelle seule) :

a) Charge permanentes :

$P = \text{poids du béton frais} + \text{poids propre de la solive} = 200 + 26,2 = 226,2 \text{ kg/m}^2$.

$M_0 = pl^2/8 = 226,2 \times 5^2 / 8 = 706,88 \text{ kg.m}$.

$T_0 = pl/2 = 226,2 \times 5 / 2 = 565,5 \text{ kg}$.

b) Contraintes :

$H = 20 \text{ cm}$

$v_a = v'_a = h/2 = 11 \text{ cm}$.

- Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$\sigma_{a0} = M_0 \cdot v_a / I_a = 706,88 \times 11 / 2772 = 280,51 \text{ kg/cm}^2$.

- Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre :

$\sigma'_{a0} = 280,51 \text{ kg/cm}^2$.

III.A.2.2^{ème} phase (Poutrelle collaborant) :**a) Détermination de la largeur de la dalle associée aux solives**

Elle est donnée par la formule suivante :

$$b = \min \begin{cases} (L_0/8) \times 2 \\ b \end{cases}$$

Sachant que :

L : portée des solives.

l : entreaxe des solives.

$$b = \min \rightarrow \begin{cases} (5/8) \times 2 = 1,25 \text{ m} \\ b = 125 \text{ cm} \end{cases}$$

Donc on prend $b = 125 \text{ cm}$

b) Calcul des solives

Section mixte :

$$S = A + \frac{B}{n} \text{ Avec } B = b \cdot t \text{ et}$$

$$B = 1150 \text{ cm}^2$$

$$S = 33,37 + (1150/15) = 110,036 \text{ cm}^2$$

$$d = \frac{bt}{n} \cdot \frac{t+h}{2S} = \frac{125 \times 9,2}{15} \cdot \frac{9,2 + 22}{2 \times 110,036} = 76,67 \times 0,142 = 10,89 \text{ cm}$$

$$v = \frac{h}{2} + d = 11 + 10,89 = 21,89 \text{ cm}$$

$$v' = \frac{h}{2} + t - d = 11 + 9,2 - 10,89 = 9,31 \text{ cm}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I = I_A + A d^2 + \frac{bt^3}{12n} + \frac{bt}{n} \left(\frac{t+h}{2} - d \right)^2$$

$$I = 2772 + 33,37(10,89)^2 + \frac{125 \times 9,2^3}{12 \times 15} + \frac{125 \times 9,2}{15} \left(\frac{9,2 + 22}{2} - 10,89 \right)^2 = 4992,45 \text{ cm}^4$$

B.1 Calcul de Moment de flexion :

$$M = b \frac{ql^2}{8}$$

$$Q = 1,35(G_{DALLE} + G_{solive}) + 1,5q = 957,12 \text{ kg/ml}$$

$$M = 0,92 \times 957,12 \times \frac{5^2}{8} = 2751,72 \text{ kg.m}$$

b.2 Calcul des contraintes de flexion :**b.2.1 Dans l'acier**

- Contrainte de traction (semelle inférieure de la poutre) :

$$\sigma_{a1} = Mv/I = 2751,72 \times 10^2 \times 21,89 / 4992,45 = -1206,52 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte de compression (semelle supérieure de la poutre) :

$$\sigma'_{a2} = M(v'-t)/I = 2751,72 \times 10^2 (9,31 - 9,2) / 4992,45 = 6,06 \text{ kg/cm}^2$$

b.2.2 Dans le béton

- Contrainte de compression (fibre inférieure de la dalle) :

$$\sigma'_{b1} = M(v'-t)/nI = 2751,72 \times 10^2 (9,31 - 9,2) / (15 \times 4992,45) = 0,4 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte de compression (fibre supérieure de la dalle) :

$$\sigma'_{b2} = Mv'/nI = (2751,72 \times 10^2 \times 9,31) / (15 \times 4992,45) = 34,21 \text{ kg/cm}^2$$

b.3 Vérification à l'effort tranchant

$$V_{sd} = T = \frac{Ql}{2} = 957,12 \times \frac{5}{2} = 2392,8 \text{ kg/m}$$

$$V_{sd} = 0,7 \times V_{sd} = 1674,96 \text{ kg}$$

$$V_{ply} = \frac{A_v X f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{15,67 \times 2350}{1,1 \times \sqrt{3}} = 19327,84 \text{ Kg}$$

$\Rightarrow V_{sd} < V_{pl,y}$ Donc c'est vérifié.

b.3.1 Contrainte tangentielle :

$$\tau = \frac{T}{ha} = \frac{1674,19}{22 \times 0,59} = 111,13 \text{ kg/cm}^2 < 0,6 \times 2400 = 1440 \text{ kg/cm}^2 \dots\dots C.V$$

b.4 Vérification de la flèche

$$f = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ non pondérée})$$

$$Q_s = G_p + G_s + q = 405 + 26,2 + 250 = 681,2 \text{ kg/ml}$$

$$f = \frac{5 \times 681,2 \times 500^4}{384 \times 21 \times 4992,45 \times 10^5} = 0,37 \text{ cm} < \frac{L}{300} = 1,67 \text{ cm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée

b.5 Contraintes additionnelles de retrait

Le béton, en durcissant, devrait s'accompagner d'un retrait. Mais la dalle étant solidaire avec les poutres en acier, ce retrait est contrarié par l'acier, qui s'oppose au raccourcissement de la dalle, à l'interface acier/béton.

Ces effets provoquent :

- Un raccourcissement ε_a de la poutre acier.

- Un allongement ε_b de la dalle béton (par rapport sa position d'équilibre, car ne pouvant librement se rétracter, le béton se tend, ce qui équivaut à un allongement).

b.5.1 Calculs

$$\beta = \frac{(h+t)}{2} = \frac{22+9,2}{2} = 15,6 \text{ cm}$$

$$\alpha = \frac{I_A}{A\beta} = \frac{2772}{33,37 \times 15,6} = 5,32 \text{ cm}$$

$$\text{D'ou : } y_1 = \frac{h}{2} + \alpha = \frac{22}{2} + 5,32 = 16,32 \text{ cm}$$

$$y_2 = y_1 + t = 16,32 + 9,2 = 25,52 \text{ cm}$$

$$K = \frac{M}{I} = \frac{957,12 \times 10^2}{4992,45} = 19,17 \text{ Kg/cm}^3$$

$$E_a \varepsilon = 2,1 \cdot 10^6 \cdot 2 \cdot 10^{-4} = 420 \text{ kg/cm}^2$$

D'où les valeurs des contraintes sont :

b.5.2 Dans l'acier

- Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_{a1} = K(h - y_1) = 19,17 * (22 - 16,32) = -108,89 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma'_{a2} = K \cdot y_1 = 19,17 \times 16,32 = 312,85 \text{ kg/cm}^2$$

b.5.3 Dans le béton

- Contrainte dans la fibre inférieure de la dalle :

$$\sigma'_{b1} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_1)}{n} = \frac{(420 - 19,17 \times 16,32)}{15} = 7,14 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte dans la fibre supérieure de la dalle :

$$\sigma'_{b2} = \frac{(E_a \varepsilon - K \cdot y_2)}{15} = \frac{(420 - 19,17 \times 25,52)}{15} = -4,61 \text{ kg/cm}^2$$

III.A.3 Cumul des contraintes :

III.A.3.1 Dans l'acier :

- Contrainte dans la semelle inférieure de la poutre :

$$\sigma_a = -1410 - 108,89 = -1518,89 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

- Contrainte dans la semelle supérieure de la poutre :

$$\sigma'_a = 24,8 + 312,85 = 337,65 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

III.A.3.2 Dans le béton :

Contrainte dans la fibre inférieure de la dalle:

$$\sigma_b = 0,4 + 7,14 = 7,54 \text{ kg/cm}^2 < 142 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte dans la fibre supérieure de la dalle:

$$\sigma'_{b2} = 34,21 - 4,61 = 29,6 \text{ kg/cm}^2 < 142 \text{ kg/cm}^2$$

→ Donc les contraintes admissibles sont tous vérifier.

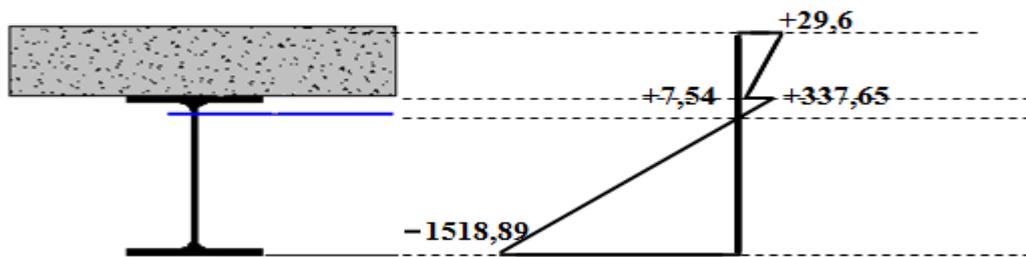


Figure.III.A.3 diagramme de cumule des contraintes

III.A.4 Calcul du ferrailage :

La dalle de compression est coulée sur place, elle est de 08 cm d'épaisseur, armée d'un quadrillage de barres (treillis soudés).

L'espacement ne doit pas dépasser les valeurs suivantes :

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

a) Calcul des armatures :

Lorsque $L1 \leq 50$ cm on a : $A_{\perp} \geq \frac{200}{f_e}$ et $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ en cm^2/ml .

Lorsque $50\text{cm} \leq L1 \leq 80\text{cm}$ on a : $A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L1}{f_e}$ et $A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2}$ en cm^2/ml .

Avec :

A_{\perp} : La section des armatures perpendiculaires aux nervures.

$A_{//}$: La section des armatures parallèles aux nervures.

$L1$: La distance entre axes des nervures.

f_e : La limite élastique (treillis soudé $\phi \leq 6$ mm).

On a:

$$50\text{cm} < L1 = 80 \text{ cm} \leq 80\text{cm}$$

b) Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \cdot L1}{f_e} = 4 \times \frac{80}{235} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$A_{\perp} = 1,36 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{\perp} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

c) Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{//} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

$$\text{Soit } A_{//} = 5 \phi 6 = 1,41 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

☞ Conclusion :

Nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé (**TLE 500**) de dimension (15x15) cm².

III.A.5 Calculs des connecteurs :**A) Définition :**

Les connecteurs sont des éléments qui assurent la liaison entre la dalle de compression et l'acier. En d'autre terme ils sont destinés pour résister au glissement de la dalle en limitant les déplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisamment faible.

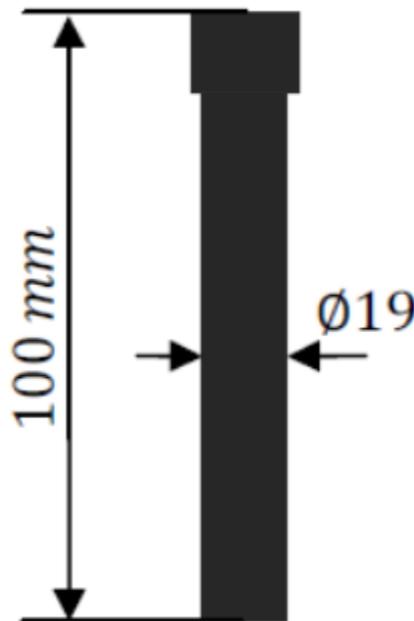


Figure.III.A.4 Type de connecteur

b) Caractéristique du connecteur :

$$d=19 \text{ mm} \quad h=100 \text{ mm} \quad f_y=235 \text{ MPa} \quad f_u=360 \text{ MPa}$$

c) Calcul de la résistance au cisaillement d'un connecteur :

$$P_{rd} = \min \left(\frac{0.8 * f_u}{\gamma_v} * \pi \frac{d^2}{4}; 0.29 * \alpha * d^2 * \frac{\sqrt{f_{ck} * E_{cm}}}{\gamma_v} \right)$$

Avec :

P_{Rd} : Résistance au cisaillement

d : Diamètre du connecteur $d = 19 \text{ mm}$

E_{cm} : Module sécant moyen du béton $E_{cm}=30500 \text{ MPa}$

γ_v : Facteur de sécurité associé au connecteur $\gamma_v= 1,25$

f_u : Contrainte ultime nominale

f_{ck} : Résistance caractéristique du béton 25 MPa

$\alpha=1$ si $h/d > 4 \rightarrow h/d=100/19=5,26 > 4$

Alors :

$$P_{rd} = \min(65291,90 \text{ N}; 73133,29 \text{ N})$$

Donc

$$P_{rd} = 65,29 \text{ KN}$$

d) Calcul de l'effort de cisaillement longitudinal :

$$f_{cf} = A_a * \frac{f_y}{\gamma_a}$$

A_a : Section du profilé de solive

$$A_a=2848 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_a=1,1$$

$$f_y=235 \text{ MPa}$$

$$f_{cf} = 608,44 \text{ KN}$$

e) Nombre des connecteurs :

$$N \geq N_f$$

$$N_f = \frac{f_{cf}}{P_{rd}}$$

$$N_f = \frac{608,44}{65,29} = 9,32$$

$$N \geq 9,32$$

$$N \approx 10$$

Donc on a 10 goujons sur la demi-portée de la solive.

f) Espacement des goujons :

Le nombre de connecteur N est uniformément repartit sur une longueur critique L_{cr} . Cettedernière est la longueur entre deux sections transversales critiques.

Selon l'EC4.4.1.2, une section transversale critique comprend :

- Une section de moment fléchissant maximum.
- Une section sur appui.

(EC4 6.3.2, 6.3.3)

$$S = L_{cr} / N$$

$$L_{cr} = 5000 \text{ mm}$$

$$L_{cr} = L/2 = 5000/2 = 2500 \text{ mm}$$

$$S = 2500/10 = 250 \text{ mm}$$

L'espace entre les goujons : $S = 250 \text{ mm}$

On adopte $S_t = 25 \text{ cm}$

g) schéma de ferrailage de la dalle :

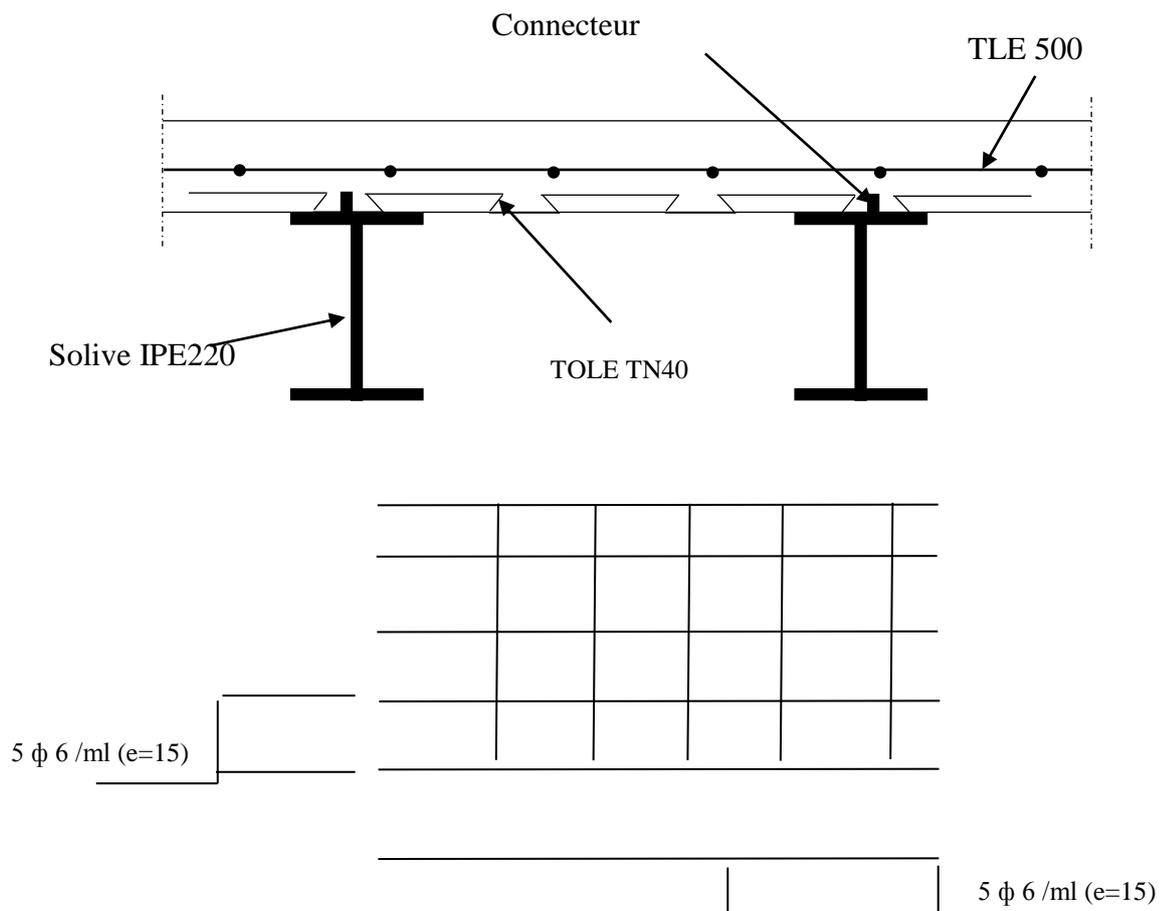


Figure.III.A.5 Schéma de ferrailage de la table de compression

Partie B : plancher en béton armé(sous-sol)

Une dalle pleine est un élément à contour généralement rectangulaire dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles ou murs maçonnés) ou ponctuels (poteaux).

La dalle est considérée comme totalement ou simplement appuyée et soumise à une charge uniformément répartie.

Dans notre cas on a une dalle à contour rectangulaire. Le calcul se fera selon la méthode exposée au BAEL (A.52,1)

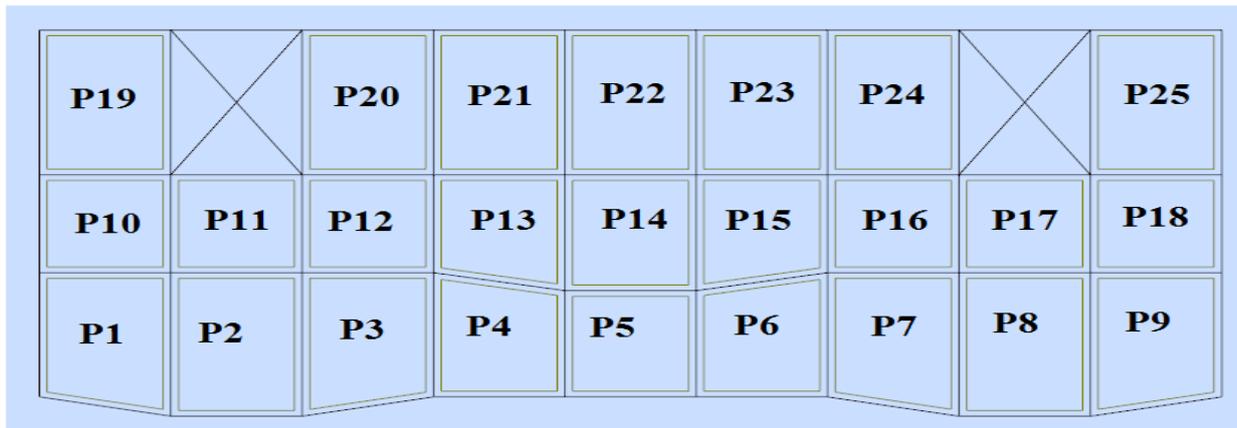


Figure.III.B.1 schéma montrant la géométrie des dalles

III.B.1 Les sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul pour tout le panneau de la dalle sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau .III.B.1 sollicitations de calcul des dalles pleines

g (kN/m ²)	q (kN/m ²)	qu=1.35G+1.5Q (kN /m ²)	qs =G+Q (kN/m ²)
5,15	2,5	10,7	7,65

Le ferrailage sera déterminé à partir des moments isostatiques au centre de la dalle M_x et M_y , correspondant respectivement aux sens L_x et L_y et évalués pour des bandes de 1 m de largeur.

Les portées L_x et L_y d'un «panneau» de dalle sont mesurées entre les nus des appuis :

- Si $0,40 \leq L_x/L_y \leq 1 \rightarrow$, la dalle est considérée comme portant dans deux directions.

- Si $\alpha < 0,40$ la dalle est considérée comme portant uniquement dans le sens de sa petite portée.

Tableau .III.B.2 rapports des portées des différents panneaux

Panneaux	l_x	l_y	$\alpha = \frac{l_x}{l_y}$	Observation
1	5.00	6.43	0.78	Dalle porte dans les deux sens
2	5.00	7.43	0.67	//
3	5.00	6.43	0.78	//
4	5.00	5.50	0.91	//
5	5.00	5.50	0.91	//
6	5.00	5.50	0.91	//
7	5.00	6.43	0.78	//
8	5.00	7.43	0.67	//
9	5.00	6.43	0.78	//
10	5.00	5.07	0.99	//
11	5.00	5.07	0.99	//
12	5.00	5.07	0.99	//
13	5.00	5.07	0.99	//
14	5.00	6.00	0.76	//
15	5.00	5.07	0.99	//
16	5.00	5.07	0.99	//
17	5.00	5.07	0.99	//
18	5.00	5.07	0.99	//

19	5.00	7.5	0.67	//
20	5.00	7.5	0.67	//
21	5.00	7.5	0.67	//
22	5.00	7.5	0.67	//
23	5.00	7.5	0.67	//
24	5.00	7.5	0.67	//
25	5.00	7.5	0.67	//

Tableau .III.B.3 Détermination des coefficients et des moments

Panneaux		μ_x	μ_y	M_{0x}	M_{0y}
1	ELU	0.0584	0.5608	15.62	8.76
	ELS	0.0650	0.6841	12.43	8.50
2	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
3	ELU	0.0584	0.5608	15.62	8.76
	ELS	0.0650	0.6841	12.43	8.50
4	ELU	0.0447	0.8036	11.96	9.61
	ELS	0.0518	0.8646	9.91	8.57
5	ELU	0.0447	0.8036	11.96	9.61
	ELS	0.0518	0.8646	9.91	8.57
6	ELU	0.0447	0.8036	11.96	9.61

	ELS	0.0518	0.8646	9.91	8.57
7	ELU	0.0584	0.5608	15.62	8.76
	ELS	0.0650	0.6841	12.43	8.50
8	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
9	ELU	0.0584	0.5608	15.62	7.53
	ELS	0.0650	0.6841	12.43	8.50
10	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83
	ELS	0.0556	0.9847	8.59	8.45
11	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83
	ELS	0.0556	0.9847	8.59	8.45
12	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83
	ELS	0.0556	0.9847	8.59	8.45
13	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83
	ELS	0.0556	0.9847	8.59	8.45
14	ELU	0.0608	0.5274	16.26	8.58
	ELS	0.0672	0.6580	12.85	8.46
15	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83
	ELS	0.0449	0.9847	8.59	8.45
16	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83

	ELS	0.0449	0.9847	8.59	8.45
17	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83
	ELS	0.0449	0.9847	8.59	8.45
18	ELU	0.0376	0.9771	10.06	9.83
	ELS	0.0449	0.9847	8.59	8.45
19	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
20	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
21	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
22	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
23	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
24	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56
25	ELU	0.0723	0.3895	19.34	7.53
	ELS	0.0780	0.5469	13.83	7.56

❖ **Evaluation des moments :**

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = 1 \Rightarrow \alpha \geq 0.4$$

Lors le panneau porte dans les deux sens ($\alpha \geq 0.4$). Au centre de la dalle et pour une bande de 1 m de largeur on aura :

$$M_{ox} = \mu_x q_u l^2 \text{ (bande parallèle } L_x) : \text{Moment isostatique sens x-x}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} \text{ (bande parallèle } L_y) : \text{Moment isostatique sens y-y}$$

Les moments en travée et en appuis sont pour un panneau de dalle continu :

- dans le sens de la petite portée (X-X) :

Au centre de la dalle $M_{tx} = 0.75M_{ox}$

Sur le bord continue $M_{ax} = -0.5M_{ox}$

- dans le sens de grande portée (Y-Y) :

Au centre de la dalle $M_{ty} = 0.75M_{oy}$

Sur le bord continue $M_{ay} = -0.5M_{oy}$

❖ **Evaluation de l'effort tranchant :**

La valeur de l'effort tranchant par unité de longueur sur le contour de la dalle, est évaluée pour une dalle portant dans les deux sens ($\alpha \geq 0.4$)

$$\text{Pour : } \alpha \geq 0.4 \left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{q \times L_x}{2} + \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} \\ V_y = \frac{q \times L_x}{3} \leq V_x \end{array} \right.$$

Le tableau suivant récapitule les résultats de calcul pour le panneau de dalle (P19)

Tableau .III.B.4 Moments et efforts tranchants dans la dalle

	M _{ox}	M _{oy}	Sens X-X			Sens Y-Y		
			M _{tx}	M _{ax}	V _x	M _{ty}	M _{ay}	V _y
ELU	19,34	7.53	14.51	9.67	27.72	5.65	3.77	17.83
ELS	13.83	7.56	10.37	6.92	20.09	5.67	3.78	12.75

III .B.2 Ferrailage de la dalle :

$\alpha \geq 0.4$: le calcul des armatures de la dalle se fait en flexion simple dans les deux sens.

➤ **Exemple de calcul** : (sens x-x = sens y-y)

On a : $M_{tx} = 14,51 \text{ KN.m}$

$M_{ax} = 9,67 \text{ KN.m}$

- **En travée**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{14,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.056 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc: } A'_s = 0 \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,072$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,971$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{14510}{0,971 \times 13.5 \times 348} = 3,18 \text{ cm}^2$$

- **En appuis**

$$\mu = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{9,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0.135^2 \times 14.2} = 0.037 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc: } A'_s = 0 \text{ N'existe pas}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,048$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,98$$

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

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{9670}{0,984 \times 13.5 \times 348} = 2,1 \text{ cm}^2$$

Le tableau suivant illustre les résultats obtenus :

Tableau .III.B.5 Ferrailage Du panneau de dalle

		M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{ado} (cm ²)	choix de barres
Sens X-X	En appui	9,67	4.08	2,1	1.63	6.79	6T12 e=15
	En travée	14,51	6,12	3,18	1.63	6.79	6T12 e=15

• **Vérifications des contraintes à l'E.L.S :**

❖ **Vérifications des contraintes dans le béton :**

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15Mpa$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$K = \frac{M_{ser}}{I} \quad \text{Avec : } \begin{cases} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \\ \frac{b \cdot y^2}{2} + n(A + A')y - n(Ad - A'd) = 0 \quad Y : \text{ position de l'axe neutre} \end{cases}$$

❖ **Vérifications des contraintes dans l'acier :**

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348MPa$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y) \sigma_s$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.B.6 Vérification des contraintes

		M_s (KN. m)	$A(\text{cm}^2)$	y (cm)	$I (\text{cm}^4)$	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
Sens	Travée	6.12	6.79	3,14	6151.59	3.12	154.60	Vérifiée
x-x	Appui	4.08	6.79	2,62	4037.49	2.34	164.92	Vérifiée
y-y								

❖ **Vérification de la flèche :**

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

$$a) \frac{h}{L_x} \geq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_0}$$

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

Avec:

L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a,service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

❖ **Vérification des conditions :**

$$\frac{h}{L_x} = \frac{15}{500} = 0,03 \leq \frac{M_{t,ser}}{10 \times M_0} = 0,044 \rightarrow C.N.V$$

La condition n'est pas vérifiée, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

❖ **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{si} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{gi}}} \quad ; \quad M_{si} = \frac{G L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{si} = 15 \frac{M_{si}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{pi}}} \quad ; \quad M_{spi} = \frac{(G + Q) \times L^2}{8}$$

- f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes
- f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes
- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
- f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes avant la mise en place de cloisons

N.B : pour $\mu \neq 0$, on peut prendre $f_{ji} = 0$ (BAEL)

❖ **Le moment d'inertie fissurée :**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Tableau .III.B.7 Valeur des coefficients

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ_g	μ_{pi}	I_{fgv}	I_{fgi}	I_{fpi}
31205.96	0.005	4.2	1.68	0.39	0.043	20738.61	13012.34	29075.51

$$\left\{ \begin{aligned} f_{gv} &= \frac{16.09 \times 10^6 \times (5 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.39 \times 20738.61 \times 10^4} = 17.09 \text{ mm} \\ f_{gi} &= \frac{16.09 \times 10^6 \times (5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 13012.34 \times 10^4} = 9.61 \text{ mm} \\ f_{pi} &= \frac{7.13 \times 10^6 \times (5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 29075.51 \times 10^4} = 1.90 \text{ mm} \end{aligned} \right.$$

Donc: $\Delta f = 17.09 - 9.61 + 1.9 = 9.38 \text{ mm}$

$$\Delta f = 9.38 \text{ mm} \quad \pi \bar{f} = \frac{l}{500} = 10 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

III .B.3 Schémas de ferrailage :

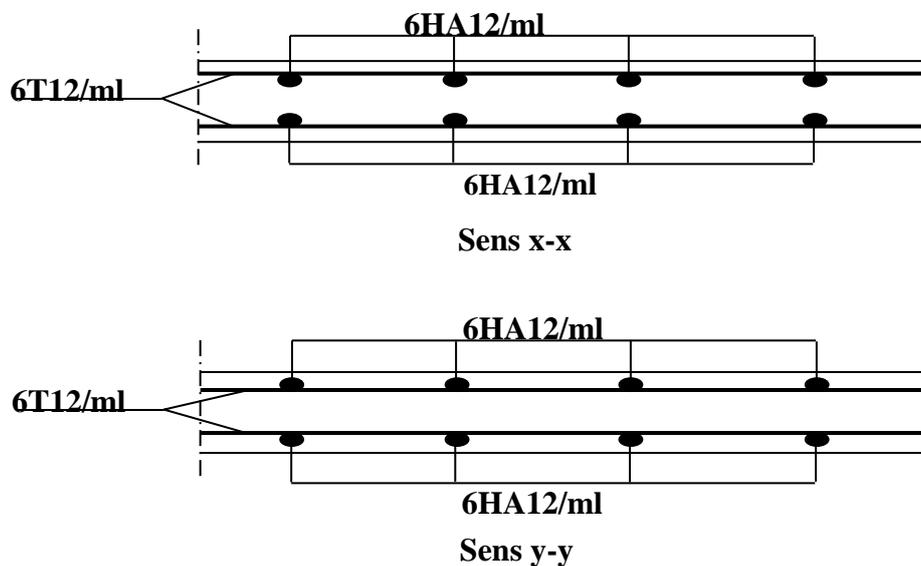


Figure.III.B.2 ferrailage de la dalle pleine

IV.A Etude des escaliers

IV.A.1 Introduction

Un escalier est une suite de marches qui permet de passer d'un niveau à un autre.

La longueur de ces marches est appelée emmarchement et la largeur s'appelle giron (g). La partie verticale d'une marche s'appelle la contre marche.

Pour notre projet, les escaliers sont réalisés par une seule volée, ils sont utilisés pour passer d'un bloc à un autre dont les planchers ne sont pas au même niveau.

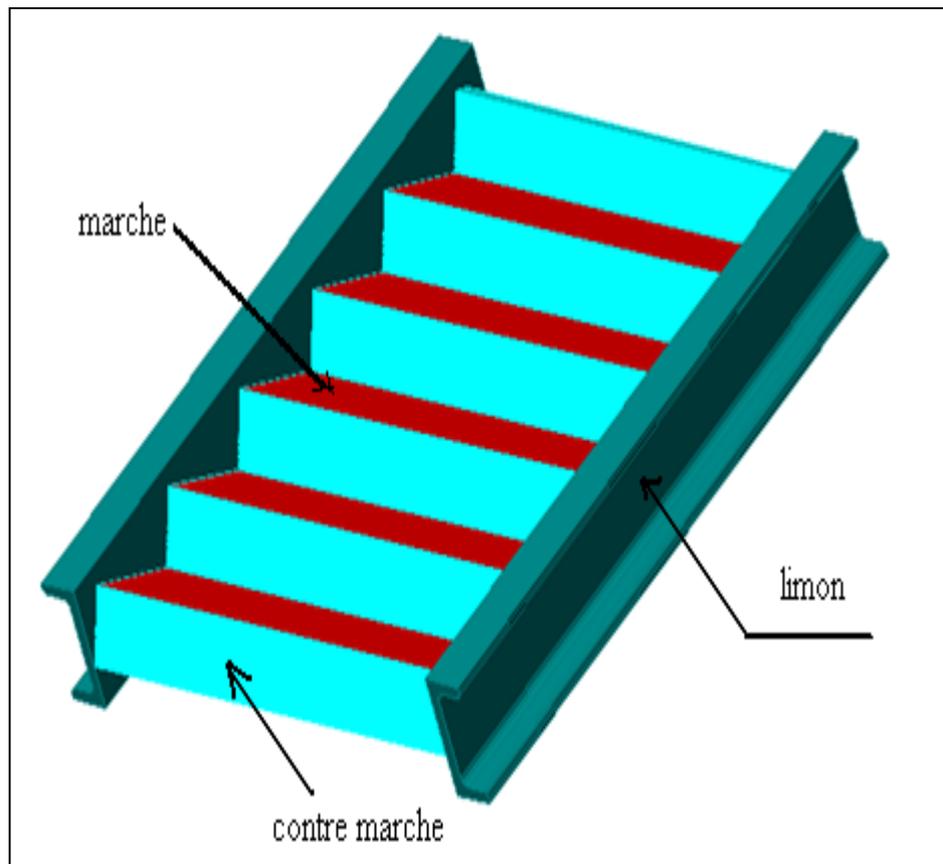


Figure .IV.A.1 Présentation de l'escalier

IV .A.2 Pré dimensionnement des escaliers :**. Choix des dimensions :**

a) D'après la loi d BLONDEL on a :

$$0,60 \leq g+2h \leq 0,65$$

On choisit $g=0,3\text{m}$ et $h=0,17\text{m}$

❖ Détermine la hauteur des contres marches : [h]

RDC :

On a :

$$16.5 \leq h \leq 17.5 \rightarrow \quad \mathbf{h = 17 \text{ cm}}$$

❖ Détermine le girant (g) :

On a :

$$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq 34 + g \leq 65 \text{ cm}$$

$$\rightarrow : 60-34 \leq g \leq 65 - 34 \rightarrow : 26 \leq g \leq 31 \rightarrow \quad \mathbf{g = 30 \text{ cm}}$$

❖ Détermine le nombre des marche (n') :

$$n' = [n-1]$$

$$n = \frac{H_e}{H_m}$$

Avec :

H_e : hauteur de l'étager ; $H_e=6 \text{ m} =600 \text{ cm}$

H_m ; hauteur des contres marches ; $H_m=17 \text{ cm}$

Donc :

$$n = \frac{600}{17} = 36 \text{ contre marche}$$

Alors :

$$n' = 36-1 = 35 \text{ marches}$$

On a : 4

Volé 1 : 10 contre marche \rightarrow 9 marches

Volé 2 : 8 contre marche \rightarrow 7 marches

Volé 3 : 10 contre marche \rightarrow 9 marches

Volé 4 : 8 contre marche \rightarrow 7 marches

❖ L'inclinaison de paillasse :(volé : 01)

$$\text{Tang}(\alpha) = \frac{H}{L}$$

Avec :

H : hauteur de paillasse 1 ; $H= n * h=10 * 17=170 \text{ cm}=1.70 \text{ m}$

L : longueur de paillasse ; $L = g(n-1) = 30(9) = 270 \text{ cm} = 2.70 \text{ m}$

$\rightarrow \text{Tang}(\alpha) = \frac{1.7}{2.7} = 0.62 \rightarrow \alpha = \text{arc Tang}(0.68) = 32.20^\circ \alpha = 32.20^\circ$

❖ Détermine largeur de paillasse (lp) :

$L_p = 2.70 \text{ m}$

$L_p \geq 1.20 \text{ m}$condition vérifié

❖ Détermine l'épaisseur de paillasse (e) :

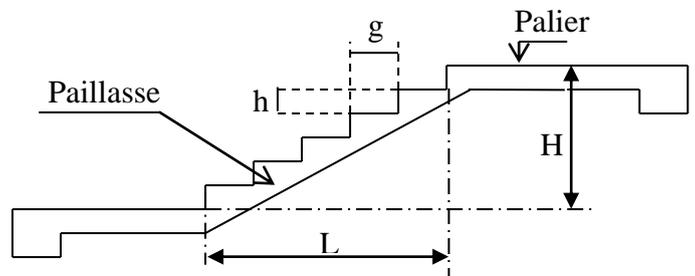
$e = \max(10 \text{ cm} ; e')$; $\frac{L_T}{30} \leq e' \leq \frac{L_T}{20}$

Avec :

$L_T =$ longueur total

$L_T = L_{\text{paillasse}} + L_{\text{palier}}$

$L_{\text{palier}} = 1.40 \text{ m} = 140 \text{ cm} > 1.2 \text{ m} \rightarrow \text{cv}$



❖ Détermine (Lp) :

On a :

$(L_{\text{paillasse}})^2 = h^2 + L^2 \rightarrow L_{\text{paillasse}} = \sqrt{H^2 + L^2}$

$L_{\text{paillasse}} = \sqrt{(1.70)^2 + (2.70)^2}$

$L_{\text{paillasse}} = 3.19 \text{ m}$

Donc :

$L_T = 3.19 + 1.40 = 4.59 \text{ m} = 459 \text{ cm}$

Alors :

$\frac{459}{30} \leq h \leq \frac{459}{20} \rightarrow 15.3 \leq h \leq 22.95 \text{ cm} \rightarrow e' = 19 \text{ cm}$

Donc :

$e = \max(10 ; 19) \rightarrow e = 19 \text{ cm}$

1^{er} 2^{ème} 3^{ème} niveaux :

On a :

$16.5 \leq h \leq 17.5 \rightarrow h = 17 \text{ cm}$

❖ Détermine le girant (g) :

On a :

$60 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 65 \text{ cm} \rightarrow 60 \text{ cm} \leq 34 + g \leq 65 \text{ cm}$

$\rightarrow : 60 - 34 \leq g \leq 65 - 34 \rightarrow : 26 \leq g \leq 31 \rightarrow g = 30 \text{ cm}$

❖ Détermine le nombre des marche (n') :

$$n' = [n-1]$$

$$n = \frac{He}{Hm}$$

Avec :

He : hauteur de l'étager ; He=4.4 m =440 cm

Hm ; hauteur des contres marches ; Hm=17 cm

Donc :

$$n = \frac{440}{17} = 25 \text{ contre marche}$$

Alors :

$$n' = 25 - 1 = 24 \text{ marches}$$

On a : 3

Volé 1 : 9 contre marche → 8 marches

Volé 2 : 7 contre marche → 6 marches

Volé 3 : 9 contre marche → 8 marches

❖ L'inclinaison de paillasse :(volé : 01)

$$\text{Tang}(\alpha) = \frac{H}{L}$$

Avec :

H : hauteur de paillasse 1 ; H= n * h=9 * 17=153 cm=1.53 m

L :longueur de paillasse ;L = g(n-1) = 30(9) = 270 cm =2.70 m

$$\rightarrow \text{Tang}(\alpha) = \frac{1.53}{2.7} = 0.56 \rightarrow \alpha = \text{arc Tang}(0.56) = 32.20^\circ \alpha = 32.20^\circ$$

❖ Détermine largeur de paillasse (lp) :

$$Lp=2.70 \text{ m}$$

$Lp \geq 1.20 \text{ m}$condition vérifié

❖ Détermine l'épaisseur de paillasse (e) :

$$e = \max(10 \text{ cm} ; e') ; \quad \frac{LT}{30} \leq e' \leq \frac{LT}{20}$$

Avec :

LT= longueur total

LT=L paillasse + L palier

L palier = 1.40 m = 140 cm > 1.2 m → cv

❖ Détermine (L_p) :

On a :

$$(L_{\text{pailasse}})^2 = h^2 + L^2 \rightarrow L_{\text{pailasse}} = \sqrt{H^2 + L^2}$$

$$L_{\text{pailasse}} = \sqrt{(1.70)^2 + (2.70)^2}$$

$$L_{\text{pailasse}} = 3.19 \text{ m}$$

Donc :

$$L_T = 3.19 + 1.40 = 4.59 \text{ m} = 459 \text{ cm}$$

Alors :

$$\frac{459}{30} \leq h \leq \frac{459}{20} \rightarrow 15.3 \leq h \leq 22.95 \text{ cm} \rightarrow e' = 19 \text{ cm}$$

Donc :

$$e = \max(10 ; 19) \rightarrow e = 19 \text{ cm}$$

Que celle de partie béton armé

IV .A.3 Le pré dimensionnement se fait à partir de calcul de :

➤ Cornière de marche :

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières.

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée

$$q_{\text{ser}} = (G+Q) g = (121+250) \times 0.3 = 111,3 \text{ Kg/ml}$$

Le pré dimensionnement de la Cornière de marcheuse fait à partir de la condition de la flèche suivant

$$\frac{5 \cdot q \cdot L^4}{384 \cdot E \cdot I_y} \leq \frac{L}{250}$$

$$\text{Donc } I_y \geq \frac{5 \cdot q \cdot L^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \times 1,113 \times 150^3 \times 250}{384 \times 2.1 \times 10^6} = 5,82 \text{ cm}^4$$

On adopte pour une cornière à ailes égales : L 45x45x4.5

$$I_y = 7.15 \text{ cm}^4$$

$$P = 3.04 \cdot \text{kg/ml}$$

IV .A.4 Vérification :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times (121 \times 0.3 + 3.04) + 1.5 \times (250 \times 0.3) = 165,609 \text{ kg/ml}$$

Alors :

$$\sigma_f = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{ql^2}{8W_x}$$

$$\text{Avec : } W_x = 2.20 \text{ cm}^3$$

$$\sigma_f = c \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

➤ **Limon UPN (poutre) :**

☞ **ELS**

q_1 pour le volée et q_2 pour le palier

$$q_1 = \frac{1,5}{2}(121 + 250) = 278,25 \text{ kg / ml}$$

$$q_2 = \frac{1,5}{2}(286 + 250) = 402 \text{ kg / ml}$$

IV .A.5 vérifier selon le critère de la flèche :

$$L = 420 \text{ cm}$$

$$P = 402 \text{ kg/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \cdot q \cdot L^3 \cdot 250}{384 \cdot E} = \frac{5 \times 4,02 \times 420^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 461,67 \text{ cm}^4$$

On optera pour le limon le profilé **UPN 140**

$$I_y = 605 \text{ cm}^4$$

☞ **ELU**

$$q_1 = \frac{1,5}{2}(1,35 \times 121 + 1,5 \times 250) = 403,76 \text{ kg / ml}$$

$$q_2 = \frac{1,5}{2}(1,35 \times 286 + 1,5 \times 250) = 570,83 \text{ kg / ml}$$

a-La charge équivalente :

$$q_{\text{équi}} = (q_1 L_1 + q_2 L_2) / (L_1 + L_2)$$

$$L_1 = 270 \text{ cm}$$

$$L_2 = 150 \text{ cm}$$

$$q_{\text{équi}} = (403,76 \times 2,70 + 570,83 \times 1,50) / (2,70 + 1,50) = 463,42 \text{ kg/ml}$$

b-La condition de résistance :

$$\sigma_f \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \frac{M_{\text{max}}}{W_x} = \frac{q l^2}{8 W_x}$$

$$\sigma_f = \frac{4,63(420)^2}{8 \times 86,4} = 1181,61 \text{ kg / cm}^2 \leq \sigma_e = 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \Longrightarrow \quad \text{La condition est vérifiée}$$

c-Calcul de la poutre palière :

La charge offerte à la poutre palière est due aux deux demis de volées et de cloison ci-dessus plus le palier

$$G_{\text{cloison}} = 178 \text{ Kg/m}^2$$

$$G_{\text{volée}}=121 \text{ Kg/m}^2$$

$$G_{\text{palier}}=286 \text{ Kg/m}^2$$

$$q= (1,35 \times 585) + (1,5 \times 250) = 1164,79 \text{ Kg/m}^2$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 11,64 \times 500^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 2255,4 \text{ cm}^4$$

On optera une poutre palière de profilée IPE220.

IV.B Etude de l'acrotère

IV .B.1 Introduction :

L'acrotère est un élément constituant la toiture-terrasse moderne, c'est un muret en bord de toiture situé dans le prolongement de la façade qui sert d'appuis au relevé d'étanchéité.

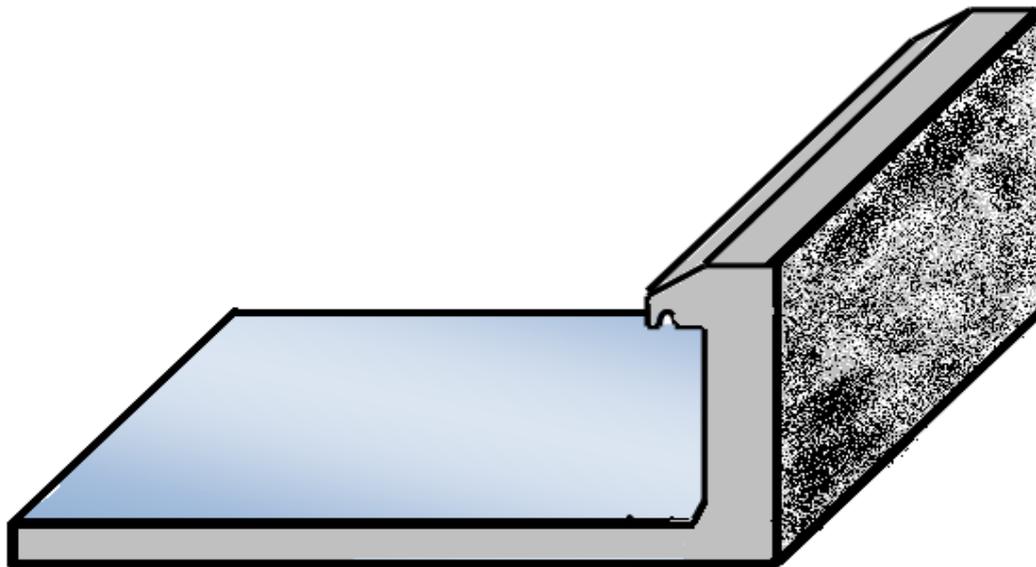


Figure .IV.B.1 Acrotère

IV .B.2 Etude et vérification

- **Caractéristique géométrique de l'acrotère**

- ✓ L'acrotère se trouve à 20.4m en haut de bâtiment.
- ✓ Largeur unitaire $b=1\text{m}$.
- ✓ Hauteur $L = 0.6\text{m}$.
- ✓ Epaisseur $h = 0.1\text{m}$.

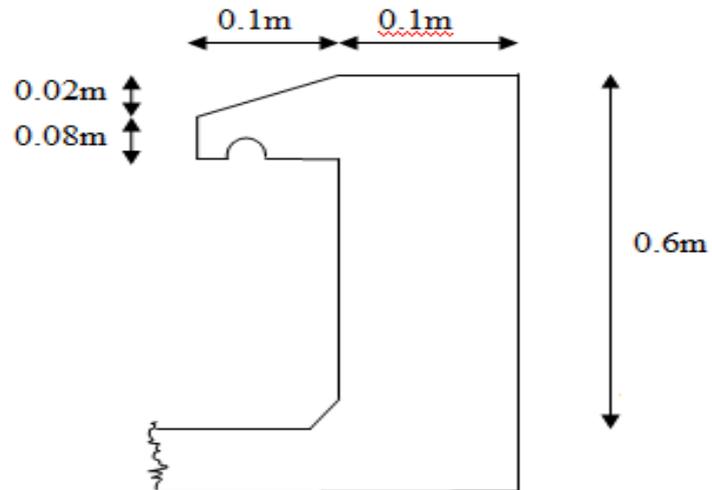


Figure .IV.B.2 Caractéristiques géométriques de l'acrotère

❖ **Charge sollicitant l'acrotère**

❖ **Charges permanentes :**

- **Poids du béton :**

$$g_1 = 2500 \times (0.6 \times 0.1 + 0.8 \times 0.1 + \frac{0.2 \times 0.1}{2}) \times 1$$

$$g_1 = 172.5 \text{ daN}$$

- **Poids de l'enduit de ciment :**

$$g_2 = 2 (0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.1 + 0.5) \times 18$$

$$g_2 = 54 \text{ daN}$$

a. **Surcharge d'exploitation (main courante) :**

$$Q = 100 \text{ daN}$$

❖ **Combinaison des charges :**

$$G = g_1 + g_2 = 226.5 \text{ daN}$$

• **La force horizontale voir (fig)**

Pour déterminer la force horizontale (F_p) agissant sur l'acrotère, on utilise la formule suivante

$$: \quad F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad (\text{RPA99 - P59})$$

A : coefficient d'accélération de la zone obtenue dans le tableau (4-1).

C_p : facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (tableau 6-1).

W_p : poids de l'élément considéré.

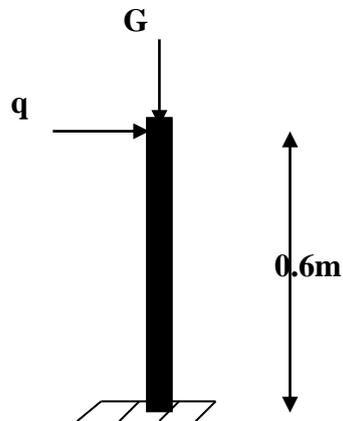


Figure .IV.B.3 Forces s'exerçant sur l'acrotère

CONSTANTINE est une zone de sismicité IIA

✚ Dans une zone sismique IIA groupe 3 :

$$A = 0.15$$

$$C_p = 0.8$$

AN:

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 226.5$$

$$F_p = 181.8 \text{ daN}$$

IV .B.3 Calcul des sollicitations

Moment : $M = \max (M(F_p) , M(q))$

$M(F_p) = F_p \times L$ telle que L est la hauteur et $L = 0.6\text{m}$

AN:

$$M(F_p) = 181.8 \times 0.6$$

$$\mathbf{M(F_p) = 109.08 \text{ daN.m}}$$

$$M(q) = q \times L$$

$$\mathbf{AN : M(q) = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN . m}}$$

Donc

$$\mathbf{M(q) = 60 \text{ daN . m}}$$

Donc on prend $\mathbf{M = M(F_p) = 109.08 \text{ daN.m}}$ (car c'est la plus grande valeur).

	ELU	ELS
Effort N (daN)	$1.35 G + 1.5 Q$ $= 1.35 (226.5) + 1.5 (100)$ $= 455.77 \text{ daN}$	$G + Q$ $= 226.5 + 100$ $= 326.5 \text{ daN}$
Moment (daN.m)	$1.5 M = 1.5 (108.72)$ $= 163.63 \text{ daN.m}$	M = 109.08 daN.m

❖ **Effort N et Moment M**

IV .B.4 Ferrailage de l'acrotère

Le calcul se fera en flexion composé avec une section de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$

$F_{C28} = 28 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1.5$; $\gamma_s = 1.15 F_{C28}$.

$$F_{t28} = 0.6 + 0.06 F_{C28}$$

On prendra l'acier de class FeE400

Donc $F_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

❖ **Calcul a l'ELU :**

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} > \frac{h}{6}$$

AN :

$$e_0 = (163,63 \times 10^2) / 455,77 = 35,78 \text{ cm} > (0,1 \times 10^2) = 1,66$$

On trouve que le centre de pression est situé à l'extérieur de la section, cette dernière est partiellement comprimée. Le calcul s'effectuera donc en flexion simple puis en flexion composée.

-En flexion simple

$$\text{Moment réduit : } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

$$\text{Effort de compression : } f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\gamma_b \cdot \theta}$$

$$\text{AN : } f_{bu} = \frac{0.85 \times 25}{1.5 \times 1} = 14.16 \text{ MPa} = 14.16 \times 10^6 \text{ N / m}^2$$

$$\mu_{bu} = \frac{163.08}{1 \times 0.09^2 \times 14.16 \times 10^5} = 0.0142$$

$$\mu_{bu} = 163,63 / (1 \times 0,09^2 \times 14,16 \times 10^5) = 0,0142$$

Donc $\mu_{bu} = 0.0142$

Avec $d = 0.9 h = 0.9 \times 10$ **$d = 0.09m$**

On a l'acier FeE400

A partir de guide pratique de BAEL :

$$10^4 \mu_{Lu} = 3440\gamma + 49 F_{C28} - 3050$$

$$\mu_{Lu} = \frac{3440\gamma + 49 F_{C28} - 3050}{10^4}$$

$\mu_{Lu} = 0.33$

Avec :

$$\gamma = M_u / M_{ser} = 163,63 / 109,08 = 1,5$$

Donc : **$\mu_{bu} = 0.0142 < \mu_{Lu} = 0.33$**

On conclut alors qu'il n'y a pas d'armatures comprimées c a d $A' = 0$

$$Z_b = d [1 - \mu_{bu}] = 9 [1 - 0.6 \times 0.0142]$$

$Z_b = 8.92cm$

$$A_s = \frac{M_u}{Z_b \times f_{ed}} \quad \text{d'ou} \quad f_{ed} = \frac{F_{ed}}{\gamma_s}$$

AN:

$$f_{ed} = \frac{400}{1.15} = 347.82 MPa$$

$$A_s = \frac{163.08}{8.92 \times 10^{-2} \times 347.82 \times 10^5}$$

$$A_s = 163,63 / 8,92 \times 10^{-2} \times 347,82 \times 10^5$$

$A_s = 5.27 \cdot 10^{-5} m^2 = 0.52 cm^2$

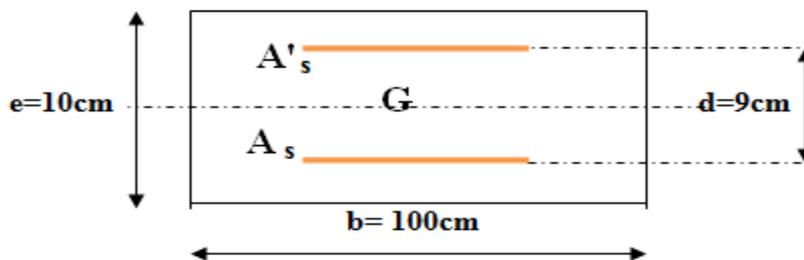


Figure .IV.B.4 Coupe horizontale de l'acrotère

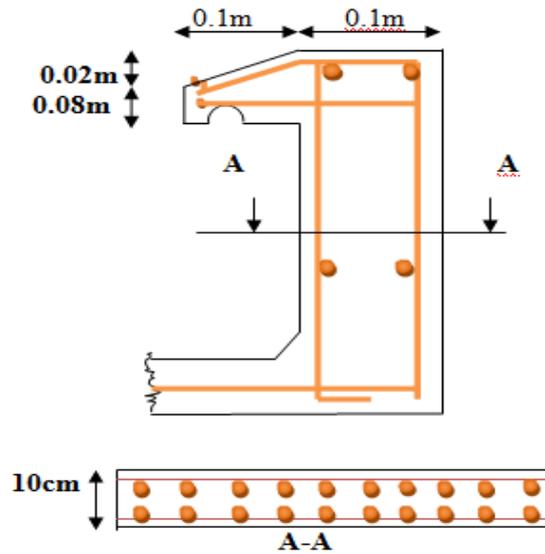


Figure .IV.B.5 Schématisation de l'acrotère

❖ En flexion composée :

$$- A' = 0 \quad A = A_s - \frac{N_u}{f_{ed}}$$

AN:

$$A = 0.527 \times 10^{-4} - \frac{455.77}{347.28 \times 10^5} \longrightarrow A = 0.39 \text{ cm}^2 = 39.59 \text{ mm}^2$$

❖ Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{b \times d \times f_{t28}}{f_{ed}}$$

AN :

$$A_{\min} \geq 0.23 \frac{100 \times 9 \times 2.1}{347.82} \quad A_{\min} \geq 1.25 \text{ cm}^2$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_s = 0.527/4 \quad A_r = 0.13 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 125 \text{ mm}^2$ on admit un ferrailage de 4 barres de $\varnothing 6(\text{mm})$ sur chaque mètre de l'acrotère (4T6).

$A_r = 0.13 \text{ cm}^2$ Donc on prend 2 barres de $\varnothing 6(\text{mm})$.

IV.C Etude de la dalle machine

IV .C.1 Introduction :

La dalle machine est une dalle pleine, qui reprend un chargement important par rapport à celle des dalles de l'étage courant ou terrasse, cela est due au mouvement de l'ascenseur ainsi qu'à son poids, en tenant compte de la variation des efforts de la machine par rapport à la dalle. Elle est composée de :

- Le moteur (machine)
- Dalle supportant la machine
- Cabine d'ascenseur.

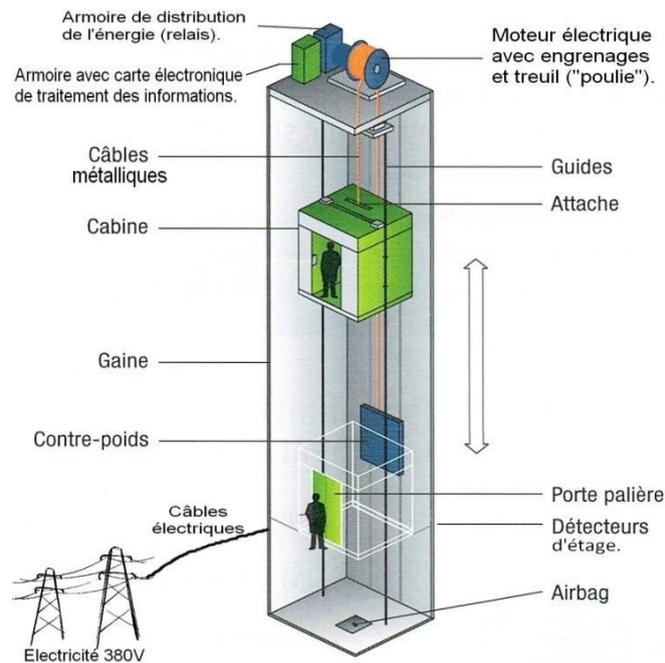


Figure .IV.C.1 Schéma d'un ascenseur mécanique

IV .C.2 Etude de la dalle machine d'ascenseur :

L'ascenseur est spécialement aménagé en vue du transport des personnes D'après la norme (NFP82-201), la charge nominale qui transmet le système de levage avec la cabine chargé à la moyenne de 9 personnes est 60 KN.

Pré dimensionnement de la dalle

Nous avons deux conditions à vérifier :

a) Résistance à la flexion :

Pour une dalle plein repose sur quatre appuis on a :

$$\frac{Lx}{50} \leq e \leq \frac{Lx}{40} \implies \frac{225}{50} \leq e \leq \frac{225}{40} \implies 4.5 \text{ cm} \leq e \leq 5.63 \text{ cm}$$

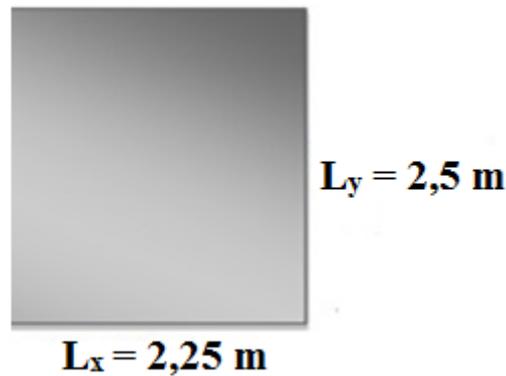


Figure .IV.C.2 Schéma de la dalle machine de l'ascenseur

a) Condition de l'E.N.A

L'entreprise nationale des ascenseurs (E.N.A) préconise que l'épaisseur de la dalle machine doit être $\geq 25 \text{ cm}$.

Donc on opte pour une dalle machine d'épaisseur $e = 25 \text{ cm}$.

IV .C.3 Evaluation des charges et surcharges :

a) Charges permanentes:

Le poids de la machine = 60 KN

Le poids de la dalle + Revêtement = $0.25 \times 25 + 0.05 \times 22 = 7.35 \text{ KN/m}^2$

b) Surcharges permanentes:

On prend comme charge d'exploitation sur la dalle machine : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

c) Combinaison de charge :

Tableau .IV.C.1 Combinaison des charges appliquée sur la dalle machine

Combinaison	Charge surfacique (KN/m ²)	Charge ponctuelle (KN)
ELU	11.42	81
ELS	8.35	60

IV .C.4 Calcul des sollicitations :

a) Calcul des moments sous charge uniformément répartie

Calcul de α :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.25}{2.5} = 0.90 \quad \Rightarrow \quad 0.4 < \alpha < 1 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travail dans les deux sens}$$

$$\text{On a : } M_x = \mu_x q L_x^2$$

$$M_y = \mu_y M_x$$

Tel qu'à l'ELU :

$$\mu_x = 0.0466 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0466 \times 11.42 \times 2.25^2 = 2.69 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{y'u} = 0.7834 \Rightarrow M_{y,1} = 0.7834 \times 2.69 = 2.11 \text{ KN. m}$$

Et à l'ELS :

$$\mu_{x,er} = 0.0528 \Rightarrow M_{x,1} = 0.0528 \times 8.35 \times 2.25^2 = 2.23 \text{ KN. m}$$

$$\mu_{y'ser} = 0.8502 \Rightarrow M_{y,1} = 0.8502 \times 2.23 = 1.90 \text{ KN.m}$$

b) Calcul des moments sous charge localisée

L'étude des dalles portant sur quatre cotés et soumises à des charges localisées qui s'exerçant sur une surface réduite $U \times V$ est entreprise à partir des abaques de PIGEAUD en plaçant la charge au centre.

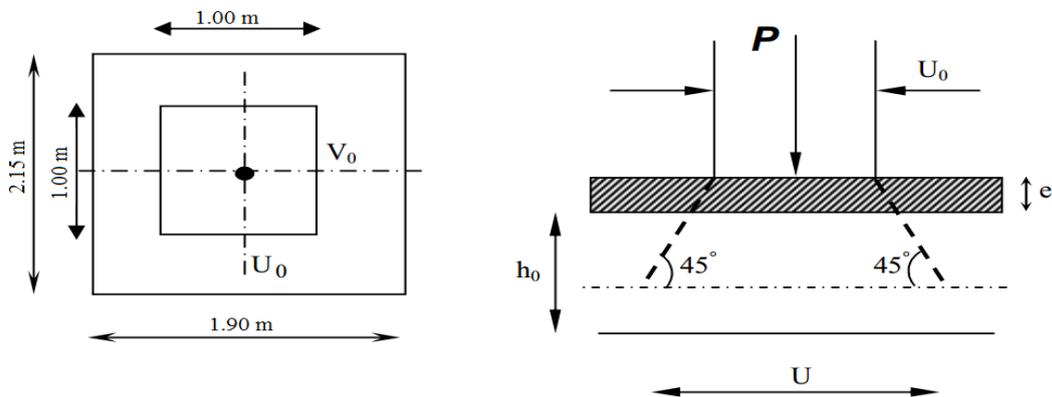


Figure .IV.C.3 Diffusion de charges localisée dans le feuillet moyen

Avec :

e : Epaisseur du revêtement (5cm) h_0 :

Epaisseur de la dalle(25cm)

Les abaques donnent les moments par mètre linéaire au centre :

$$M_{x,2} = (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y,2} = (M_2 + \nu M_1)$$

Avec :

ν : Coefficient de poisson

$$\nu = 0 \text{ à l'ELU}$$

$$\nu = 0.2 \text{ à l'ELS}$$

Et :

$(M_1; M_2)$ sont des coefficients déterminés à partir des rapports $(\frac{U}{L_x})$ et $(\frac{V}{L_y})$

$$\text{Tel que : } U = U_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$V = V_0 + 2e + h_0 = 100 + 2 \times 5 + 25 = 135 \text{ cm}$$

$$\text{a partir des abaques on a : } \frac{U}{L_x} = \frac{1.35}{2.25} = 0.60$$

$$\frac{V}{L_y} = \frac{1.35}{2.5} = 0.54$$

On prend le tableau de PIGEAUD pour $\alpha = 0.90$ et par itération on trouve :

$$M_1 = 0.098$$

$$M_2 = 0.026$$

Donc à l'ELU :

$$M_{x,2} = (M_1 + \nu M_2) = 81 \times 0.098 = 7.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = (M_2 + \nu M_1) = 81 \times 0.026 = 2.11 \text{ KN.m}$$

Et à l'ELS :

$$M_{x,2} = (M_1 + \nu M_2) = 60 \times (0.098 + 0.2 \times 0.026) = 6.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{y,2} = (M_2 + \nu M_1) = 60 \times (0.026 + 0.2 \times 0.098) = 2.77 \text{ KN.m}$$

c) Superposition des moments

✓ A l'ELU:

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 10.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.22 \text{ KN.m}$$

✓ A l'ELS :

$$M_x = M_{x,1} + M_{x,2} = 8.42 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y,1} + M_{y,2} = 4.67 \text{ KN.m}$$

A Cause de la continuité de la dalle les moments en travée et en appuis sont :

✓ Dans le sens de la petite portée:

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ax} = -0.5M_x$$

✓ Dans le sens de la grande portée:

$$\text{En travée : } M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appuis de rive : } M_{ay} = -0.5M_y$$

Tableau .IV.C.2 Récapitulatif des moments de la dalle machine

petite portée			grande portée		
M_x (KN.m)	M_{tx} (KN.m)	M_{ax} (KN.m)	M_y (KN.m)	M_{ty} (KN.m)	M_{ay} (KN.m)
10.17	8.64	- 5.09	4.22	3.59	- 2.11
8.42	7.16	- 4.21	4.67	3.97	- 2.34

IV .C.5 Ferrailage de la dalle machine :

a) Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre

linéaire avec : $b = 1.00$ m ; $h = 0.25$ m ; $d = 0.9h = 0.225$ m ;

$d' = C' = 2.5$ cm.

✓ **Moments ultime réduit:**

$$\mu_u = M_u / b d^2 f_{bc}$$

✓ **Section d'armature:**

$$A_s = \beta_u b d f_{bc} / \sigma_s$$

✓ **Condition de non fragilité**

D'après l'article B.7.4 BAEL91/99, la section minimale pour les dalles dans le sens xx est

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h (3-L_x / L_y) / 2$$

Et dans le sens Y-Y est :

$$A_{\min} \geq \rho_0 b h$$

Avec $\rho_0 = 0.0008$ pour $f_e E400$

Les résultats obtenus sont résumé dans le tableau suivant :

Tableau .IV.C.3 Récapitulatif des sections d'armature de la dalle machine

Position		M_u	μ_v	μ_t = 0.392	B _u	A _s	A_{min}	Choix	A_sadopté
Sens XX	Travée	8.64	0.0027	SSA	0.99	1.11	2.1	5T10	3.93
	Appuis	-5.09	0.0016	SSA	0.99	0.66	2.1	5T10	3.93
Sens YY	Travée	3.59	0.0011	SSA	0.99	0.46	2.00	5T10	3.93
	Appuis	-2.11	0.0006	SSA	0.99	0.27	2.00	5T10	3.93

b) Vérification à l'ELU

✓ **Vérification de la contrainte tangentielle**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge ; et on a U = V Donc :

Au milieu de U on a :

$$V_u = \frac{Pu}{2U+V} = \frac{81}{2 \times 1.35 + 1.35} = 20 \text{ KN}$$

Au milieu de V on a :

$$V_u = \frac{Pu}{3U} = \frac{81}{3 \times 1.35} = 20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 20 \times 10^3 / 1000 \times 225 = 0.088 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0.20f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.088 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

✓ **Vérification au poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifiée si :

$$q_u \leq 0.045 \times \mu_c \times h \times f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

q_u : Charge de calcul à l'ELU

μ_c : Périmètre du contour h : Épaisseur de la dalle

$$\mu_c = 2(U + V) = 2(135 + 135) = 5.40 \text{ m}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 5.40 \times 0.25 \times 25 \times 1000}{15} = 1012.5 \text{ KN}$$

$$q_u = 1012.5 \text{ KN} < 1417.5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

a) Vérification de l'écartement minimal des barres

D'après l'article A-8.2.42 BAEL91/99, l'écartement des armatures d'une même nappe soumise à un chargement concentré doit être égal à la :

Direction la plus sollicitée : $St \leq \min (2h; 25\text{cm})$ Direction perpendiculaire : $St \leq \min (3h; 33\text{cm})$

Armatures supérieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (2h; 25\text{cm}) = 25\text{cm}$.

Armatures inférieures : $St = 20 \text{ cm} \leq \min (3h; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

b) Vérification de l'influence de l'effort tranchant au niveau des appuis

✓ **Vérification des armatures longitudinales:**

$$A_s \geq \frac{1.15}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_s = 3.93 \text{ cm}^2 > \frac{1.15}{400} \left(20 + \frac{5.09}{0.9 \times 0.225} \right) \times 10 = 1.30 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la contrainte de compression:**

$$V_u \leq 0.4 b_0 (0.9d) \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u = 20 \text{ KN} < 0.4 \times 100 \times 0.9 \times 22.5 \times 25 \times \frac{10^{-1}}{1.5} = 1350 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{CV}$$

c) Vérification à l'ELS

Il faut faire la vérification de la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} . y / I \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

Pour les aciers aucune vérification n'est nécessaire parce que la fissuration est peut préjudiciable (pas de limite sur la contrainte d'acier).

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .IV.C.4 Récapitulatif des vérifications à l'ELS de la dalle machine

Position		M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MP a)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	OBS
Sens X-X	Travée	7.16	4.78	22150.72	1.55	15	C.V
	Appuis	- 4.21	4.78	22150.72	0.97	15	C.V
Sens Y-Y	Travée	3.97	4.78	22150.72	0.86	15	C.V
	Appuis	-2.34	4.78	22150.72	0.50	15	C.V

f) Vérification de la flèche

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :(Art B.6.5.1 BAEL91/99)

$$(h_t/L) \geq (1/16) \quad \Rightarrow \quad (0.11 > 0.0625) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$(h_t/L) \geq (M_{ser}/10M_{ser0}) \quad \Rightarrow \quad (0.13 > 0.085) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\left(\frac{A_s}{b \times d}\right) \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \Rightarrow \quad (0.0017 < 0.0105) \quad \Rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

Avec :

$$h_t = 25 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm} ; d = 22.5 \text{ cm} ; L = 1.90 \text{ m} ; A_s = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 5.87 \text{ KN.m} ; M_{ser0} = 6.91 \text{ KN.m} ; f_e = 400 \text{ MPa}$$

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

NB : On prévoit des chaises entre les deux nappes d'armature pour garder l'espacement entre les nappes, soit 1T10/m².

IV .C.6 Schéma de ferrailage :

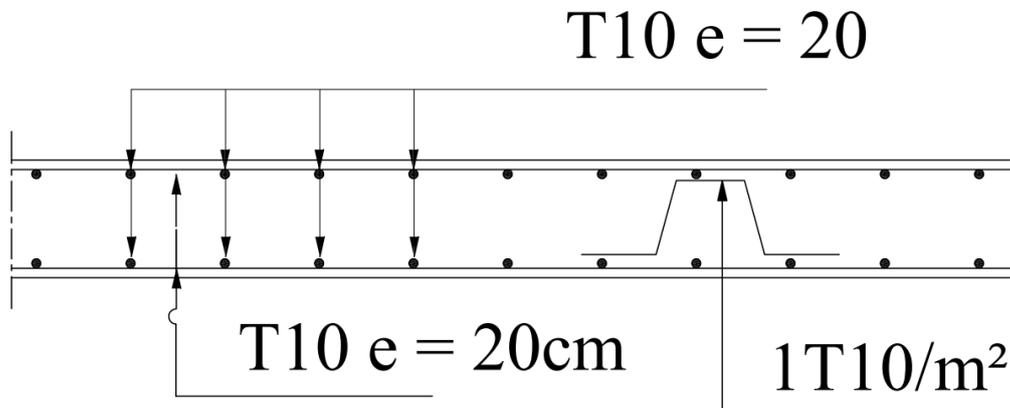


Figure .IV.C.4 Schéma de ferrailage de la dalle machine d'ascenseur

V.1 Introduction

L'intensité des secousses sismiques est capable de réduire un ouvrage en ruine, et donc notre but est de remédier à ce phénomène par la conception adéquate de l'ouvrage de façon à ce qu'il résiste et présente un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels.

Pour évaluer l'action du séisme nous utilisons le RPA99 version 2003

Notre structure est implantée à **CONSTANTINE** (zone de séismicité élevée).

V.2 Choix de la méthode de calcul

Le **RPA 99** propose trois méthodes de calcul:

- ▶ méthode statique équivalente
- ▶ méthode d'analyse modèle spectrale
- ▶ méthode d'analyse dynamique par accéléro gramme.

Les deux dernières méthodes sont utilisées dans tous les cas, mais la première (méthode statique équivalente) pour quelle soit appliquée, il faut que la structure vérifie un certain nombre de conditions.

V.3 Méthode d'analyse modale spectrale:

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.

❖ Classification de l'ouvrage :

- Zone sismique : Zone IIa « CONSTANTINE »
- Groupe d'usage : groupe 2
- Site : « meuble S3 » les valeurs de T1 et T2 sont respectivement 0,15 et 0,5

V.3.1 Application la méthode dynamique modale spectrale :

❖ Spectre de réponse de calcul :

L'intérêt du spectre de réponse vient de ce que la réponse linéaire d'une structure complexe peut être obtenue en combinant les réponses de ses modes propres de vibration.

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone (RPA 99. Tableau 4.1)

Zone IIa } $A = 0,15$
Groupe 2 }

η : Facteur de correction d'amortissement qui dépend du pourcentage d'amortissement critique (Quand l'amortissement est différent de 5%) égale à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \zeta}} \geq 0,7$$

ζ : Pourcentage d'amortissement critique

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 5}} = 1 > 0,7$$

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15 \text{ s}$; $T_2 = 0,50 \text{ s}$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau 4.4)

❖ Facteur de qualité :

Il dépend de certains critères qui sont pénalisants par leur observation ou non observation.

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q$$

Critère Q	Observé (Oui ou Non)	P _q
Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0
Redondance en plan	Oui	0
Régularité en plan	Oui	0
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité de l'exécution	Non	0.1

Donc : $Q = 1.20$

❖ **Choix de coefficient de comportement :**

Selon l'RPA99 tableau 4.3, le coefficient R est :

- Suivant la direction OX :

Ossature contreventée par des palées triangulées en X $\Rightarrow R = 4$

- Suivant la direction OY :

Portique auto stable d'acier ordinaire $\Rightarrow R = 4$

V.3.2 Calcul du poids actif soumis au séisme W

Le poids actif de la structure soumis au séisme est donné par la formule :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad (\text{RPA99 version 2003/ 4.5})$$

Avec

$$W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : poids du au charges permanents.

W_{Qi} : poids du au charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération(RPA99 version 2003 tableau 4.5)

donc $\beta = 0,2$

Tableau .V.1 Poids de la structure

Elément	Niveau 1 Masse en t	Niveau 2 Masse en t	Niveau 3 Masse en t	Niveau 4 Masse en t	Niveau 5 Masse en t
Dalle de plancher	221,98	210,11	210,11	210,11	141,76
Poteaux	36,94	25,58	25,58	25,58	15,39
Poutre	23,11	23,11	23,11	23,11	11,16
Surface	965,35	892,1	892,1	892,1	594,25
Mur intérieur	53,69	32,53	32,53	32,53	29,71
Mur extérieur	69,50	50,65	50,65	50,65	47,69
acrotère	/	/	/	7,72	8,99
Stabilité	21,37	18,45	18,45	18,45	11,93
Escalier	8,57	6,47	6,47	6,47	6,47
Totale	303,08	241,88	241,88	243,63	191,33
W_{Qi}	260,96	203,51	203,51	204,29	131,76
$0,2W_{Qi}$	51,29	39,83	39,83	39,99	26,07
W_i	354,37	281,71	281,71	282,48	217,40

Recapulatif :

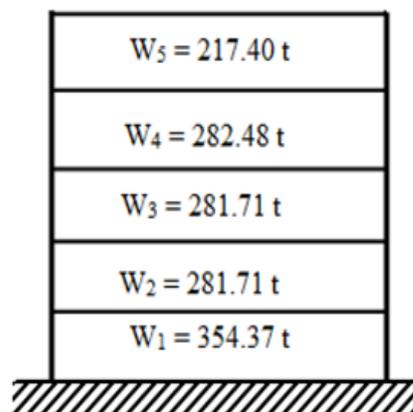


Figure .V.1 Poids de chaque étage

Total :

$$W_T = 1417,67 \text{ t}$$

V.3.3 Détermination des caractéristiques dynamiques de la structure :

Le calcul se fait par le logiciel : « Robot ».

Les résultats :

Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]
1	2,06	0,49
2	2,51	0,40
3	4,24	0,24
4	6,98	0,15
5	7,28	0,14

❖ Calcul de l'effort tranchant à la base :

L'effort tranchant pour chaque mode est donnée par la formule suivant : $V_i = \frac{S_a}{g} \times w_i \times a_i$

❖ Sens longitudinal (suivant l'axe OX)

mode	T_i (s)	α_i (%)	$\sum \alpha_i$ (%)	S_a/g	W (t)	V_i (t)
1	0,49	0,7641	0,7641	0,14	1417,67	151,65
2	0,40	0,00	0,7641	0,14	1417,67	0
3	0,24	0,0149	0,779	0,14	1417,67	2,96
4	0,15	0,0001	0,7791	0,14	1417,67	0,020
5	0,14	0,1825	0,9616	0,14	1417,67	36,22

❖ Sens transversale (suivant l'axe OY)

mode	T_i (s)	α_i (%)	$\sum \alpha_i$ (%)	S_a/g	W (t)	V_i (t)
1	0,49	0,00	0,00	0,14	1417,67	0
2	0,40	0,7437	0,7437	0,14	1417,67	147,60
3	0,24	0,00	0,7437	0,14	1417,67	0
4	0,15	0,1149	0,8589	0,14	1417,67	22,80
5	0,14	0,0001	0,8590	0,14	1417,67	0,020

❖ **Nombre de modes à considérer :**

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à **90 %** au moins de la masse totale de la structure.
- Ou 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.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**03**) dans chaque direction considérée.

❖ **La période fondamentale de la structure :**

Constatation :

1°/ Ce modèle présente une période fondamentale **T = 0,49s** .

2°/ Les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des modes de translation.

3°/ Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.

4°/ On doit retenir les 5 premiers modes, pour que le coefficient de participation massique atteigne les 90% (selon le RPA99).

- Selon le **RPA99V2003** les valeurs de T_{dyn} calculées par "ROBOT" ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques précédentes de plus de **30%**

$$T_{reg} = 1.3 T_{RPA}$$

$$T_{RPA} = C_T h_N^{\frac{3}{4}}$$

Avec :

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (n)

C_T : coefficient en fonction de système de contreventement, de type de remplissage (**RPA tableau 4 -6**)

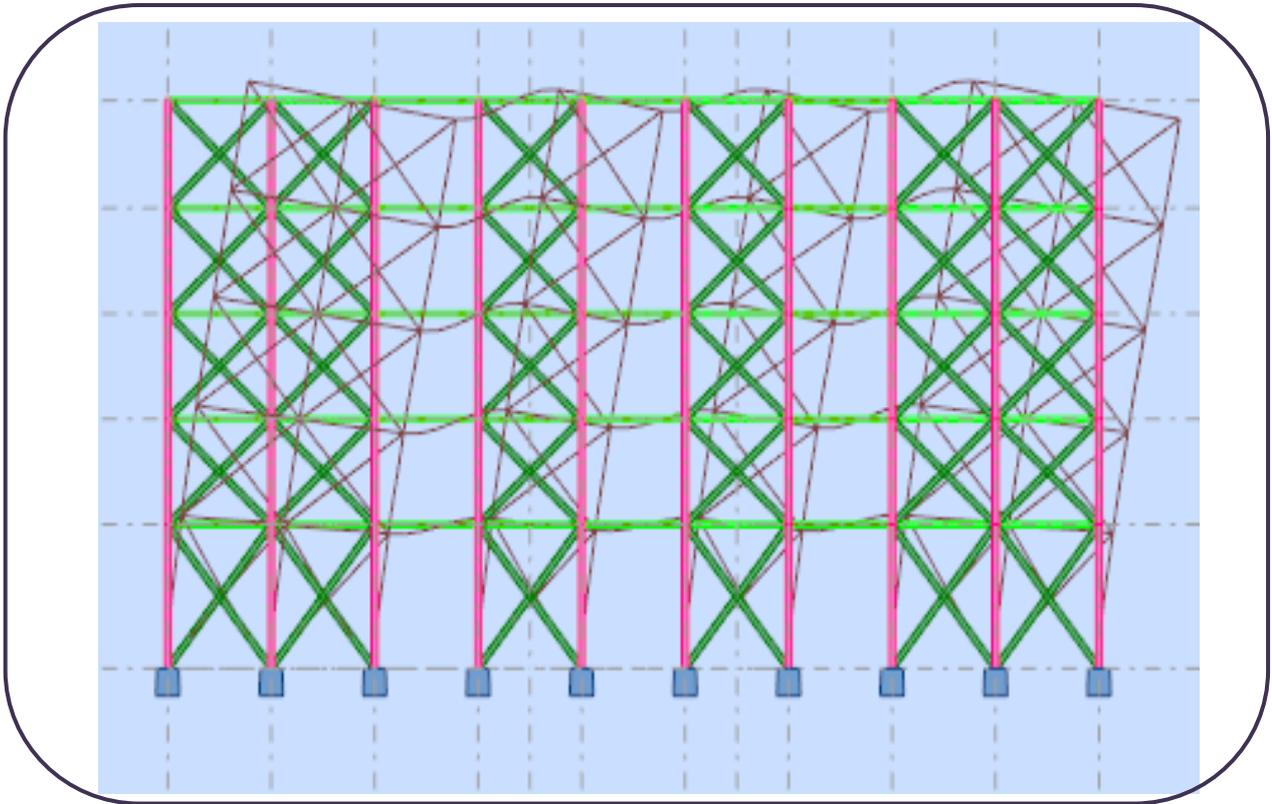
Dans notre cas :

$$C_T = 0.05$$

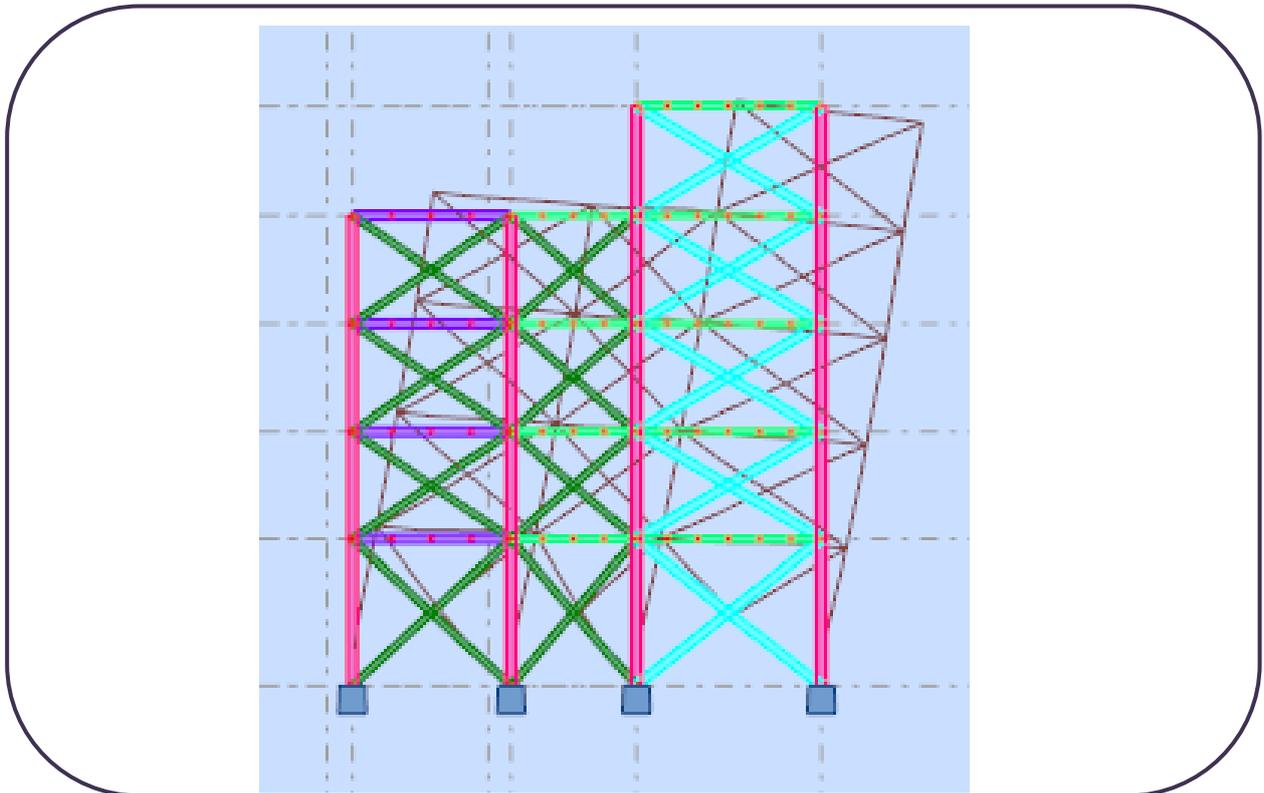
$$h_N = 24,3m \quad T_{RPA} = 0.55 s$$

$$T_{cal} = 0.49 s < 1.3 \times T_{RPA} = 0.72 s \quad \text{la condition est vérifiée}$$

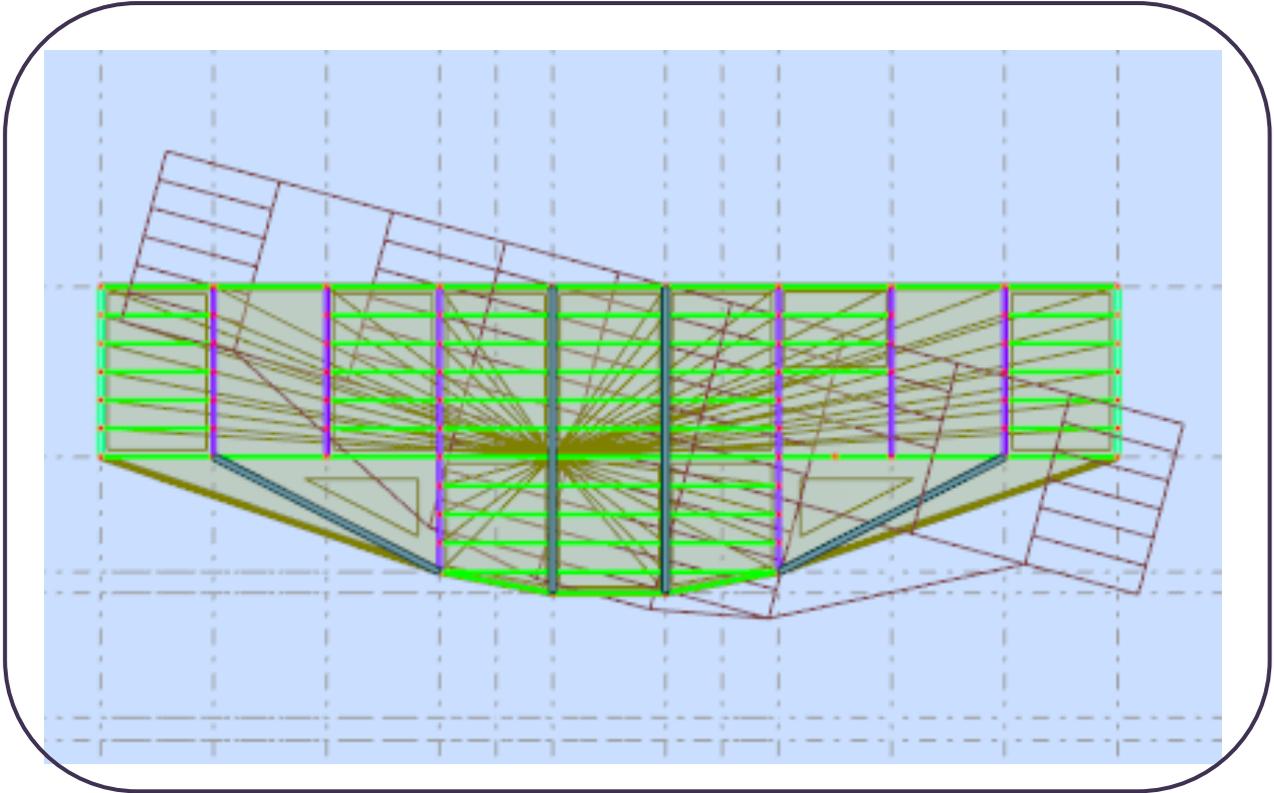
- **1^{er} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe X de période $T_1=0,49s$



- **2^{ème} mode** : c'est un mode de translation suivant l'axe Y de période $T_2=0,40s$



- **3^{ème} mode** : c'est un mode de rotation autour de l'axe Z de période $T_3=0,24s$



V.4 spectre de reponse :

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (RPA art 4.7)

Dans notre cas : Site 3 $\Rightarrow T_1 = 0,15 s ; T_2 = 0,50 s$

Q : facteur de qualité (RPA 99. Tableau44)

On obtient le spectre de reponse suivant :

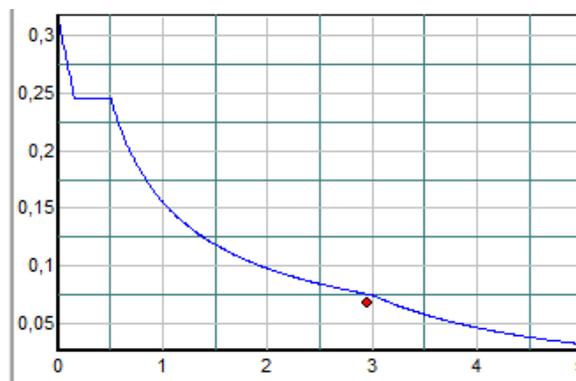


Figure .V.2 Représentation du spectre de calcul

❖ Combinaison des réponses modales

Les réponses des deux modes de vibration i et j de périodes respectives T_i , T_j et d'amortissements ξ_i , ξ_j sont considérées comme indépendants si le rapport :

$r = T_i / T_j$, ($T_i \leq T_j$), vérifie la condition:

$$r \leq \frac{10}{\left(10 + \sqrt{\xi_i \xi_j}\right)}$$

Application :

Nous avons $\xi = 5\% \Rightarrow r = 0.95$

T_2 / T_1	T_3 / T_2	T_4 / T_3	T_5 / T_4
0.82	0.60	0.58	0,93

On remarque que tous les rapports T_i / T_j sont inférieurs à $r = 0,95$, donc tous les modes sont indépendants, alors et selon RPA 99 -4-15-, l'effet de l'action sismique à la base est donné par la relation :

$$V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^5 V_i^2}$$

Donc la force totale à la base, suivant la direction OX est :

$$V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^5 V_i^2} = \mathbf{155,94 \text{ t}}$$

Et la force totale à la base, suivant la direction OY est :

$$V_t = \sqrt{\sum_{i=1}^5 V_i^2} = \mathbf{149,35 \text{ t}}$$

➤ Condition d' RPA99/Version 2003 :

L'une des vérifications préconisée par le **RPA99** / version 2003 (art 4.3.6) est relative à la résultante des forces sismiques. En effet la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de celle déterminée par l'utilisation de la méthode statique équivalente V .

Si $V_t < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport : $r = \frac{0.8V}{V_t}$

V.5 Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W$$

D : Facteur d'amplification dynamique donné en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T).

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure est donnée par la formule

Empirique suivante : $T = C_T \cdot h_N^{3/4}$

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) ; soit

$$h_N = 24,3 \text{ m}$$

C_T : c'est un coefficient qui est en fonction du système de contreventement, du type de remplissage, il est donné par le tableau RPA-4-6- par :

$$\text{Suivant l'axe } OX : C_T = 0,05 \quad \Longrightarrow T_x = 0,547 \text{ s}$$

$$\text{Suivant l'axe } OY : C_T = 0,05 \quad \Longrightarrow T_y = 0,547 \text{ s}$$

On peut également utiliser la formule : $T = 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D}$

D : c'est la dimension du bâtiment mesurée à la base dans la direction de calcul considérée.

$$D_x = 45,9 \text{ m} \quad \Longrightarrow T_x = 0,32 \text{ s}$$

$$D_y = 24,7 \text{ m} \quad \Longrightarrow T_y = 0,44 \text{ s}$$

D'après l'RPA99 on prend la plus petite valeur de T, calculée par les deux formules.

$$\text{Donc } T_x = \min \{ 0,547 ; 0,32 \}$$

$$\mathbf{T_x = 0,32 \text{ s}}$$

$$T_y = \min \{ 0,547 ; 0,44 \}$$

$$\mathbf{T_y = 0,44}$$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$ et d'après la formule (4.2) du RPA / V 2003 on aura :

$$D_x = 2,5$$

On est dans le cas où $0 \leq T \leq T_2$

$$D_y = 2,5$$

D : Facteur d'amplification dynamique

❖ La force sismique globale agissant à la base

- Sens longitudinal : $V_x = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1417,67 = 159,49 \text{ t}$

- Sens transversal : $V_y = \frac{0,15 \times 2,5 \times 1,2}{4} \times 1417,67 = 159,49 \text{ t}$

Force sismique	V (t)	V _t (t)	V _t /V	Observation
Suivent la direction OX	159,49	155,94	98 %	>80%
Suivent la direction OY	159,49	149,35	93 %	>80%

Conclusion :

L'effort calculé par la méthode dynamique modale à la base de la structure, est supérieur à 80% de celui obtenu par la méthode statique équivalente, suivant les deux directions, donc la condition de 'la résultante des forces sismique de calcul' est vérifiée.

. La distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

Selon RPA 99/V2003, la résultante des forces sismiques à la base a doit être distribuée sur la hauteur de la structure suivant la formule :

$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

Avec :

$$F_i = \frac{(V_t - F_t)W_i}{\sum W_j h_j} h_i$$

F_i: Force horizontale appliquée au niveau « i ».

F_t: Force concentrée au sommet de la structure tel que:

W_i : Poids de niveau considéré.

W: Poids total de la structure.

h_i : Hauteur de niveau « i ».

$$F_t = \begin{cases} 0 & \text{si } T < 0.7s \\ 0.07 TV & \text{si } T \geq 0.7s \end{cases}$$

Dans notre cas :

$$T = 0,49 \text{ s} < 0,7 \text{ s}$$

Donc :

$$F_t = 0$$

Les résultats des efforts sismiques sont donnés dans les tableaux suivant :

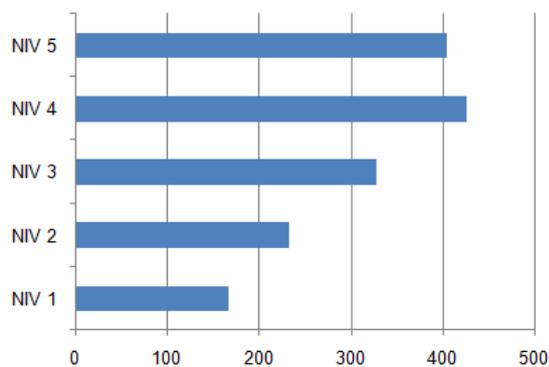
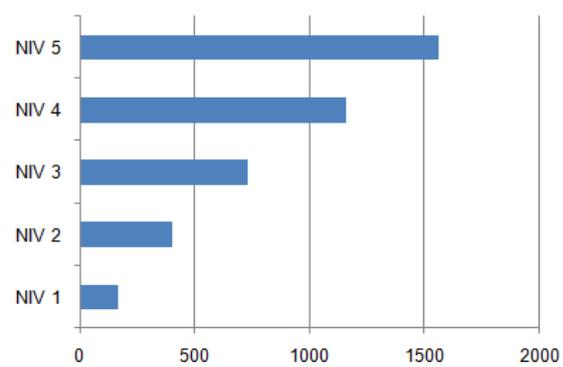
V.6 La distribution horizontale des forces sismiques :

L'effort tranchant au niveau de l'étage « K » :

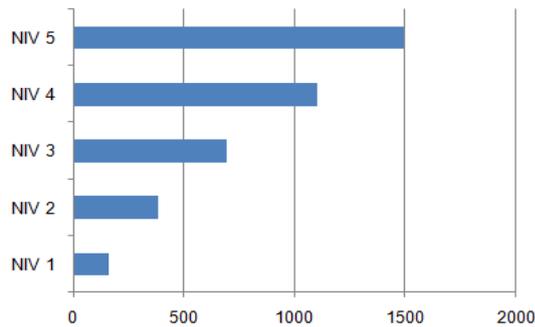
$$V_k = F_t + \sum_{i=k}^n F_i \quad \text{Avec : } F_t = 0$$

➤ **Sens longitudinal :***Tableau V.2 Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal*

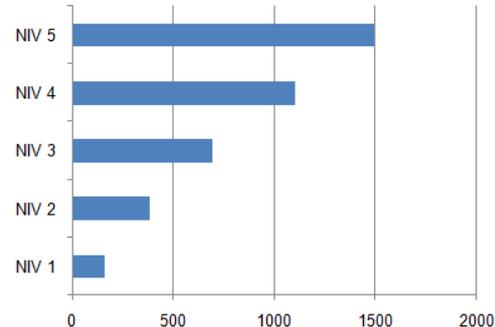
Niveaux	W(KN)	h(m)	W.h	F _i (KN)	V _k (KN)
NIV 1	3543,7	6	21262,2	167,45	167,45
NIV 2	2817,1	10,4	29297,84	232,89	400,34
NIV 3	2817,1	14,8	41693,08	328,07	728,41
NIV 4	2824,8	19,2	54236,16	426,76	1155,17
NIV 5	2174	23,7	51523,8	405,42	1560,59
Totale	14176,7		198013,08		

**Distribution de la force sismique****Distribution de l'effort tranchant**➤ **Sens transversal :***Tableau .V.3 Distribution de la résultante des forces sismiques sens transversale*

Niveaux	W(KN)	h(m)	W.h	F _i (KN)	V _k (KN)
NIV 1	3543,7	6	21262,2	160,37	160,37
NIV 2	2817,1	10,4	29297,84	220,98	381,35
NIV 3	2817,1	14,8	41693,08	314,47	695,82
NIV 4	2824,8	19,2	54236,16	409,07	1104,89
NIV 5	2174	23,7	51523,8	388,61	1493,50
Totale	14176,7		198013,08		



Distribution de la force sismique



Distribution de l'effort tranchant

V.7 Les vérifications :

V.7.1) Vérification des déplacements inter étage :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \delta_{eK}$ (art 4-19 RPA2003)

δ_{eK} : Déplacement horizontal du aux forces sismique

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (\text{art 4-20 RPA2003})$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, et tels que calculés selon le paragraphe 4.2.10, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

$$(\delta_k - \delta_{k-1}) \leq \bar{\Delta} = 0,01h_j \quad \text{Avec : } h_j : \text{ hauteur d'étage (j)}$$

Tableau .V.4 Déplacement relatif

Niveau	δ_{eK}		R	$\delta_K = R \delta_{eK}$		$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$		h_j (cm)	0,01 h_j (cm)
	$\delta x(cm)$	$\delta y(cm)$		$\delta x R$	$\delta y R$	$\Delta_x(cm)$	$\Delta_y(cm)$		
1	0,8	0,6	4	3,2	2,4	3,2	2,4	600	6,00
2	1,7	1,4	4	6,8	5,6	3,6	3,2	440	4,40
3	2,7	2,0	4	10,8	8	4	2,4	440	4,40
4	3,8	2,6	4	15,2	10,4	4,4	2,4	440	4,40
5	4,6	3,2	4	18,4	12,8	3,2	2,4	450	4,50

Conclusion :

On remarque que dans les deux sens les déplacements relatifs dus aux efforts sismique sont inférieurs aux déplacements relatifs admissibles données par le RPA, donc la stabilité de l'ouvrage sous charges horizontales est assurée.

V.7.2) Vérification de l'effort normal réduit :

Pour éviter la rupture fragile de la section de béton on doit vérifier la formule suivante :

$$N = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{Avec : } N_d : \text{l'effort normal maximal}$$

B_c : l'air de section brute

f_{c_j} : la résistance caractéristique du béton

Les résultats sont donnés par le tableau suivant :

Tableau V.5 L'effort normal réduit

Zone	Section	N(KN)	f_{c28} (MPa)	N_{rd} (KN)	Vérification
I	50X50	1384,23	25	0.22	Vérifiée

V.7.3) Vérification de l'effet P-Delta :

Il faut calculer le coefficient $\theta_K = P_K \Delta_k / V_K h_K$ et le comparer avec le nombre 0,1 tel que :

- Si $\theta_K < 0,10$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.
- Si $0,10 < \theta_K < 0,20$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1 / (1 - \theta_K)$.

Si $\theta_K > 0,20$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_K : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_K : effort tranchant d'étage au niveau « K »

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau « K-1 »

h_K : hauteur de l'étage « K »

❖ Sens longitudinal

Tableau .V.6 Vérification de l'effet P-Delta sens longitudinal

Niveau	P_k (KN)	Δ_x (cm)	V_{kx} (KN)	h_k (cm)	θ_k
1	3543,7	3,2	167,45	600	0.09785
2	2817,1	3,6	400,34	440	0.05757
3	2817,1	4	728,41	440	0.03515
4	2824,8	4,4	1155,17	440	0.02445
5	2174	3,2	1560,59	450	0.00990

❖ Sens transversal :

Tableau .V.7 Vérification de l'effet P-Delta sens transversal

Niveau	P_k (KN)	Δ_y (cm)	V_{ky} (KN)	h_k (cm)	θ_k
1	3543,7	2,4	160,37	600	0.08838
2	2817,1	3,2	381,35	440	0.05372
3	2817,1	2,4	695,82	440	0.02208
4	2824,8	2,4	1104,89	440	0.01394
5	2174	2,4	1493,50	450	0.00776

Conclusion :

On constate que θ_{KX} et θ_{KY} sont inférieure à 0,1.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

V.7.4) Vérification de non renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation.

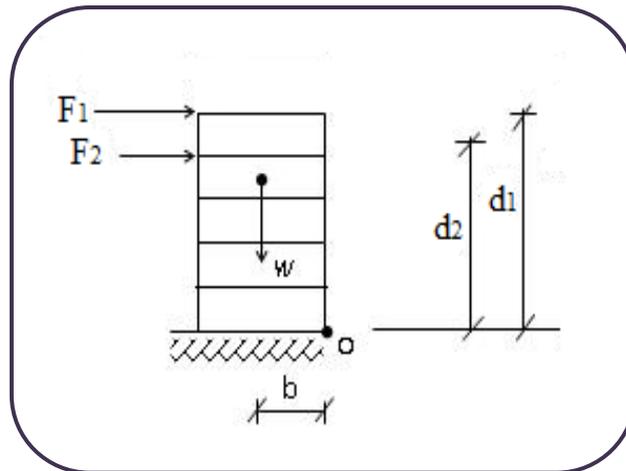
Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction avec :

M_s : moment stabilisant est égal à :

$$\triangleright M_{\text{stabilisateur}} = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : moment de renversement est égal à :

$$\triangleright M_{\text{renversement}} = M_{F_i/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$



Il faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

Tableau .V.8 Vérification de renversement sens XX et YY

	W(KN)	b(KN)	M _s (KN.m)	M _r (KN.m)	M _s /M _r	Verification
Sens XX	14176,7	23,4	331734,78	26084,44	12,72	CV
Sens YY	14176,7	14,16	200742,072	24978,77	8,04	CV

Conclusion :

On a ($M_s > 1,5 M_r$), donc L'ouvrage est stable au renversement dans les deux directions.

V.8.Distribution des efforts sismiques sur les files :

❖ La position du centre de gravité

$$\begin{cases} x_g = \frac{\sum W_i \cdot x_i}{\sum W_i} \\ y_g = \frac{\sum W_i \cdot y_i}{\sum W_i} \end{cases}$$

Tableau .V.9 Centre de gravité

niveau	X_{Gi} (m)	Y_{Gi} (m)
1	23,4	13,37
2	26,48	14,16
3	26,48	14,16
4	26,48	14,16
5	25,24	15,21

❖ **La position du centre de torsion**

Les coordonnées du centre de torsion C_t (X_t , Y_t) sont données par la formule suivante :

$$\begin{cases} X_t = \frac{\sum I_{xI} \times X_I}{\sum I_{xI}} \\ Y_t = \frac{\sum I_{yI} \times Y_I}{\sum I_{yI}} \end{cases}$$

De même, le logiciel qu'on a utilisé nous donne les coordonnées de centre de torsion de chaque plancher, comme l'indique le tableau ci-dessous :

Tableau .V.10 Centre de torsion

Niveau	X_{ti} (m)	Y_{ti} (m)
1	23,4	13,37
2	26,48	14,16
3	26,48	14,16
4	26,48	14,16
5	25,24	15,21

❖ **L'excentricité :**

L'excentricité théorique (e_t), est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion ; elle est donnée par la relation suivante :

$$\begin{cases} e_{tx} = X_{Gi} - X_{ti} \\ e_{ty} = Y_{Gi} - Y_{ti} \end{cases}$$

Selon RPA 99 (para 4-3-7) ; Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle (deux translations et une rotation), en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (e_a)-additionnelle- égale à $\pm 0,05 L$, (L étant la dimension du plancher

perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction. C.a.d :

$$\begin{cases} e_x = e_{tx} + e_{ax} \\ e_y = e_{ty} + e_{ay} \end{cases}$$

Application :

L'excentricité théorique et accidentelle de chaque niveau et pour chaque direction, est donnée par le tableau suivant :

Tableau .V.11 l'excentricité

Niveau	Suivant l'axe OX			Suivant l'axe OY		
	e_{tx}	e_{ax}	e_x	e_{ty}	e_{ay}	e_y
1	0,41	2,30	2,71	1,28	1,65	2,93
2	0,41	2,30	2,71	1,28	1,65	2,93
3	3,44	2,30	5,74	2,14	1,65	3,79
4	3,44	2,30	5,74	2,14	1,65	3,79
5	3,44	2,30	5,74	2,14	1,65	3,79
6	2,21	2,30	4,51	3,2	1,65	4,85

- La force sismique appliquée au niveau de chaque étage, suivant les directions OX et OY , se répartie sur le système de contreventement et sur les portiques auto stables respectivement. Cette répartition est basée sur le principe suivant :

- l'élément le plus rigide et le plus loin du centre de torsion prend le pourcentage le plus grand de l'effort sismique. La distribution des forces sismiques se fait à l'aide de la formule suivante :

$$F_i^k = F_k \times \left[\left(\frac{I_i}{\sum I_i} \right) + \left(\frac{e \times I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2} \right) \right]$$

Avec :

F_i^k : La force sismique qui revient à la file i du niveau k ;

$F_k \frac{I_i}{\sum I_i}$: Contribution due à la translation ;

$F_k \times e \frac{I_i \times d_i}{\sum I_i \times d_i^2}$: Contribution due à la rotation ;

d_i : la distance entre la file i et le centre de torsion suivant la direction XX ou YY .

V.9 Exemple d'application pour trouver les forces sismiques de chaque niveaux :

a –pour le niveau 5

On a :

$$F_x^5 = 40,54t \text{ et } F_y^6 = 38,61t$$

$$\sum_{i=1}^{10} I_i = 22 \times I_{(HEB450)_y}$$

$$e_x = 4.51m \text{ et } e_y = 4.85m$$

Tableau .V.12 Les résultats de la force sismique au niveau 5

file	Suivant l'axe XX			Suivant l'axe YY		
	I_i	$d_i (m)$	$F_i^k (t)$	I_i	$d_i (m)$	$F_i^k (t)$
1	$2I_{(HEB450)_y}$	4,81	3,55	$2I_{(HEB450)_x}$	23,4	2,13
2	$2I_{(HEB450)_y}$	3,76	3,78	$2I_{(HEB450)_x}$	18,4	2,23
3	$8I_{(HEB450)_y}$	1,19	8,80	$2 I_{(HEB450)_x}$	13,4	2,40
4	$10I_{(HEB450)_y}$	8,69	1,54	$3I_{(HEB450)_x}$	8,4	2,44
5	-	-	-	$2I_{(HEB450)_x}$	3,4	4,32
6	-	-	-	$2I_{(HEB450)_x}$	1,6	7,19
7	-	-	-	$3I_{(HEB450)_x}$	6,6	3,07
8	-	-	-	$2I_{(HEB450)_x}$	11,6	2,51
9	-	-	-	$2I_{(HEB450)_x}$	16,6	2,28
10	-	-	-	$2I_{(HEB450)_x}$	21,6	2,16

b) pour le niveau 4

On a :

$$F_x^5 = 42,68 \text{ t et } F_y^5 = 40,91 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^{10} I_i = 34 \times I_{(\text{HEB}450)}$$

$$e_x = 5.74 \text{ m et } e_y = 3.79 \text{ m}$$

Tableau .V.13 Les résultats de la force sismique au niveau 4

file	Suivant l'axe XX			Suivant l'axe YY		
	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)
1	4I _{(HEB450)y}	9,47	2,02	4 I _{(HEB450)x}	23,4	1,39
2	6I _{(HEB450)y}	8,47	2,11	3I _{(HEB450)x}	18,4	1,44
3	2I _{(HEB450)y}	2,97	4,05	3 I _{(HEB450)x}	13,4	1,54
4	4I _{(HEB450)y}	2,04	5,39	4 I _{(HEB450)x}	8,4	1,76
5	8I _{(HEB450)y}	3,03	4,96	3 I _{(HEB450)x}	3,4	2,61
6	10I _{(HEB450)y}	10,53	1,92	3 I _{(HEB450)x}	1,6	4,22
7	-	-	-	4 I _{(HEB450)x}	6,6	1,91
8	-	-	-	3 I _{(HEB450)x}	11,6	1,60
9	-	-	-	3 I _{(HEB450)x}	16,6	1,47
10	-	-	-	4 I _{(HEB450)x}	21,6	1,48

C) pour le niveau 3

On a :

$$F_x^4 = 32,81 \text{ t et } F_y^4 = 31,45 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^{10} I_i = 34 \times I_{(\text{HEB450})}$$

$$e_x = 5.74 \text{ m et } e_y = 3.79 \text{ m}$$

Tableau .V.14 Les résultats de la force sismique au niveau 3

file	Suivant l'axe XX			Suivant l'axe YY		
	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)
1	4I _{(HEB450)y}	9,47	1,55	4 I _{(HEB450)x}	23,4	1.06
2	6I _{(HEB450)y}	8,47	1.65	3I _{(HEB450)x}	18,4	1.09
3	2I _{(HEB450)y}	2,97	3.19	3 I _{(HEB450)x}	13,4	1.17
4	4I _{(HEB450)y}	2,04	4,29	4 I _{(HEB450)x}	8,4	1,34
5	8I _{(HEB450)y}	3,03	3.14	3 I _{(HEB450)x}	3,4	1,99
6	10I _{(HEB450)y}	10,53	2.32	3 I _{(HEB450)x}	1,6	3,25
7	-	-	-	4 I _{(HEB450)x}	6,6	1,45
8	-	-	-	3 I _{(HEB450)x}	11,6	1,22
9	-	-	-	3 I _{(HEB450)x}	16,6	1.12
10	-	-	-	4 I _{(HEB450)x}	21,6	1.07

D) pour le niveau 2

On a :

$$F_x^3 = 23,29 \text{ t et } F_y^3 = 22,10 \text{ t}$$

$$\sum_{i=1}^{10} I_i = 34 \times I_{(\text{HEB450})}$$

$$e_x = 5.74 \text{ m et } e_y = 3.79 \text{ m}$$

Tableau .V.15 Les résultats de la force sismique au niveau 2

file	Suivant l'axe XX			Suivant l'axe YY		
	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)
1	4I _{(HEB450)y}	9,47	1.08	4 I _{(HEB450)x}	23,4	0,72
2	6I _{(HEB450)y}	8,47	1.15	3I _{(HEB450)x}	18,4	0,75
3	2I _{(HEB450)y}	2,97	2.25	3 I _{(HEB450)x}	13,4	0,8
4	4I _{(HEB450)y}	2,04	3,02	4 I _{(HEB450)x}	8,4	0,93
5	8I _{(HEB450)y}	3,03	2.22	3 I _{(HEB450)x}	3,4	1,38
6	10I _{(HEB450)y}	10,53	1.04	3 I _{(HEB450)x}	1,6	2,26
7	-	-	-	4 I _{(HEB450)x}	6,6	1.01
8	-	-	-	3 I _{(HEB450)x}	11,6	0,83
9	-	-	-	3 I _{(HEB450)x}	16,6	0,77
10	-	-	-	4 I _{(HEB450)x}	21,6	0,73

E) pour le niveau 1

On a :

$$F_x^2 = 16,75 \text{ t et } F_y^2 = 16,04 \text{ 31,47 t}$$

$$\sum_{i=1}^{12} I_i = 36 \times I_{(HEB450)}$$

$$e_x = 2.71 \text{ m et } e_y = 2.93 \text{ m}$$

Tableau .V.16 Les résultats de la force sismique au niveau 1

file	Suivant l'axe XX			Suivant l'axe YY		
	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)	I _i	d _i (m)	F _i ^k (t)
1	2I _{(HEB450)y}	13,37	0,54	4 I _{(HEB450)x}	23,4	0,51
2	4I _{(HEB450)y}	9,8	0,57	3I _{(HEB450)x}	18,4	0.64
3	6I _{(HEB450)y}	8,8	0,64	3 I _{(HEB450)x}	13,4	0.43
4	2I _{(HEB450)y}	3,3	0,46	4I _{(HEB450)x}	8,4	0.57
5	4I _{(HEB450)y}	2,37	1,10	1I _{(HEB450)x}	5,9	0.64
6	8I _{(HEB450)y}	2,7	1.01	3I _{(HEB450)x}	3,4	0.81
7	10I _{(HEB450)y}	10,2	0.57	3I _{(HEB450)x}	1,6	1.29
8	-	-	-	1I _{(HEB450)x}	4,1	0.74
9	-	-	-	4I _{(HEB450)x}	6,6	0.64
10	-	-	-	3I _{(HEB450)x}	11,6	0.53
11	-	-	-	3I _{(HEB450)x}	16,6	0.51
12	-	-	-	4I _{(HEB450)x}	21,6	0.52

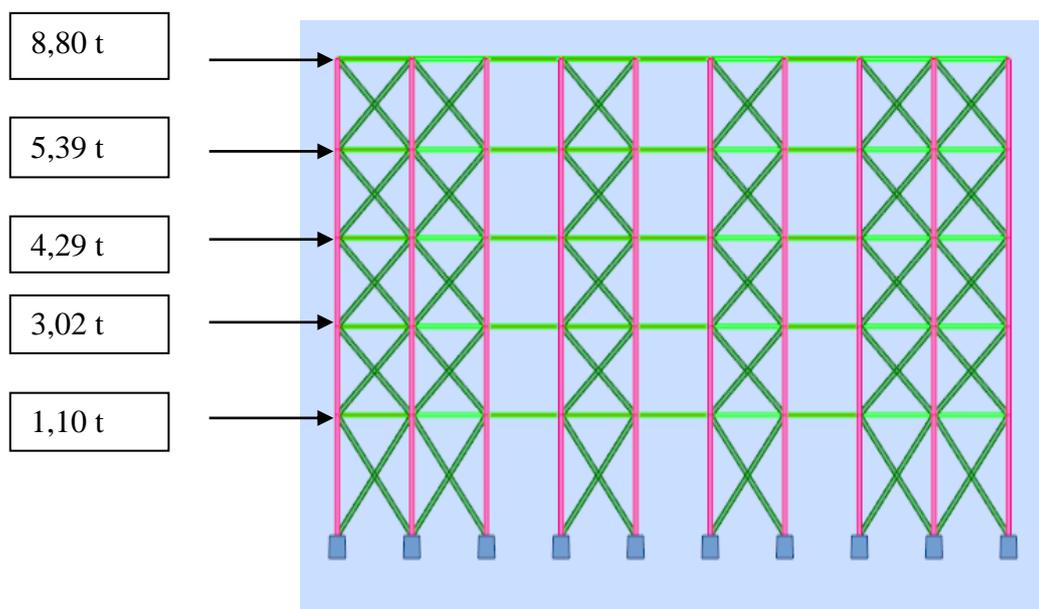
➤ **Sens longitudinal :**

Figure .V.3 Distribution des efforts sismiques sur les files le plus sollicité

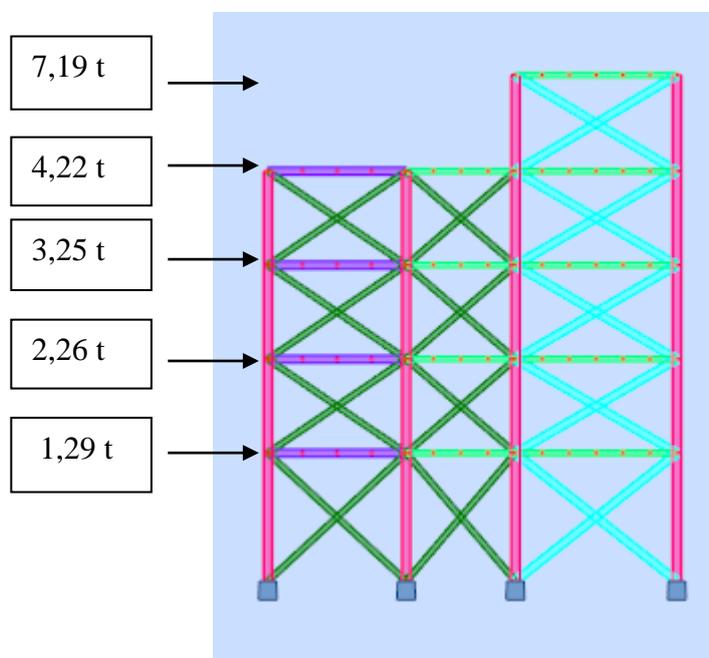
➤ **Sens transversal :**

Figure .V.4 Distribution des efforts sismiques sur les files le plus sollicité

Partie A: Etude des éléments principaux en acier**VI .A.1 Introduction :**

Dans ce chapitre on va faire un dimensionnement des éléments de façon à avoir une approximation des éléments composants la structure, qui seront vérifiés lors des chapitres suivants et verront leurs dimensions augmentés ou diminués.

VI .A.2 Classification des sections :

Quatre classes de sections transversales sont définies :

➤ Classe 1 :

Sections transversales pouvant former une rotule plastique avec la capacité de rotation requise pour une analyse plastique.

➤ Classe 2 :

Sections transversales pouvant développer un moment de résistance plastique, mais avec une capacité de rotation limitée.

➤ Classe 3 :

Sections transversales dont la contrainte calculée dans la fibre extrême comprimée de l'élément en acier peut atteindre la limite d'élasticité, mais dont le voilement local est susceptible d'empêcher le développement du moment de résistance plastique.

➤ Classe 4 :

Sections transversales dont la résistance au moment fléchissant ou à la compression doit être déterminée avec prise en compte explicite des effets de voilement local.

VI .A.3 Principes du règlement CCM97 :

Les calculs se font sur la base du règlement DTR.BC.2.44 (CCM97).

- Il a pour objet de la codification du dimensionnement par le calcul et les vérifications des structures de bâtiments à ossature en acier.
- Il ne traite pas directement de l'exécution des travaux de construction en acier.
- Le règlement ne définit que les exigences relatives à la résistance mécanique, à l'aptitude au service et à la durabilité des structures.
- Il ne traite pas des exigences relatives à la sécurité parasismique.
- Les exigences relatives à la protection contre le feu sont en dehors de cet objet.
- D'autres exigences telles l'isolation phonique et thermique ne font pas l'objet de dérèglement.
- Le règlement présent fait référence à d'autres normes et règlements techniques, ils'agit de leurs versions approuvées et mise en vigueur officiellement.

VI.A.4 Solive :

➤ **Distance entre solives**

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à flexion simple leur écartement (la distance entre une solive et l'autre) est pratiquement déterminé par la règle empirique de pré dimensionnement.

$$0.7 \leq L \leq 1.50$$

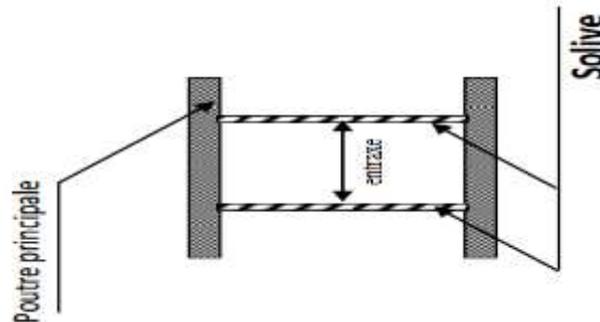


Figure .VI.A.1 Présentation des solives

On opte pour une distance de $L=1,25\text{m}$

VI .A.4.1 solives du plancher terrasse

Longueur des solives..... $L=5\text{m}$

L'entraxe des solives..... $L=1,25\text{m}$

La solive est sollicitée par les charges et Surcharges suivantes :

$$-G_{\text{terrasse}} = 553 \text{ kg/m}^2$$

$$-q = 100 \text{ kg /m}^2$$

On prend en compte la surcharge de Neige $N_N=54,8\text{kg /m}^2$

On prend en compte la surcharge de vent $w_1=82,97\text{kg /m}^2$, $w_2=-167,38\text{kg /m}^2$

➤ **Combinaison des charges**

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées charges non pondéré sur la solive :

$$Q_1=(G + q).L = (553 + 100)\times 1,25=816,25 \text{ kg /m}$$

$$Q_2=(G + q + 0.77w_1).L = (553 + 100 + 0.77\times 82,97)\times 1,25 = 896,11\text{kg /m}$$

$$Q_3=(G + q + 0.77N_N).L = (553 + 100 + 0.77\times 54,8)\times 1,25 = 868,99\text{kg /m}$$

$$Q_4=(G + w_1).L = (553 + 82,97)\times 1,25=794,96\text{kg /m}$$

$$Q_5=(G + N_N).L = (553 + 54,8)\times 1,25=759,75 \text{ kg /m}$$

Cas le plus défavorable $Q_3=896,11=8,16 \text{ KN/m}$

VI .A.4.1.a CALCULE :**a-Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ charge non pondérée}) \quad , \quad \bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

$$\text{Donc} :: I \geq \frac{5 \times 8,16 \times 5^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1581,10 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE220}$$

Tableau .VI.1 Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 220

DESIGNATION abrégée	Poids Kg/m	Section cm ²	Dimension			Caractéristique					
			h mm	b mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE220	26,2	33,47	220	110	9,2	2772	204,9	252	58,11	9,11	2,48

b-Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2 \text{ cm}$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 8,16 \times (500)^4}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 2772} = 1,14 \leq 2 \text{ cm}$$

Donc : c'est vérifié

c-La classe de la section transversale❖ **La semelle**

$$b=110\text{mm} \Rightarrow C=b/2=110/2=55\text{mm}$$

$$t_f=9,2\text{mm} \Rightarrow C/t_f=5,97 < 10\varepsilon \cong 10 \quad \text{donc la semelle est de classe 1.}$$

❖ **Ame fléchie**

$$d=177,6\text{mm}$$

$$t_w=5,9\text{mm} \Rightarrow d/t_w=30,10 < 72\varepsilon \cong 72 \quad \text{donc l'âme est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 \Rightarrow le calcul peut amènera la plasticité.

d. Condition de résistance**❖ Combinaison des charges : A ELU**

$$Q_1 = (1,35G + 1,5q) \cdot L + G_{\text{solive}} = (1,35 \times 553 + 1,5 \times 100) \times 1,25 + 26,4 = 1147,09 \text{ kg /m}$$

$$Q_2 = (1,35G + 1,5q + 0,77w_1) \cdot L + G_{\text{solive}} = 1242,75 \text{ kg /m}$$

$$Q_3 = (1,35G + 1,5q + 0,77N_N) \cdot L + G_{\text{solive}} = 1215,64 \text{ kg /m}$$

$$Q_5 = (1,35G + 1,5N_N) \cdot L + G_{\text{solive}} = 1078,14 \text{ kg /m}$$

$$Q_6 = (1,35G + 1,5w_1) \cdot L + G_{\text{solive}} = 1055,25 \text{ kg /m}$$

$$Q_7 = (1,35G + 1,5w_1 + q) \cdot L + G_{\text{solive}} = 1222,40 \text{ kg /m}$$

$$Q_8 = (1,35G + 1,5N_N + q) \cdot L + G_{\text{solive}} = 1203,14 \text{ kg /m}$$

En va prendre la valeur max : $Q_3 = 1147,09 \text{ kg /m}$

$$M_y = M_{sd} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{1147,09 \times (5)^2}{8} = 3584,66 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 285,4}{1,1} = 6097,18 \text{ kg.m}$$

$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl.y}$ Donc c'est vérifié

e. Vérification de résistance (effort tranchant) : $V_{sd} < V_{pl.y}$

$$V_{sd} = \frac{Ql}{2} = \frac{1147,09 \times 5}{2} = 2867,72 \text{ Kg} = 28,68 \text{ kN}$$

$$A_v = A - 2b \cdot t_f + (t_w + 2r) \cdot t_f = 33,37 - (2 \times 11 \times 0,92) + (0,59 + 2 \times 1,2) \times 0,85 = 15,67 \text{ cm}^2$$

$$V_{pl.y} = \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{15,67 \times 23,5}{1,1 \times \sqrt{3}} = 193,28 \text{ kN}$$

$\Rightarrow V_{sd} < V_{pl.y}$ Donc c'est vérifié

❖ Combinaison des charges**VI.A.4.2. solives du plancher courant**

Longueur des solives.....L=5m

L'entraxe des solives.....L=1,25m

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G_{\text{courant}} = 405 \text{ kg/m}^2$$

$$q = 150 \text{ kg /m}^2$$

❖ Combinaison des charges

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

Charges non pondérées sur la solive :

$$Q_1 = (405 + 250) \times 1,25 = 818,75 \text{ kg /ml}$$

❖ **Condition de flèche**

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ charge non pondérée}) ,$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

$$\text{Donc : } I \geq \frac{5 \times 6,94 \times 5^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 1586,91 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE220}$$

Donc on garde le pré dimensionnement de l'étage terrasse pour toute la structure

VI .A.5 Poutres**V.A.5.1-Poutre principale :**

✓ Longueur des poutres.....L=7,5m

La solive est sollicitée par les charges et surcharges suivantes :

$$G_{\text{terrasse}} = 553 \text{ kg/m}^2, \quad G_{\text{solives}} = 26,2 \times 6 = 157,2 \text{ kg /m}, \quad q = 100 \text{ kg /m}^2$$

Aussi la charge de l'acrotère $G_{\text{acrotère}} = 226,5 \text{ Kg/m}$

➤ **Combinaison des charges**

Le calcul se fait à ELS pour cela on prend les charges non pondérées

$$\text{Charges non pondère } Q_2 = (G_{\text{terrasse}} + G_{\text{solives}}) \cdot L/2 + G_{\text{acrotère}}$$

$$Q = (553 + 100 + 157,2) \cdot \frac{7,5}{2} + 226,5 = 3264,75 \text{ kg /ml}$$

a-Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante $f_{\max} \leq \bar{f}$

Pour une poutre bi articulée

$$f_{\max} = \frac{5QL^4}{384EI} \quad (Q \text{ charge non pondérée}) ,$$

$$\bar{f} \leq \frac{l}{250} \quad \text{Planchers en général}$$

Donc :

$$I \geq \frac{5 \times 32,64 \times 5^3 \times 250}{384 \times 2,1 \times 10^6} = 6324,32 \text{ cm}^4 \Rightarrow \text{IPE400}$$

Tableau .VI.2 Caractéristiques de poutrelle utilisée IPE 400

DESIGN ATION abrégiée	Poids	Sectio n	Dimension			Caractéristique					
	P Kg/ m	A cm ²	h mm	B Mm	t _f mm	I _y cm ⁴	I _z cm ⁴	W _{pl-y} cm ³	W _{pl-z} cm ³	i _y cm	i _z cm
IPE400	66,3	84,46	400	180	13,5	23130	1318	1307	229	16,55	3,95

b-Vérification de la flèche

$$\frac{L}{250} = \frac{500}{250} = 2cm$$

$$\frac{5 \times Q \times L^4}{384EI} = \frac{5 \times 32,64 \times (500)^4}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 23130} = 0,55cm \leq 2cm$$

Donc : c'est vérifié

c-La classe de la section transversale**La semelle**

$$b=180mm \Rightarrow C=b/2=180/2=90mm$$

$$t_f=13,5mm \Rightarrow C/t_f=6,66 < 10\varepsilon \cong 10 \text{ donc la semelle est de classe 1.}$$

Ame fléchie

$$d=331mm$$

$$t_w=8,6mm \Rightarrow d/t_w=38,49 < 72\varepsilon \cong 72 \text{ donc l'âme est de classe 1}$$

La section globale étant de classe 1 \Rightarrow le calcul peut amener à la plasticité.

d-Condition de résistance**❖ Combinaison des charges**

Le calcul se fait à ELU pour cela on prend les charges pondérées

$$Q_2 = (1.35G_{\text{terrasse}} + 1.35G_{\text{solives}} + 1.5q) \cdot L/2 + 1.35G_{\text{acrotère}}$$

$$Q_2 = 4464,68 \text{ kg/ml}$$

$$M_y = M_{sd} = \frac{Q \times l^2}{8} = \frac{4464,68 \times (7,5)^2}{8} = 4464,28 \text{ kg.m}$$

$$M_{ply} = \frac{f_y \times W_{ply}}{\gamma M_o} = \frac{23,5 \times 1307}{1,1} = 27922,27 \text{ kg.m}$$

$$\Rightarrow M_{sd} < M_{pl,y} \text{ Donc c'est vérifié}$$

e-Vérification de résistance (effort tranchant) $V_{sd} < V_{pl.y}$

$$V_{sd} = \frac{Q_l}{2} = \frac{4949,66 \times 7,5}{2} = 18561,22 \text{ Kg} = 185,61 \text{ KN}$$

$$V_{pl.y} = \frac{A_v X f_y}{\gamma_{mo} \sqrt{3}} = \frac{42,69 \times 23,5}{1,1 \sqrt{3}} = 526,55 \text{ KN.} \Rightarrow V_{sd} < V_{pl.y} \text{ Donc c'est vérifié}$$

VI .A.6 poteaux :

Dans la construction métallique les poteaux sont des éléments verticaux qui doivent reprendre les efforts de compression, de flexion et les transmettre aux fondations puis au sol. Leurs sections doivent présenter une bonne résistance à la compression dans toutes les directions.

VI.A.6.1.Descente de charges

VI.A.6.1.1.Evaluation des charges

✓ Terrasse inaccessible

$$G_{\text{plancher}} = 5,53 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,55 \text{ KN/m}^2$$

✓ Etage courant

$$G_{\text{plancher}} = 4,05 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$$

✓ Poutres

$$G_{\text{IPE400}} = 0,66 \text{ KN/m}$$

$$G_{\text{IPE220}} = 0,26 \text{ KN/m}$$

VI .A.6.1.2 Dégression des Surcharges d'Exploitation

Tableau .VI.3 Les charges d'exploitation

	Valeur non cumulée des sur charges	valeur cumulée des charges sur charges
	Q(kN/m ²)	Q(kN/m ²)
La terrasse	1,55	1,55
4 ^{ème} étage	2,50	4,05
3 ^{ème} étage	2,50	6,55
2 ^{ème} étage	2,50	9,05
1 ^{ème} étage	2,50	11,55
RDC	2,50	14,05

- Surface d'influence revenant au poteau

$$S = 6,25 \times 10 = 62,25 \text{ m}^2$$

✓ Poids des poutres revenant au poteau

$$G_{\text{IPE400}} = 0,66 \times 7,5 = 4,95\text{KN}$$

$$G_{\text{IPE220}} = 0,26 \times 10 \times 6 = 15,6\text{KN}$$

Tableau .VI.4 la descente de charges du poteau

Plancher (niveau)	Surface (m ²)	Charge d'exploitation		Charge permanente			
		Q (KN/m)	Q (KN)	Eléments	surface	Densité KN/m ²	G (KN)
Terrasse	62,25	1,55	96,49	plancher	62,25	5,53	344,24
				IPE 400	-	-	4,95
				IPE 220	-	-	15,6
4	62,25	4,05	252,11	plancher	62,25	4,05	252,11
				IPE 400	-	-	4,95
				IPE 220	-	-	15,6
3	62,25	6,55	407,73	plancher	62,25	4,05	252,11
				IPE 400	-	-	4,95
				IPE 220	-	-	15,6
2	62,25	9,05	563,36	plancher	62,25	4,05	252,11
				IPE 400	-	-	4,95
				IPE 220	-	-	15,6
1	62,25	11,55	718,99	plancher	62,25	4,05	252,11
				IPE 400	-	-	4,95
				IPE 220	-	-	15,6
RDC	62,25	14,05	874,61	plancher	62,25	4,05	252,11
				IPE 400	-	-	4,95
				IPE 220	-	-	15,6
Total			874,61				1728,09

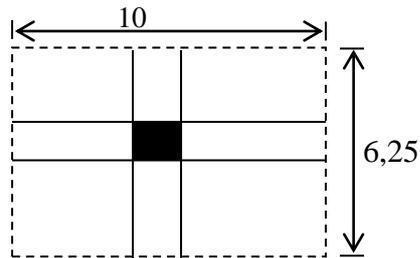


Figure .VI.A.2 Présentation de poteau le plus sollicité

✓ **Calcul des sollicitations**

$$N_{sd} = 1,35G + 1,5Q = (1,35 \times 1728,09) + (1,5 \times 874,61) = 3644,09 \text{KN}$$

VI.A.6.2. Dimensionnement à la compression

$$N_{sRd} < \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} \rightarrow A > \frac{N_{sRd} \times \gamma_{M0}}{f_y}$$

$$A > \frac{3644,09 \times 1,1}{23,5} = 170,57 \text{ cm}^2$$

On adopte : **HEB450** $\Rightarrow A = 218 \text{cm}^2$; qu'est de **classe I**

Le profilé en compression est de classe 1 $\beta_A = 1$

$h = 450 \text{mm}$; $b = 300 \text{ mm}$; $t_f = 26 \text{mm}$; $I_y = 79890 \text{cm}^4$; $i_y = 19,14 \text{cm}$

$I_z = 11720 \text{cm}^4$; $i_z = 7,33 \text{cm}$; ; $A = 218 \text{cm}^2$

Longueur de flambement $L_f = 0,7L = 0,7 \times 6 = 4,2 \text{m}$

Elancement maximal :

$$\lambda_z = \frac{l_f}{i_z} = \frac{420}{7,33} = 57,30 \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = \frac{420}{19,14} = 21,9$$

$\lambda_z > \lambda_y$. Plan de flambement xoy Axe de flambement z-z

Elancement réduit :

$$\bar{\lambda} = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{57,30}{93,9} = 0,61 > 0,2 \quad \text{Il faut vérifier le flambement}$$

$$\left. \begin{array}{l} \frac{h}{b} = \frac{450}{300} = 1,5 > 1,2 \\ t_f = 26 \text{mm} \leq 40 \text{mm} \end{array} \right\} \text{axe zz} \rightarrow \text{courbe b} \Rightarrow \alpha = 0,34$$

VI .A.6.3 Vérification du flambement :

Il faut vérifier que :

$$N \leq \chi \frac{\beta A \times A \times f_y}{\gamma_{m1}}$$

Avec :

$$\beta A = 1 \dots \dots \dots \text{Classe 1}$$

$$\chi = \frac{1}{\varphi + [\varphi^2 - \lambda^2]^{0,5}} \text{ et } \chi \leq 1$$

$$\varphi = 0,5[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2]$$

$$\varphi = 0,5[1 + 0,34(0,61 - 0,2) + 0,61^2] = 0,76$$

$$\chi = \frac{1}{0,76 + (0,76^2 - 0,61^2)^{0,5}} = 0,82$$

$$N_{brd} = 0,82 \frac{1 \times 23,5 \times 218}{1,1} = 3818,96 \text{KN}$$

$$N = 3644,09 \text{ KN} < N_{brd} = 3818,96 \text{KN}$$

Donc le flambement est vérifiée pour HEB450

Partie B: Etude des éléments principaux en béton armé**VI .B.1 Pré dimensionnement des poutres :**

Les poutres sont des éléments en béton arme coulés sur place dont le rôle est l'acheminement des charges émanant des planchers aux éléments verticaux (poteau, voiles)

D'après le RPA99 .V2003, les autres doivent respecter les dimensions suivantes :

- $h \geq 30 \text{cm}$
- $b \geq 20 \text{cm}$
- $h / b \leq 4 \text{cm}$

❖ **Poutre principale** : qui constitue des appuis aux poutrelles

❖ **Poutre secondaire** : qui assure le chaînage

VI .B.1.1 Poutre principale :

- **La hauteur :**

Le pré dimensionnement des poutres principales sera effectué selon les lois suivantes

$$\frac{L}{15} \leq h_i \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{750}{15} \leq h_i \leq \frac{750}{10} \quad , \text{ avec } L = 7,5 \text{ m}$$

$$50 \leq h_i \leq 75 \quad \text{on prend} \quad h_i = 60 \text{ cm}$$

✓ **La largeur :**

$$0,3h_i \leq b \leq 0,6h_i \Rightarrow 18 \leq h_i \leq 36 \quad , \text{On prend } b = 35 \text{ cm}$$

VI.B.1.2. Poutre secondaire :

• **La hauteur :**

$$\frac{L}{15} \leq h_i \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{500}{15} \leq h_i \leq \frac{500}{10} \quad , \text{avec } L = 5,00\text{m}$$

$$33,33 \leq h_i \leq 50 \quad \text{on prend } h_i = 45\text{cm}$$

• **La largeur :**

$$0,3h_i \leq b \leq 0,6h_i \Rightarrow 15 \leq h_i \leq 27 \quad , \text{On prend } b = 25\text{cm}$$

❖ **Vérification des conditions RPA2003 :**

Tableau .VI.B.1.1 Vérification des conditions RPA

	Formules de redimensionnement des poutres				
	BAEL 91		RPA 2003		
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b
	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b \leq 0.6h$	$h \geq 30\text{cm}$	$b \geq 20\text{cm}$	$\frac{h}{b} \geq 4$
Poutre principale	60 cm	35 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
Poutre secondaire	45 cm	25 cm	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

VI .B.1.3 FERRAILLAGE DES POUTRES :

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux. Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferrailage donc sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 99/version 2003**.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par l'**ETABS**, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présenté par le **RPA** et le **BAEL 91** :

- ❖ **Etat limite ultime :**
- Situation durable et transitoire : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E$, $0,8G \pm E$
- ❖ **Etat limite de service :** $G + Q$

VI .B.1.4 Recommandation du RPA 99(V2003) :

VI .B.1.4.a Armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- Le pourcentage totale maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en Zone courante.
 - 6% en Zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - 40ϕ : En zone I et IIa.
 - 50ϕ : En zone IIb et III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- 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 appuis.
- La section d'armatures finales : $A = \max (A_{cal} ; A_{CNF} ; A_{RPA})$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{CAL} \rightarrow \text{flexion simple} \\ A_{CNF} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \\ A_{RPA} = 0.5\% B \end{array} \right.$$

VI.B.1.4.b Armatures transversales :

- La quantité des armatures transversales minimales est de : $A_t = 0.003.S.b$
- L'espace maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
- Dans la zone nodale et en travée, si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum est de $(h/4, 12\phi)$;
- En dehors de la zone nodale : $s \leq h/2$.
- La valeur du diamètre ϕ_1 des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les moments max au niveau des appuis sont donnés par les combinaisons sismiques donc le calcul des armatures se fera en situation accidentelle, par contre ceux de travées sont donnés par les combinaisons statiques donc le calcul des armatures se fera en situation durable.

❖ **Sollicitations de calcul :**

a -poutres principales :

Tableau.VI.B.1.2 les sollicitations aux poutres principales

	ELU		ELA		ELS	
PP	M _t	V _u	APPUIS		M _t	M _a
01	41.33	73.04	SUP	-105.17	29.59	76.14
			INF	71.67		

a- poutres secondaires :

Tableau.VI.B.1.3 les sollicitations aux poutres secondaires

	ELU		ELA		ELS	
PS	M _t	V _u	APPUIS		M _t	M _a
01	15.76	73.04	SUP	-61.78	29.59	76.14
			INF	31.56		

VI.B.1.5 Exemple de calcul (poutre principale):

On va prendre comme exemple de calcul les poutres principales dans le sous-sol.

➤ **En travée :**

$\theta = 1 ; \quad \gamma_b=1,5 ; \quad \gamma_s=1,15$

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 14.2 \text{MPA} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{MPA}$$

$M_u = 41.33 \text{ KN.m}$

$M_{ser} = 29.59 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul a l'ELU :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{41.33 \times 10^{-3}}{0.35 \times (0.54)^2 \times 14.2} = 0.0285 < \mu_l = 0.392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,036$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,986$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{41330}{0,986 \times 54 \times 348} = 2,23 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,28 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimal d'RPA :**

$$A_{RPA} = 0,005 \times 60 \times 35 = 10,5 \text{ cm}^2$$

- **Choix des armatures :**

$$A_{\max} = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 10,50 \text{ cm}^2$$

On adopte un ferrailage de : **4T14+4T12** donc : $A_s = 10,68 \text{ cm}^2$

- ❖ **Vérification a l'ELS :**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad \text{Avec : } n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{10,68}{35} \left[\sqrt{1 + \frac{35 \times 54}{7,5 \times 10,68}} - 1 \right] = 18,12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 18,12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{35 \times (18,12)^3}{3} + 15 \times 10,68(54 - 18,12)^2 = 275647,27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{41,33 \times 10^6}{275647,27 \times 10^4} \times 181,2 = 2,72 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 2,72 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad \text{C.V}$$

➤ Aux appuis :

$$\theta = 0,85 ; \quad \gamma_b = 1,15 ; \quad \gamma_s = 1$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = 21,7 \text{ MPA} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPA}$$

$$M_u = 105,17 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = 76,14 \text{ KN.m}$$

❖ Calcul a l'ELU :

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times \sigma_{bu}} = \frac{105,17 \times 10^{-3}}{0,35 \times (0,54)^2 \times 14,2} = 0,073 < \mu_1 = 0,392 \text{ (acier FeE400)}$$

Donc (A') n'existe pas.

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,095$$

$$\beta = 1 - 0,40\alpha = 0,962$$

$$A = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} = \frac{105170}{0,962 \times 54 \times 400} = 5,06 \text{ cm}^2$$

• Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 2,28 \text{ cm}^2$$

• Armatures minimal d'RPA :

$$A_{RPA} = 0,005 \times 60 \times 35 = 10,5 \text{ cm}^2$$

• Choix des armatures :

$$A_{\max} = \max(A_{cal} ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 10,50 \text{ cm}^2$$

On prend un ferrailage de **4T14+4T12** donc : $A_s = 10,68 \text{ cm}^2$

❖ Vérification a l'ELS :

Dans le béton on doit vérifier que : $\overline{\sigma_{bc}} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5A_s}} - 1 \right]$$

$$Y = 15 \times \frac{10.68}{35} \left[\sqrt{1 + \frac{35 \times 54}{7.5 \times 10.68}} - 1 \right] = 18.12 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow y = 18.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{35 \times (18.12)^3}{3} + 15 \times 10.68 (54 - 18.12)^2 = 275647.27 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{76.14 \times 10^6}{275647.27 \times 10^4} \times 181.2 = 5.005 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.005 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \text{ C.V}$$

❖ **Pourcentage exigé par RPA99/V.2003 :**

a- Poutres principales :

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 35 \times 60 = 10.5 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 35 \times 60 = 84 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 35 \times 60 = 126 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

b- Poutres secondaires :

$$A_{s \text{ RPAmin}} = 0,005 \times 25 \times 45 = 5.6 \text{ cm}^2 > A_s \text{ calculée}$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,04 \times 25 \times 45 = 45 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone courante})$$

$$A_{s \text{ RPAmax}} = 0,06 \times 25 \times 45 = 67.5 \text{ cm}^2 \quad (\text{Zone de recouvrement})$$

• **Longueur de recouvrement :**

La longueur minimale de recouvrement est de :

$$L_r = 40\Phi = 40 \times 2 = 80 \text{ cm}$$

❖ **Calcul des armatures transversales :**

a- Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier :
$$A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e}$$

Avec : **b** : largeur de la poutre ;

S_t : l'espacement des armatures transversales

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) ;$$

On adopte les espacements suivants :.... **S_t = 15cm**

Donc : $A_t \geq 0,45 \times 0,35 \times 0,15 / 400 \Rightarrow A_t \geq 0,59 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures d'âme

$$\varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \varphi_{\min} \right\} \Rightarrow \varphi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{60}{35}; \frac{35}{10}; 1.4 \right\} = 1.4 \text{ cm} . \text{ Soit : } \varphi_t = 8 \text{ mm}$$

b- Selon leRPA99/version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espace maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min (h/4 ; 12 \Phi_L) = 10\text{cm}$;
- En zone courante : $S_t \leq h/2$; $S_t = 15\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **$S_t = 10\text{cm}$**
- En zone courante : **$S_t = 15\text{cm}$**

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 1,58 \text{ cm}^2 > 0,5 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **4Φ8** : **$A_t = 2,01\text{cm}^2$**

Conclusion:

$S_t \text{ Adopté} = \min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA})$.

- En zone nodale : $S_t = 10\text{cm}$
- En zone courante : $S_t = 20\text{cm}$

Remarque : les armatures transversal sont les mêmes dans les poutres principales et les poutres secondaires : **4Φ8**

❖ Les armatures de peau :

On les ajoute pour éviter la fissuration de retrait des retombées de poutre, la section des armatures de peau est :

On adopte les mêmes armatures de peau pour les deux cas, **2T14=3,08 cm²**

VI.B.1.6. Récapitulatifs du ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres principales et secondaires est résumé dans les tableaux suivants :

Dans le but de faciliter la réalisation et de réduire les calculs

Sous-sol : poteaux (60X70).

VI .B.1.8 Ferrailages des poutres principales : avec ($A_{RPA} = 7.5 \text{ cm}^2$)

Tableau .VI.B.1.4 Ferrailage des poutres principales

	M(KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A _s adopté(cm ²)	cmbainaison	
POUTRE	en travé		41.33	2.23	10.5	3T16	6.03	G+Q-EY
E	Sur	sup	-105.17	5.06		3T16+3T14	10.65	0.8G+EY
PP (35X60)	appui s	inf	71.67	3.19	3T16+3T14	10.65	1.35G+1.5Q	

VI .B.1.9 Ferrailages des poutres secondaires : avec ($A_{RPA} = 5.62\text{cm}^2$)

Tableau .VI.B.1.5 Ferrailage des poutres secondaires

	M(KN.m)		As (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Choix des barres	A _s adopté(cm ²)	cmbainaison	
POUTRE	travée		15.76	1.13	5.62	3T16	6.03	G+Q-EY
PS (25X45)	Sur appuis	sup	-61.78	4.64		3T16	6.03	0.8G+EY
		inf	31.56	1.91	3T16	6.03	1.35G+1.5Q	

❖ **Vérification du cisaillement du béton :**

On doit vérifier la condition ci-après :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5MPa \end{array} \right. = 3.33MPa \text{ Avec : } \tau_u$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant maximum.

b: Largeur de la section de la poutre.

d: Hauteur utile.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

a- Les poutres principales :

Tableau.VI.B.1.6 Vérification de la contrainte de cisaillement

Zones	Section(cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
01	35x60	73.04	0.35	3.33	C.V

b- Les poutres secondaires :

Tableau.VI.B.1.7 Vérification de la contrainte de cisaillement

Zones	Section(cm ²)	V _u (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPa)	Observation
01	25x45	43.06	0.38	3.33	C.V

❖ **Vérification des contraintes de compression dans le béton :**

On a utilisé un logiciel de calcul (SOCOTEC), pour les vérifications des contraintes. La fissuration est peu nuisible dans les sections des poutres, donc la seule vérification à faire est la contrainte de compression du béton, cela pour le cas de sollicitations les plus défavorables dans la travée et appuis.

a- Les poutres principales :

Tableau.VI.B.1.8 vérification de Contrainte de compression dans le béton(PP)

POUTRE	Sollicitation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
PP	Sur appuis	76.14	10.68	2.40	15	C.V
	En travée	29.59	10.68	1.34	15	C.V

b- Les poutres secondaires :**Tableau.VI.B.1.9** Vérification de Contrainte de compression dans le béton(PS)

POUTRE	Sollicitation	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
PS	Sur appui	44.57	6.03	1.10	15	C.V
	En travée	24.87	6.03	0.50	15	C.V

❖ Vérification de la flèche :

D'après les règles B.A.E.L 91, Nous montrons qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche d'une poutre ou d'une poutrelle si cette dernière est associée à un hourdis et si toutes les inégalités suivantes sont vérifiées :

On fait le calcul pour le cas plus défavorables :

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

$$b) \frac{h}{L} > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_{t,service}}{M_{a,service}}$$

$$c) \frac{A}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec: L : La portée de la travée entre nus d'appui.

h : La hauteur totale de la section droite.

d : La hauteur utile de la section droite.

b_0 : La largeur de la nervure.

$M_{t,service}$: Le moment en travée maximal à E.L.S.

$M_{a,service}$: Le moment en appui maximal à E.L.S.

A : La section des armatures tendue.

f_e : La limite élastique de l'acier utilisé (en MPa).

• Vérification des conditions :

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{500} = 0,1 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \rightarrow C.V$$

$$\frac{h}{L} = \frac{50}{500} = 0,1 \leq \frac{1}{10} \cdot \frac{60,41}{110,6} = 0,054 \rightarrow C.V$$

$$\frac{A_s}{b \times d} = \frac{18,22}{30 \times 47} = 0,012 \geq \frac{4,2}{400} = 0,010 \rightarrow C.N.V$$

Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

- **Calcul de la flèche :**

$$\Delta f \leq \bar{f} = \frac{l}{500} \quad ; \quad \Delta f = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} + f_{ji}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{sg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} \quad ; \quad M_{sg} = \frac{G \cdot L^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{sg}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{gi} = \frac{M_{si} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{si} = \frac{GL^2}{8} \quad ; \quad \sigma_{si} = 15 \frac{M_{si}}{I} (d - y_{ser})$$

$$f_{pi} = \frac{M_{spi} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} \quad ; \quad M_{spi} = M_{ser} \text{ le moment max a l'ULS}$$

- f_{gv} : flèche différée due aux charges permanentes
- f_{gi} : flèche instantanée due aux charges permanentes
- f_{pi} : flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitations
- f_{ji} : flèche instantanée due aux charges permanentes avant la mise en place de cloisons
- N.B : pour $\mu \neq 0$, en peut prendre $f_{ji} = 0$ (BAEL)

- **Le moment d'inertie fissurée :**

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \mu}$$

- **Coefficient :**

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} \quad ; \quad \rho = \frac{A_s}{b_0 \times d}$$

- **Coefficient :**

$$\mu_{gv} = \mu_{gi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{si} + f_{t28}} \quad ; \quad \mu_{pi} = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

Avec :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right]$$

Tableau.VI.B.1.10 Valeurs des coefficients

I_0	ρ	λ_i	λ_v	μ_g	μ_{pi}	I_{fgv}	I_{fgi}	I_{fpi}
444777.2	0.012	1.75	0.7	0.228	0.286	421916.97	349717.59	326061.25

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = \frac{21.22 \times 10^6 \times (5 \times 10^3)^2}{10 \times 10721.39 \times 421916.97 \times 10^4} = 1.172 \text{ mm} \\ f_{gi} = \frac{21.22 \times 10^6 \times (5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 349717.59 \times 10^4} = 0.470 \text{ mm} \\ f_{pi} = \frac{24.34 \times 10^6 \times (5 \times 10^3)^2}{10 \times 32164.19 \times 326061 \times 10^4} = 0.580 \text{ mm} \end{array} \right.$$

Donc: $\Delta f = 1.172 - 0.47 + 0.58 = 1.282 \text{ mm}$

$$\Delta f = 1.282 \text{ mm} < \bar{f} = \frac{l}{500} = 10 \text{ mm} \quad \text{condition vérifiée}$$

Remarque : on a calcul la flèche avec le moment maximal dans la structures dans le traves max aussi.

VI .B.1.10 Schémas de ferrailage :

➤ Poutre principale :

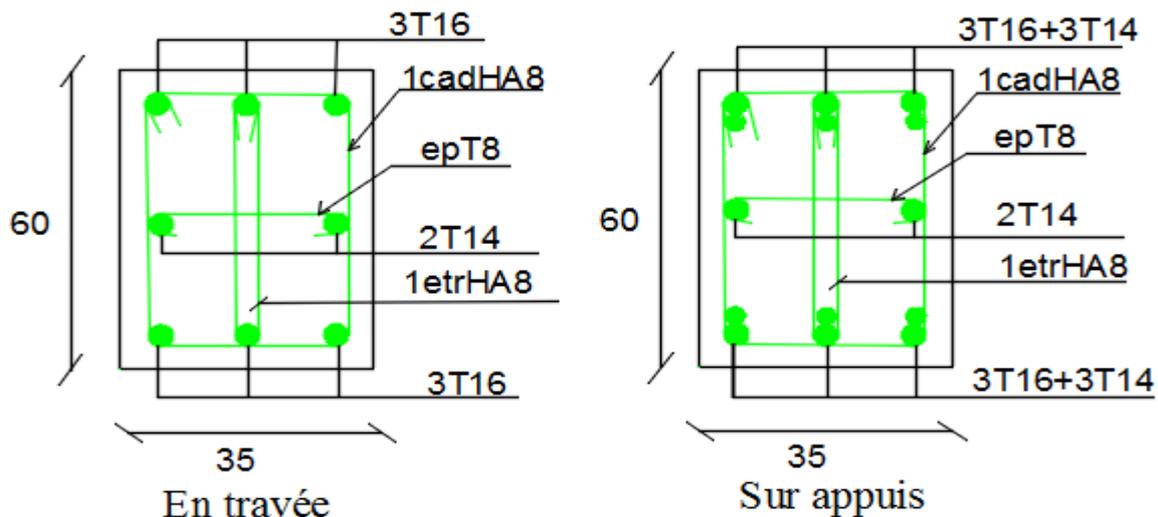


Figure .VI.B.1.1 ferrailage de la poutre principale

➤ Poutres secondaire

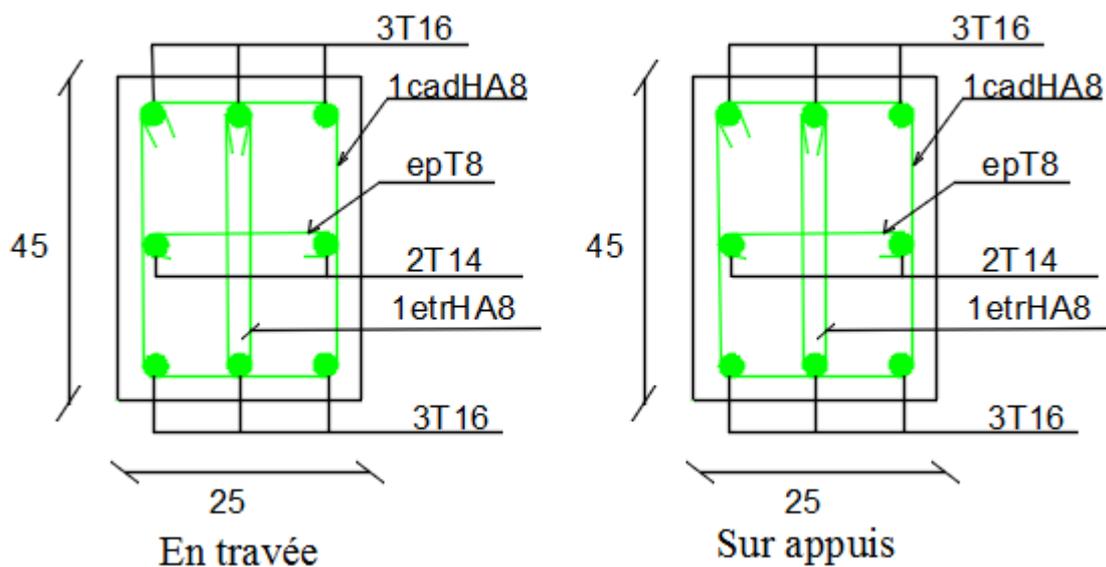


Figure .VI.B.1.2 ferrailage de la poutre

VI .B.2 Pré dimensionnement des poteaux :

- Surface afférente du Poteau considéré

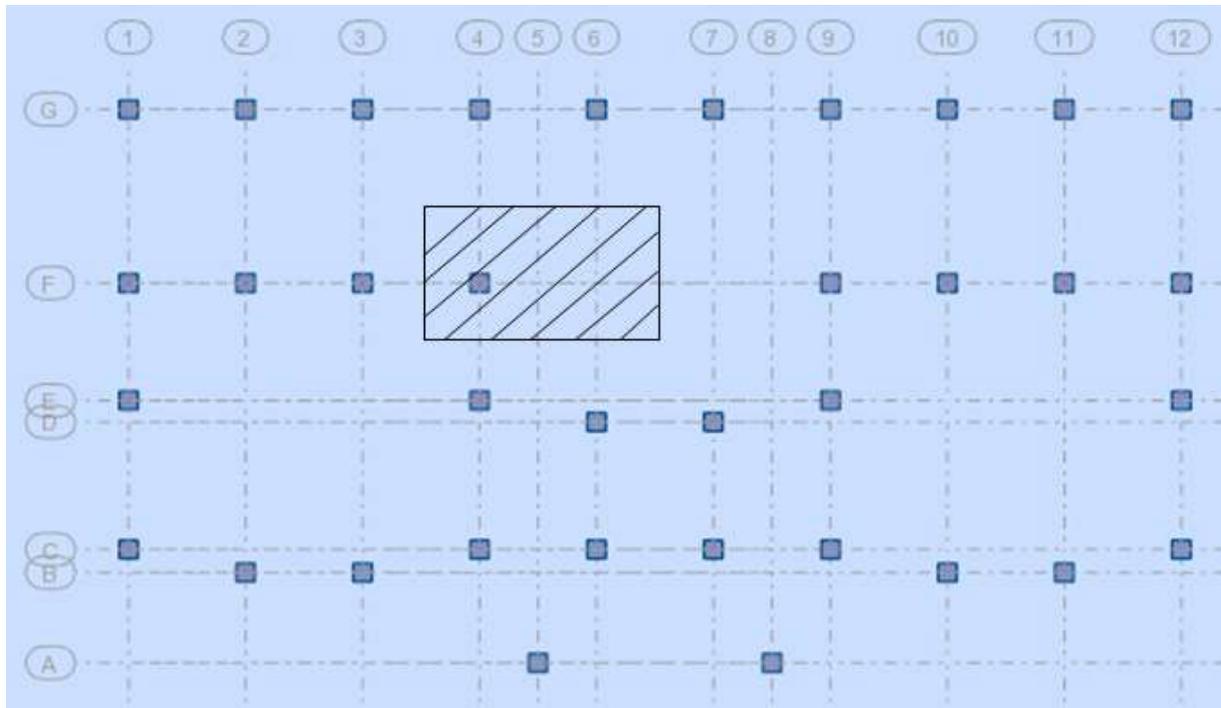


Figure .VI.B.2.1 schéma montrant le poteau plus sollicité

- **Calcul de la surface afférent :**

$$S = \left(\frac{500}{2} + \frac{1500}{2} \right) \times \left(\frac{750}{2} + \frac{507}{2} \right) = 62,25m^2 \Rightarrow S = 62,25m^2$$

- **Détermination des charges et les surcharges**

$$\begin{cases} \text{Poutre principale: } 0,35 \times 0,6 \times 25 \times 7,5 = 39,38 \text{ KN} \\ \text{Poutre secondaire: } 0,25 \times 0,45 \times 25 \times 5 = 14,06 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Sous-sol :**

$$\begin{cases} G_{DP} \times S = 5,15 \times 62,25 = 320,59 \text{ KN} \\ Q_{DP} \times S = 2,5 \times 62,25 = 155,63 \text{ KN} \end{cases}$$

- **Critère de résistance (BAEL) :**

La section réduite B_r du poteau :

$B_r = (a - 2)^2 \text{ cm}^2$: poteau carré

$B_r = (a - 2)(b - 2)$: poteau rectangulaire

$$\beta_r \geq \frac{K \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + 0.85 \frac{A}{\beta_r} f_{ed}} \quad \text{avec} \begin{cases} K = 1 \\ \theta = 1 \end{cases}$$

Tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1 \times 1.5} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

β : Coefficient forfaitaire tel que :

$$\beta = \begin{cases} 1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{Si } \lambda \leq 50 \\ 0.85 \times \frac{\lambda^2}{1500} & \text{Si } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

N_u : effort normal en tete du poteau considéré

Les règles BAEL précisent de prendre l'élancement $\lambda \leq 35$

$$\lambda = 35 \quad \text{D'ou} \quad \beta = 1 + 0.2 \left(\frac{35}{35} \right)^2 = 1.2$$

$$\beta_{ri} \geq 0.64 N_{ui}$$

➤ **Loi de dégression des surcharges :**

Elle s'applique aux bâtiments qui dépassent 5 niveaux, où les occupations des divers niveaux peuvent être considérées comme indépendantes. Pour les bâtiments à usage d'habitation, cette loi de dégression s'applique entièrement sur tous leurs niveaux.

Le nombre minimum de niveaux pour tenir compte de la loi de dégression de surcharges est de **5**, ce qui est le cas de notre structure

Tableau .VI.B.2.1 Dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (kN/m ²)
Terrasse	Q0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P04	Q1	$\Sigma_2=(Q_0+Q_1)$	3.5
P03	Q2	$\Sigma_3= Q_0+ 0.9Q_1+0.8Q_2$	6.15
P02	Q3	$\Sigma_4= Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2 +0.7Q_3$	7.9
P01	Q4	$\Sigma_5= Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2 +0.7Q_3+0.6Q_4$	9.4
RDC	Q5	$\Sigma_6= Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2 +0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5$	10.65
S.S	Q6	$\Sigma_7=Q_0+0.9Q_1+0.8Q_2+0.7Q_3+0.6Q_4+0.5Q_5+0.5Q_6$	11.9

- Exemple de calcul : (niveau terrasse)

- Combinaison d'action :

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (2102.12) + 1.5 (1615.39) = 5260.95 \text{ KN}$$

$$\text{donc } 1.1 \times N_u = 5787.04 \text{ KN}$$

- La section réduite B_r du poteau :

$$\beta_{ri} \geq 0.64 N_{ui} \Rightarrow B_r = 0.64 \times 5787.04 = 3703.71 \text{ cm}^2$$

- Pour une section carré on a :

$$B_r = (a - 2)(b - 2) \Rightarrow a = \sqrt{\beta_r} + 2$$

$$a = \sqrt{3703.71} + 2 = 62.86 \text{ cm}$$

Tableau .VI.B.2.2 Pré-dimensionnement du poteau central

Niveau	$G_{cumulé}$	$Q_{cumulé}$	N_u	$N_u \times 1.1$	β_r	a	b	$a \times b$
s-soul	2102.12	1615.39	5260.95	5787.04	3703.71	62.86	56.47	(70×60)

➤ **Vérification des poteaux aux exigences de l' RPA99 :**

L'article 7.4.1 de RPA99 exige que les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b, h) \geq 25 \dots\dots\dots(1) \\ \min (b, h) \geq \frac{h_e}{40} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Tableau.VI.B.2.3 Vérification des poteaux à l'exigence de RPA

Poteaux	A(cm)	B(cm)	Condition RPA		
			1	2	3
s-soul	70	60	CV	C.V	C.V

➤ **Vérification de l'ELU de la stabilité de forme :**

Tableau .VI.B.2.4 Vérification de la stabilité de forme

Niveau	a (cm)	l ₀ (m)	l _r (m)=0.7 l ₀	$\lambda = \frac{l_f \times \sqrt{12}}{a}$	$\lambda \leq 35$
s-soul	70	4	2.8	13.86	C.V

VI .B.2.1 Ferrailage des poteaux :

VI .B.2.1 Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments porteurs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé (**CBA 93, BAEL et RPA 99/ V.2003**)

Les règles CBA 93 « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé » ont pour objet de spécifier les principes et les méthodes les plus actuels devant présider et servir à la conception et aux calculs de vérification des structures et ouvrages en béton armé, et s'appliquent plus spécialement aux bâtiments courants.

Les règles de conception sont venues afin de remédier en faisant travailler les matériaux dans le domaine plastique et en adoptant des combinaisons d'action qui tiennent compte d'une part de la variation possible dans le cas défavorable des intensités des actions, d'autre part de la probabilité les quelles les actions entaient leurs valeurs.

Les règles RPA 99/V.2003 « Règles Parasismiques Algériennes » ont pour but de fixer les normes de conception et de calcul des structures en béton armé en zone sismique.

Les objectifs ainsi visés sont d'assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis à vis de l'effet des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant, et des efforts tranchants donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

➤ **Armatures longitudinales :**

Les poteaux sont des éléments structuraux assurant la transmission des efforts des poutres vers les fondations. Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans les deux sens soit dans le sens longitudinal et le sens transversal. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée. Les armatures seront calculées à l'état limité ultime « ELU » sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et ce dans les situations suivantes :

- **Situation durable**

Béton :

$$\gamma_b = 1.5 f_{c28} = 25Mpa \quad f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14.2Mpa$$

θ = Est en fonction de durée T d'application de combinaison d'action :

$$\begin{cases} \theta = 1 & : T \\ \theta = 0.9 & : 1h \leq T \leq 24h \\ \theta = 0.85 & : T < 1h \end{cases}$$

Acier :

$$\gamma_s = 1.15 \quad f_e = 400 \text{Mpa} \quad \sigma_s = 348 \text{Mpa}$$

- **Situation accidentelle**

Béton :

$$\gamma_b = 1.15 \quad f_{c28} = 25 \text{Mpa} \quad f_{bu} = 14.2 \text{Mpa}$$

Acier :

$$\gamma_s = 1 \quad f_e = 400 \text{Mpa} \quad \sigma_s = 400 \text{Mpa}$$

- ❖ **Combinaison des charges :**

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes :

- Selon **BAEL 91** (situation durable)

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

- Selon **RPA 99** (situation accidentelle)

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$N_{\max} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$N_{\min} \quad ; \quad M_{\text{correspondant}}$$

$$M_{\max} \quad ; \quad N_{\text{correspondant}}$$

- ❖ **Recommandations du «BAEL91» :**

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0.2\% B ; 4\% P) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases}$$

Avec : B : section du béton = (b x h)

P : périmètre de la section = (b + h) x 2

- ❖ **Recommandations du «RPA 99/v.2003» :**

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Le pourcentage minimal des armatures longitudinales sera de **0.8%** (zone IIa).
- Ferrailage maximum sera de :

4% en zone courante.

6% en zone de recouvrement.

- La longueur minimale de recouvrement est de **40Φ** (zone IIa)

- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser **25cm** (zone IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm}\right)$$

- Le diamètre minimum est de **12 mm**

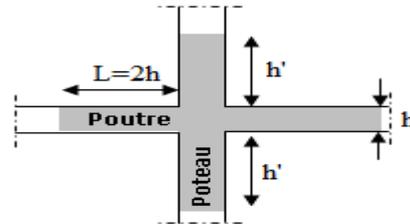


Figure .VI.B.2.2 Zone nodale des poteaux

➤ **Armatures transversales :**

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

- $\rho_a = 2.5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.
- $\rho_a = 3.75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

Dans la zone nodale :

$$t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

Dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi \quad \text{en zone IIa}$$

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\%$$

$$\text{Si } 3 < \lambda_g < 5 \quad \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes}$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

"a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 φ_t

❖ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\text{MPa} \end{cases} = 3.33\text{MPa}$$

V_u : l'effort tranchant maximum

B : Largeur de la section de la poutre

d : Hauteur utile

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003 Art 7-4-3-2) :**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1.875\text{MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

❖ **Vérification des contraintes à L'ELS**• **Vérification d'une section partiellement comprimée :**

Le calcul est s'effectue comme suit :

On calcule :

$$\sigma_{bc} = \frac{y_2 \times N_{ser}}{I} \times Y_{ser}$$

$$I = \frac{b \times y_{ser}^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y_{ser})^2 + A'_s (y_{ser} - d')^2 \right]$$

σ_{bc} : Contrainte dans le béton

y_2 : distance entre le centre de pression et l'axe neutre

y_{ser} : nouvelle position de l'axe neutre

Sachant que : $y_{ser} = y_2 + c$

y_2 est la solution d'équation : $y_2 + p y_2 + q = 0 \dots\dots\dots 1$

$$\text{Avec : } \begin{cases} p = -3c^2 - 90A'_s \frac{(c-d')}{b} + 90A_s \frac{(d-c)}{b} \\ q = -2c^3 - 90A'_s \frac{(c-d')^2}{b} + 90A_s \frac{(d-c)^2}{b} \end{cases}$$

La solution de l'équation 1 : $\Delta = q^2 + \frac{4p^3}{27}$

1^{er} cas : $\Delta \geq 0 \Rightarrow$ *une seule solution* ; $y_2 = u - \frac{p}{3u}$

Avec : $u = \sqrt[3]{t}$; $t = 0.5(\sqrt{\Delta} - q)$

• **Vérification d'une Section entièrement comprimée :**

La section est effectivement entièrement comprimée si ces deux contraintes sont positives ; sinon on recommence le calcul avec une section partiellement comprimée

L'excentricité : $e_{ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

- Si $e < h/6$: il y a fortes chance que la section soit entièrement comprimée.
- Si $e > h/6$: il y a fortes chance que la section soit partiellement comprimée.

La section est entièrement comprimée, il n'y a à vérifier que la condition de compression du béton.

Le calcul et s'effectue comme suit :

On calcule :

- l'aire de la section homogène totale : $S = b \times h + 15(A_s + A'_s)$

- La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_{Gau} -dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \times \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d'\right) - A_s \left(d - \frac{h}{2}\right)}{b \times h + 15 \times (A_s + A_s')}$$

- L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \times X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G\right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G\right)^2 \right]$$

Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} - X_G\right)}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \times \left(\frac{h}{2} + X_G\right)}{I} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_{c28}$$

VI .B.2.2 Sollicitations de calcul :

Les sollicitations dans chaque zone sont obtenues par le logiciel **ROBOT**, puis elles seront triées par **EXCEL** pour avoir les valeurs les plus grandes ou les plus petites selon le cas voulu.

Les résultats sont résumés dans les tableaux suivants, Le calcul sera effectuer, elles seront définies comme suit :

- poteaux (60x70)

Tableau .VI.B.2.5 Tableaux récapitulatif des sollicitations

	N _{max} M _{corr}		N _{min} M _{corr}		M _{max} N _{corr}		ELS		ELU
	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	V _{umax} (KN)
P(70x60)	-2609.9	12.56	1248.31	15.69	1906.48	-107.84	1870.61	9.16	14.91

VI .B.2.3 Exemple de calcul :**Poteau (60X70)**➤ **Ferraillage longitudinal :**

$$\begin{cases} M_{u \text{ corr}} = 12.56 \text{ KN.m} \\ N_{u \text{ max}} = 2609.9 \text{ KN} \\ M_{\text{ser}} = 9.16 \text{ KN.m} \\ N_{\text{ser}} = 1870.61 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Avec : la hauteur d'etage égale a } 4 \text{ m}$$

Les pièces étant comprimées, il apparait un risque de flambement, ce qui impose de majorer l'excentricité réelle de l'effort normal appliquée

❖ **Calcul de l'excentricité :**

Centre de pression entre les armatures

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a = 0.025 \text{ m} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) = 0.3 \text{ m}$$

❖ **Vérification du flambement :**

$$L_f \leq \max \begin{cases} 15 \\ 20 \frac{e_1}{h} \end{cases} \Rightarrow 2.8 \leq 15$$

Le calcul sera mené en flexion compose en considérant une excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

- Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 0.025 \text{ m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right) = 0.02 \text{ m}$
- Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10000 \times h} (2 + \alpha \times \phi)$

Avec : $L_f = 0,7.L = 2.8 \text{ m}$.

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{\text{ser}}} \right) = 0.859$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge

Considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.8^2}{10000 \times 0.70} (2 + 0.859 \times 2) = 0.012m$$

❖ **L'excentricité totale :**

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.025 + 0.02 + 0.012 = 0.057 m$$

- Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0.057 \times 2609.9 = 148.76 \text{ KN.m}$$

- Calcul le moment fictive au centre de gravité des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 743.33 \text{ KN.m}$$

Il faut que cette condition vérifie pour dire que c'est une section partiellement comprimée :

$$N_u \times (d - c') - M_{fec} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{c'}{h} \right) \times b \times h^2 \times \sigma_{bu}$$

$$770.41 \leq 1165.37 \dots \dots \dots 1$$

On a :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \left(\frac{h}{2} - c \right) \dots \dots \dots 2$$

D'après 1 et 2 la section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment M_f puis sera ramené en flexion composée.

❖ **Calcul en flexion simple :**

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{743.33 \times 10^{-3}}{0.6 \times 0.63^2 \times 14.2} = 0.219 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow \text{donc: } A_1' = 0 \text{ N'existe}$$

pas

$$\alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0.313$$

$$\beta = 1 - 0.40\alpha = 0.875$$

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

$$A_1 = \frac{M_t^{\max}}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s} \Rightarrow A = \frac{743330}{0.875 \times 63 \times 348} = 38.75 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul en flexion composée :**

$$A_s = A_1 - \frac{N}{\sigma_s} = 38.75 - \frac{2609.9 \times 10}{348} = -36.25 \text{ cm}^2 < 0$$

$$A_s = A_1' = 0$$

- Selon le BAEL :

$$\begin{cases} A_{\min} = \max(0.2\% B ; 4cm^2 \times \mu_{(m)}) \\ A_{\max} = 5\% B \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min} = 8.40cm^2 \\ A_{\max} = 210cm^2 \end{cases}$$

- Selon le RPA

$$A_{\min} = 8\% B = 33.60cm^2$$

Conclusion :

$$A_{adopte} = \max(A_{cal}, A_{BAEL}, A_{RPA}) = 33.60cm^2$$

$$\text{Choix des barres : } \mathbf{12T20 = 37.70 cm^2}$$

➤ **Armatures transversal :**

On a : $V_u = 14.91 \text{ KN}$

Selon **RPA 99** les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

La valeur maximale de l'espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10\phi, 15cm)$ en zone IIa

$$t = 8cm$$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi$ en zone IIa

$$t' = 12cm$$

Où ϕ est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

On adopte : un espacement de **8cm** en zone nodale et **12cm** en zone courante.

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t \times b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\text{Si } \lambda_g \geq 5 \quad 0.3\%$$

$$\text{Si } \lambda_g \geq 3 \quad 0.8\%$$

Si $3 < \lambda_g < 5$ interpoler entre les valeurs limites précédentes

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau est donnée par :

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

"a" et "b", dimensions de la section droite du poteau dans la déformation considérée, et "L_f" longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite minimum de 10 φ_t

a- Zone courante :

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} = \frac{0.7 \times 4}{0.70} = 4 < 5 \quad \text{donc : } \rho_a = 3.75$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{12 \times 3.75 \times 14.91 \times 10}{70 \times 400} = 0.240 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **4Φ8 = 2.01 cm²**

La quantité d'armatures transversales minimale exprimée par $\frac{A_t}{t.b_1}$ en % est donnée comme

suit :

$$\lambda_g = 4 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\%$$

$$\frac{4}{60 \times 12} = 0.55\% > 0.3\% \quad \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de 10φ_t

b- Zone nodale :

$$\lambda_g = 4.09 < 5 \quad \text{Donc } \rho_a = 3.75$$

$$A'_t = \frac{t \times \rho_a \times v_u}{h_1 \times f_e} = \frac{8 \times 3.75 \times 14.91 \times 10}{70 \times 400} = 0.160 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : **1cadre 6T8 = 3.02 cm²**

$$\lambda_g = 4 > 3 \Rightarrow \frac{A_t}{t \times b_1} > 0.3\% \quad \text{(RPA99/V2003).}$$

$$\frac{4}{60 \times 8} = 0.83\% > 0.3\% \quad \text{Vérfiée.}$$

Les cadres doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur de 10φ_t .

❖ **Vérfication de l'effort tranchant : (BAEL 91 Art 7-4-3-1)**

On a : V_{u max} = 14.91 KN

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{14.91 \times 10^3}{600 \times 63} = 0.394 \text{MPa} \leq \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{MPa} \end{cases} = 3.33 \text{MPa}$$

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : (RPA99/2003)**

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_u = 0.394 \text{MPa} < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 1 \text{MPa} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

La longueur de recouvrement : (RPA2003 Art 7-4-2-1)

40% en zone II donc :

Pour **T20** : $L_r = 80 \text{ cm}$

T16 : $L_r = 64 \text{ cm}$

T14 : $L_r = 56 \text{ cm}$

T12 : $L_r = 48 \text{ cm}$

VI .B.2.4 Tableaux récapitulatif de ferrailage longitudinal et transversal :

Pour le calcul des différentes sections de ferrailage, on a utilisé le logiciel SOCOTEC, qui calcul le ferrailage selon les règles de BAEL (section rectangulaire) :

Tableau .VI.B.2.6 Ferrailage des poteaux longitudinal et transversale

Section	A _s calculé (cm ²)	A _{min} (RPA) (cm ²)	Armatures longitudinal		Armatures transversales		
			A _s (cm ²)	Choix	A _t (cm ²)	A' _t (cm ²)	choix
70x60	0	33.60	37.70	12T20	0.240	0.160	4T8

➤ **Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \overline{\tau_u} = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{MPa} \end{cases} = 3.33 \text{MPa}$$

Tableau .V.B.2.7 Vérification des efforts tranchants

Zone	h (m)	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	0.70	14.91	0.394	3.33	Vérifier

➤ **Vérification de la contrainte de cisaillement** (RPA2003Art 7-4-3-2) :

$$\tau_u < \tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{dans le cas contraire} \end{cases}$$

Tableau .VI.B.2.8 Vérification des contraintes aux cisaillements

Zone	λ_g	ρ_d	V (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
1	4.00	0.04	14.91	0.394	1.00	Vérifier

❖ Vérification des contraintes à L'ELS

Les résultats des vérifications des contraintes sont présentés dans le tableau suivant : par le logiciel SECOTEC

Tableau .VI.B.2.9 Vérification des contraintes à l'ELS

Zone	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} MPA	$\overline{\sigma_{bc}}$ MPA	Observation
1	1870.61	9.16	6.50	18	Vérifiée

VI .B.2.5 Schémas de ferrailage :

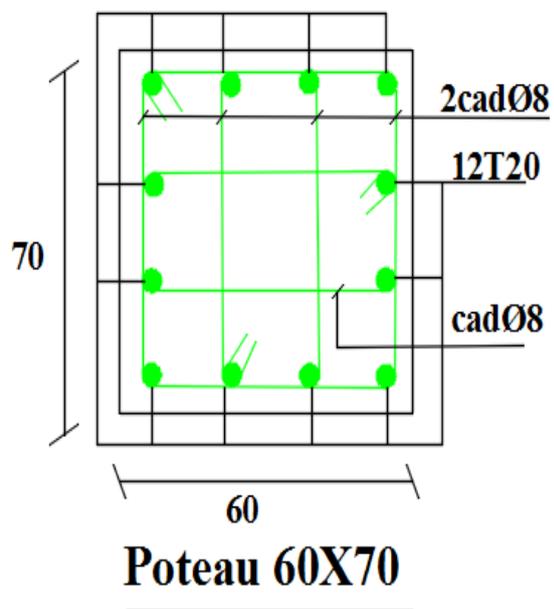


Figure .VI.B.2.3 ferrailage de poteau

VII .A.1 Comportement des poteaux mixtes avec profil creux rempli de béton:

Plusieurs recherches [09,10,11,12,13,14,15] ont été menées établissant des méthodes de calcul permettant de calculer la résistance au feu des poteaux mixtes avec profil creux rempli de béton. Des modèles de calcul couplés entre le comportement thermique et le comportement mécanique sont inexistant et ce dans un but simplificateur. Ainsi pour l'analyse du comportement mécanique, la distribution des températures au sein des poteaux est obtenue soit expérimentalement soit à l'aide d'un modèle thermique. Le comportement mécanique est alors déterminé par une procédure itérative prenant en compte l'évolution de la température à chaque pas de temps ainsi que leurs influences sur les propriétés mécaniques.

Les modèles numériques basés essentiellement sur la méthode des éléments finis, utilisant l'hypothèse de **Bernoulli** les poteaux sont discrétisés par des éléments finis barre à deux nœuds et six degrés de liberté :

- Deux déplacements
- Une rotation

Par nœud, les déformations dues à la torsion ainsi que ceux dues aux cisaillements sont négligés. Seules les contraintes normales sont prises en considération.

En présence d'un champ de température les contraintes thermique impliquant une déformation

longitudinale résultante respectivement des contraintes normales, des dilatations thermique, des contraintes résiduelles et du fluage.

Parallèlement à cela, des méthodes de calcul simplifiées basées sur les relations 'moment – courbure' et 'résistance axiale-déformation longitudinale' permettent d'analyser la stabilité au feu des poteaux mixtes. Elles sont établies au niveau de la section transversale la plus sollicitée et combinées avec l'équation d'équilibre global [10, 13].

Dans ces procédures l'état ultime des poteaux après un temps d'exposition au feu donné correspond à la condition de flexion au niveau de la section critique n'excède pas le moment résistant.

Les valeurs du moment résistant sont calculées en incrémentant par pas successifs la déformation longitudinale et la courbure (lié à la déformation transversale du poteau) et en déduisant les contraintes normales à partir des relations contrainte déformation des différents matériaux. Cette formulation tient compte des dilatations thermiques, des imperfections géométriques et des non linéarités matérielles (variation des lois de comportement élasto - plastique fonction de la variation des températures) sur la capacité portante des poteaux.

VII .A.2 Méthodes de calcul :

Selon l'Eurocode 4 partie 1.2, la vérification du comportement au feu des structures mixtes (poutre, poteau, plancher) peut être effectuée selon trois méthodes différentes à savoir :

- Méthodes de calcul simplifiées basées sur les valeurs tabulées prédéfinies. Ces valeurs établies pour les sections transversales les plus fréquentes sur la base des essais expérimentaux et forfaitaire pour le dimensionnement ou la vérification des différents éléments mixtes vis-à-vis leur résistance au feu.

- Les méthodes simplifiées basées sur des formulations analytiques ne concernent que les éléments de structures. Pour les profils creux rempli de béton, il s'agit de l'annexe G de l'Eurocode 4, partie 1-2

- Les méthodes de calcul avancées permettent une estimation rigoureuse et précise du comportement globale des structures sous l'influence du feu. Elles font appel à des modèles numériques basés sur la méthode des éléments finis ou la méthode des différences finies. Les conditions aux limites peuvent être spécifiques pour les éléments de structures, donc ce qui permet une plus grande flexibilité dans les modèles qui peuvent refléter la physique du problème considéré.

VII .A.3 Domaine d'application des trois méthodes :

L'Eurocode spécifie les différentes possibilités d'application des trois méthodes sous condition de feu nominale ; et le tableau [VII.A.1] montre que nous avons plus de possibilité d'appliquer ces méthodes sous feu nominal.

Tableau .VII.A.1 Domaine d'application des différentes méthodes de calcul en situation de feu nominal (normalisé)

Type d'analyse	Valeur tabulée	Modèles de calcul simplifiés	Modèles de calcul avancés
Analyse par élément	Oui Feu normalisé ISO-834	Oui	Oui
Analyse de parties de la structure	Non applicable	Oui (si disponible)	Oui
Analyse globale de la structure	Non applicable	Non applicable	Oui

Sous condition de feu naturel, l'application des méthodes de calcul simplifiées est largement limitée par le fait que la condition d'échauffement des éléments est totalement différente de celles sous condition de feu normalisé. C'est la raison pour laquelle le tableau [VII.A.2] montre

une majorité négative des situations d'application pour les méthodes de calcul simplifiées. Le seul exemple pour lequel elles peuvent être utilisées concerne les éléments en acier avec ou sans protection passive contre l'incendie et entièrement entourés par le feu.

Tableau .VII.A.2 Domaine d'application des différentes méthodes de calcul sous condition de feu naturel

Type d'analyse	Valeur tabulée	Modèles de calcul simplifiés	Modèles de calcul avancés
Analyse par élément	Notn applicable	Oui (si disponible)	Oui
Analyse de parties de la structure	Non applicable	Notn applicable	Oui
Analyse globale de la structure	Non applicable	Non applicable	Oui

VII .A.4 Méthodes de calcul simplifiées basées sur les valeurs tabulées prédéfinies :

Ces méthodes permettent de déterminer en fonction de la résistance au feu normalisé que l'on veut atteindre (R30, R60, R90, ou R120) et en fonction

- Du taux de chargement $\eta_{f,t}$
- Des dimensions minimales de la section transversale (b, h ou d)
- Quantité minimale d'acier
- Enrobage

VII .A.5 Résistance au feu :

Les essais au feu de Cardington ont été réalisés au moyen de feux réels ("naturels") ainsi que de brûleurs à gaz non normalisés. Ces essais n'ont pas suivi la courbe de température normalisée qui est utilisée pour définir les durées de résistance au feu données dans les

réglementations nationales, et les températures relevées au cours de ces essais ont donc été interprétées en fonction de la courbe de température normalisée.

Les durées de résistance au feu recommandées pour les éléments de construction de différents types de bâtiments dans les réglementations nationales. Les éléments structuraux de la plupart des bâtiments à deux niveaux exigent une résistance au feu de 30 minutes et ceux de la plupart des bâtiments de trois à cinq niveaux exigent une résistance au feu de 60 minutes.

Les recommandations qui suivent concernent les bâtiments dans lesquels les éléments de structure doivent présenter une résistance au feu allant jusqu'à 120 minutes. A condition de suivre ces recommandations, les bâtiments à ossature métallique conserveront leur stabilité pendant cette durée de résistance au feu, lorsqu'un compartiment quelconque est soumis à la courbe de température normalisée (1).

On peut considérer que tous les bâtiments à ossature métallique comportant des planchers mixtes possèdent en général une résistance au feu de 15 minutes sans protection contre le feu, et par conséquent, il n'est donné aucune recommandation spécifique dans ce cas.

✓ L'application de la méthode de calcul par valeur tabulée peut être réalisée dans deux situations différentes figure [VII.A.1], l'une en cas de vérification où les dimensions des éléments de structure sont déjà connues et l'autre en cas de pré dimensionnement où, en revanche, les actions mécaniques de calcul sont déjà définies.

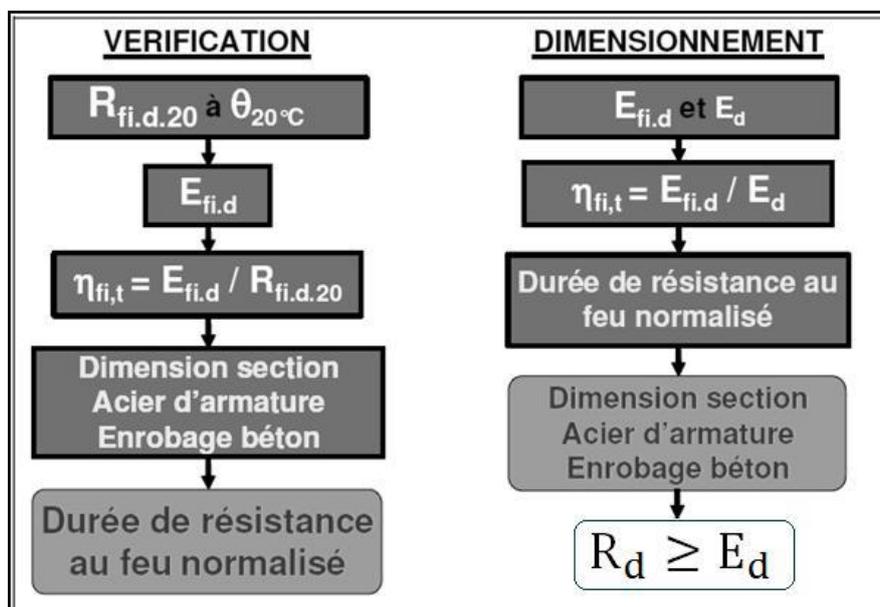


Figure .VII.A.1 deux possibilités d'application des méthodes de calcul simplifiées

En cas de vérification on peut évaluer l'effet des actions mécanique en situation d'incendie $E_{fi,d}$ afin d'en déduire $\eta_{fi,t} = E_{fi,t}/R_d$, parce que les dimensions de la section de l'élément ainsi que sa capacité portante vis-à-vis de la charge R_d sont déjà connues. A partir de la valeur du niveau de chargement, des dimensions de la section de l'élément et des conditions sur les dispositions constructives, les valeurs tabulées permettent d'obtenir le degré de résistance au feu de l'élément à vérifier par rapport à celui imposé par la réglementation. En cas de pré dimensionnement les sections de l'élément ne sont pas encore connues, par contre les effets des actions $E_{fi,d}$ et E_d sont connus à partir des combinaisons de charges pour le dimensionnement à température normale et en situation d'incendie. Dans ce cas le choix du niveau du chargement est pris dans un sens de sécurité et peut être décrit par la relation

$$\eta_{fi,t} = E_{fi,d}/E_d$$

A partir de cette valeur du niveau de chargement et du degré de résistance au feu normalisé, les dimensions minimales de la section ainsi que les dispositions constructives correspondantes de l'élément peuvent être définies. Enfin la section ainsi définie doit être vérifiée pour la condition d'utilisation à température normale, à savoir $R_d = E_d$.

VII .A.6 Méthodes de calcul simplifiées :

Une campagne d'essai réalisé en France a permis de mettre en évidence une méthode de calcul déterminant la charge ultime des poteaux mixtes avec profil creux rempli de béton, non protégés extérieurement et soumis à l'action de l'incendie conventionnel [16,17]. Des coefficients min orateurs permettre de considérer l'excentricité accidentelle de charge d'une part et de faire correspondre les valeurs calculées avec les résultats d'essais. Un coefficient de correction est pris en considération avec un chargement centré équivalent aux moments de flexion (charge excentrée). Cette méthode a été proposé dans les années 80 par COMETUBE. Plusieurs travaux de recherche ont été réalise [16,17] dans l'optique de valider la méthode et définir son domaine d'application pour lequel elle donne une évaluation jugée satisfaisante de la charge ultime. Les résultats de ces investigations ont permis la modification de la méthode de manière à tenir compte en outre de l'évolution des connaissances sur le comportement du béton aux températures élevées (diagramme contrainte-déformation, ductilité...), mais également pour couvrir les résultats d'essais les plus récents [18, 19].

L'Annexe G reprend en partie la méthode proposée par **COMETUBE**, Elle utilise une évolution des caractéristiques mécaniques des matériaux pris dans le document normatif du **DTU** [41], mais avec une évolution des caractéristiques thermiques issues de l'**Eurocode 4**.

Le calcul de la résistance au feu des poteaux mixtes se décompose en deux étapes :

- D'une part, un calcul thermique permettant d'estimer la distribution et l'évolution des

températures dans la section transversale du poteau, compte tenu des propriétés thermo-physiques des matériaux,

- D'autre part, une étude mécanique permettant de déterminer la capacité portante, (effort normal ultime), compte tenu de l'affaiblissement des caractéristiques mécaniques des matériaux avec la température.

VII .A.7 Principe de la méthode :

Détermination de l'évolution de la température au sein de l'élément composé.

Pour les poteaux mixtes la présence, du béton conduit à d'importants gradients de températures au sein de la section droite du poteau. De ce fait, pour évaluer le champ de température, il faut avoir recours à des modèles de transferts thermiques bidimensionnels.

Il faut donc évaluer le flux de chaleur auquel est soumis le poteau. Il est exprimé à partir de la valeur de la température des gaz chauds, et est habituellement décomposé en la somme de deux flux distincts, à savoir : une composante convective et une composante radiative.

Le modèle est basé sur les hypothèses suivantes :

- La résistance au transfert thermique dans l'acier est négligeable ;
- la résistance thermique entre l'acier et le béton est supposée nulle ;
- Le béton est considéré comme un matériau homogène.

L'évolution de la température dans les éléments de structure exposée au feu est fondée principalement sur l'équation différentielle de transfert de la chaleur, ou équation de FOURIER.

VII .A.8 Résistance au feu du poteau mixte partiellement enrobé de béton :

Actions mécaniques en situation d'incendie la combinaison d'actions mécaniques en situation d'incendie doit être calculée comme une situation accidentelle:

$$E_d = E(\sum G_{k,j} + (\Psi_{1,l} \text{ ou } \Psi_{2,l}) Q_{k,l} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i})$$

VII .A.9 Vérification de la résistance au feu par la méthode de calcul simplifiée :

- Domaine d'application de la méthode

La méthode de calcul simplifiée est une vérification dans le domaine des résistances. Elle consiste à vérifier que la fonction porteuse de l'élément est assurée après un temps t d'exposition à un feu donné, c'est-à-dire :

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd} \leq 1$$

La résistance en compression axiale d'un poteau mixte partiellement enrobé de béton, dans le cas d'un flambement suivant l'axe faible, est calculée de la

manière suivante: $N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$

Où :

χ_z est le coefficient de réduction pour la courbe de flambement c et qui dépend de l'élancement réduit.

$N_{fi,pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie.

Où l_0 est la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.

L'élancement réduit non dimensionnel est :

$$\lambda_0 = \sqrt{N_{fi,pl,z} / N_{fi,cr,z}}$$

En utilisant l'élancement réduit du poteau en situation d'incendie et la courbe de flambement c, on peut calculer le coefficient de réduction au flambement de la manière suivante:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_0^2}}$$

La méthode présentée ci-après ne s'applique qu'aux poteaux d'ossatures contreventées. Avant de l'appliquer, il convient de vérifier que la section transversale du poteau se trouve bien dans les limites d'applicabilité de la méthode. Ces limites sont présentées dans le tableau 1 et comparées aux caractéristiques géométriques du poteau traité.

La résistance plastique en compression axiale de la section mixte est obtenue par sommation des capacités des différents constituants défini par la relation suivante :

$$N_{fi,pl,Rd} = N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s}$$

Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée

La charge de flambement d'Euler est donnée par la relation :

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / l_0^2$$

Où l_0 est la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.

L'élancement réduit non dimensionnel est :

$$\lambda_0 = \sqrt{N_{fi,pl,z} / N_{fi,cr,z}}$$

En utilisant l'élancement réduit du poteau en situation d'incendie et la courbe de flambement c, on peut calculer le coefficient de réduction au flambement de la manière suivante:

$$\chi_z = \frac{1}{\phi + \sqrt{\phi^2 - \lambda_0^2}}$$

VII .A.10 Détermination de l'effort normal ultime « poteau soumis à la compression centré » :

Pour l'aspect mécanique, la détermination de l'effort normal ultime est basée sur la connaissance du champ de température à chaque instant au cours de l'incendie, déterminée par le modèle thermique. Ainsi à partir de cet état, il est possible de déterminer l'effort normal ultime repris par le poteau.

Cependant, dans le cas d'un profilé métallique (profil creux par exemple), les inévitables imperfections géométriques et structurales diminuent la résistance au flambement. La charge ultime s'écrit :

$$N_{cr} = \pi^2 E_a^* I / l^2$$

Ou : E_a^* est le module d'élasticité de l'acier qui conduit à la valeur de la contrainte critique donnée par les courbes de flambement (N , λ).

E_a^* Ce coefficient n'est pas le module de Young, Son introduction permet de tenir compte des imperfections géométriques et structurales du profil creux dus essentiellement aux contraintes résiduelles et hétérogénéité de la limite élastique (CECM).

Par contre dans le cas où l'élément présente une homogénéité sans contrainte, sollicitée axialement, la charge critique correspond à la charge de flambement élastique N_{cr} ou charge d'Euler.

Dans le cas des profils creux remplis de béton la charge ultime d'un profil creux rempli de béton s'écrit :

$$N_{fi,cr} = \pi^2 / l_\theta^2 (E_{a,\theta,\sigma} I_a + E_{c,\theta,\sigma} I_c + E_{s,\theta,\sigma} I_s)$$

l_θ :Longueur de flambement en situation d'incendie. Les longueurs de flambement dans des conditions au feu sont généralement prises égales à 0,5 fois la longueur totale du poteau, ou 0.7 fois la longueur dans d'autres cas.

$E_{a,\theta,\sigma}$: Module tangent déduit de la relation contrainte-déformation pour le matériau i à la température θ , et pour une contrainte $\sigma_{i,\theta}$.

I_i : Moment d'inertie de la section du matériau i par rapport à l'axe principal d'inertie y ou z de la section mixte.

L'utilisation de la compatibilité des déformations dus aux efforts agissant dans la section (acier, béton et armatures), permet de déterminer la charge ultime du poteau

$$\varepsilon_b = \varepsilon_b = \varepsilon_s = \varepsilon$$

Pour cet allongement, l'effort normal ultime est obtenu par l'égalité entre $N_{fi,cr}$ figure [VII.A.2]

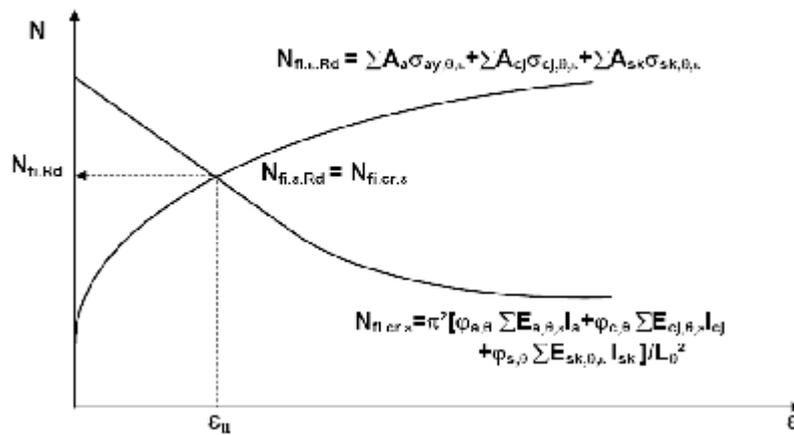


Figure .VII.A.2 Détermination de la charge ultime des profils creux remplis de béton pour un champ de température donné

Effort de compression avec flambement (Eulérien) et $N_{fi,pl,Rd}$ effort normal de plastification du poteau, défini par la relation suivante :

$$N_{fi,pl,Rd} = A_a(\sigma_{a,\theta} / \gamma_{M,fi,a}) + A_c(\sigma_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c}) + A_s(\sigma_{s,\theta} / \gamma_{M,fi,s})$$

Où

A_i Aire de la section transversale du matériau i ,

$\sigma_{i,\theta}$ Contrainte dans le matériau i , à la température θ , et

$M_{fi,i,\gamma}$ Coefficient partiel de sécurité du matériau i en situation d'incendie.

Nous avons donc l'allongement et la charge à l'état ultime à chaque instant de l'incendie ϵ_u et $\eta \chi_u$. Ainsi, pour une tenue au feu déterminée, on peut connaître la charge maximale à appliquer au poteau.

VII .A.11 Détermination de l'effort normal ultime poteau soumis à une charge excentrée :

Dans le cas une excentricité est prise en compte on peut utiliser la relation suivant en évaluant les coefficients α_1 et C_m sur les courbes figure [VII.A.3]

$$N_{eq} = \alpha_1 C_m N_{fi,sd}$$

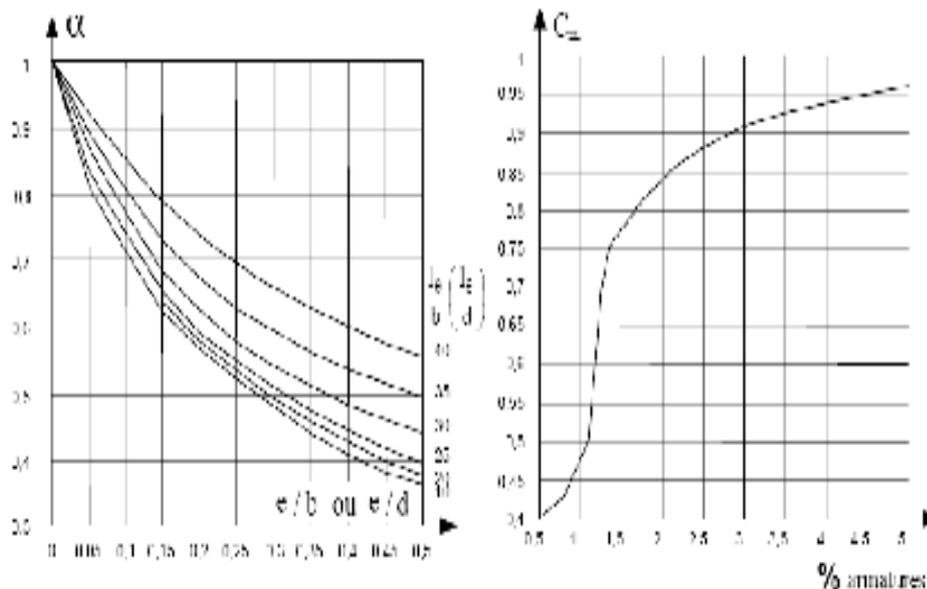


Figure .VII.A.3 Abaqués pour la prise en compte de l'excentricité

VII .A.12 Méthodes de calcul avancées :

Il est mentionné dans l'Eurocode partie feu que, les modèles de calcul sont généralement utilisés pour la vérification de la résistance au feu des structures. Trois modèles peuvent être considérés pour pouvoir concrétiser cette approche.

- Un modèle d'action thermique, qui permet de simuler les actions thermiques qui seront prises en compte dans la détermination de l'échauffement des structures. Ces actions sont représentées par la relation température-temps conforme à la courbe d'incendie normalisée ISO 834.
- La répartition et l'évolution de la température en tout point des éléments de structures soumis à l'incendie peuvent être estimées par l'utilisation d'un modèle de transfert thermique. Ces modèles sont essentiellement basés sur la méthode des différences finies ou des éléments finis, prennent en compte les non linéarités liées à l'évolution des propriétés matérielles avec la température. Les échanges de chaleur se font essentiellement par convection et rayonnement au niveau des surfaces exposées en situation d'incendie. A l'intérieur des matériaux (acier et béton), la chaleur est uniquement transférée par conduction.
- Un modèle de comportement mécanique pour déterminer :
 - La capacité portante de l'élément de structure analysé
 - La déformation en tout point de l'élément de structure

Ces modèles font appel le plus souvent à la méthode des éléments finis en tenant compte des effets non-linéarités couplées à la plasticité des matériaux et aux grands déplacements, amplifiées par l'action de la température. Pour la résolution est essentiellement basée sur les méthodes itératives.

VII .A.13 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons donné les différentes approches de calcul du comportement des poteaux en béton armé et profil creux remplis de béton. Les différentes méthodes simplifiées ou avancées avec leur domaine de validité ainsi que les hypothèses de chaque méthode.

L'application de ces méthodes nous a conduits à la nécessité de calcul informatique qui nous permettra l'étude et l'analyse de la résistance au feu de ces types d'éléments de structure, ainsi qu'une maîtrise des paramètres influant la résistance au feu.

VII.B Exemple d'application : Poteau mixte partiellement enrobé de béton sous charge axiale centrée

VII .B.1 Objectif

Dans cet exemple, on doit vérifier la résistance au feu d'un poteau mixte avec profilé en acier partiellement enrobé de béton à l'aide, d'une part de la méthode de calcul simplifiée et, d'autre part, avec la méthode par valeurs tabulées. Le poteau considéré est situé dans un étage intermédiaire d'un bâtiment de type bureau. L'ossature du bâtiment est contreventée et le poteau, d'une hauteur de 4 m, est assemblé de manière rigide aux poteaux situés en-dessous et au-dessus de lui. Par conséquent, comme le montre la figure 1, la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie doit être réduite. La résistance au feu exigée est R60.

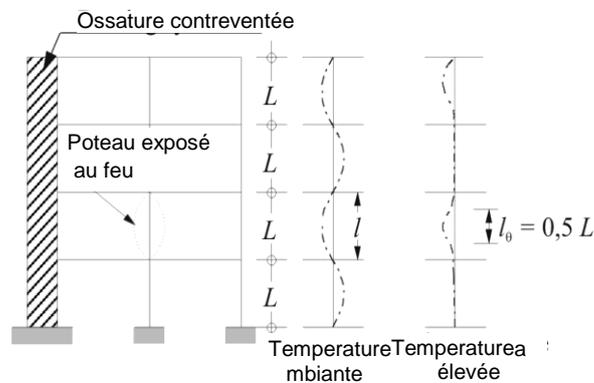


Figure .VII.B.1 Longueur de flambement des poteaux dans les ossatures contreventées

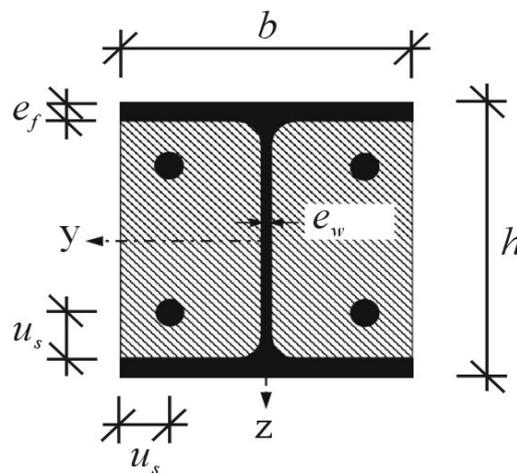


Figure .VII.B.2 Section transversale du poteau

➤ **Caractéristiques géométriques et de matériaux :**

Poteau en acier:

Profilé:	Section laminée HE 450B
Nuance d'acier :	S235
Hauteur :	$h = 450\text{mm}$
Largeur:	$b = 300 \text{ mm}$
Épaisseur de l'âme:	$e_w = 14 \text{ mm}$
Épaisseur des semelles:	$e_f = 26 \text{ mm}$
Aire de la section:	$A_a = 21800 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité:	$f_y = 235\text{N/mm}^2$
Module d'Young:	$E_a = 210,000 \text{ N/mm}^2$
Moment d'inertie:	$I_z = 11720 \text{ cm}^4$ (axe faible)

Barres d'armature:

Nuance d'acier :	S400
Diamètre:	4 Ø 20
Aire:	$A_s = 1257 \text{ mm}^2$
Limite d'élasticité:	$f_s = 400 \text{ N/mm}^2$
Module d'élasticité:	$E_s = 210,000\text{N/mm}^2$
Moment d'inertie:	$I_s = 4 \cdot 3.14 \cdot (45.0 / 2 - 5.0)^2 = 3846.5\text{cm}^4$
Enrobage:	$u_s = 50\text{mm}$

Béton :

Classe :	C25/30
Aire de la section:	$A_c = 300 \cdot 300 - 14900 - 1960 = 73,140 \text{ mm}^2$
Résistance à la compression :	$f_c = 25\text{N/mm}^2$
Module d'élasticité:	$E_{cm} = 30,500\text{N/mm}^2$
Moment d'inertie:	$I_c = 30 \cdot 30^3 / 12 - 8560 - 1960 = 56,980\text{cm}^4$

Charge :

Charges permanents :	$G_k = 1129 \text{ kN}$
Charges variables:	$P_k = 526.87\text{kN}$

VII .B.2 Résistance au feu du poteau mixte partiellement enrobé de béton

Actions mécaniques en situation d'incendie(EN 1991-1-)

- ❖ La combinaison d'actions mécaniques en situation d'incendie doit être calculée comme une situation accidentelle:

$$E_d = E \left(\sum G_{k,j} + (\Psi_{1,l} \text{ ou } \Psi_{2,l}) Q_{k,l} + \sum \Psi_{2,i} Q_{k,i} \right)$$

Le coefficient de combinaison pour les actions variables principales en relation avec les bâtiments de type bureau est $\psi_{1,1} = 0,5$.

Par conséquent, la charge axiale appliquée au poteau, pondérée en situation d'incendie est :

$$N_{fi,d} = 1 \cdot 1129 + 0,5 \cdot 526,87 = 1392,44$$

VII.B.3 Vérification de la résistance au feu par la méthode de calcul simplifiée

(EN 1994-1-1)

- Domaine d'application de la méthode

La méthode de calcul simplifiée est une vérification dans le domaine des résistances. Elle consiste à vérifier que la fonction porteuse de l'élément est assurée après un temps t d'exposition à un feu donné, c'est-à-dire :

$$N_{fi,d} / N_{fi,Rd} \leq 1 \quad (\text{§ 4.3.5.1})$$

La résistance en compression axiale d'un poteau mixte partiellement enrobé de béton, dans le cas d'un flambement suivant l'axe faible, est calculée de la manière suivante:

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd}$$

Où :

χ_z est le coefficient de réduction pour la courbe de flambement c et qui dépend de l'élancement réduit.

$N_{fi,pl,Rd}$ est la valeur de calcul de la résistance plastique en compression axiale en situation d'incendie.

La méthode présentée ci-après ne s'applique qu'aux poteaux d'ossatures contreventées. Avant de l'appliquer, il convient de vérifier que la section transversale du poteau se trouve bien dans les limites d'applicabilité de la méthode. Ces limites sont présentées dans le tableau 1 et comparées aux caractéristiques géométriques du poteau traité. (§4.3.5.2)

Tableau.VII.B.1 Conditions d'applicabilité de la méthode

Conditions	Poteau étudié	
$\max l_{\theta} = 13.5 \cdot b = 13.5 \cdot 0.3 = 4.05 \text{ m}$	$l_{\theta} = 0.5 \cdot 6.0 = 3.0 \text{ m}$	✓
$230 \text{ mm} \leq h \leq 1100 \text{ mm}$	$h = 450 \text{ mm}$	✓
$230 \text{ mm} \leq b \leq 500$	$b = 300 \text{ mm}$	✓
$1\% \leq A_s / (A_c + A_s) \leq 6\%$	$12.57 / (731.4 + 12.57) = 0.03 = 3\%$	✓
$\max R \ 120$	R 60	✓
$\lambda_{\theta} \leq 13,5b$ si $230 \leq b < 300$ ou $h/b > 3$	$b = 300 \text{ mm}$ $h/b = 300 / 300 = 1$	✓

Les conditions sont bien satisfaites.

VII.B.4 Calcul de la résistance plastique en compression axiale et de la rigidité efficace en flexion

Conformément à la méthode de l'annexe G du EN 1994-1-2, les caractéristiques géométriques et mécaniques sont forfaitairement réduites en fonction de la résistance au feu à atteindre.

➤ **La section transversale du poteau est divisée en quatre parties :**

- les semelles du profilé en acier
- l'âme du profilé en acier
- le béton situé entre les semelles
- et les barres d'armatures

Chaque partie peut être évaluée sur la base d'une résistance caractéristique réduite, d'un module d'élasticité réduit et d'une section transversale réduite.

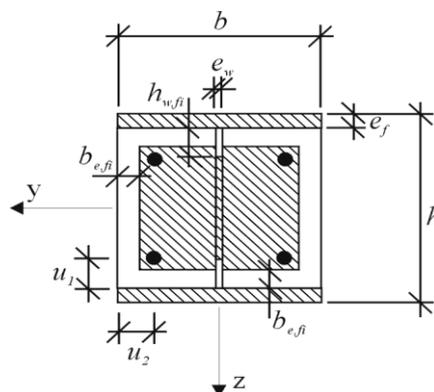


Figure .VII.B.3 Section transversale réduite pour le calcul de la résistance au feu

Contribution des semelles du profilé en acier :

Les caractéristiques mécaniques (limite d'élasticité et module d'élasticité) des semelles du profilé en acier doivent être réduites par l'intermédiaire de facteurs de réduction. Pour cela, la température moyenne des semelles doit être calculée:

$$\theta_{f,t} = \theta_{o,t} + k_t \cdot A_m/V \quad (\text{\S G.2})$$

Où t est la durée d'exposition au feu en minutes ; $\theta_{o,t}$ est une température en °C et k_t est un coefficient empirique donné dans le tableau 2, et A_m/V est le facteur de massivité calculé à partir de la relation:

$$\frac{A_m}{V} = \frac{2 \cdot (h+b)}{h \cdot b} = \frac{2 \cdot (0.3+0.3)}{0.3 \cdot 0.3} = 13.3 \text{ m}^{-1}$$

Tableau .VII.B.2 Paramètres pour le calcul de la température moyenne des semelles

(Voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.1)

Résistance au feu normalisé	$\theta_{o,t}$ [°C]	k_t [m°C]
R 30	550	9.65
R 60	680	9.55
R 90	805	6.15
R 120	900	4.65

Pour une résistance au feu R60, la température moyenne est donc :

$$\theta_{f,t} = 680 + 9.55 \cdot 11.11 = 786 \text{ °C}$$

A partir de cette température, les facteurs de réduction à appliquer aux caractéristiques mécaniques des semelles sont déterminés à partir du tableau 3.2 du (EN 1994-1-2.)

Température de l'acier θ_a [°C]	Facteurs de réduction à température θ_a par rapport aux valeurs de f_y ou de E_a à 20°C			
	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite d'élasticité efficace $k_{y,\theta} = f_{y,\theta}/f_y$	Facteur modifié (par rapport à f_y) pour satisfaire aux critères de déformation $k_{x,\theta} = f_{x,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à f_y) pour la limite de proportionnalité $k_{R,\theta} = f_{R,\theta}/f_y$	Facteur de réduction (par rapport à E_a) pour la pente du domaine élastique linéaire $k_{E,\theta} = E_{a,\theta}/E_a$
20	1,000	1,000	1,000	1,000
100	1,000	1,000	1,000	1,000
200	1,000	0,922	0,807	0,900
300	1,000	0,845	0,613	0,800
400	1,000	0,770	0,420	0,700
500	0,780	0,615	0,360	0,600
600	0,470	0,354	0,180	0,310
700	0,230	0,167	0,075	0,130
800	0,110	0,087	0,050	0,090
900	0,060	0,051	0,0375	0,0675
1000	0,040	0,034	0,0250	0,0450
1100	0,020	0,017	0,0125	0,0225
1200	0,000	0,000	0,000	0,000

NOTE : Pour des valeurs intermédiaires de température de l'acier, une interpolation linéaire peut être faite

En utilisant une interpolation linéaire pour des valeurs intermédiaire de température, on trouve:

$$k_{y,\theta} = 0.11 + ((800 - 786) / (800 - 700)) \cdot (0.23 - 0.11) = 0.128$$

$$k_{E,\theta} = 0.090 + ((800 - 786) / (800 - 700)) \cdot (0.13 - 0.090) = 0.315$$

La résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion des deux semelles du profilé en acier exposé au feu sont déterminées par :

$$N_{f_i,pl,Rd,f} = 2 \cdot (b \cdot e_f \cdot k_{y,\theta} \cdot f_{ay,f}) / \gamma_{M,fi} = 2 \cdot (30 \cdot 2.6 \cdot 0.128 \cdot 23.5) / 1 = 469.26 \text{ KN}$$

$$(EI)_{f_{t,f,z}} = k \cdot E \cdot (e \cdot b^3) / 6 = 0.315 \cdot 21,000 \cdot (2.6 \cdot 30^3) / 6 = 2.1 \cdot 10^7 \text{ kN.cm}^2$$

Contribution de l'âme du profilé :

Une partie d'âme de hauteur $h_{w,fi}$ commençant à la face inférieure de la semelle doit être négligée. Cette partie d'âme est déterminée par:

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (h - 2 \cdot e_f) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot \left(\frac{H_t}{h} \right)} \right) \quad (\S G.3)$$

Où H_t est donné par le tableau 3

Tableau .VII.B.3 Paramètres de réduction pour l'âme

(Voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.2)

Résistance au feu normalisé	H_t [mm]
R 30	350
R 60	770
R 90	1100
R 120	1250

Pour une résistance au feu R60, On obtient :

$$h_{w,fi} = 0.5 \cdot (30 - 2 \cdot 2.6) \cdot \left(1 - \sqrt{1 - 0.16 \cdot \left(\frac{77}{45}\right)}\right) = 2.94 \text{ cm}$$

Le niveau de contrainte maximale dans la partie d'âme restante est obtenu par :

$$f_{ay,w,t} = f_{ay,w} \sqrt{1 - 0.16 \cdot \left(\frac{H_t}{h}\right)} = 23.5 \cdot \sqrt{1 - 0.16 \cdot \left(\frac{77}{45}\right)} = 20.03 \text{ kN/cm}^2$$

La résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion de l'âme du profilé en acier exposé au feu sont déterminées par :

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd,w} &= [e_w \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot f_{ay,w,t}] / \gamma_{M,fi,a} \\ &= [1.4 \cdot (45 - 2 \cdot 2.6 - 2 \cdot 2.94) \cdot 20.03] / 1 \\ &= 950.69 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,w,z} &= [E_{a,w} \cdot (h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot h_{w,fi}) \cdot e_w^3] / 12 \\ &= [21,000 \cdot (45 - 2 \cdot 2.6 - 2 \cdot 2.94) \cdot 1.4^3] / 12 \end{aligned}$$

Contribution du béton:

Une couche externe de béton, d'une épaisseur $b_{c,fi}$ peut être négligée dans le calcul. Cette épaisseur est donnée dans le tableau 4 en fonction de la résistance au feu.

Pour R60, on obtient :

$$\Rightarrow b_{c,fi} = 1.5 \text{ cm}$$

Tableau .VII.B.4 Epaisseur de réduction du béton
(Voir EN 1994 Partie 1-2, Annexe G, Tableau G.3)

Résistance au feu normalisé	$b_{c,fi}$ [mm]
R30	4.0
R 60	15.0
R 90	$0.5 \cdot (A_m / V) + 22.5$
R 120	$2.0 \cdot (A_m / V) + 24.0$

La résistance à la compression de la section restante de béton doit être réduite à l'aide d'un facteur de réduction $k_{c,\theta}$ qui dépend de la température moyenne du béton. Cette température moyenne du béton est donnée dans le tableau 5 en fonction du facteur de massivité de la section mixte A_m/V .

Tableau .VII.B.5 Température moyenne du béton en fonction du facteur de massivité de la section mixte

(Voir EN 1994-1-2, Annexe G, Tableau G.4)

R 30		R 60		R 90		R 120	
A_m/V [m ⁻¹]	$\theta_{c,t}$ [°C]						
4	136	4	214	4	256	4	265
23	300	9	300	6	300	5	300
46	400	21	400	13	400	9	400
---	---	50	600	33	600	23	600
---	---	---	---	54	800	38	800
---	---	---	---	---	---	41	900
---	---	---	---	---	---	43	1000

La résistance plastique à la compression axiale et la rigidité efficace en flexion du béton sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,Rd,c} = 0,86 \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot (b - e_w - 2 \cdot b_{c,fi}) \right) - A_s \right) \cdot f_{c,\theta} / \gamma_{M,fi,c}$$

$$= 0,86 \cdot \left(((45 - 2 \cdot 2,6 - 2 \cdot 1,5) \cdot (30 - 1,4 - 2 \cdot 1,5)) - 12,57 \right) \cdot (0,832 \cdot 2,5) / 1$$

$$= 1662,71 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,c,z} = E_{c,sec,\theta} \cdot \left(\left((h - 2 \cdot e_f - 2 \cdot b_{c,fi}) \cdot ((b - 2 \cdot b_{c,fi})^3 - e_w^3) / 12 \right) - I_{s,z} \right)$$

$$=275.86 \cdot \left((45 - 2 \cdot 2.6 - 2 \cdot 1.5) \cdot ((30 - 2 \cdot 1.5)^3 - 1.4^3) / 12 - 1257 \right)$$

$$= 1.66 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2$$

Contribution des barres d'armatures :

La contribution des barres d'armature est prise en compte par réduction de leurs caractéristiques mécaniques (limite d'élasticité et le module d'élasticité). Le facteur de réduction de la limite d'élasticité $k_{y,t}$ et le facteur de réduction du module d'élasticité $k_{E,t}$ des barres d'armature sont définis à partir du tableau 6 et du tableau 7 en fonction de la résistance à l'incendie normalisé et de la moyenne géométrique u des distances entre l'axe des barres d'armature et les faces du béton.

La moyenne géométrique u est obtenu par la relation :

$$u = \sqrt{u_1 \cdot u_2} = \sqrt{50 \cdot 50} = 50 \text{ mm} \quad (\text{\S G.5})$$

Ou :

u_1 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure à la face interne de la semelle

u_2 est la distance de l'axe de la barre d'armature extérieure au parement béton.

Tableau .VII.B.6 Facteur de réduction $k_{y,t}$ pour la limite d'élasticité f_{sy}

Des barres d'armatures

Résistance au feu Normalisé	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	1	1	1	1	1
R 60	0.789	0.883	0.976	1	1
R 90	0.314	0.434	0.572	0.696	0.822
R 120	0.170	0.223	0.288	0.367	0.436

Tableau .VII.B.7 Facteur de réduction $k_{E,t}$ pour le module d'élasticité E_s
des barres d'armatures

Résistance au feu Normalisé	u [mm]				
	40	45	50	55	60
R 30	0.830	0.865	0.888	0.914	0.935
R 60	0.604	0.647	0.689	0.729	0.763
R 90	0.193	0.283	0.406	0.522	0.619
R 120	0.110	0.128	0.173	0.233	0.285

Pour une résistance au feu R60, on obtient :

$$\Rightarrow k_{y,t}=0.976$$

$$k_{E,t}=0.689$$

La résistance plastique en compression axiale et la rigidité efficace en flexion des barres d'armature sont déterminées par :

$$N_{fi,pl,Rd,s} = A_s \cdot k_{y,t} \cdot f_{sy} / \gamma_{M,fi,s} = 12.57 \cdot 0,976 \cdot 50 / 1 = 613.42 \text{ kN}$$

$$(EI)_{fi,s,z} = K_{E,t} \cdot E_s \cdot I_{s,z} = 0,689 \cdot 21000 \cdot 1257 = 1.818 \cdot 10^7 \text{ kN.cm}^2$$

Résistance plastique de la section mixte :

La résistance plastique en compression axiale de la section mixte est obtenue par sommation des capacités des différents constituants :

$$\begin{aligned} N_{fi,pl,Rd} &= N_{fi,pl,Rd,f} + N_{fi,pl,Rd,w} + N_{fi,pl,Rd,c} + N_{fi,pl,Rd,s} \\ &= 469.26 + 950.69 + 613.42 + 1661.71 \\ &= 3696.08 \text{ kN} \end{aligned}$$

La rigidité efficace en flexion de la section mixte doit être réduite à l'aide de coefficients de réduction déterminés à partir du tableau 8.

Elle est définie par :

$$\begin{aligned} (EI)_{fi,eff,z} &= \varphi_f \cdot \theta (EI)_{fi,f,z} + \varphi_w \cdot \theta (EI)_{fi,w,z} + \varphi_c \cdot \theta (EI)_{fi,c,z} + \varphi_s \cdot \theta (EI)_{fi,s,z} \\ &= 0,9 \cdot 2.1 \cdot 10^7 + 1,0 \cdot 0,016 \cdot 10^7 + 0,8 \cdot 1.66 \cdot 10^7 + 0,9 \cdot 1.818 \cdot 10^7 \\ &= 3.00 \cdot 10^7 \text{ kNcm}^2 \end{aligned}$$

Tableau .VII.B.8 Coefficients de réduction pour la rigidité efficace en flexion

Résistance au feu normalisé	φ_f, θ	φ_w, θ	φ_c, θ	φ_s, θ
R 30	1.0	1.0	0.8	1.0
R 60	0.9	1.0	0.8	0.9
R 90	0.8	1.0	0.8	0.8
R 120	1.0	1.0	0.8	1.0

VII .B.5 Calcul de la charge axiale de flambement à température élevée (§G.6)

La charge de flambement d'Euler est donnée par la relation :

$$N_{fi,cr,z} = \pi^2 \cdot (EI)_{fi,eff,z} / l_{\theta}^2 = \pi^2 \cdot 3 \cdot 10^7 / (0.5 \cdot 600)^2 = 3286.53 \text{ KN}$$

Où l_{θ} est la longueur de flambement du poteau en situation d'incendie.

L'élancement réduit non dimensionnel est :

$$\bar{\lambda}_{\theta} = \sqrt{N_{fi,pl,z} / N_{fi,cr,z}} = \sqrt{3696.08 / 3286.53} = 1.06$$

Où $N_{fi,pl,R}$ est la valeur de $N_{fi,pl,Rd}$ lorsque les facteurs $\gamma_{M,fi}$ sont pris égaux à 1.

En utilisant l'élancement réduit du poteau en situation d'incendie et la courbe de flambement c, on peut calculer le coefficient de réduction au flambement de la manière suivante:

$$\chi_z = \frac{1}{\Phi + \sqrt{\Phi^2 - \bar{\lambda}_{\theta}^2}} = \frac{1}{1.21 + \sqrt{1.21^2 - 1.06^2}} = 0.56 \quad (\text{EN 1993-1-})$$

Avec :

$$\Phi = 0,5 \cdot (1 + \alpha \cdot (\bar{\lambda}_{\theta} - 0,2)) + \bar{\lambda}_{\theta}^2 = 0,5 \cdot (1 + 0,34 \cdot (1,06 - 0,2)) + 1,06^2 = 1,21$$

La résistance axiale au flambement est alors :(EN 1994-1-)

$$N_{fi,Rd,z} = \chi_z \cdot N_{fi,pl,Rd} = 0,56 \cdot 3696,08 = 2069,80 \text{ kN}$$

Vérification :

$$N_{fi,d} / N_{fi,pl,Rd} = 1392,44 / 2069,80 = 0,67 < 1 \quad \checkmark$$

La stabilité au feu R60 est donc largement assurée

VIII .1 Introduction

L'ensemble des plans horizontaux d'une ossature étant par définition stabilisé, la somme des efforts horizontaux résultants doit être transmise à des points fixes (fondations) par des ensembles de stabilités verticales. Généralement ces ensembles sont disposés dans les files des ossatures, ce qui assure la sécurité d'un ouvrage dans le sens longitudinal.

VIII .2 sollicitation des files longitudinales

Le dimensionnement des contreventements, se fait en tenant compte des éléments les plus sollicités sous l'action de la combinaison la plus défavorable ($G + Q + 1,2E_x$), avec :

G : la charge permanente de la structure ;

Q : la charge d'exploitation ;

E_x : l'effort sismique horizontale suivant le sens longitudinale (OX).

Notre structure possède un type de contreventement en X

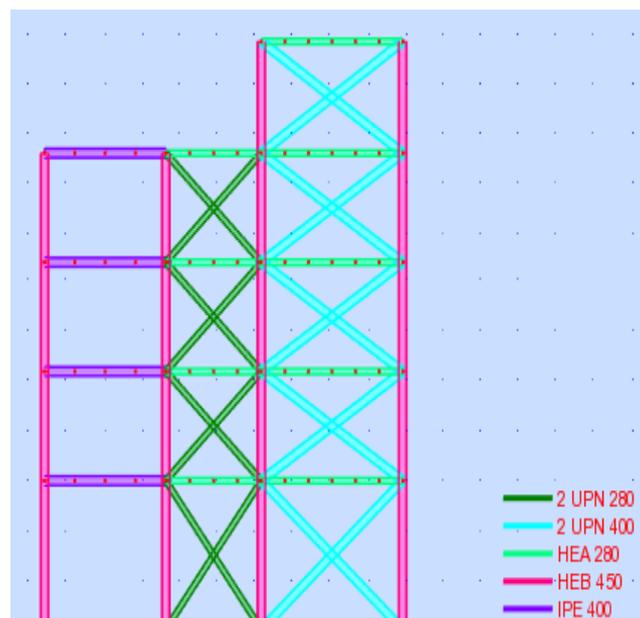


Figure .VIII .1 Type de contreventement

- le tableau suivant récapitule les forces sismiques agissantes sur tous les files, dans le sens considéré (OX), on notant que :

F_i : La force sismique au niveau i , agissant sur une file quelconque ;

H : le cumul des forces sismiques : $H = \sum_{i=1}^n F_i$;

n : le niveau d'étage considéré, $n = 1, 2, \dots, 6$.

Tableau .VIII.1 les forces sismiques agissantes sur tous les files

	niveau	6	5	4	3	2	1
File1	<i>F (KN)</i>	50.1	29.4	23.8	18.8	11.3	14.1
	<i>H(KN)</i>	50.1	79.5	103.3	122.1	133.4	147.5
File2	<i>F (KN)</i>	53.3	30.7	24.8	19.00	11.9	14.9
	<i>H(KN)</i>	53.3	84	108.8	127.8	139.7	154.6
File3	<i>F (KN)</i>	124.3	53.7	43.4	33.2	12.2	15.2
	<i>H(KN)</i>	124.3	178	221.4	254.6	266.8	282
File4	<i>F (KN)</i>	-	69.8	56.4	43.2	17.00	21.2
	<i>H(KN)</i>	-	69.8	116.2	159.4	176.4	197.6
File5	<i>F (KN)</i>	-	53.00	42.8	32.8	20.00	25.00
	<i>H(KN)</i>	-	53.00	95.8	128.6	148.6	173.6
File6	<i>F (KN)</i>	-	28.3	22.9	17.5	18.7	23.4
	<i>H(KN)</i>	-	28.3	51.2	68.7	87.4	110.8
File7	<i>F (KN)</i>	-	-	-	-	11.8	14.7
	<i>H (KN)</i>	-	-	-	-	11.8	26.5

- d'après les résultats de ce tableau on constate que la file-3- est la plus sollicitée pour le type de contreventement X.

VIII .3 vérification de la stabilité de la file (3)

- Les efforts axiaux agissant sur les sablières et les diagonales, sont respectivement H_i et N_i .

- les angles d'inclinaison des diagonales sont :

$$\alpha = 47.96^\circ$$

$$\beta = 39.65^\circ$$

$$\gamma = 61,93^\circ$$

$$H_6 = F_6 = 124.3 \text{ KN}$$

$$N_6 = \frac{H_6}{\cos \gamma} = \frac{124.3}{\cos 47.96^\circ} = 185.62 \text{ KN}$$

$$H_5 = F_6 + F_5 = 178 \text{ KN}$$

$$N_5 = \frac{H_5}{\cos \alpha} = \frac{178}{\cos 47.96^\circ} = 265.81 \text{ KN}$$

$$H_4 = F_6 + F_5 + F_4 = 221.4 \text{ KN}$$

$$N_4 = \frac{H_4}{\cos \alpha} = \frac{221.4}{\cos 47.96^\circ} = 330.62 \text{ KN}$$

$$H_3 = F_6 + F_5 + F_4 + F_3 = 254.6 \text{ KN}$$

$$N_3 = \frac{H_3}{\cos \alpha} = \frac{254.6}{\cos 47.96^\circ} = 380.20 \text{ KN}$$

$$H_2 = F_6 + F_5 + F_4 + F_3 + F_2 = 266.8 \text{ KN}$$

$$N_2 = \frac{H_2}{\cos \beta} = \frac{266.8}{\cos 39.65^\circ} = 398.42 \text{ KN}$$

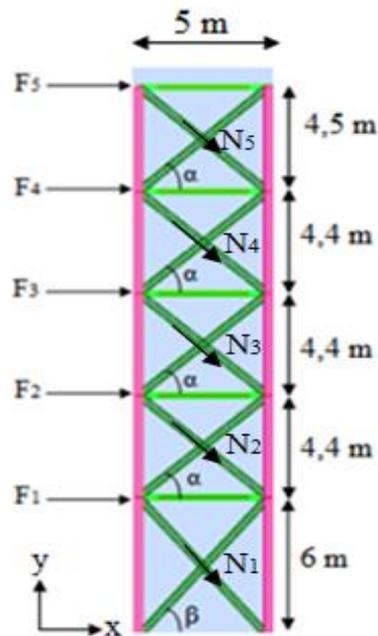


Figure .VIII.2 distribution des forces sismiques sur les contreventements X

Donc on doit vérifier les poutres sablières avec l'effort axial $1,2H_1$ et les diagonales avec $1,2N_2$; le coefficient de pondération 1,2 revient à la combinaison la plus défavorable indiquée au paragraphe VIII.2

❖ **Vérification de la poutre sablière (HEA280)**

On doit vérifier la formule suivant :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{\min} \cdot A \cdot f_y / \gamma_{M1}} + K_y \frac{M_{y,sd}}{W_{p.ly} \cdot f_y / \gamma_{M1}} < 1 \quad (\text{EC3.5.5.1})$$

$$\chi_{\min} = \min(\chi_y, \chi_z)$$

La poutre sablière est disposée de tel façon que l'axe Z de son repère local est parallèle à l'axe Y du repère global ; Il n'y a pas de risque de flambement dans le plans perpendiculaire à GZ, car la poutre sablière est maintenue par la dalle.

❖ **Caractéristiques de la section HEA280**

h = 27.0 cm : hauteur de la section

b = 28.0 cm : largeur de la section

tf = 1.3 cm : épaisseur de l'aile

tw = 0.8 cm : épaisseur de l'âme

ry = 11.2 cm : rayon de giration par rapport à l'axe y

rz = 7.0 cm : rayon de giration par rapport à l'axe z

A = 97.26 cm² : aire de la section

Iy = 13670 cm⁴ : moment d'inertie par rapport à l'axe y

Iz = 4763 cm⁴ : moment d'inertie par rapport à l'axe z

Wply = 1112 : module de flexion plastique par rapport à l'axe y

Wplz = 518.1 cm³ : module de flexion plastique par rapport à l'axe z

Pour : Ly = 7.5 / 2 = 3.75 m $\gamma_{M1} = 1.1$ $f_y = 235 \text{ Mpa}$.

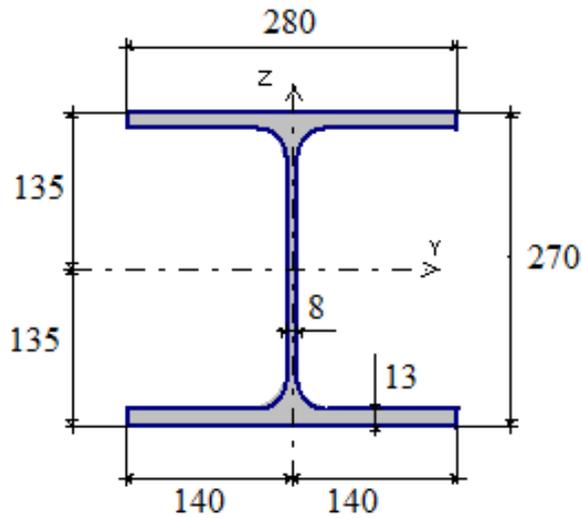


Figure .VIII.3 Présentation de profilé HEA 280

✓ **Vérification :**

$$i_y = 11.86 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{375}{11.86} = 31.61 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93.9} = 0.34$$

$$\Rightarrow \chi_z = 0.89 \text{ (EC3. tableau 5.5.2 courbe b)}$$

$$N_{sd} = 1.2 \times H_1 = 1.2 \times 599.30 = 719.16 \text{ KN}$$

Avec :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{X_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

M_y : Coefficient dépendant du diagramme des moments $\beta_{M,y} = 1.3$

Avec :

$$\mu_y = 0.34(2 \times 1.3 - 4) + \frac{1112 - 1012.8}{1012.8} = -0.378$$

$$K_y = 1 - \frac{-0.378 \times 719160}{0.89 \times 9726 \times 235} = 1.14$$

$$M_{y,sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(16,01) \times 3.75^2}{8} = 28.14 \text{ KN.m}$$

AN :

$$\frac{719160}{0,89 \times 9726 \times 235/1,1} + 1,14 \frac{28140 \times 10^3}{1112 \times 10^3 \times 235/1,1} = 0,52 < 1 \dots\dots \text{(Condition vérifiée).}$$

❖ **Vérification à la traction des diagonales (UUPN400)**

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{Sd} < N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

N_{Sd} : Valeur de dimensionnement de l'effort de traction ;

$N_{t,Rd}$: Résistance ultime à la traction de barre ;

❖ **Caractéristiques de la section UUPN400**

$h=40$ cm $A=183$ cm² $t_f=1.8$ cm

$b=11$ cm $I_z=846$ cm⁴ $I_y=20350$ cm⁴

$t_w=1.4$ cm $W_{plz}=190$ cm³ $W_{ply}=1240$ cm³

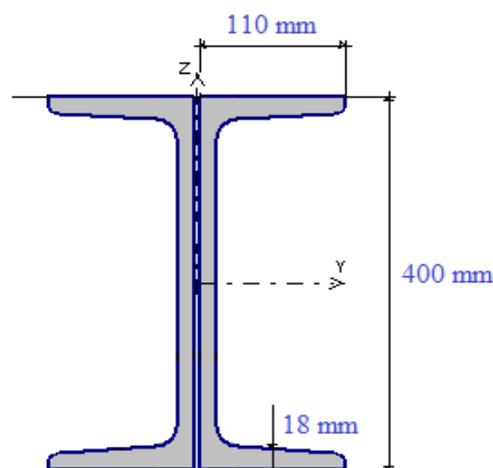


Figure .VIII.4 Présentation de profilé UUPN 400

La poutre diagonale est disposée de telle façon que l'axe Z de son repère local est perpendiculaire au plan XY du repère global

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{183 \times 235}{1,1} = 39095,45 \text{ KN}$$

On va vérifier la résistance à la traction pour la diagonale la plus sollicitée, ce qui correspond à l'effort de traction max appliqué à la diagonale du palier de stabilité du niveau 3, comme l'indique la figure –fig-VII-3-

$$N_{sd} = 1,2 N_3 = 1,2 \times 380,2 = 456,24 \text{ KN}$$

Donc :

$$N_{sd} = 456,24 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 39095,45 \text{ KN} \dots\dots \text{ (condition vérifiée)}$$

❖ **Vérification de la poutre sablière (HEA280)**

✓ **Pour : $L_y = 5 / 2 = 2,5 \text{ m}$**

$$i_y = 11,86 \text{ cm} \Rightarrow \lambda_y = \frac{L_y}{i_y} = \frac{250}{11,86} = 21,08 \quad \Rightarrow \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{93,9} = 0,22$$

$$\Rightarrow \chi_z = 0,84 \text{ (EC3. tableau 5.5.2 courbe b)}$$

$$N_{sd} = 1,2 \times H_1 = 1,2 \times 599,30 = 719,16 \text{ KN}$$

Avec :

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y N_{sd}}{X_y A f_y}$$

$$\mu_y = \bar{\lambda}_y (2\beta_{M,y} - 4) + \frac{W_{pl,y} - W_{el,y}}{W_{el,y}}$$

M_y Coefficient dépendant du diagramme des moments $\beta_{M,y} = 1,3$

Avec :

$$\mu_y = 0,22(2 \times 1,3 - 4) + \frac{1112 - 1012,8}{1012,8} = -0,21$$

$$K_y = 1 - \frac{-0,21 \times 719160}{0,84 \times 9726 \times 235} = 1,08$$

$$M_{y,sd} = \frac{q \times l^2}{8} = \frac{(G+Q)l^2}{8} = \frac{(16,01) \times 2,5^2}{8} = 12,507 \text{ KN.m}$$

$$\text{(Condition vérifiée) AN : } \frac{719160}{0,84 \times 9726 \times 235 / 1,1} + 1,14 \frac{12507 \times 10^3}{1112 \times 10^3 \times 235 / 1,1} = 0,47 < 1$$

❖ **Vérification à la traction des diagonales (UUPN280)**

On doit vérifier la formule suivant :

$$N_{sd} < N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}}$$

N_{sd} : Valeur de dimensionnement de l'effort de traction ;

$N_{t,Rd}$: Résistance ultime à la traction de barre ;

❖ **Caractéristiques de la section UUPN280**

$h=28.0$ cm $A=106.8$ cm² $t_f=1.5$ cm

$b=8.5$ cm $I_z=399$ cm⁴ $I_y=6280$ cm⁴

$t_w=1$ cm $W_{plz}=109$ cm³ $W_{ply}=532$ cm³

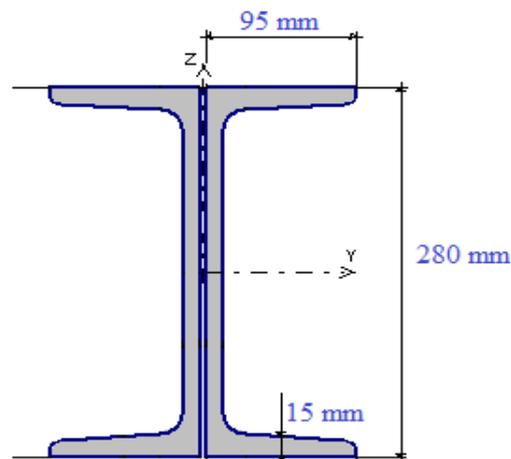


Figure .VIII.5 Présentation de profilé UUPN 280

La poutre diagonale est disposée de telle façon que l'axe Z de son repère local est perpendiculaire au plan XY du repère global

$$N_{t,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M_0}} = \frac{106.8 \times 235}{1,1} = 22816.36 \text{ KN}$$

On va vérifier la résistance à la traction pour la diagonale la plus sollicitée, ce qui correspond à l'effort de traction max appliqué à la diagonale du palier de stabilité du niveau 3

$$N_{sd} = 1,2 N_2 = 1,2 \times 380.2 = 456.24 \text{ KN}$$

Donc: $N_{sd} = 456.24 \text{ KN} < N_{t,Rd} = 22816.36 \text{ KN}$ (condition vérifiée)

IX .1 Introduction

Le but de tous calculs de structures est de vérifier tous les éléments aux sollicitations afin d'assurer la stabilité globale de l'ossature ; la stabilité longitudinale est assurée par les contreventements ; la stabilité transversale est assurée par les portiques auto stables.

L'étude des portiques nécessite au préalable l'évaluation de toutes les charges (permanentes, d'exploitations, sismiques et climatiques) qui lui seraient appliquées. Le calcul est fait sous les combinaisons d'actions les plus défavorables auxquelles il pourrait être soumis durant toute la période d'exploitation de l'ouvrage.

Les sollicitations obtenues servent à la vérification des éléments ; elles servent également au calcul des assemblages ; Ainsi qu'à celui de l'infrastructure (ancrages).

Le calcul est effectué par le logiciel **ROBOT**, les notes de calcul sont données par famille on s'intéressant, pour chaque famille, à l'élément le plus sollicité à l'ELU et à l'ELS.

IX .2 Cas des charges

Cas 1 : charge permanente (G) ;

Cas 2 : surcharge d'exploitation (Q) ;

Cas 3 : surcharge du vent normal (W_n) ;

Cas 4 : surcharge du vent extrême (W_e) ;

Cas 5 : surcharge de la neige normal (Nn) ;

Cas 6 : surcharge de la neige extrême (Ne)

Cas 7 : charge sismique suivant la direction OX (E_x) ;

Cas 8 : charge sismique suivant la direction OY (E_y)

❖ Combinaison de calcul

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de charge sur la base du règlement en vigueur c'est-à-dire **l'EUROCODE 3**, on doit prendre en compte toutes les combinaisons que recommande ce règlement, elles sont présentés comme suit :

Cas 9 : $1.35G + 1.5Q$

Cas 10 : $G + Q$

Cas 11 : $G + Q + E_x$

Cas 12 : $G + Q + E_y$

Cas 13 : $0.8G + E_x$

Cas 14 : $0.8G - E_x$

Cas 15 : $0.8G + E_y$

Cas 16 : $0.8G - E_y$

Cas 17 : $G + Q + 1.2E_x$

Cas 18 : $G + Q + 1.2E_y$

Cas 19 : $1.35G + 1.5Wn$

Cas 20 : $1.35G + 1.5Nn$

Cas 21 : $1.35G + \frac{17}{12}(Wn + Q)$

Cas 22 : $1.35G + \frac{17}{12}(Q + Nn)$

Cas 23 : $1.35(G + Q + Wn + 0.5Nn)$

Cas 24 : $G + Q + 0.5N_e + W_e$

Cas 25 : $Q + G + N_e$

IX .3 tableau de chargement*Tableau .IX.1 les valeurs des charges prises en compte lors de la modélisation de la structure*

Cas de charge	Désignation	Valeurs
G	Profilés	7850 daN/m³
	Planchers	500 daN/m²
	Acrotère	250 daN/ml
Q	Terrasses inaccessibles	100 daN/m²
	Planchers courants	250 daN/m²
V	$h \leq 10$ m	32.9 daN/m²
	$h \geq 10$ m	41,6 daN/m²
N	Terrasses exposées à la neige	80 daN/m²

IX .4 Modélisation de la structure

La difficulté du choix du portique le plus sollicité, nous a obligée de modéliser la structure en 3D et effectuer le chargement suivant les deux directions principales. Les figures VIII.1à 4 représentent la distribution des surcharges climatiques et d'exploitations sur la structure.

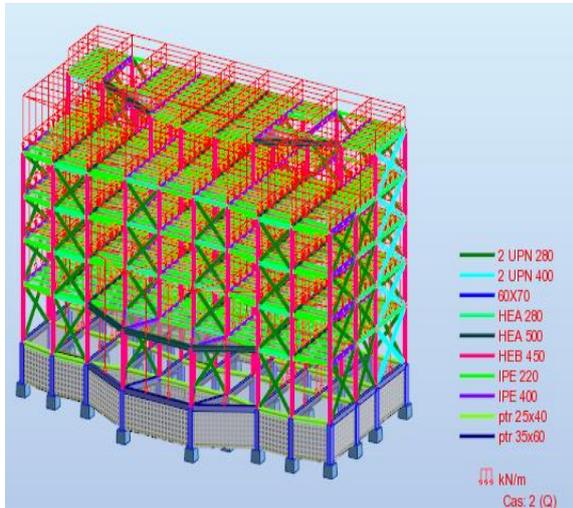


Figure .IX.1 surcharge d'exploitation (cas2)

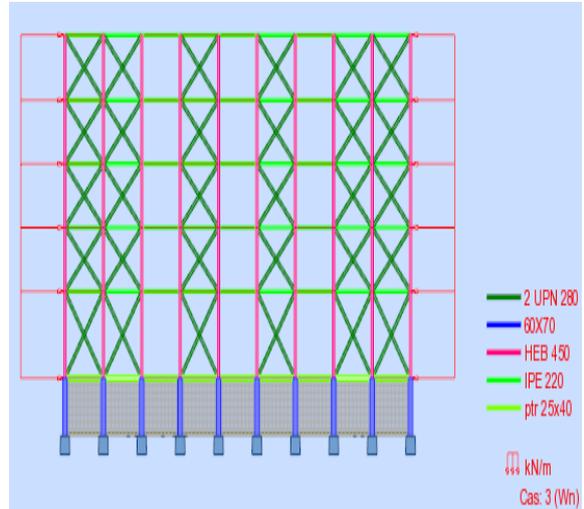


Figure .IX.2 surcharge du vent V_x (cas3)

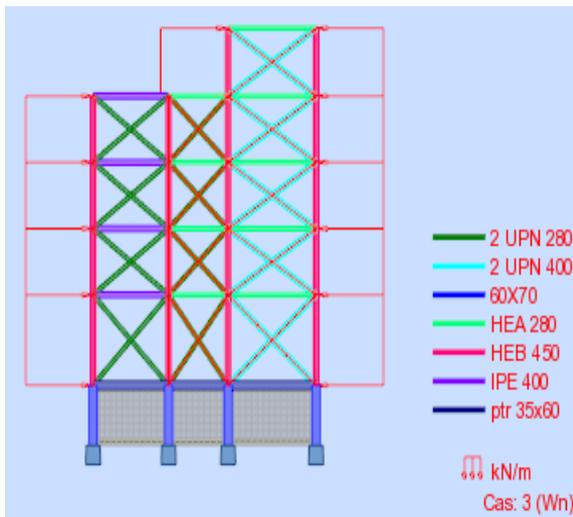


Figure .IX.3 surcharge de vent V_y (cas3)

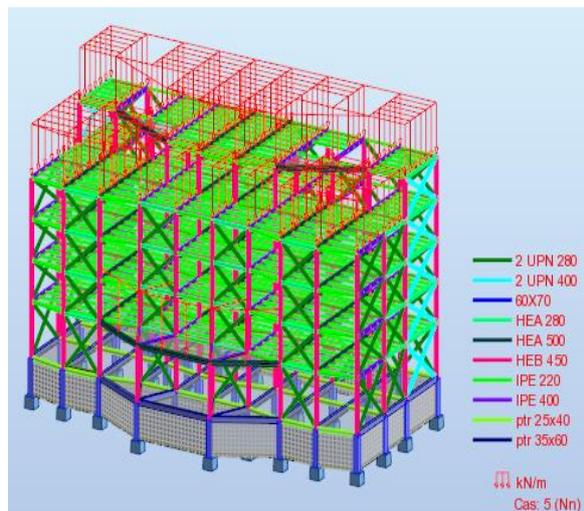


Figure .IX.4 surcharge de la neige (cas5)

IX .5 Résultats de calcul

Les éléments les plus sollicités, pour chaque famille des profilés, donnés par logiciel ROBOT ,sont :

❖ à l'ELU

- l'élément n°38 : le plus sollicité de la famille des poteaux du RDC (HEB450) ;
- l'élément n°63 : le plus sollicité de la famille des poteaux du 1^{er} étage(HEB450);

- l'élément n°64 : le plus sollicité de la famille des poteaux du 2^{em} étage (HE450);
- l'élément n°65 : le plus sollicité de la famille des poteaux du 3^{em} étage (HE450);
- l'élément n°160 : le plus sollicité de la famille des poteaux du 4^{em} étage (HE450);
- l'élément n°356 : le plus sollicité de la famille des poutres maîtresses (IPE400).

❖ à l'ELS

- l'élément n°27, le plus sollicité de la famille des poteaux du sol et RDC (HEB450) ;
- l'élément n°93 : le plus sollicité de la famille des poteaux du 1^{er}, étage(HEB450);
- l'élément n°94: le plus sollicité de la famille des poteaux du 2^{em} étage (HE450);
- l'élément n°95: le plus sollicité de la famille des poteaux du 3^{em} étage (HE450);
- l'élément n°170: le plus sollicité de la famille des poteaux du 4^{em} étage (HE450);
- l'élément n°218 : le plus sollicité de la famille des poutres maîtresses (HEA280).

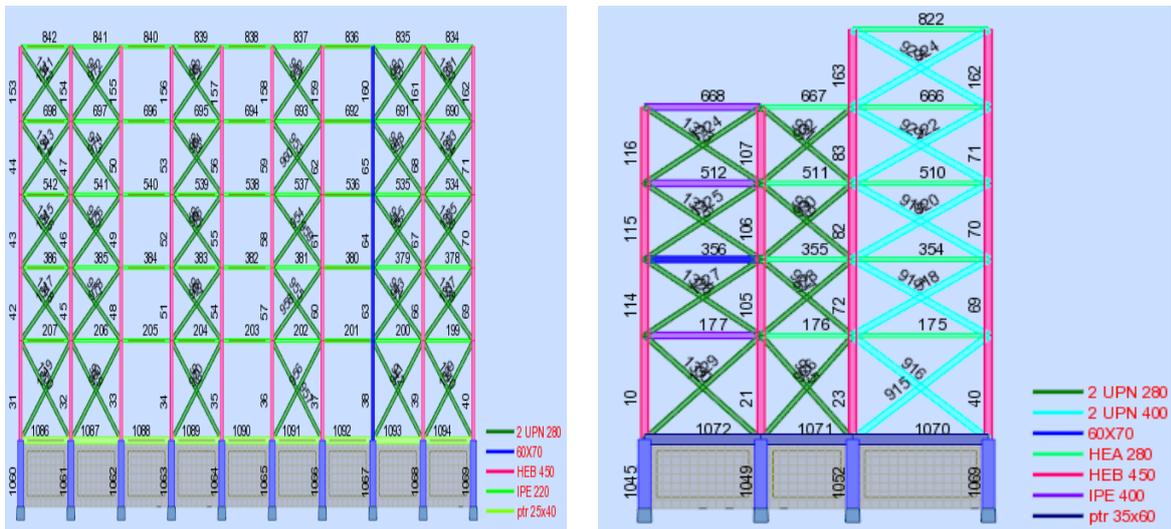


Figure .IX.5 les éléments les plus sollicités de la structure à l'ELU

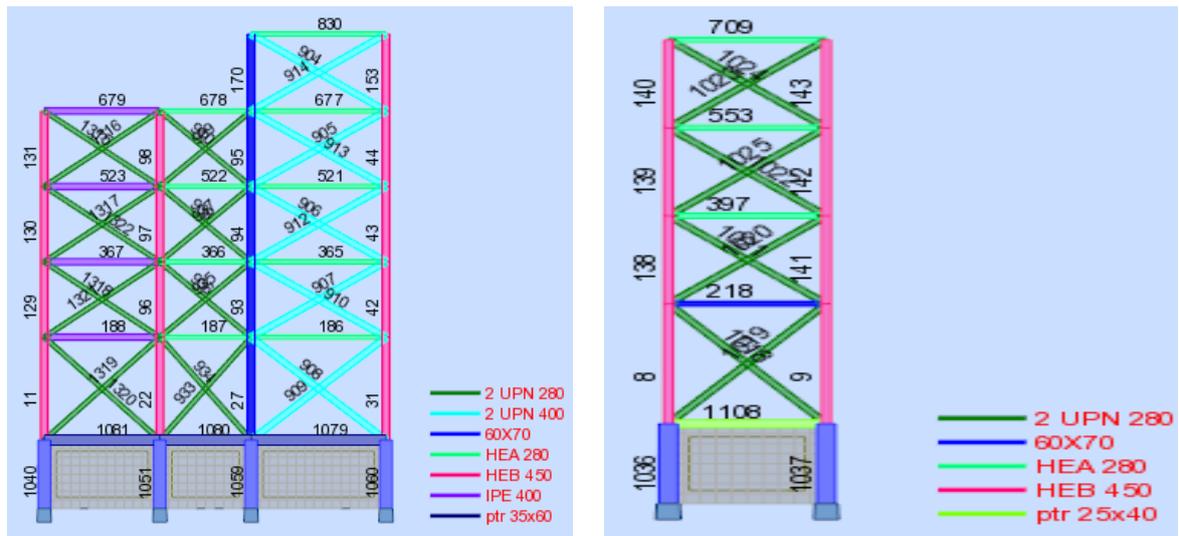


Figure IX.6 les éléments les plus sollicités de la structure à l'ELS

❖ Note de calcul à l'ELU

Les résultats de calcul, obtenus par logiciel à l'ELU sont détaillés dans la note de calcul suivante :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE: 1 poteaux RDC

PIECE: 38 Poteau_38 POINT: 3

COORDONNEE: x = 1.00 L = 6.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: $16 \cdot 1.35g + 1.42W_n + 1.42Q$ $1 \cdot 1.35 + (2+3) \cdot 1.42$

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ Mpa

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450**

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm

Ay=156.00 cm²Az=63.00 cm²Ax=217.98 cm²

ea=1.4 cm

Iy=79887.60 cm⁴Iz=11721.30 cm⁴Ix=441.92 cm⁴

es=2.6 cm

Wely=3550.56 cm³Welz=781.42 cm³

CONTRAINTES: SigN = 740.77/217.98 = 33.98 MPa

SigFy = 48.47/3550.56 = 13.65 MPa

SigFz = 1.33/781.42 = 1.71 MPa

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:



en z:

Ly=6.00 m

Muy=62.09

Lz=6.00 m

Muz=9.11

Lfy=6.00 m

k1y=1.00

Lfz=6.00 m

k1z=1.04

Lambda y=31.34 kFy=1.03

Lambda z=81.82

kFz=1.20

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k1 \cdot \text{SigN} + kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.04 \cdot 33.98 + 1.03 \cdot 13.65 + 1.20 \cdot 1.71 = 51.34 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \text{Tauy} = |1.54 \cdot -0.02| = |-0.03| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 3.80 = 5.85 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces

FAMILLE: 2 1^{er} étage

PIECE: 63 Poteau_63 **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm $A_y=156.00$ cm² $A_z=63.00$ cm² $A_x=217.98$ cm²

ea=1.4 cm $I_y=79887.60$ cm⁴ $I_z=11721.30$ cm⁴ $I_x=441.92$ cm⁴

es=2.6 cm $W_{ely}=3550.56$ cm³ $W_{elz}=781.42$ cm³

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 734.47/217.98 = 33.69$ MPa

$\text{SigFy} = 56.69/3550.56 = 15.97$ MPa

$\text{SigFz} = 1.68/781.42 = 2.14$ MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y=4.40$ m $M_{uy}=116.44$

$L_z=4.40$ m $M_{uz}=17.09$

$L_{fy}=4.40$ m $k_{ly}=1.00$

$L_{fz}=4.40$ m $k_{lz}=1.02$

$\text{Lambda } y=22.98$ $k_{Fy}=1.01$

$\text{Lambda } z=60.00$ $k_{Fz}=1.10$

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k1 * \text{SigN} + kFy * \text{SigFy} + kFz * \text{SigFz} = 1.02 * 33.69 + 1.01 * 15.97 + 1.10 * 2.14 = 52.87 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 * \text{Tauy} = |1.54 * -0.04| = |-0.05| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \text{Tauz} = 1.54 * 3.95 = 6.08 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct!!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE: 3 2^{em} étage

PIECE: 64 Poteau_64 **POINT:** 3 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 10 1.35G+1.5Q 1*1.35+2*1.50

MATERIAU:

ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm $A_y=156.00 \text{ cm}^2$ $A_z=63.00 \text{ cm}^2$ $A_x=217.98 \text{ cm}^2$

ea=1.4 cm $I_y=79887.60 \text{ cm}^4$ $I_z=11721.30 \text{ cm}^4$ $I_x=441.92 \text{ cm}^4$

es=2.6 cm $W_{ely}=3550.56 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=781.42 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 550.97/217.98 = 25.28 \text{ MPa}$

$\text{SigFy} = 61.00/3550.56 = 17.18 \text{ MPa}$

$\text{SigFz} = 1.56/781.42 = 2.00 \text{ MPa}$

**PARAMETRES DE DEVERSEMENT:****PARAMETRES DE FLAMBEMENT:**

en y:

Ly=4.40 m

Muy=155.23

Lfy=4.40 m

k1y=1.00

Lambda y=22.98 kFy=1.01



en z:

Lz=4.40 m

Muz=22.78

Lfz=4.40 m

k1z=1.01

Lambda z=60.00

kFz=1.07

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k1*\text{SigN} + kFy*\text{SigFy} + kFz*\text{SigFz} = 1.01*25.28 + 1.01*17.18 + 1.07*2.00 = 45.13 < 235.00 \text{ MPa (3.731)}$$

$$1.54*\text{Tauy} = |1.54*-0.04| = |-0.06| < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

$$1.54*\text{Tauz} = 1.54*4.04 = 6.22 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$
Profil correct !!!**CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** *EUROCODE 3***TYPE D'ANALYSE :** *Vérification des pièces***FAMILLE:** 4 *3^{em} étage***PIECE:** 65 *Poteau_65* **POINT:** 4 **COORDONNEE:** *x = 1.00 L = 4.40 m***CHARGEMENTS:***Cas de charge décisif:* 20 1.35G+1.42Q+1.42Nn 1*1.35+(2+5)*1.42**MATERIAU:** ACIER fy = 235.00 MPa**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450**

ht=45.0 cm			
bf=30.0 cm	Ay=156.00 cm ²	Az=63.00 cm ²	Ax=217.98 cm ²
ea=1.4 cm	Iy=79887.60 cm ⁴	Iz=11721.30 cm ⁴	Ix=441.92 cm ⁴
es=2.6 cm	Wely=3550.56 cm ³	Welz=781.42 cm ³	

CONTRAINTES: SigN = 359.46/217.98 = 16.49 MPa
 SigFy = 115.35/3550.56 = 32.49 MPa
 SigFz = 1.10/781.42 = 1.41 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

Ly=4.40 m	Muy=237.93	Lz=4.40 m	Muz=34.91
Lfy=4.40 m	k1y=1.00	Lfz=4.40 m	k1z=1.01
Lambda y=22.98	kFy=1.01	Lambda z=60.00	kFz=1.05

FORMULES DE VERIFICATION :

$$k1 \cdot \text{SigN} + kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 1.01 \cdot 16.49 + 1.01 \cdot 32.49 + 1.05 \cdot 1.41 = 50.81 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$$

$$1.54 \cdot \text{Tauy} = |1.54 \cdot -0.04| = |-0.05| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 6.78 = 10.44 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *EUROCODE 3*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE: 5 4^{em} étage

PIECE: 160 Poteau_160 **POINT:** 5 **COORDONNEE:** x = 1.00 L = 4.50 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 20 1.35G+1.42Q+1.42Nn 1*1.35+(2+5)*1.42

MATERIAU: ACIER $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm $A_y=156.00$ cm² $A_z=63.00$ cm² $A_x=217.98$ cm²

ea=1.4 cm $I_y=79887.60$ cm⁴ $I_z=11721.30$ cm⁴ $I_x=441.92$ cm⁴

es=2.6 cm $W_{ely}=3550.56$ cm³ $W_{elz}=781.42$ cm³

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 174.17/217.98 = 7.99$ MPa

$\text{SigFy} = 86.67/3550.56 = 24.41$ MPa

$\text{SigFz} = 0.29/781.42 = 0.37$ MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:



en z:

$L_y=4.50$ m

$M_{uy}=469.46$

$L_z=4.50$ m

$M_{uz}=68.88$

$L_{fy}=4.50$ m

$k_{1y}=1.00$

$L_{fz}=4.50$ m

$k_{1z}=1.00$

$\text{Lambda } y=23.51$ $k_{Fy}=1.00$

$\text{Lambda } z=61.37$

$k_{Fz}=1.02$

FORMULES DE VERIFICATION:

$k_1 \cdot \text{SigN} + k_{Fy} \cdot \text{SigFy} + k_{Fz} \cdot \text{SigFz} = 1.00 \cdot 7.99 + 1.00 \cdot 24.41 + 1.02 \cdot 0.37 = 32.90 < 235.00$ MPa (3.731)

$$1.54 * \tau_{xy} = |1.54 * -0.02| = |-0.02| < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

$$1.54 * \tau_{yz} = 1.54 * 2.12 = 3.26 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$$

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE: 6 poutres maîtresses

PIECE: 356 Poutre_356 **POINT:** 6 **COORDONNEE:** x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 16 1.35g+1.42Wn+1.42Q 1*1.35+(2+3)*1.42

MATERIAU: ACIER $f_y = 235.00 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE LA SECTION: IPE 400

ht=40.0 cm

bf=18.0 cm $A_y=48.60 \text{ cm}^2$ $A_z=34.40 \text{ cm}^2$ $A_x=84.46 \text{ cm}^2$

ea=0.9 cm $I_y=23128.40 \text{ cm}^4$ $I_z=1317.82 \text{ cm}^4$ $I_x=51.33 \text{ cm}^4$

es=1.4 cm $W_{ely}=1156.42 \text{ cm}^3$ $W_{elz}=146.42 \text{ cm}^3$

CONTRAINTES: $\text{SigN} = 28.74/84.46 = 3.40 \text{ MPa}$

$\text{SigFy} = 90.61/1156.42 = 78.35 \text{ MPa}$

$\text{SigFz} = 2.45/146.42 = 16.70 \text{ MPa}$



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=1.00 $B=1.00$ $D=1.60$ $\text{Sig D}=52.98 \text{ MPa}$

ID_inf=6.43 m $C=1.00$ $kD=1.83$

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:

en y:



en z:

FORMULES DE VERIFICATION :

$$\text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} + kFz \cdot \text{SigFz} = 3.40 + 1.83 \cdot 1.00 \cdot 78.35 + 1.00 \cdot 16.70 = 163.39$$

$$< 235.00 \text{ MPa (3.731)}$$

$$1.54 \cdot \text{Tauy} = 1.54 \cdot 0.31 = 0.47 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

$$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 22.11 = 34.05 < 235.00 \text{ MPa (1.313)}$$

Profil correct !!!▪ **note de calcul à l'ELS**

Les résultats de calcul, obtenus par logiciel à l'ELS sont détaillés dans la note de calcul

Suivante :

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : *EUROCODE 3*

TYPE D'ANALYSE : *Vérification des pièces*

FAMILLE: 1 **RDC**

PIECE: 27 **Poteau_27** **POINT:** 1 **COORDONNEE:**

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450**

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm Ay=156.00 cm² Az=63.00 cm² Ax=217.98 cm²

ea=1.4 cm Iy=79887.60 cm⁴ Iz=11721.30 cm⁴ Ix=441.92 cm⁴

es=2.6 cm Wely=3550.56 cm³ Welz=781.42 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 8 EX

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 4.0 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 9 EY

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE: 2 1^{er} étage

PIECE: 93 Poteau_93 **POINT:** 2

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

$$h_t = 45.0 \text{ cm}$$

$$b_f = 30.0 \text{ cm} \quad A_y = 156.00 \text{ cm}^2 \quad A_z = 63.00 \text{ cm}^2 \quad A_x = 217.98 \text{ cm}^2$$

$$e_a = 1.4 \text{ cm} \quad I_y = 79887.60 \text{ cm}^4 \quad I_z = 11721.30 \text{ cm}^4 \quad I_x = 441.92 \text{ cm}^4$$

$$e_s = 2.6 \text{ cm} \quad W_{ely} = 3550.56 \text{ cm}^3 \quad W_{elz} = 781.42 \text{ cm}^3$$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$$v_x = 0.3 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.9 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 8 EX

$$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.9 \text{ cm} \quad \text{Vérfié}$$

Cas de charge décisif: 9 EY

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE: 3 2^{em} étage

PIECE: 94 Poteau_94 **POINT:** 3

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm

Ay=156.00 cm²

Az=63.00 cm²

Ax=217.98 cm²

ea=1.4 cm

Iy=79887.60 cm⁴

Iz=11721.30 cm⁴

Ix=441.92 cm⁴

es=2.6 cm

Wely=3550.56 cm³

Welz=781.42 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.4 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.9 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 8 EX

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.9 \text{ cm}$

Vérfifié

Cas de charge décisif: 9 EY

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE: 4 3^{em} étage

PIECE: 95 Poteau_95 **POINT:** 4

COORDONNEE:



PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm Ay=156.00 cm² Az=63.00 cm² Ax=217.98 cm²

ea=1.4 cm Iy=79887.60 cm⁴ Iz=11721.30 cm⁴ Ix=441.92 cm⁴

es=2.6 cm Wely=3550.56 cm³ Welz=781.42 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL): Non analysé



Déplacements (REPERE GLOBAL):

$v_x = 0.4 \text{ cm} < v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.9 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 8 EX

$v_y = 0.0 \text{ cm} < v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.9 \text{ cm}$ Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EY

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME : EUROCODE 3

TYPE D'ANALYSE : Vérification des pièces

FAMILLE: 5 4^{em} étage

PIECE: 170 Poteau_170

POINT: 5

COORDONNEE:

**PARAMETRES DE LA SECTION: HEB 450**

ht=45.0 cm

bf=30.0 cm Ay=156.00 cm² Az=63.00 cm² Ax=217.98 cm²ea=1.4 cm Iy=79887.60 cm⁴ Iz=11721.30 cm⁴ Ix=441.92 cm⁴es=2.6 cm Wely=3550.56 cm³ Welz=781.42 cm³**DEPLACEMENTS LIMITES****Flèches (REPERE LOCAL):** Non analysé**Déplacements (REPERE GLOBAL):**

vx = 0.4 cm < vx max = L/150.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 8 EX

vy = 0.0 cm < vy max = L/150.00 = 3.0 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 9 EY**Profil correct !!!****CALCUL DES STRUCTURES ACIER****NORME :** EUROCODE 3**TYPE D'ANALYSE :** Vérification des pièces**FAMILLE:** 6 poutres maîtresses**PIECE:** 218 Poutre_218**POINT:** 6**COORDONNEE:****PARAMETRES DE LA SECTION: HEA 280**

ht=27.0 cm

bf=28.0 cm Ay=72.80 cm² Az=21.60 cm² Ax=97.26 cm²ea=0.8 cm Iy=13673.30 cm⁴ Iz=4762.64 cm⁴ Ix=62.37 cm⁴es=1.3 cm Wely=1012.84 cm³ Welz=340.19 cm³

DEPLACEMENTS LIMITES**Flèches (REPERE LOCAL):**

$$u_y = 0.1 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 8 EX

$$u_z = 0.0 \text{ cm} < u_z \text{ max} = L/200.00 = 2.5 \text{ cm} \quad \text{Vérfifié}$$

Cas de charge décisif: 11 G+Q (1+2)*1.00**Déplacements (REPERE GLOBAL):** *Non analysé*

Profil correct !!!

X .A Généralités

X .A.1 Rôle des assemblages

Les assemblages ont pour fonction d'assurer la liaison ou la continuité des composants élémentaires entre eux, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations souvent importantes, généralement statiques, mais quelque fois dynamiques (effets de chocs, vibration etc...) entre les pièces, sans générer des sollicitations parasites notamment de torsion afin de réaliser l'ossature de l'ouvrage projeté. Ces organes critiques pour l'ouvrage tant sous l'aspect de l'intégrité structurelle que sous l'aspect économique, doivent être conçus et dimensionnés avec au moins autant de soin que les composants élémentaires.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles, qu'il convient d'assembler :

- Soit bout à bout (éclissage, raboutages),
- Soit concourantes (attaches poutre / poteau, treillis...etc.).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants,
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

X .A.2 Fonctionnement des assemblages

Les principaux modes d'exécution des assemblages sont :

- Les assemblages soudés ;
- Les assemblages boulonnés ;
- Les assemblages rivetés ;
- Les assemblages collés.

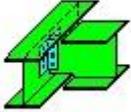
Qui correspondent à deux types de fonctionnement distincts : obstacle et / ou adhérence.

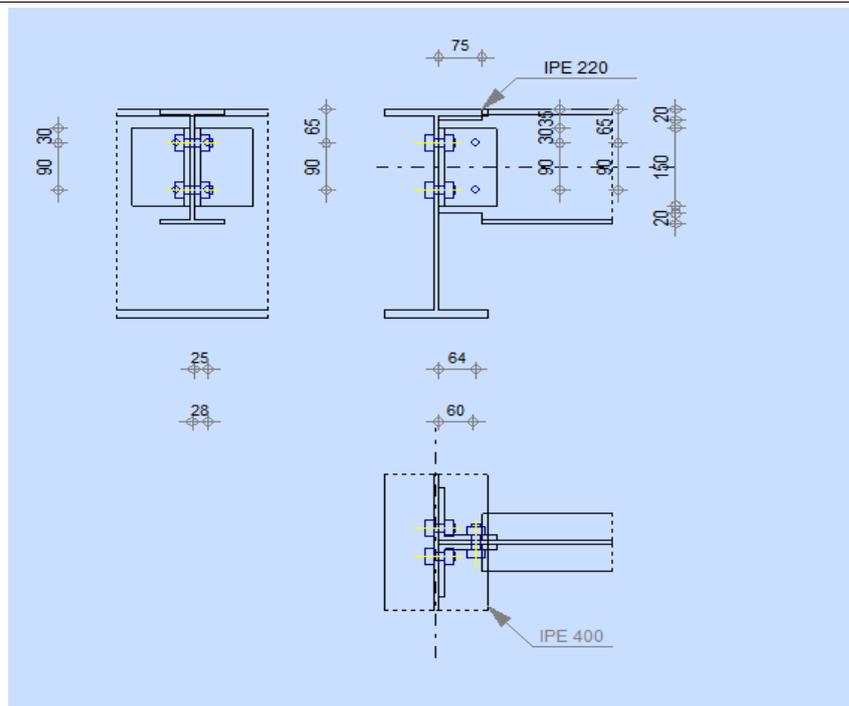
Dans notre étude, l'assemblage boulonné est le mode largement utilisé, présente en général l'avantage d'une démontrabilité facile, avec récupération intégrale des composants initiaux.

X .B Calcul des assemblages et vérification par logiciel ROBOT :

Le calcul des assemblages se fait sous les normes de l'EC3.

X .B.1 Assemblages poutre maîtresse – solive (IPE400–IPE220) :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)	

**I.1. Général**

Assemblage N° : 1

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)

I.2. Géométrie**I.2.1. Poutre porteuse**

Profilé : IPE 400

 $\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h = 400$ [mm] Hauteur de la section poutre principale $b = 180$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale $t_w = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale $t_f = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale $r = 21$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale $A = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale

Profilé : IPE 400
 $\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $I_y = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau : ACIER
 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

I.2.2. Poutre portée

Profilé : IPE 220
 $\alpha_2 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre
 $b_{fb} = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre
 $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
 $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
 $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre
 $A_b = 33,37$ [cm²] Aire de la section de la poutre
 $I_{yb} = 2771,84$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre
Matériau : ACIER
 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.2.3. Encoche de la poutre portée

$h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur
 $h_2 = 20$ [mm] Encoche inférieure
 $l = 75$ [mm] Longueur de l'encoche

I.2.4. Cornière

Profilé : CAE 100x10
 $\alpha_3 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison
 $h_c = 100$ [mm] Hauteur de la section de la cornière
 $b_c = 100$ [mm] Largeur de la section de la cornière
 $t_c = 10$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
 $r_c = 12$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
 $L_c = 150$ [mm] Longueur de la cornière
Matériau : ACIER

$$\sigma_c = 235,00 \text{ [MPa] Résistance}$$

I.2.5. Boulons

I.2.5.a. Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$$\text{Classe} = 8.8 \quad \text{Classe du boulon}$$

$$d' = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Diamètre du boulon}$$

$$A'_s = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section efficace du boulon}$$

$$A'_v = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon}$$

$$f_y = 550,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Limite de plasticité}$$

$$f_u = 800,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

$$n' = 2,00 \quad \text{Nombre de rangés des boulons}$$

$$h'_1 = 30 \text{ [mm]} \quad \text{Niveau du premier boulon}$$

I.2.5.b. Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$$\text{Classe} = 4.8 \quad \text{Classe du boulon}$$

$$d = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Diamètre du boulon}$$

$$A_s = 1,57 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section efficace du boulon}$$

$$A_v = 2,01 \text{ [cm}^2\text{]} \quad \text{Aire de la section du boulon}$$

$$f_y = 280,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Limite de plasticité}$$

$$f_u = 400,00 \text{ [MPa]} \quad \text{Résistance du boulon à la traction}$$

$$n = 2,00 \quad \text{Nombre de rangés des boulons}$$

$$h_1 = 30 \text{ [mm]} \quad \text{Niveau du premier boulon}$$

I.3. Efforts

Cas : Calculs manuels

$$T = 30,90 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant}$$

I.4. Résultats

I.4.1. Boulons

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} |30,90| < 83,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,37)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |30,90| < 287,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

I.4.2. PROFILESPression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} |30,90| < 76,32 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |30,90| < 388,03 \quad \text{vérifié} \quad (0,08)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |30,90| < 155,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |30,90| < 133,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad |30,90| < 99,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,31)$$

I.4.3. CornièrePression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} |30,90| < 258,71 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad |30,90| < 451,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |30,90| < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |30,90| < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,09)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |30,90| < 240,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |30,90| < 240,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |30,90| < 238,58 \quad \text{vérifié} \quad (0,13)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |30,90| < 274,11 \quad \text{vérifié} \quad (0,11)$$

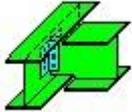
I.5. Remarques

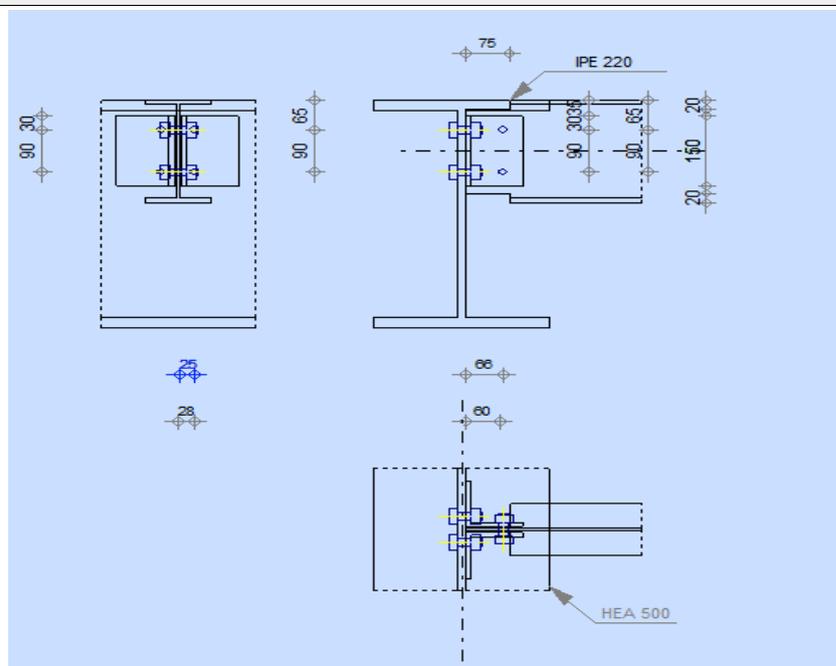
Pince boulon-bord aile équerre sur porteur trop grande. 72 [mm] > 45 [mm]

Longueur du grugeage trop faible. 75 [mm] < 86 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,40
--	-------	------

X .B.2 Assemblages poutre – solive (HEA500–IPE220):

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	OK
	Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)	Ratio 0,72



I.6. Général

Assemblage N°: 2

Nom de l'assemblage : Par cornières: poutre-poutre (âme)

I.7. Géométrie

I.7.1. Poutre porteuse

Profilé: HEA 500

$\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h = 490$ [mm] Hauteur de la section poutre principale

$b = 300$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale

Profilé:	HEA 500	
$\alpha_1 =$	-90,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$t_w =$	12 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale
$t_f =$	23 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale
$r =$	27 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale
$A =$	197,54 [cm ²]	Aire de la section de la poutre principale
$I_y =$	86974,80 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la section de la poutre principale
Matériau :	ACIER	
$\sigma_e =$	235,00 [MPa]	Résistance

I.7.2. Poutre portée

Profilé :	IPE 220	
$\alpha_2 =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	220 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_{fb} =$	110 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	6 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	9 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	12 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	33,37 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{yb} =$	2771,84 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre
Matériau :	ACIER	
$\sigma_{eb} =$	235,00 [MPa]	Résistance

I.7.3. Encoche de la poutre portée

$h_1 =$	20 [mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	20 [mm]	Encoche inférieure
$l =$	75 [mm]	Longueur de l'encoche

I.7.4. Cornière

Profilé :	CAE 100x10	
$\alpha_3 =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière

Profilé :	CAE 100x10
$\alpha_3 =$	0,0 [Deg] Angle d'inclinaison
$t_c =$	10 [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12 [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	150 [mm] Longueur de la cornière
Matériau :	ACIER
$\sigma_c =$	235,00 [MPa] Résistance

I.7.5. Boulons

I.7.5.a. Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d' =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f'_u =$	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon

I.7.5.b. Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_u =$	400,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon

I.8. Efforts

Cas : Calculs manuels

T = 53,70 [kN] Effort tranchant

I.9. Résultats

I.9.1. Boulons

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} |53,70| < 82,46 \quad \text{vérifié} \quad (0,65)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |53,70| < 287,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,19)$$

I.9.2. PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} |53,70| < 74,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |53,70| < 541,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |53,70| < 155,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n * d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |53,70| < 133,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,40)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad |53,70| < 99,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,54)$$

I.9.3. Cornière

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2) / \delta^2)} |53,70| < 254,18 \quad \text{vérifié} \quad (0,21)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad |53,70| < 451,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |53,70| < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |53,70| < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |53,70| < 240,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |53,70| < 240,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |53,70| < 232,44 \quad \text{vérifié} \quad (0,23)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |53,70| < 267,05 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

I.10. Remarques

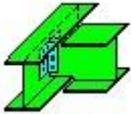
Pince boulon-bord aile équerre sur porteur trop grande. 72 [mm] > 45 [mm]

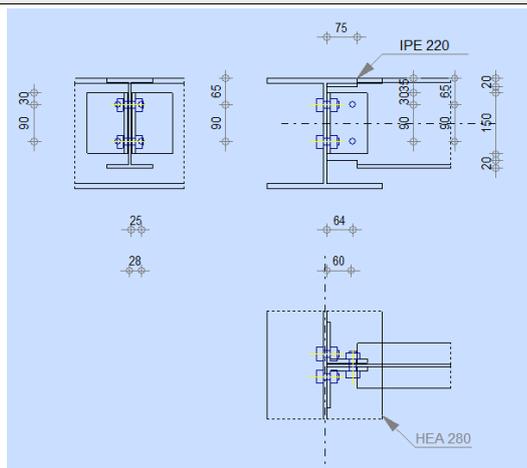
Longueur du grugeage trop faible. 75 [mm] < 144 [mm]

Hauteur du grugeage supérieur trop faible. 20 [mm] < 23 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,72
--	-------	------

X .B.3 Assemblages poutre – solive (HEA280–IPE220):

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'assemblage par cornières CM 66 - Revue construction métallique n° 2 - juin 1976 (NT 84)	OK
		Ratio 0,57



I.11. Général

Assemblage N°: 3

Nom de l'assemblage : Par cornières : poutre-poutre (âme)

I.12. Géométrie**I.12.1. Poutre porteuse**

Profilé : HEA 280

 $\alpha_1 = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h = 270$ [mm] Hauteur de la section poutre principale $b = 280$ [mm] Largeur de l'aile de la section de la poutre principale $t_w = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre principale $t_f = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre principale $r = 24$ [mm] Rayon de congé de l'âme de la section de la poutre principale $A = 97,26$ [cm²] Aire de la section de la poutre principale $I_y = 13673,30$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section de la poutre principale

Matériau : ACIER

 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance**I.12.2. Poutre portée**

Profilé : IPE 220

 $\alpha_2 = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_b = 220$ [mm] Hauteur de la section de la poutre $b_{fb} = 110$ [mm] Largeur de la section de la poutre $t_{wb} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre $t_{fb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre $r_b = 12$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre $A_b = 33,37$ [cm²] Aire de la section de la poutre $I_{yb} = 2771,84$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

 $\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance**I.12.3. Encoche de la poutre portée** $h_1 = 20$ [mm] Encoche supérieur

$h_1 =$	20 [mm]	Encoche supérieur
$h_2 =$	20 [mm]	Encoche inférieure
$l =$	75 [mm]	Longueur de l'encoche

I.12.4. Cornière

Profilé : CAE 100x10

$\alpha_3 =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_c =$	100 [mm]	Hauteur de la section de la cornière
$b_c =$	100 [mm]	Largeur de la section de la cornière
$t_c =$	10 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la cornière
$r_c =$	12 [mm]	Rayon de congé de l'âme de la section de la cornière
$L_c =$	150 [mm]	Longueur de la cornière

Matériau : ACIER

$\sigma_c =$	235,00 [MPa]	Résistance
--------------	--------------	------------

I.12.5. Boulons**I.12.5.a. Boulons assemblant la cornière à la poutre porteuse**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	8.8	Classe du boulon
$d' =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A'_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A'_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f'_y =$	550,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f'_u =$	800,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n' =$	2,00	Nombre de rangées des boulons
$h'_1 =$	30 [mm]	Niveau du premier boulon

I.12.5.b. Boulons assemblant la cornière à la poutre portée

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	4.8	Classe du boulon
$d =$	16 [mm]	Diamètre du boulon
$A_s =$	1,57 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,01 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_y =$	280,00 [MPa]	Limite de plasticité

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = 4.8 Classe du boulon

$f_u = 400,00$ [MPa] Résistance du boulon à la traction

$n = 2,00$ Nombre de rangées des boulons

$h_1 = 30$ [mm] Niveau du premier boulon

I.13. Efforts

Cas: Calculs manuels

$T = 43,80$ [kN] Effort tranchant

I.14. Résultats

I.14.1. Boulons

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1.3 * n * A_v * f_y / \sqrt{(1+(a^2 * \alpha^2)/\delta^2)} \quad |43,80| < 84,19 \text{ vérifié} \quad (0,52)$$

cisaillement des boulons (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 1.3 * n' * A'_v * f'_y \quad |43,80| < 287,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,15)$$

I.14.2. PROFILES

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 3 * n * d * t_{wb} * \sigma_{eb} / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2)/\delta^2)} \quad |43,80| < 76,56 \quad \text{vérifié} \quad (0,57)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_w * \sigma_e \quad |43,80| < 360,96 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Pince transversale

$$T \leq 1.25 * n * t_{wb} * d_t * \sigma_{eb} \quad |43,80| < 155,98 \quad \text{vérifié} \quad (0,28)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.65 * (h_a - n*d) * t_{wb} * \sigma_{eb} \quad |43,80| < 133,38 \quad \text{vérifié} \quad (0,33)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 1/f * I/v * \sigma_{eb} \quad |43,80| < 99,83 \quad \text{vérifié} \quad (0,44)$$

I.14.3. Cornière

Pression diamétrale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 6 * n * d * t_c * \sigma_c / \sqrt{(1 + (a^2 * \alpha^2)/\delta^2)} \quad |43,80| < 259,52 \quad \text{vérifié} \quad (0,17)$$

Pression diamétrale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 6 * n' * d' * t_c * \sigma_c \quad |43,80| < 451,20 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 2.5 * n * t_c * d_v * \sigma_c \quad |43,80| < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Pince transversale (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 2.5 * n' * t_c * d'_v * \sigma_c \quad |43,80| < 352,50 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n * d) * \sigma_c \quad |43,80| < 240,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Effort tranchant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq 0.866 * t_c * (L_c - n' * d') * \sigma_c \quad |43,80| < 240,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre portée*)

$$T \leq (2/a) * (I/v)_c * \sigma_c \quad |43,80| < 239,70 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Moment fléchissant (*Côté de la poutre porteuse*)

$$T \leq t_c * L_c^2 / (3a') * \sigma_c \quad |43,80| < 275,39 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

I.15. Remarques

Pince boulon-bord aile équerre sur porteur trop grande.

72 [mm] > 45 [mm]

Longueur du grugeage trop faible.

75 [mm] < 136 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,57
--	-------	------

X .B.4 Assemblage poteau-poteau (HEB450-HEB450)

Cet assemblage est sollicité par :

- Un moment fléchissant : $M_{Sd} = 72.2 \text{ KN.m}$;
- Un effort normal : $N_{Sd} = 390.38 \text{ KN}$;
- Un effort tranchant : $V_{Sd} = 159.27 \text{ KN}$.

On utilise, pour réaliser cet assemblage :

- Boulons HR Ø18 classe 10.9 ;
- Epaisseur des couvre joint : $e = 20 \text{ mm}$;
- $f_{ub} = 1000 \text{ N/mm}^2$;
- $f_{u(\text{couvre joint})} = 360 \text{ MPa}$.

On vérifiera en premier lieu l'assemblage des semelles (couvre joint et boulon) et en second lieu l'âme (couvre joint et boulon).

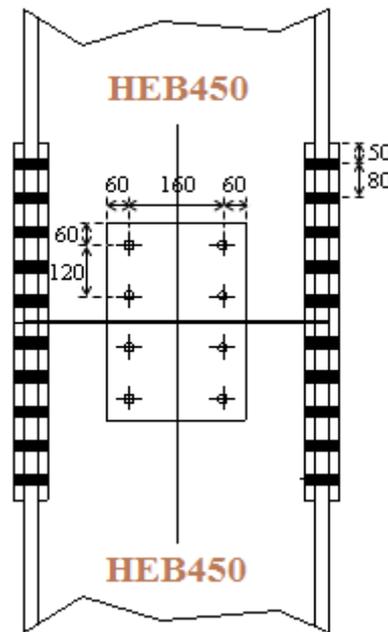


Figure .X.1 Assemblage poteau-poteau (HEB450-HEB450)

a) Assemblage des semelles par couvres joints

➤ Résistance de la semelle du profilé

A : l'aire de la semelle : $A = 300 \times 26 = 7800 \text{mm}^2$

$$A_{f.net} = 7800 - 2 \times 26 \times 20 = 6760 \text{mm}^2$$

Il n'est pas nécessaire de faire une vérification en section nette de la semelle en traction car :

$$0,9 \frac{A_{f.net}}{A} \geq \frac{f_y \gamma_{M2}}{f_u \gamma_{M0}}$$

$$\text{AN : } 0,9 \frac{6780}{7800} = 0,78 \geq \frac{235 \times 1,25}{360 \times 1,1} = 0,74$$

On doit vérifier que :

$$N_{Sd} < N_{pl.Rd}$$

La résistance plastique de la semelle est donnée par : $N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$

$$N_{Sd} = 296,91 \text{KN} \leq N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{7800 \times 235 \times 10^{-3}}{1,1} = 2016,3 \text{KN} \quad (\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Résistance des couvres joints de la semelle**

Calcul des sections brutes et nettes des couvre joint :

$$A = 300 \times 20 = 6000 \text{ mm}^2,$$

$$A_{net} = 6000 - 2 \times 20 \times 20 = 5200 \text{ mm}^2$$

$$0,9 \frac{A_{f.net}}{A} \geq \frac{f_y}{f_u} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 0,9 \frac{5200}{6000} = 0,78 \geq \frac{235 \times 1,25}{360 \times 1,1} = 0,74$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A f_y}{\gamma_{M0}} = \frac{6000 \times 235}{1,1} = 1281,81 \text{ kN.}$$

$$\frac{N_{Sd}}{2} = \frac{390,38}{2} = 195,19 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{Sd}}{2} = 195,19 \text{ KN} \leq N_{pl.Rd} = 1281,81 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ **Résistance des boulons des semelles**

➤ **Résistance des boulons des semelles**

Il faut vérifier : $N_{Sd} \leq F_{v.Rd.10boulons}$

La résistance au cisaillement d'un boulon HR Ø18 cisailé dans la partie non fileté est donnée par :

$$F_{v.Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A}{\gamma_{MB}} = \frac{0,6 \times 1000 \times 254}{1,25} = 121,92 \text{ kN}$$

La résistance de dix (10) boulons sollicités en double cisaillement :

$$F_{v.Rd.10boulons} = 10 \times 2 \times 121,92 = 2438,4 \text{ KN}$$

$N_{Sd} = 390,38 \text{ KN} < F_{v.Rd.10boulons} = 2438,4 \text{ KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$

➤ **Résistance de la semelle tendue à la pression diamétrale**

Il faut vérifier : $N_{Sd} \leq F_{b.Rd.10boulons}$

La résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon est donnée par :

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times \alpha \times f_U \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{Ub}}{f_U}, 1\right); \alpha = \text{Min}\left(\frac{50}{60}, \frac{80}{60} - \frac{1}{4}, \frac{100}{36}, 1\right) = 0,83$$

$$F_{b.Rd} = \frac{2,5 \times 0,83 \times 360 \times 10^{-3} \times 18 \times 26}{1,25} \Rightarrow F_{b.Rd} = 279,68 \text{ KN}$$

La résistance totale de 10 boulons vaut donc

$$F_{b.Rd.10b} = 10 \times F_{b.Rd} = 10 \times 279,68 = 2796,8 \text{ KN}$$

$$F_{b.Rd.10boulons} = 2796.8KN \geq N_{Sd} = 390.38KN \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

b) Assemblage des âmes par couvre joints

➤ **Résistance au cisaillement d'un couvre joint d'âme**

Il faut vérifier que : $\frac{V_{Sd}}{2} \leq V_{pl.Rd}$

$$A = 280 \times 20 = 5600mm^2 \text{ (Section brute du couvre joint d'âme)}$$

$$A_{net} = 5600 - 2 \times 20 \times 20 = 4800mm^2$$

$$0,9 \frac{A_{f.net}}{A} \geq \frac{f_y}{f_u} \frac{\gamma_{M2}}{\gamma_{M0}} \Rightarrow 0,9 \frac{4800}{5600} = 0,77 \geq \frac{235 \times 1,25}{360 \times 1,1} = 0,74$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\sqrt{3} \times \gamma_{M0}} = \frac{5600 \times 235 \times 10^{-3}}{\sqrt{3} \times 1,1} = 690.72KN$$

$$\frac{V_{Sd}}{2} = \frac{159.27}{2} = 79.64KN$$

$$\frac{V_{Sd}}{2} = 79.64KN \leq V_{pl.Rd} = 690.72KN \dots\dots\dots(\text{Condition vérifiée})$$

➤ **Résistance au cisaillement des boulons**

Calcul des sollicitations dans les boulons

L'excentricité de l'effort de cisaillement V_{sd} par rapport au centre de gravité du groupe de boulons attachant une moitié du couvre joint d'âme engendre un moment d'excentricité

M_e qui vaut : $M_e = V_{sd} \times e$

Avec $e = 60 + 120/2 = 120 \text{ mm}$

D'où $M_e = 159.27 \times 0.14 = 22.27KN.m$

Chaque boulon est sollicité par une force $F_{V.Sd}$ due à l'effort tranchant et une force $F_{h.Sd}$ due au moment d'excentricité M_e . Ces forces valent respectivement :

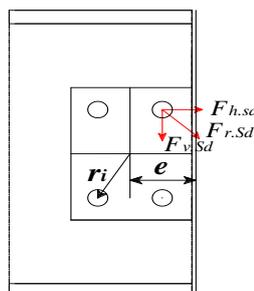


Figure .X.2 sollicitations des boulons dans un demi couvre joint d'âme

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{159.27}{4} = 39.82 \text{KN} ; F_{h,sd} = \frac{M_e}{d} = \frac{22.27}{0.12} = 185.61 \text{KN}$$

Avec $d = 120 \text{mm}$: distance séparant les rangées extrêmes de boulons.

La somme vectorielle permet d'obtenir la résultante des efforts tranchants exercés sur le boulon le plus sollicité, on trouve :

$$F_{r,sd} = \sqrt{F_{v,sd}^2 + F_{h,sd}^2} = \sqrt{39.82^2 + 185.61^2} = 189.83 \text{KN}$$

La résistance au cisaillement d'un boulon déjà calculé auparavant, soit 121.92KN , comme il y a deux plans de cisaillement, la résistance totale vaut :

$$F_{v,Rd,10\text{boulons}} = 10 \times 2 \times 121.92 = 2438.4 \text{KN}$$

$$F_{r,sd} = 189.17 \text{KN} \leq F_{v,Rd} = 243.84 \text{KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée}).$$

➤ Résistance de l'âme à la pression diamétrale

On doit effectuer cette vérification dans les deux directions principales orthogonales c.a.d dans la direction de la force $F_{v,sd}$ et $F_{h,sd}$; or $F_{h,sd}$ est la plus grande des deux forces et elle correspond à la plus petite valeur de e_1 ; donc il suffit de faire la vérification pour la force $F_{h,sd}$, pour cela il faut vérifier :

$$F_{b,Rd,4\text{boulons}} \geq N_{sd}$$

La résistance de calcul à la pression diamétrale par boulon est donnée par :

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \text{Min}\left(\frac{e_1}{3d_0}, \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}, \frac{f_{ub}}{f_u}, 1\right) ; \alpha = \text{Min}\left(\frac{60}{60}, \frac{120}{60} - \frac{1}{4}, \frac{100}{36}, 1\right) = 1$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 1 \times 360 \times 10^{-3} \times 18 \times 26}{1.25} \Rightarrow F_{b,Rd} = 336.96 \text{KN}$$

La résistance total de 4 boulons vaut donc : $F_{b,Rd,4b} = 4 \times F_{b,Rd} = 4 \times 336.96 = 1347.84 \text{KN}$

$$F_{b,Rd,4\text{boulons}} = 1347.84 \text{KN} \geq N_{sd} = 390.38 \text{KN} \dots\dots\dots (\text{Condition vérifiée})$$

X .B.5 Assemblage Poteau– Poutre maîtresse (HEB450- IPE400):



Auto desk Robot Structural Analysis Professional 2018

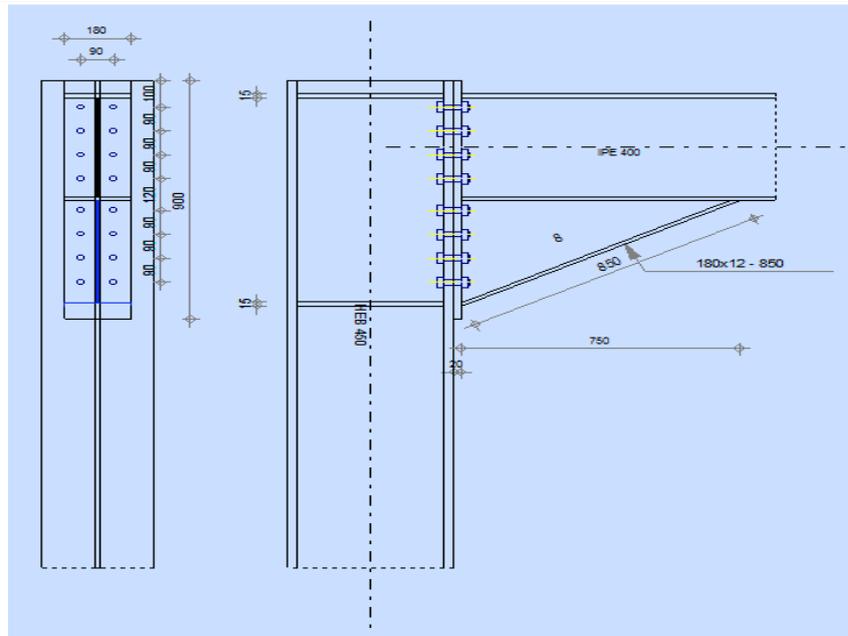
Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau

NF P 22-460



Ratio

0,24

**I.16. Général**

Assemblage N°: 5

Nom de l'assemblage : Angle de portique

I.17. Géométrie**I.17.1. Poteau**

Profilé : HEB 450

 $\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 217,98$ [cm²] Aire de la section du poteau $I_{xc} = 79887,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.17.2. Poutre

Profilé : IPE 400

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 400$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 180$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 9$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 14$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 21$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 84,46$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 23128,40$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.17.3. Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

$F_b = 176,40$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons

$n_v = 8$ Nombre de rangés des boulons

$h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 90$ [mm]

Entraxe $p_i = 90;90;90;120;90;90;90$ [mm]

I.17.4. Platine

$h_p = 900$ [mm] Hauteur de la platine

$b_p = 180$ [mm] Largeur de la platine

$t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER

$\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.17.5. Jarret inférieur

$w_d =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	400 [mm]	Hauteur de la platine
$t_{wd} =$	8 [mm]	Epaisseur de l'âme
$l_d =$	750 [mm]	Longueur de la platine
$\alpha =$	28,1 [Deg]	Angle d'inclinaison

Matériau : ACIER

$\sigma_{ebu} =$ 235,00 [MPa] Résistance

I.17.6. Raidisseur poteau**Supérieur**

$h_{su} =$	398 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{su} =$	143 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hu} =$	15 [mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_{esu} =$ 235,00 [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} =$	398 [mm]	Hauteur du raidisseur
$b_{sd} =$	143 [mm]	Largeur du raidisseur
$t_{hd} =$	15 [mm]	Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_{esu} =$ 235,00 [MPa] Résistance

I.17.7. Soudures d'angle

$a_w =$	5 [mm]	Soudure âme
$a_f =$	7 [mm]	Soudure semelle
$a_s =$	5 [mm]	Soudure du raidisseur
$a_{fd} =$	5 [mm]	Soudure horizontale

I.18. Efforts

Cas : Calculs manuels

$M_y =$ 92,34 [kN*m] Moment fléchissant

$F_z =$ 77,73 [kN] Effort tranchant

$M_y = 92,34$ [kN*m] Moment fléchissant

$F_x = 102,15$ [kN] Effort axial

I.19. Résultats

I.19.1. Distances de calcul

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a' ₁	a' ₂	a' ₃	a' ₄	a' ₅	a' ₆	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	34	41			27	37	11	38			28	35			
2	Centraux	34	41					11	38							90
3	Centraux	34	41					11	38							90
4	Centraux	34	41					11	38							105
5	Centraux	34	41					11	38							105
6	Centraux	34	41					11	38							90
7	Centraux	34	41					11	38							90
8	Centraux	34	41					11	38							90

$x = 57$ [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \sqrt{(b/e_a)}$$

I.19.2. Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	743	142,23	0,00	239,14	397,91	176,40	>	142,23	100,00
2	653	62,50	90,95	106,82	236,83	176,40	>	62,50	100,00
3	563	62,50	90,95	106,82	236,83	176,40	>	62,50	100,00
4	473	65,41	106,10	124,63	247,31	176,40	>	65,41	85,44
5	353	65,41	106,10	124,63	247,31	176,40	>	65,41	0,00
6	263	62,50	90,95	106,82	236,83	176,40	>	62,50	0,00
7	173	62,50	90,95	106,82	236,83	176,40	>	62,50	0,00
8	83	62,50	90,95	106,82	236,83	176,40	>	62,50	0,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

I.19.3. Vérification de la résistance

F_{tot} = $\frac{646,2}{4}$ [kN] Effort total dans la semelle comprimée $F_{tot} = 2 * \sum [F_i * (p_i / 100)]$

M_{tot} = $\frac{416,3}{6}$ [kN*m] Moment Résultant Total $M_{tot} = 2 * \sum [F_i * d_i * (p_i / 100)]$

Moment [9.2.2.2.1]

M_y ≤ M_{tot} 92,34 < 416,36 vérifié (0,22)

Effort tranchant [8.1.2]

Q_{adm} = 56,11 [kN] Q_{adm} = 1.1 * □_v * (P_v - N₁)

Q₁ ≤ Q_{adm} 4,86 < 56,11 vérifié (0,09)

Effort axial [9.1]

F_{min} = 423,36 [kN] F_{min} = min(0.15 * A * □_e, 0.15 * n * P_v)

|F_x| ≤ F_{min} |102,15| < 423,36 vérifié (0,24)

La méthode de calcul est applicable

I.19.4. Vérification de la poutre

$F_{res} = 143,32$ [kN] Effort de compression $F_{res} = F_{tot} * M/M_{tot}$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

$N_{c adm} = 646,24$ [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{cadm} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc}/A_b$

$F_{res} \leq N_{c adm}$ $143,32 < 646,24$ vérifié (0,22)

I.19.5. Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$F_{res} \leq F_{pot}$ $143,32 < 1677,43$ vérifié (0,09)

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$V_R = 879,84$ [kN] Effort tranchant dans l'âme $V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$

$|F_{res}| \leq V_R$ $|143,32| < 879,84$ vérifié (0,16)

I.20. Remarques

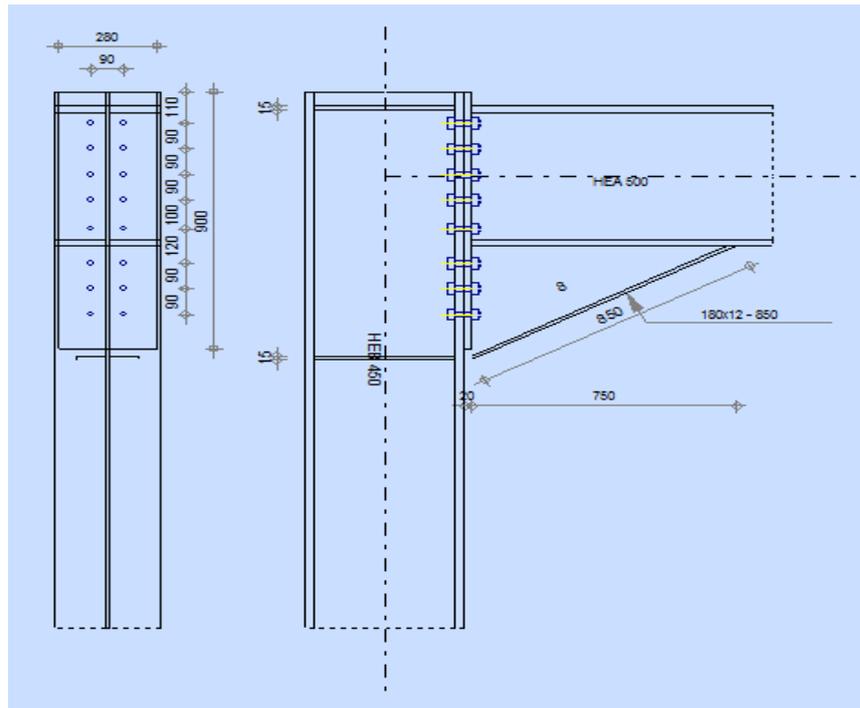
Épaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre 8 [mm] < 9 [mm]

Épaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 14 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,24
--	-------	------

X .B.6 Assemblage Poteau– Poutre (HEB450- HEA500):

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	 Ratio 0,64
---	--	---



I.21. Général

Assemblage N°: 6

Nom de l'assemblage : Angle de portique

I.22. Géométrie

I.22.1. Poteau

Profilé : HEB 450

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 217,98$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 79887,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.22.2. Poutre

Profilé : HEA 500

$\alpha =$	0,0 [Deg]	Angle d'inclinaison
$h_b =$	490 [mm]	Hauteur de la section de la poutre
$b_f =$	300 [mm]	Largeur de la section de la poutre
$t_{wb} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'âme de la section de la poutre
$t_{fb} =$	23 [mm]	Epaisseur de l'aile de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$r_b =$	27 [mm]	Rayon de congé de la section de la poutre
$A_b =$	197,54 [cm ²]	Aire de la section de la poutre
$I_{xb} =$	86974,80 [cm ⁴]	Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} =$ 235,00 [MPa] Résistance

I.22.3. Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d =$	20 [mm]	Diamètre du boulon
Classe =	10.9	Classe du boulon
$F_b =$	131,32 [kN]	Résistance du boulon à la rupture
$n_h =$	2	Nombre de colonnes des boulons
$n_v =$	8	Nombre de rangées des boulons
$h_1 =$	110 [mm]	Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
Ecartement $e_i =$	90 [mm]	
Entraxe $p_i =$	90;90;90;100;120;90;90 [mm]	

I.22.4. Platine

$h_p =$	900 [mm]	Hauteur de la platine
$b_p =$	280 [mm]	Largeur de la platine
$t_p =$	20 [mm]	Epaisseur de la platine

Matériau : ACIER

$\sigma_{ep} =$ 235,00 [MPa] Résistance

I.22.5. Jarret inférieur

$w_d =$	180 [mm]	Largeur de la platine
$t_{fd} =$	12 [mm]	Epaisseur de l'aile
$h_d =$	400 [mm]	Hauteur de la platine

I.22.5. Jarret inférieur

$w_d = 180$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 750$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 28,1$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.22.6. Raidisseur poteau**Supérieur**

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.22.7. Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 7$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

I.23. Efforts

Cas : Calculs manuels
 $M_y = 211,32$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 112,43$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 118,60$ [kN] Effort axial

I.24. Résultats

I.24.1. Distances de calcul

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s ₁	s ₂
1	Intérieurs	32	39			27	37	11	38			38	45			
2	Centraux	32	39					11	38							90
3	Centraux	32	39					11	38							90
4	Centraux	32	39					11	38							95
5	Centraux	32	39					11	38							110
6	Centraux	32	39					11	38							105
7	Centraux	32	39					11	38							90
8	Centraux	32	39					11	38							90

x = 57 [mm] Zone comprimée

$$x = e_s \cdot \left(\frac{b}{e_a} \right)$$

I.24.2. Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	823	142,81	0,00	336,61	394,66	131,32	>	44,68	100,00
2	733	63,91	126,90	106,82	236,83	131,32	>	40,60	100,00
3	643	63,91	126,90	106,82	236,83	131,32	>	36,53	100,00
4	553	64,95	133,95	112,76	240,58	131,32	>	32,46	100,00
5	453	67,63	155,10	130,56	250,34	131,32	>	27,93	100,00
6	333	66,80	148,05	124,63	247,31	131,32	>	22,50	100,00
7	243	63,91	126,90	106,82	236,83	131,32	>	18,42	100,00

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
8	153	63,91	126,90	106,82	236,83	131,32	>	14,35	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 40,60 < 63,91 \quad \text{vérifié} \quad (0,64)$$

Traction des boulons

$$1,25 \cdot F_{i\max} / A_s \leq \sigma_{\text{red}} \quad |227,95| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,34)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i\max}^2 + 2,36 \cdot T_1^2] / A} \leq \sigma_{\text{red}} \quad |146,31| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,22)$$

T₁ = 7,03 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 136,68 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 7,03 < 136,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

I.24.3. Vérification de la poutre

F_{res} = 237,73 [kN] Effort de compression F_{res} = 2 * ∑F_i - 2 * N

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

N_{c adm} = 630,31 [kN] Résistance de la section de la poutre N_{cadm} = A_{bc} * σ_e + N * A_{bc} / A_b

$$F_{\text{res}} \leq N_{\text{c adm}} \quad 237,73 < 630,31 \quad \text{vérifié} \quad (0,38)$$

I.24.4. Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{\text{res}} \leq F_{\text{pot}} \quad 237,73 < 2029,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

V_R = 879,84 [kN] Effort tranchant dans l'âme V_R = 0,47 * A_v * σ_e

$$|F_{\text{res}}| \leq V_R \quad |237,73| < 879,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,27)$$

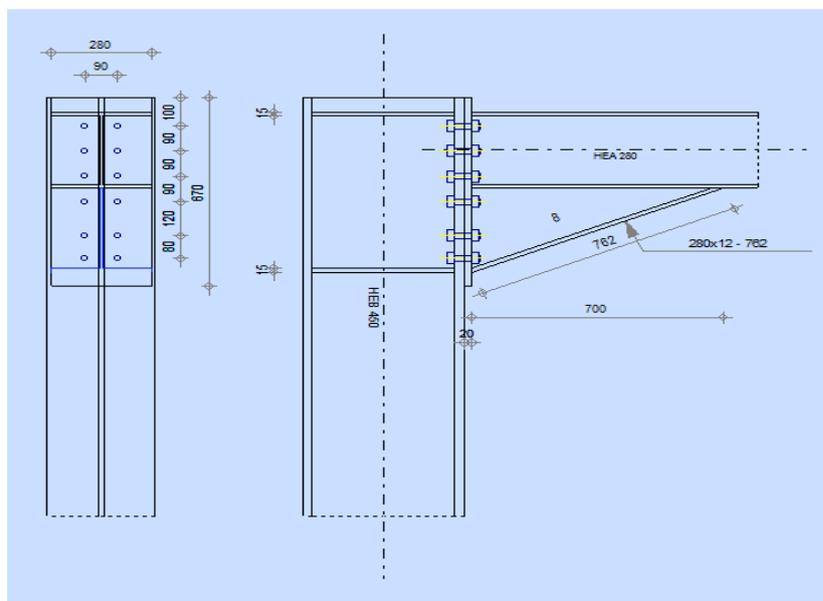
I.25. Remarques

Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle.	23 [mm] < 30 [mm]
Epaisseur de l'âme de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'âme de la poutre	8 [mm] < 12 [mm]
Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre	12 [mm] < 23 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,64
--	-------	------

X .B.7 Assemblage Poteau– Poutre (HEB450- HEA280):

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'Encastrement Traverse-Poteau NF P 22-430	
		Ratio 0,72



I.26. Général

Assemblage N°: 7
 Nom de l'assemblage : Angle de portique

I.27. Géométrie**I.27.1. Poteau**

Profilé : HEB 450

$\alpha = -90,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 217,98$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{xc} = 79887,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

$\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.27.2. Poutre

Profilé : HEA 280

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison

$h_b = 270$ [mm] Hauteur de la section de la poutre

$b_f = 280$ [mm] Largeur de la section de la poutre

$t_{wb} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section de la poutre

$t_{fb} = 13$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section de la poutre

$r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$r_b = 24$ [mm] Rayon de congé de la section de la poutre

$A_b = 97,26$ [cm²] Aire de la section de la poutre

$I_{xb} = 13673,30$ [cm⁴] Moment d'inertie de la poutre

Matériau : ACIER

$\sigma_{eb} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.27.3. Boulons

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

Classe = 10.9 Classe du boulon

$F_b = 131,32$ [kN] Résistance du boulon à la rupture

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon
 $n_h = 2$ Nombre de colonnes des boulons
 $n_v = 6$ Nombre de rangées des boulons
 $h_1 = 100$ [mm] Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about
 Ecartement $e_i = 90$ [mm]
 Entraxe $p_i = 90;90;90;120;80$ [mm]

I.27.4. Platine

$h_p = 670$ [mm] Hauteur de la platine
 $b_p = 280$ [mm] Largeur de la platine
 $t_p = 20$ [mm] Epaisseur de la platine
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ep} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.27.5. Jarret inférieur

$w_d = 280$ [mm] Largeur de la platine
 $t_{fd} = 12$ [mm] Epaisseur de l'aile
 $h_d = 300$ [mm] Hauteur de la platine
 $t_{wd} = 8$ [mm] Epaisseur de l'âme
 $l_d = 700$ [mm] Longueur de la platine
 $\alpha = 23,2$ [Deg] Angle d'inclinaison
 Matériau : ACIER
 $\sigma_{ebu} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.27.6. Raidisseur poteau

Supérieur

$h_{su} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{su} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hu} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur
 Matériau: ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

Inférieur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur

$h_{sd} = 398$ [mm] Hauteur du raidisseur
 $b_{sd} = 143$ [mm] Largeur du raidisseur
 $t_{hd} = 15$ [mm] Epaisseur du raidisseur

Matériau : ACIER

$\sigma_{esu} = 235,00$ [MPa] Résistance

I.27.7. Soudures d'angle

$a_w = 5$ [mm] Soudure âme
 $a_f = 7$ [mm] Soudure semelle
 $a_s = 5$ [mm] Soudure du raidisseur
 $a_{fd} = 5$ [mm] Soudure horizontale

I.28. Efforts

Cas : Calculs manuels
 $M_y = 92,12$ [kN*m] Moment fléchissant
 $F_z = 38,90$ [kN] Effort tranchant
 $F_x = 165,11$ [kN] Effort axial

I.29. Résultats

I.29.1. Distances de calcul

Bou lon N°	Type	a ₁	a ₂	a ₃	a ₄	a ₅	a ₆	a'1	a'2	a'3	a'4	a'5	a'6	s	s1	s2
1	Intérieurs	34	41			27	37	11	38			28	35			
2	Centraux	34	41					11	38							90
3	Centraux	34	41					11	38							90
4	Centraux	34	41					11	38							105
5	Centraux	34	41					11	38							100

$x = 71$ [mm] Zone comprimée

$x = e_s * \square (b/e_a)$

I.29.2. Efforts par boulon - Efforts par boulon - méthode plastique

Boulo n N°	d _i	F _t	F _a	F _s	F _p	F _b		F _i	p _i [%]
1	513	141,83	0,00	323,32	397,91	131,32	>	51,38	100,00
2	423	62,27	84,60	106,82	236,83	131,32	>	44,78	100,00
3	333	62,27	84,60	106,82	236,83	131,32	>	38,19	100,00
4	243	65,18	98,70	124,63	247,31	131,32	>	31,60	100,00
5	123	64,28	94,00	118,69	244,07	131,32	>	22,80	100,00

d_i – position du boulon

F_t – effort transféré par la platine de l'élément aboutissant

F_a – effort transféré par l'âme de l'élément aboutissant

F_s – effort transféré par la soudure

F_p – effort transféré par l'aile du porteur

F_b – effort transféré par le boulon

F_i – effort sollicitant réel

$$F_i \leq \min(F_{ti}, F_{ai}, F_{si}, F_{pi}, F_{bi}) \quad 44,78 < 62,27 \quad \text{vérifié} \quad (0,72)$$

Traction des boulons

$$1,25 * F_{i \max} / A_s \leq \sigma_{red} \quad |262,13| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,39)$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon

$$\sqrt{[F_{i \max}^2 + 2,36 * T_1^2] / A} \leq \sigma_{red} \quad |164,30| < 670,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,25)$$

T₁ = 3,24 [kN] Effort tranchant dans le boulon

T_b = 136,68 [kN] Résistance du boulon au cisaillement

Effort tranchant [9.2.2.1]

$$T_1 \leq T_b \quad 3,24 < 136,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

I.29.3. Vérification de la poutre

F_{res} = 47,28 [kN] Effort de compression $F_{res} = 2 * \sum F_i - 2 * N$

Compression réduite de la semelle [9.2.2.2.2]

N_{c adm} = 989,75 [kN] Résistance de la section de la poutre $N_{c \text{ adm}} = A_{bc} * \sigma_e + N * A_{bc} / A_b$

$$F_{res} \leq N_{c \text{ adm}} \quad 47,28 < 989,75 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

I.29.4. Vérification du poteau

Compression de l'âme du poteau [9.2.2.2.2]

$$F_{res} \leq F_{pot} \quad 47,28 < 2029,93 \quad \text{vérifié} \quad (0,02)$$

Cisaillement de l'âme du poteau - (recommandation C.T.I.C.M)

$$V_R = 879,84 \text{ [kN]} \quad \text{Effort tranchant dans l'âme} \quad V_R = 0.47 * A_v * \sigma_e$$

$$|F_{res}| \leq V_R \quad |47,28| < 879,84 \quad \text{vérifié} \quad (0,05)$$

I.30. Remarques

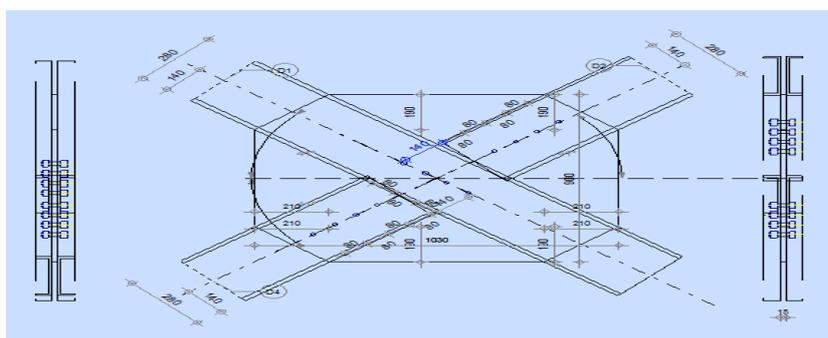
Boulon face à la semelle ou trop proche de la semelle. 14 [mm] < 30 [mm]

Epaisseur de l'aile de la contreplaque inférieure à l'épaisseur de l'aile de la poutre 12 [mm] < 13 [mm]

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,72
--	-------	------

X .B.8 Assemblage des contreventements UPN280 :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'assemblage au gousset CM 66	 Ratio 0,45
---	---	---



GENERAL

Assemblage N° : 8

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2		Barre 4		
Profilé :		2 UPN 280	2 UPN 280		2 UPN 280		
	h	280	280		280		mm
	b _f	95	95		95		mm
	t _w	10	10		10		mm
	t _f	15	15		15		mm
	r	15	15		15		mm
	A	106,80	106,80		106,80		cm ²
Matériau :		ACIER	ACIER		ACIER		
	σ _e	235,00	235,00		235,00		MPa
	f _u	365,00	365,00		365,00		MPa
Angle	α	41,0	41,0		41,0		Deg

BOULONS**Barre 1-3**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8

Classe du boulon

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 20 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 1,92 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 2,54 [cm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 900,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 4 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80;80 [mm]

e₂ = 140 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8

Classe du boulon

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	640,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	900,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	80;80;80 [mm]	
$e_1 =$	80 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	140 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	140 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 8.8	Classe du boulon
$d =$	18 [mm]	Diamètre du boulon
$d_0 =$	20 [mm]	Diamètre du trou de boulon
$A_s =$	1,92 [cm ²]	Aire de la section efficace du boulon
$A_v =$	2,54 [cm ²]	Aire de la section du boulon
$f_{yb} =$	640,00 [MPa]	Limite de plasticité
$f_{ub} =$	900,00 [MPa]	Résistance du boulon à la traction
$n =$	4	Nombre de colonnes des boulons
Espacement des boulons	80;80;80 [mm]	
$e_1 =$	80 [mm]	Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
$e_2 =$	140 [mm]	Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
$e_c =$	140 [mm]	Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p =$	1030 [mm]	Longueur de la platine
$h_p =$	900 [mm]	Hauteur de la platine
$t_p =$	15 [mm]	Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 =$	210 [mm]	Grugeage
---------	----------	----------

$h_1 = 210$ [mm] Grugeage

$v_1 = 190$ [mm] Grugeage

$h_2 = 210$ [mm] Grugeage

$v_2 = 190$ [mm] Grugeage

$h_3 = 210$ [mm] Grugeage

$v_3 = 190$ [mm] Grugeage

$h_4 = 210$ [mm] Grugeage

$v_4 = 190$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_V = 45$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des
 = 0] barres

$e_H = 51$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes
 = 5] des barres

Matériau : ACIER

$\sigma = 235,00$ [MPa] Résistance

EFFORTS

Cas : Calculs manuels

$N_1 = 117,09$ [kN] Effort axial

$N_2 = 117,09$ [kN] Effort axial

$N_3 = 117,09$ [kN] Effort axial

$N_4 = 117,09$ [kN] Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Section gousset

$N_1 < N_{res}$ |117,09| < 2341,80 **vérifié** (0,05)

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$ |117,09| < 2219,18 **vérifié** (0,05)

BARRES

$T_{1-3} = 259,52$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_{1-3} = 2415,80$ [kN] Résistance de la barre

$|N_{1-3}| < \min(T_{1-3}; M_{1-3})$ $|117,09| < 259,52$ **vérifié** (0,45)

$T_2 = 259,52$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_2 = 2415,80$ [kN] Résistance de la barre

$|N_2| < \min(T_2; M_2)$ $|117,09| < 259,52$ **vérifié** (0,45)

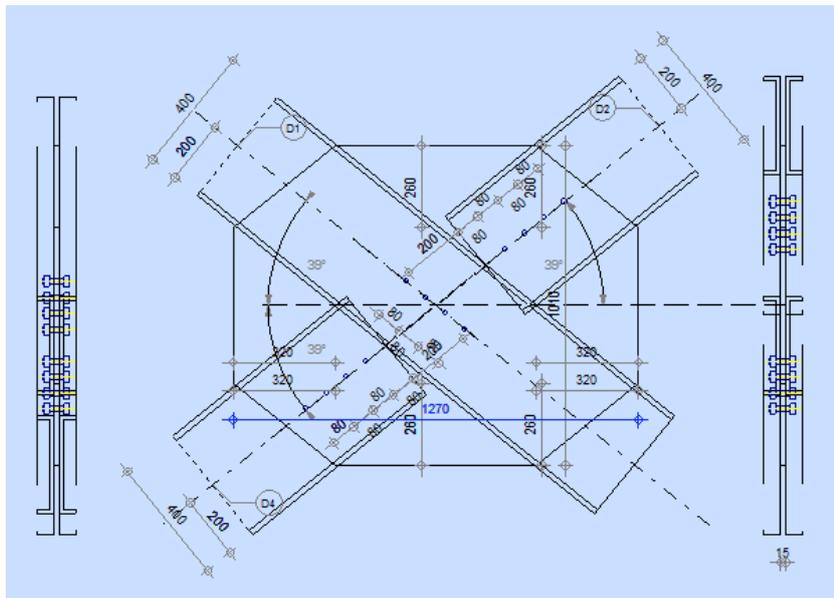
$T_4 = 259,52$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 2415,80$ [kN] Résistance de la barre

$|N_4| < \min(T_4; M_4)$ $|117,09| < 259,52$ **vérifié** (0,45)

X .B.9 Assemblage des contreventements UPN400 :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018 Calcul de l'assemblage au gousset CM 66	
		Ratio 0,89



GENERAL

Assemblage N°: 9

Nom de l'assemblage : Gousset - contreventement

GEOMETRIE

BARRES

		Barre 1-3	Barre 2	Barre 4	
Profilé:		2 UPN 400	2 UPN 400	2 UPN 400	
	h	400	400	400	mm
	b _f	110	110	110	mm
	t _w	14	14	14	mm
	t _f	18	18	18	mm
	r	18	18	18	mm
	A	183,00	183,00	183,00	cm ²
Matériau :		ACIER	ACIER	ACIER	
	σ _e	235,00	235,00	235,00	MPa
	f _u	365,00	365,00	365,00	MPa
Angle	α	39,0	39,0	39,0	Deg

BOULONS**Barre 1-3**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 8.8 Classe du boulon

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 20 [mm] Diamètre du trou de boulon

A_s = 1,92 [cm²] Aire de la section efficace du boulon

A_v = 2,54 [cm²] Aire de la section du boulon

f_{yb} = 640,00 [MPa] Limite de plasticité

f_{ub} = 900,00 [MPa] Résistance du boulon à la traction

n = 4 Nombre de colonnes des boulons

Espacement des boulons 80;80;80 [mm]

e₂ = 200 [mm] Distance de l'axe des boulons du bord de la barre

Barre 2

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon

d = 18 [mm] Diamètre du boulon

d₀ = 20 [mm] Diamètre du trou de boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $A_s = 1,92 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,54 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00 \text{ [MPa]}$ Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00 \text{ [MPa]}$ Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 80;80;80 [mm]
 $e_1 = 80 \text{ [mm]}$ Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 200 \text{ [mm]}$ Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200 \text{ [mm]}$ Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

Barre 4

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe = HR 10.9 Classe du boulon
 $d = 18 \text{ [mm]}$ Diamètre du boulon
 $d_0 = 20 \text{ [mm]}$ Diamètre du trou de boulon
 $A_s = 1,92 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section efficace du boulon
 $A_v = 2,54 \text{ [cm}^2\text{]}$ Aire de la section du boulon
 $f_{yb} = 900,00 \text{ [MPa]}$ Limite de plasticité
 $f_{ub} = 1200,00 \text{ [MPa]}$ Résistance du boulon à la traction
 $n = 4$ Nombre de colonnes des boulons
 Espacement des boulons 80;80;80 [mm]
 $e_1 = 80 \text{ [mm]}$ Distance du centre de gravité du premier boulon de l'extrémité de la barre
 $e_2 = 200 \text{ [mm]}$ Distance de l'axe des boulons du bord de la barre
 $e_c = 200 \text{ [mm]}$ Distance de l'extrémité de la barre du point d'intersection des axes des barres

GOUSSET

$l_p = 1270 \text{ [mm]}$ Longueur de la platine
 $h_p = 1010 \text{ [mm]}$ Hauteur de la platine
 $t_p = 15 \text{ [mm]}$ Epaisseur de la platine

Paramètres

$h_1 = 320 \text{ [mm]}$ Grugeage
 $v_1 = 260 \text{ [mm]}$ Grugeage

$h_1 = 320$ [mm] Grugeage

$h_2 = 320$ [mm] Grugeage

$v_2 = 260$ [mm] Grugeage

$h_3 = 320$ [mm] Grugeage

$v_3 = 260$ [mm] Grugeage

$h_4 = 320$ [mm] Grugeage

$v_4 = 260$ [mm] Grugeage

Centre de gravité de la tôle par rapport au centre de gravité des barres (0;0)

$e_v = 50$ [mm] Distance verticale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes des
= 5] barres

$e_H = 63$ [mm] Distance horizontale de l'extrémité du gousset du point d'intersection des axes
= 5] des barres

Matériau : ACIER

$\sigma = 235,00$ [MPa] Résistance

EFFORTS

Cas: Calculs manuels

$N_1 = 230,20$ [kN] Effort axial

$N_2 = 230,20$ [kN] Effort axial

$N_3 = 230,20$ [kN] Effort axial

$N_4 = 230,20$ [kN] Effort axial

RESULTATS

PLATINE

Section gousset

$N_1 < N_{res}$ |230,20| < 2660,50 **vérifié** (0,09)

Attache gousset

$N_2 < N_{res}$ |230,20| < 2498,65 **vérifié** (0,09)

BARRES

$T_{1-3} = 259,52$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_{1-3} = 4168,90$ [kN] Résistance de la barre

$|N_{1-3}| < \min(T_{1-3}; M_{1-3})$ |230,20| < 259,52 **vérifié** (0,89)

$T_2 = 364,95$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_2 = 4168,90$ [kN] Résistance de la barre

$|N_2| < \min(T_2; M_2)$ $|230,20| < 364,95$ **vérifié** (0,63)

$T_4 = 364,95$ [kN] Résistance des boulons au cisaillement

$M_4 = 4168,90$ [kN] Résistance de la barre

$|N_4| < \min(T_4; M_4)$ $|230,20| < 364,95$ **vérifié** (0,63)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 0,89

X .C Calcul des pieds de poteaux

X .C.1 Introduction

Dans les ouvrages en charpente métallique, les pieds des poteaux sont liés au massif de fondation par des platines boulonnées à des tiges ancrées dans les fûts, dont le rôle est de reprendre les efforts de traction s'exerçant entre la structure et le massif ; la compression étant reprise par le béton.

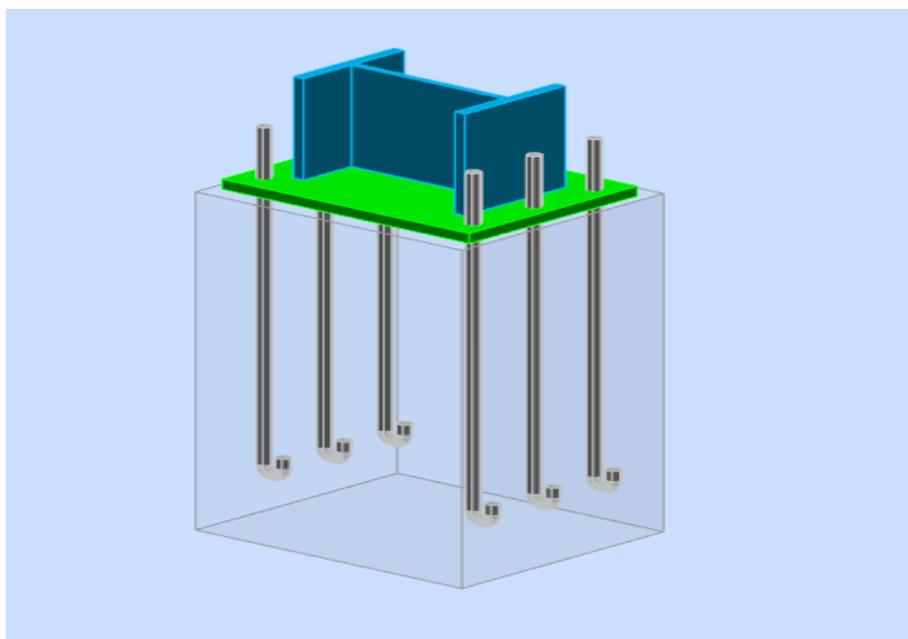
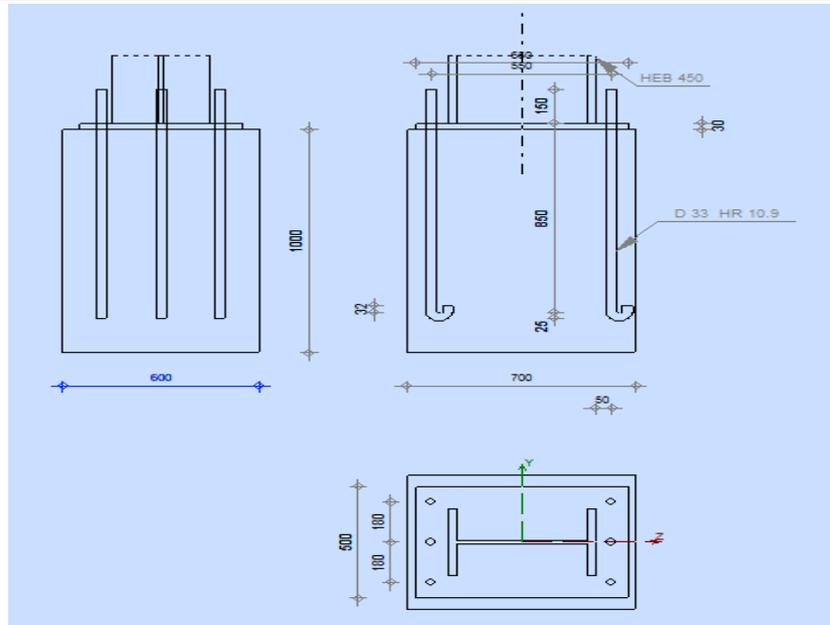


Figure .X.B.1 Vue de l'assemblage-Pied de poteau

X.C.2 Vérification par logiciel ROBOT :

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2018	
	Calcul du Pied de Poteau encastré 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	

**I.31. Général**

Assemblage N°: 10

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

I.32. Géométrie**I.32.1. Poteau**

Profilé : HEB 450

 $\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison $h_c = 450$ [mm] Hauteur de la section du poteau $b_{fc} = 300$ [mm] Largeur de la section du poteau $t_{wc} = 14$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau $t_{fc} = 26$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau $r_c = 27$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau $A_c = 217,98$ [cm²] Aire de la section du poteau $I_{yc} = 79887,60$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau : ACIER

 $\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance**I.32.2. Plaque principale du pied de poteau** $l_{pd} = 650$ [mm] Longueur $b_{pd} = 500$ [mm] Largeur $t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau : ACIER

 $\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

I.32.3. Ancrage

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

Classe =	HR 10.9	Classe de tiges d'ancrage
d =	33 [mm]	Diamètre du boulon
d ₀ =	33 [mm]	Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage
n _H =	2	Nombre de colonnes des boulons
n _V =	3	Nombre de rangés des boulons
Ecartement e _{Hi} =	550 [mm]	
Entraxe e _{Vi} =	180 [mm]	

Dimensions des tiges d'ancrage

L ₁ =	150 [mm]
L ₂ =	850 [mm]
L ₃ =	50 [mm]
L ₄ =	32 [mm]

Platine

l _{wd} =	0 [mm]	Longueur
b _{wd} =	0 [mm]	Largeur
t _{wd} =	0 [mm]	Epaisseur

I.32.4. Semelle isolée

L =	850 [mm]	Longueur de la semelle
B =	700 [mm]	Largeur de la semelle
H =	1000 [mm]	Hauteur de la semelle

I.32.5. Béton

f _{c28} =	25,00 [MPa]	Résistance
σ _{bc} =	14,17 [MPa]	Résistance
n =	6,56	ratio Acier/Béton

I.32.6. Soudures

a _p =	7 [mm]	Plaque principale du pied de poteau
a _{p1} =	5 [mm]	Platine de prescellement sur platine

I.33. Efforts

Cas:		Calculs manuels
N =	-78,89 [kN]	Effort axial
Q _y =	160,09 [kN]	Effort tranchant
Q _z =	23,40 [kN]	Effort tranchant
M _y =	48,42 [kN*m]	Moment fléchissant
M _z =	32,06 [kN*m]	Moment fléchissant

I.34. Résultats**I.34.1. Béton****I.34.1.a. Plan XZ**

d_{tz} = 275 [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

A =	167 [mm]	A = b _{pd} /3
B =	1443,83 [cm ²]	B = (M _y /N - 0.5*I _{pd})*b _{pd}
C =	29931,31 [cm ³]	C = 2*n*A _t *(d _{tz} +M _y /N)

$$A = 167 \text{ [mm]} \quad A = b_{pd}/3$$

$$D = -1795878,75 \text{ [cm}^4\text{]} \quad D = -2 * n * A_t * (d_{tz} + 0.5 * l_{pd}) * (d_{tz} + M_y/N)$$

$$z_0 = 241 \text{ [mm]} \quad \text{Zone comprimée} \quad A * z_0^3 + B * z_0^2 + C * z_0 + D = 0$$

$$p_{my} = 2,2 \text{ [MP]} \quad \text{Contrainte due à l'effort axial et au moment} \quad p_{my} = 2 * (M_y + N * d_{tz}) / [b_{pd} * z_0 * (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)]$$

$$F_{ty} = 56,05 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage} \quad F_{ty} = (M_y - N * (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)$$

I.34.1.b. Plan XY

$d_{ty} = 180 \text{ [mm]}$ Distance de la rangée extrême des boulons d'ancrage de l'axe Z

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

$$A = 217 \text{ [mm]} \quad A = l_{pd}/3$$

$$B = 1016,53 \text{ [cm}^2\text{]} \quad B = (M_z/N - 0.5 * b_{pd}) * l_{pd}$$

$$C = 13165,36 \text{ [cm}^3\text{]} \quad C = 2 * n * A_{ty} * (d_{ty} + M_z/N)$$

$$D = -566110,32 \text{ [cm}^4\text{]} \quad D = -2 * n * A_{ty} * (d_{ty} + 0.5 * b_{pd}) * (d_{ty} + M_z/N)$$

$$y_0 = 161 \text{ [mm]} \quad \text{Zone comprimée} \quad A * y_0^3 + B * y_0^2 + C * y_0 + D = 0$$

$$p_{mz} = 2,3 \text{ [MP]} \quad \text{Contrainte due à l'effort axial et au moment} \quad p_{mz} = 2 * (M_z + N * d_{ty}) / [l_{pd} * y_0 * (d_{ty} + b_{pd}/2 - y_0/3)]$$

$$F_{tz} = 44,04 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage} \quad F_{tz} = (M_z - N * (b_{pd}/2 - y_0/3)) / (d_{ty} + b_{pd}/2 - y_0/3)$$

I.34.1.c. Vérification du béton pour la pression diamétrale

$$p_m = 4,34 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte maxi dans le béton} \quad p_m = p_{my} + p_{mz} - |N| / (l_{pd} * b_{pd})$$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement

$$K = 1 + [3 - 4/3 * (b_{pd}/b + l_{pd}/a)] * \sqrt{[(1 - 4/3 * b_{pd}/b) * (1 - 4/3 * l_{pd}/a)]} \quad \text{[B.A.E.L (A.8.4,12)]}$$

K - Coefficient de zone de pression
= nan(ind) diamétrale

$$p_m \leq K * \sigma_{bc} \quad 4,34 = -\text{nan(ind)} \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

I.34.2. Ancrage

$$N_{ty} = 18,68 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y \quad N_{ty} = F_{ty}/n$$

$$N_{tz} = 22,02 \text{ [kN]} \quad \text{Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y \quad N_{tz} = F_{tz}/n$$

$$N_t = 60,42 \text{ [kN]} \quad \text{Force de traction max dans le boulon d'ancrage} \quad N_t = N_{ty} + N_{tz} - N/n$$

Vérification de la semelle tendue du poteau

$$l_1 = 150 \text{ [mm]} \quad l_1 = 0.5 * b_{fc}$$

$$l_2 = 157 \text{ [mm]} \quad l_2 = \pi * a_2$$

$$l_3 = 139 \text{ [mm]} \quad l_3 = 0.5 * [(b_{fc} - s) + \pi * a_2]$$

$$l_4 = 169 \text{ [mm]} \quad l_4 = 0.5 * (s + \pi * a_2)$$

$$l_{eff} = 139 \text{ [mm]} \quad l_{eff} = \min(l_1, l_2, l_3, l_4)$$

$$N_t \leq l_{eff} * t_{fc} * \sigma_{ec} \quad 60,42 < 846,48 \quad \text{vérifié} \quad (0,07)$$

Adhérence

$$N_t \leq \pi * d * \tau_s * (L_2 + 10 * r - 5 * d) \quad 60,42 < 122,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,49)$$

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$$N_t \leq 0.8 * A_s * \sigma_e \quad 60,42 < 499,68 \quad \text{vérifié} \quad (0,12)$$

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$ T_z \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2]/1.54}$	$ 3,90 < 498,31$	vérifié	(0,01)
$ T_y \leq \sqrt{[\sigma_e^2 * A_b^2 - N^2]/1.54}$	$ 26,68 < 498,31$	vérifié	(0,05)

I.34.3. Platine

Zone de traction

$M_{11'} = 9,06$ [kN*m] Moment fléchissant $M_{11'} = n_v * N_t * (d_{tz} - h_c / 2)$

$M_{11'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$ $9,06 < 17,63$ **vérifié** (0,51)

Cisaillement

$V_{11'} = 181,27$ [kN] Effort tranchant $V_{11'} = n_v * N_t$

$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5$ $181,27 < 1356,77$ **vérifié** (0,13)

$t_{pmin} = 4$ [mm] $t_{pmin} = V_{11'} * 1.5 * \square_3 / (\square_e * b_{pd})$

$t_{pd} \geq t_{pmin}$ $30 > 4$ **vérifié** (0,13)

Traction

$a_1 = 40$ [mm] Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage $a_1 = a_2 - \square_2 a_p$

$a_2 = 50$ [mm] Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage $a_2 = (\sum e_{Hi} - h_c) / 2$

$s = 18$ [mm] Entraxe verticale des boulons d'ancrage $s = \min(e_{vi})$

$N_t [daN] \leq 375 * t_{pd} [mm] * [(a_2/a_1) * (s/(s+a_2))]$ $6042,47 < 10977,85$ **vérifié** (0,55)

Zone comprimée

$M_{22'} = 8,61$ [kN*m] Moment fléchissant $M_{22'} = b_{pd} / 24 * (l_{pd} - h_c)^2 * (p + 2 * p_m)$

$M_{22'} \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$ $8,61 < 17,63$ **vérifié** (0,49)

Cisaillement

$V_{22'} = 149,75$ [kN] Effort tranchant

$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} * b_{pd} * t_{pd} / 1.5$ $149,75 < 1356,77$ **vérifié** (0,11)

$t_{pmin} = 3$ [mm] $t_{pmin} = V_{22'} * 1.5 * \square_3 / (\square_e * b_{pd})$

$t_{pd} \geq t_{pmin}$ $30 > 3$ **vérifié** (0,11)

$M_3 = 10,86$ [kN*m] Moment fléchissant $M_3 = 0.125 * p_m * b_{pd} * (b_{pd} - b_{fc})^2$

$M_3 \leq \sigma_e * b_{pd} * t_{pd}^2 / 6$ $10,86 < 17,63$ **vérifié** (0,62)

$t_{pd} \geq 0.139 * (l_{pd} - h_c) * p_m^{1/3}$ $30 > 21$ **vérifié** (0,70)

I.35. Remarques

Longueur de la plaque d'ancrage trop faible pour la soudure de la dalle	
Largeur de la plaque d'ancrage trop faible pour la soudure de la dalle	
Epaisseur de la soudure assemblant l'aile du poteau à la platine trop faible	7 [mm] < 13 [mm]
Rayon de la crosse trop faible.	25 [mm] < 99 [mm]
	32 [mm] < 50 [mm]
Longueur L4 trop faible.	

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,70
--	-------	------

XI .A Fondation

XI .A.1 Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol au quel elles transmettent les charges de la superstructure (Le poids propre ou charge permanentes, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatique.); elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puis que de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers); soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

XI .A.2 Stabilité des fondations :

Les massifs de fondations doivent être en équilibre sous l'action :

➔ Des sollicitations dues à la superstructure qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes ; des forces oblique, des forces horizontales et des moments de flexion ou de torsion.

➔ Des sollicitations dues au sol qui sont :

Des forces verticales ascendantes ou descendantes et des forces obliques (adhérence, remblais).

Les massifs de fondations doivent être stable ; c'est-à-dire qu'ils ne doivent donner lieu à des tassements que si ceux-ci permettent la tenue de l'ouvrage ; des tassements uniformes sont admissibles dans certaines limites, mais des tassements différentiels sont rarement compatibles avec la tenue de l'ouvrage.

Il est donc nécessaire d'adopter le type et la structure des fondations à la nature du sol qui va supporter l'ouvrage ; l'étude géologique et géotechnique a pour but de préciser le type ; le nombre et la dimension des fondations nécessaires pour fonder un ouvrage donné sur un sol donné.

XI .A.3 Différents types de fondations :

Il existe quatre catégories de fondations :

➔ **Les fondations superficielles :**

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

➔ Les fondations profondes :

Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur : puits, pieux.

➔ Les fondations spéciales :

Colonnes ballastées : Il s'agit de colonnes de pierres ou de graves ciments que l'on intègre dans le sol et sous des semelles isolées par exemple.

➔ Les fondations surfaciques ou radier :

L'emploi d'un radier se justifie lorsque la contrainte admissible à la compression du sol est faible, que le bon sol est situé en trop grande profondeur, les autres types de fondations transmettraient au sol des contraintes trop élevées, l'aire totale des semelles est supérieure à la moitié de l'aire du bâtiment, les charges apportées par l'ensemble du bâtiment ne risquent pas d'entraîner des tassements différentiels incompatibles.

Le ferrailage d'un radier est particulier, les aciers tendus se situent en partie haute de la dalle, les points d'appuis deviennent les murs, les longrines de redressement (situées au droit des ouvertures) et les longrines.

Il existe quatre types de radiers :

- Le radier dalle plate (le plus courant).
- Le radier nervuré.
- Le radier champignon sous poteaux.
- Le radier voûte.

Lorsque le radier est enterré et que la présence d'eau est possible, il conviendra de faire un cuvelage (radier de fosse ascenseur,).

Lorsque le radier est soumis à des poussées d'Archimède, il faut vérifier que ces poussées ne dépassent pas le poids de l'ouvrage. Dans le cas contraire, il faudra vérifier de manière à équilibrer les forces.

Si le dessus du radier est au ras du sol, il faudra réaliser une bêche périphérique de manière à assurer la mise hors gel de l'ouvrage.

XI .A.4 Facteurs de choix du type de fondation :

Le choix du type de fondation qui dépend du :

- La nature de l'ouvrage à fonder :
Pont, bâtiment d'habitation, bâtiment industriel, soutènement,
- La nature du terrain :
connaissance du terrain par sondages et définition des caractéristiques

- Le site : urbain, campagne, montagne, bord de mer, ...
- La mise en œuvre des fondations : terrain sec, présence d'eau, ...
- Le type d'entreprise : matériel disponible et compétences, ...
- Le coût des fondations : facteur important mais non décisif.

➔ Caractéristiques du sol :

- La nature de sol : c'est un sol meuble.
- Profondeur d'ancrage est de 3.50m
- La contrainte admissible de sol : ($\sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$).

XI .A.5 Choix du type de fondation :

Le type de fondation est choisi essentiellement selon les critères suivants :

- La résistance du sol.
- Le tassement.
- Le mode constructif.
- Stabilité totale de l'ouvrage.

Calcul de surface revenant à la semelle :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

($S_s / S_b < 50 \%$).

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les surfaces des semelles et les charges appropriées sont représentées sur les tableaux suivants :

Tableau .XI.A.1 La surface revenant aux semelles

N_s (KN)	σ_{sol} (KN/m ²)	Surfaces (m ²)
3290.88	200	16,45

$$S_s = 16.45 \times 36 = 596.20 \text{ m}^2 ; S_t = 965.35 \text{ m}^2.$$

Donc : $S_s/S_t = 596.20/965.35 = 61.18\% \geq 50\% \Rightarrow$ La surface des semelles calculée dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment cela nous conduit à adopter pour un mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser : c'est le **radier**.

XI .A.6 Etude du radier :

Un radier est une fondation qui couvre une aire entière sous une superstructure, sur laquelle les voiles et poteaux prennent appuis.

XI .A.6.1 Pré dimensionnement du radier :

a) L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

a.1) Condition forfaitaire :

L'épaisseur du radier doit satisfaire la condition suivante :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

$L_{\max} = 7,50\text{m}$: plus grande distance entre deux points d'appuis.

$$D'où : 93.75\text{cm} \leq h_r \leq 150\text{cm} \dots \dots \dots (1)$$

a.2) condition de rigidité :

$$L_e = \frac{2L_{\max}}{\pi} \geq \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \quad \text{Avec} \quad I = \frac{bh^3}{12}$$

L_{\max} : plus grande distance entre deux points d'appuis.

L_e : longueur élastique.

E : Module d'élasticité du béton $E = 32164195 \text{ KN/m}^2$.

B : largeur du radier (bande de 1 mètre).

K : coefficient de raideur du sol rapporté à l'unité de surface

Pour un sol moyen ; $K=40000 \text{ KN/m}^3$

I : inertie d'une bande d'un de radier.

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}} \Rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 40 \times 7,5^4}{32164195 \times \pi^4}} \geq 1.25\text{m} \dots \dots (2)$$

Finalement : d'après (1), (2) on opte : $h_r = 130\text{cm}$.

Vu que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré.

b) Condition de coffrage :

➔ Pour la nervure :

$$H_{\text{ner}} \geq \frac{l_{\max}}{10} = \frac{720}{10} = 72\text{cm} \Rightarrow H_{\text{ner}} = 130\text{cm}.$$

$$b \geq \frac{h_r}{2} = \frac{85}{2} = 42,5\text{cm}$$

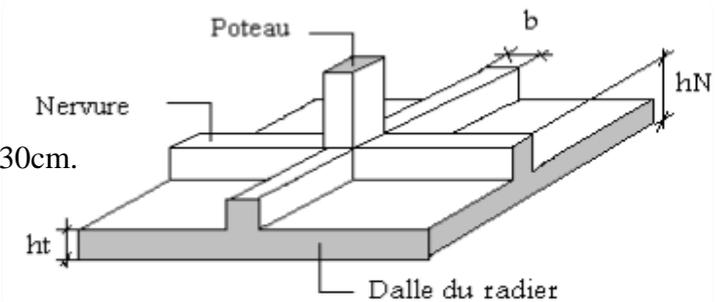


Figure .XI.A.1 Schema d'un radier

➔ **Pour la dalle :**

$$h_d \geq \frac{l_{\max}}{20} = \frac{720}{20} = 36,00 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_d = 40 \text{ cm.}$$

NB : il faut que la largeur des nervures doive être supérieure à la plus grande coté des poteaux de la base pour que le poteau se situe à l'intérieure de la nervure et assure la transmission des Charge aux nervures et pour faciliter la mise en œuvre de ferrailage.

D'après les conditions précédentes, Nous optons pour une dalle de **40cm** et des nervures du **130cm** de hauteur et **60cm** de largeur.

- **Calcul du D (débordement) :**

$$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30 \text{ cm}) = 65 \text{ cm.} \quad \text{Soit : } D = 70 \text{ cm.}$$

La surface totale de l'immeuble est de 403,20 m² est donc par conséquent supérieure à la surface nécessaire au radier. A cet effet, nous avons prévu un débord minimum.

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S_r = S_{\text{bat}} + D \cdot (\text{Périmètre}) = 965,35 + 0,70 \times (139,2)$$

S_r : Surface de radier. **S_{bat} :** Surface totale de bâtiment.

Alors la surface de radier est : **S_r = 1062,79 m².**

XI.A.6.2 Vérification du radier :

a) Vérification de non poinçonnement :

➔ Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, la vérification se fait par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

μ_c : Périmètre du contour.

- **Sous poteaux :**

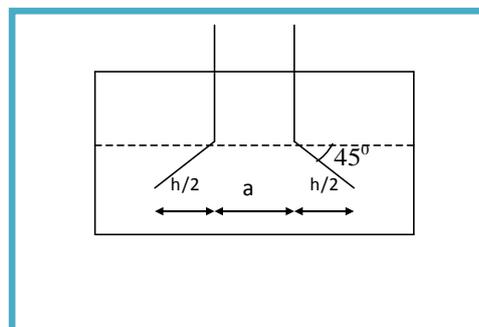


Figure .XI.A.2 Schéma de transmission des charges

$N_{u,pot} = 2529,49 \text{ kN}$ Effort Normal ultime de poteau le plus sollicité

$$\mu_c = 4(a + h) = 4(0,70 + h) = (2,8 + 4h) \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,045 \times (2,8 + 4h) \times h \times 25}{1,5}$$

On obtient : $4.5h^2 + 3.15h = 0$

D'où : $h \geq 70.00 \text{ cm} < h_{nervuré} \dots \dots \text{OK.}$

➔ Conclusion :

La condition est vérifiée donc il n'y a pas risque de rupture du radier par Poinçonnement.

b) Vérification au cisaillement :

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction de la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1) il faut vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.06 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Où : V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis à vis l'ELU

b : désigne la largeur.

$$\gamma_b = 1,50; \quad d = 0,90h_r. \quad ; \quad b = 1,00 \text{ m}$$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle = 7,50 m.

$$\left\{ \begin{array}{l} \tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \\ V_u = \frac{qL_{max}}{2} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{array} \right.$$

1) Détermination des charges et des surcharges :

➔ **Superstructure** : $G = 50423.91 \text{ KN}$; $Q = 2176.19 \text{ KN}$

➔ **Infrastructure** :

- Poids de voile périphérique d'épaisseur 20 cm sur une longueur de 139.2 m avec une hauteur de 4.00m.

$$G_{vp} = e \times h \times l \times 25 = 2784 \text{ KN}$$

- Poids du radier :

$$G_{rad} = S_r \times h_{dalle} \times 25 = 10627.90 \text{ KN}$$

Donc : $G_{totale} = 61051.81 \text{ KN}$; $Q_{totale} = 2176.19 \text{ KN}$

2) Détermination des efforts :

Sollicitations :

$$\text{-ELU: } N_U = 1,35N_G + 1,5N_Q \quad \Rightarrow \quad N_U = 88948,51 \text{ KN}$$

$$\text{-ELS: } N_S = N_G + N_Q \quad \Rightarrow \quad N_S = 63228 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } V_u = \frac{q_u \times L_{\max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{\max}}{2} \quad h_r \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S_{rad} \times 0,06f_{cj}}$$

$$h_r \geq \frac{88948,51 \times 7,5 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 1062,79 \times 0,06 \times 25 \times 10^3} = 0,35 \text{ m} < 1,30 \text{ m}$$

L'épaisseur de radier $h_r = 1,30 \text{ m}$ est vérifié vis-à-vis au cisaillement.**➔ Détermination du centre de gravité du radier :**

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} \\ Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} \end{cases} \quad \text{Donc : } \begin{cases} X_G = 22,95 \text{ m.} \\ Y_G = 11,85 \text{ m.} \end{cases}$$

$$S_r = 1062,79 \text{ m}^2$$

➔ L'excentricité :

$$e_x = |X_S - X_R| = 0,45 \text{ m}$$

$$e_y = |Y_S - Y_R| = 1,52 \text{ m}$$

➔ Calcul de l'inertie du radier :L'inertie du radier par rapport aux axes passant par son centre de gravité est : $I = (I_i + S_i d_i^2)$

Avec :

I_i : moment d'inertie du panneau (i).**S_i** : aire du panneau considéré (i).**D_i** : distance entre le CDG du panneau (i) et le CDG du radier.

$$\begin{cases} I_x = 15858,38 \text{ m}^4 \\ I_y = 8026,7 \text{ m}^4 \end{cases}$$

Diagramme trapézoïdal des contraintes :

$$\sigma = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M.V}{I} \quad \text{et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M.V}{I}$$

c) Vérification de la stabilité au renversement (0,8G + E) :

N : effort normal dû aux charges verticales.

$$N = 62843.87 \text{ KN}$$

M : effort de renversement dû au séisme

$$M_x = 28279.74 \text{ KNm}$$

$$M_y = 95522.68 \text{ KNm}$$

$$S_{raider} = 1062.79 \text{ m}^2$$

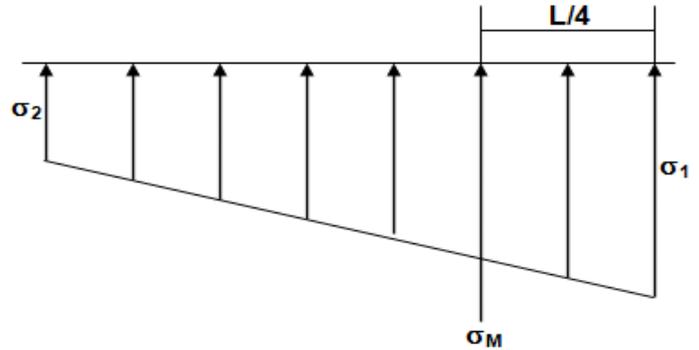


Figure .XI.A.3 schéma des contraintes

• **Sens longitudinal :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 99,29 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = 17,44 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 78.83 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

• **Sens transversale :**

$$\begin{cases} \sigma_1 = 199,39 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_2 = -82,65 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\sigma_m = 128.88 \text{ KN/m}^2 < 1,5 \bar{\sigma}_{sol} = 300 \text{ KN/m}^2$$

Donc : la condition est vérifiée.

➔ **Vérification de la stabilité au renversement selon RPA :**

D'après le RPA 99 (art 10.1.5) le radier reste stable si : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

e : l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale permanente.

• **Sens longitudinal :** $e_x = 0,45 \text{ m} < \frac{a}{4} = 11,48 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

• **Sens transversal :** $e_y = 1,52 \text{ m} < \frac{b}{4} = 5,93 \text{ m} \dots \dots \dots$ **Vérifiée.**

La stabilité du radier est vérifiée dans les deux sens

d) Vérification de contrainte de soulèvement (G+Q+ E) :

Tableau .XI.A.2 Vérification de soulèvement

	G+Q+E	
	Longitudinal	Transversal
N (KN)	52009.74	52009.74
M (KN.m)	23404.30	79054.8
V (m)	22.95	11.85
I (m⁴)	15858.36	8026.7
σ_1 (KN/m²)	82.17	165.01
σ_2 (KN/m²)	14.43	-68.41
σ_{moy} (KN/m²)	65.24	106.66
σ_{adm} (KN/m²)	300	300
Vérification	Vérifié	Vérifié

e) Evaluation et vérification des contraintes sous le radier :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatible avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier, donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leur diagramme est triangulaire ou trapézoïdal.

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

-**N** : Effort normal du au charges verticales

-**M** : Moment d'excentricité dus aux charges verticales : $M = N \times e$

Tableau .XI.A.3 Vérification des contraintes normales.

	ELU		ELS	
	Longitudinal	Transversal	Longitudinal	Transversal
N (KN)	96898.34	96898.34	71534.75	71534.75
M (KN.m)	43604.25	147285.48	32190.64	108732.82
V (m)	22.95	11.85	22.95	11.85
I (m⁴)	15858.36	8026.7	15858.36	8026.7
σ_1(KN/m²)	153.10	307.44	113.02	226.96
σ_2 (KN/m²)	26.89	-127.45	19.85	-94.09
σ_{moy}(KN/m²)	121.55	198.72	89.73	146.70
σ_{adm}(KN/m²)	300	300	300	300
La condition	Vérifié	Vérifié	Vérifié	Vérifié

f) Vérification de la stabilité au renversement du radier :

Il est important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est dû aux efforts horizontaux

Le rapport $\frac{M_s}{M_r}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité :

$$\frac{M_s}{M_r} > 1,5$$

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_r : Le moment de renversement à la base du radier est donné par la formule suivante :

$$M_r = M_0 + V \times h$$

Avec :

M_0 : Moment sismique à la base de la structure.

V : L'effort tranchant à la base de la structure.

h : Profondeur de l'infrastructure dans notre cas c'est l'épaisseur de radier =1,30m

$$M_{Sta,x} = 0,8 \times W \times b_x = 0,8 \times 23388 \times 22.95 = 429403.68 \text{ kN.m}$$

$$M_{Sta,y} = 0,8 \times W \times b_y = 0,8 \times 23388 \times 11.85 = 221718.24 \text{ kN.m}$$

Et :

$$M_{Ren,x} = 26084.44 + 1560.59 \times 1,30 = 28113.21 \text{ kN.m}$$

$$M_{Ren,y} = 24978.77 + 1493.50 \times 1,30 = 26920.32 \text{ kN.m}$$

Donc :

$$\frac{M_{Sta,x}}{M_{Ren,x}} = 15.27 > 1,5$$

$$\frac{M_{Sta,y}}{M_{Ren,y}} = 8.24 > 1,5$$

➔ **Conclusion :** le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est supérieure à 1,5 donc notre structure est stable vis-à-vis au renversement dans les deux sens.

i) Vérification de la poussée hydrostatique :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sous l'effort de sous pression hydrostatique. On doit vérifier que : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$ (radier).

Avec :

W : poids total du bâtiment à la base du radier.

W_{remblais}: poids total de remblais.

$$W_{remblais} = P_{batiment} \cdot h_v \cdot d \cdot 20$$

$$W_{remblais} = 139.2 \cdot 4 \cdot 0.5 \cdot 20 = 5568 \text{ KN}$$

$$W = 23388 + 22516.53 + 2784 + 5568 = 54256.53 \text{ KN}$$

α : Coefficient de sécurité vis à vis du soulèvement ($\alpha = 1,5$).

γ : Poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure (h = 1,30 m).

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S_{rad} = 1,5 \times 10 \times 1.3 \times 1062.79 = 20724.40 \text{ KN} \leq 54256.53 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

g) La surface minimale du radier :

Il faut que la surface du radier doive vérifier la condition suivante :

$$\text{➔ A l'ELU : } S_{rad} \geq \frac{Nu}{1,5 \cdot \sigma_{adm}} = 322.99 \text{ m}^2$$

$$\text{➔ A l'ELS : } S_{rad} \geq \frac{Ns}{\sigma_{adm}} = \frac{71534.75}{200} = 357.67 \text{ m}^2$$

On remarque que la surface du radier ($S_{rad} = 1076.71 \text{ m}^2$) est supérieure à la surface minimale donc la condition est vérifiée.

XI .6.3 Ferrailage du radier :

a) Ferrailage de la dalle :

Le radier est calculé comme plancher renverser appuyer sur les voiles et les poteaux. Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le CBA 93.

La fissuration est considérée préjudiciable, vu que le radier peut être alternativement noyé, émergé en eau douce.

Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de PIGEAUD pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du rapport ($\rho = L_x / L_y$) et du coefficient de POISSON (ν).

a.1) Calcul des moments :

- **Les sollicitations à L'ELU : $\nu=0$**

$$Q_u = N_U / S_{rad} = 88948.19 / 1062.79 = 83.69 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_u = 83.69 \text{ KN/m}^2$$

- **Les sollicitations à L'ELS : $\nu = 0,2$**

$$Q_{ser} = N_{ser} / S_{rad} = 63228 / 1062.79 = 59.49 \text{ KN/m}^2$$

$$Q_{ser} = 59.49 \text{ KN/m}^2$$

Si : $0 < \alpha < 0,4$; la dalle porte dans un seul sens.

$$M_x = q L_x^2 / 8 M_y = 0$$

Si : $0,4 < \alpha < 1$; la dalle porte dans deux sens.

$$M_x = \mu_x q L_x^2 M_y = \mu_y M_x$$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- **Pour les panneaux de rive :**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,30 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0,85 M_0$

- **Pour les panneaux intermédiaires :**

- Moment sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

- Moment en travée : $M_t = 0,75 M_0$

Le calcul se fera pour le panneau le plus sollicité uniquement. Ce dernier a les dimensions montrées dans la figure ci-jointe, où L_x est la plus petite dimension.

Le rapport de la plus petite dimension du panneau sur la plus grande dimension doit être supérieur à 0,40.

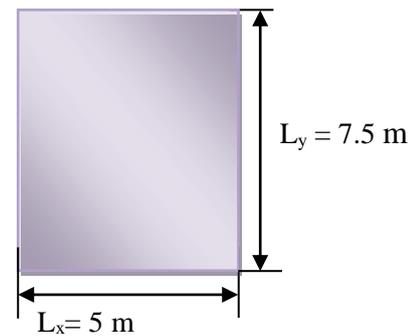


Figure .XI.4 Le panneau le plus sollicité

ELU : $v = 0$; $Q_u = 83.69 \text{KN/m}^2$:

Tableau .XI.A.4 Les moments à L'ELU

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	α	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	5	7.5	0,67	0.0723	0.3895	151.26	58.92

ELS : $v = 0,2$; $Q_{ser} = 59.49 \text{KN/m}^2$:

Tableau .XI.A.5 Les moments à L'ELS

Panneaux	L_x (M)	L_y (M)	α	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.M)	M_{oy} (KN.M)
P	5	7.5	0.67	0.0780	0.5469	116.01	63.44

➔ **Pourcentage minimal d'acier :**

Suivant le petit côté : $A_{y \min} \geq 8 h = 3,20 \text{cm}^2$

Suivant le grand coté : $A_{x \min} \geq 8 h [(3- \alpha) / 2] = 3,73 \text{cm}^2 \dots \dots \text{BAEL 91 Page (391)}$

Condition de non fragilité : $A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.35 \text{cm}^2$

➔ **Espacement maximal :**

$S_{tx} \leq \min (33 \text{ cm}, 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20 \text{ cm}.$

$S_{ty} \leq \min (45 \text{ cm}, 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 20 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{BAEL 91}.$

a.2) Calcul des armatures à L'ELU :

Le calcul du ferrailage se fait en flexion simple pour 1 mètre linéaire dans les deux sens

Avec :

$b = 100 \text{ cm}$, $h = 40 \text{ cm}$, $d = 0,9h = 36 \text{ cm}$, $f_{bu} = 14,2 \text{MPa}$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau .XI.A.6 Les armatures à L'ELU

	Sens longitudinal		Sens transversal	
	En travée	Sur appuis	En travée	Sur appuis
M_u (KN.m)	128.57	45.38	50.08	17.68
μ_{bu}	0,070	0,025	0,034	0,009
μ_{bu} < μ_{lu}	oui	oui	oui	oui
A_s (cm²/ml)	10.69	3.67	3.89	1.42
A_{smin}(cm²/ml)	4.35	4.35	4.35	4.35
Choix des Ø	5HA20	5HA14	5HA14	5HA14
A_s adopté	15.71	7,70	7,70	7,70
Espacement	20,00	20,00	20,00	20,00

a.3) Vérification à l'ELS :

Il faut faire la vérification des contraintes suivantes :

Dans le béton : On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = y_1 \cdot K \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Dans l'acier : On doit vérifier que : $\sigma_s = \eta \cdot K(d - y_1) \leq \overline{\sigma}_s = 202 \text{MPa}$

Tableau .XI.A.7 Vérification des panneaux de radier

	Sens	M _{ser} (kN. m)	y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{st}	Observation
Appuis	XX	38.87	10.07	256935,33	1.52	99.68	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	21.26	10,07	256935,33	0.83	54.52	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
Travée	XX	110.13	13.77	468420.75	3.24	141.88	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}
	YY	60.23	13.77	468420.75	1.77	77.59	σ _{bc} < σ̄ _{bc} et σ _{st} < σ̄ _{st}

b) Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur L = 0,80 m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre carré (1m²).

Le ferrailage sera fait en flexion simple en considérant les fissurations comme étant préjudiciables.

$$h = 40\text{cm}; b = 1,00 \text{ m} \quad d = 0,9h = 0,36 \text{ m}$$

b.1) Présentation schématique :

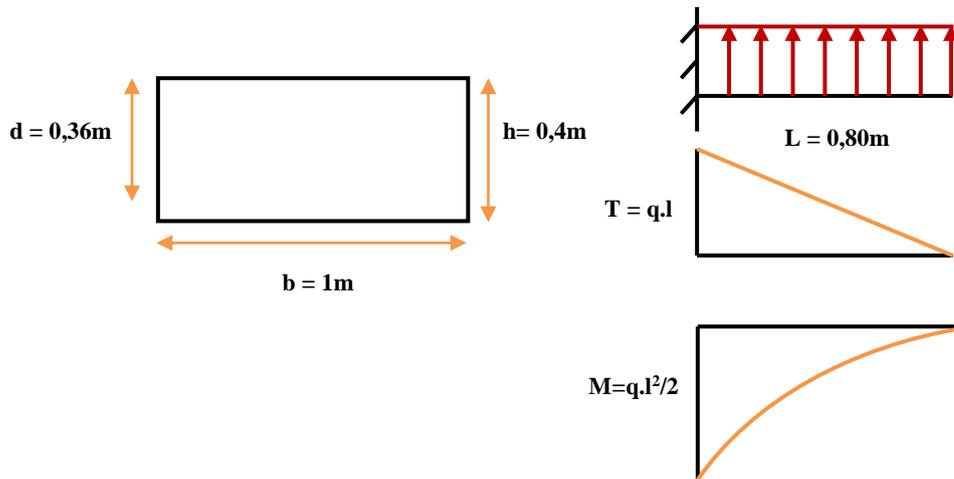


Figure .XI.A.5 Schéma statique du débord

b.2) Ferrailage à L'ELU :

$$M_u = q_u L^2 / 2 = 83.69 \times (0,80)^2 / 2 = 0,026 \text{ MN.m.}$$

$$M_s = q_s L^2 / 2 = 59.49 \times (0,80)^2 / 2 = 0,019 \text{ MN.m.}$$

$$A_s = 15.59 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad ; \quad A_{s\text{min}} = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc $A_s = \max (A_{s\text{ultime}} ; A_{s\text{min}})$.

$$A_s = 15.59 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Donc on choisit 5HA20 = 15.71 cm² /ml avec un espacement 20 cm.

Armature de répartition :

$$A_s/4 < A_r < A_s/2 \quad \quad \quad 3.93 < A_r < 7.86$$

On adopte : 5HA10=3.93 $S_t = 20 \text{ cm}$

b.3) Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,1 f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} ; \quad b = 1,00 \text{ m.}$$

$$d = 0,9 \text{ h} = 0,36 \text{ m.}$$

$$V_u = q_u \times l = 66.95 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = 0,185 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \quad \Rightarrow \quad 0,185 < 2,50 \dots \dots \dots \text{ vérifiée}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

b.4) Vérification des contraintes à l'ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} L^2 / 2$$

$$\sigma_{bc} < \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau .XI.A.8 Vérification des contraintes a l'ELS

Zone	M _{ser} [KN.m]	Aadop (cm ²)	σ _{bc} [MPa]	σ _s [MPa]	σ̄ _{bc} [MPa]	σ̄ _s [MPa]	Vérification
Débord	19,00	15.71	0.74	28.76	15,00	202	Vérifier

XI .A.7 Schéma de ferrailage :

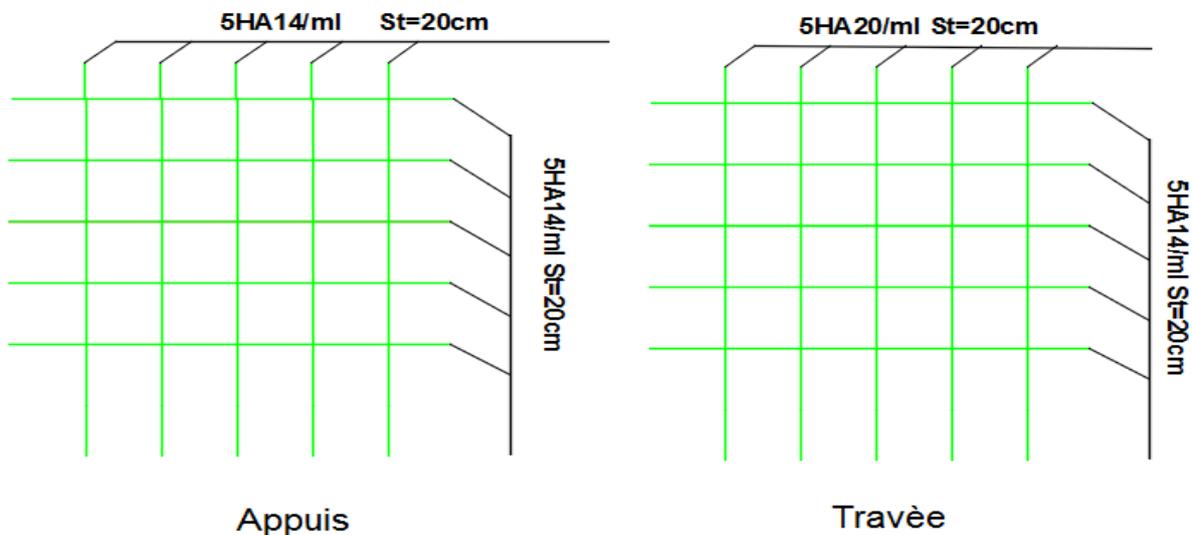


Figure .XI.A.6 Schéma de ferrailage de radier en appuis et en travée

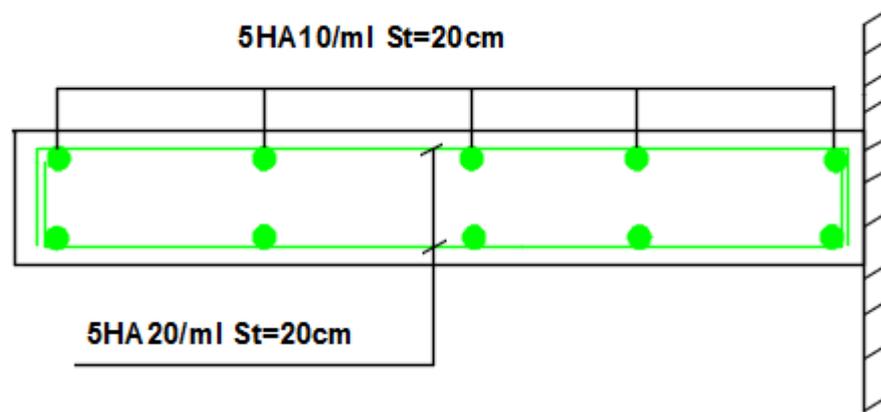


Figure .XI.A.7 Schéma de ferrailage de débord

c) Ferrailage de la nervure :

Ce sont des poutres disposées le long de radier. Elles servent pour but de reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

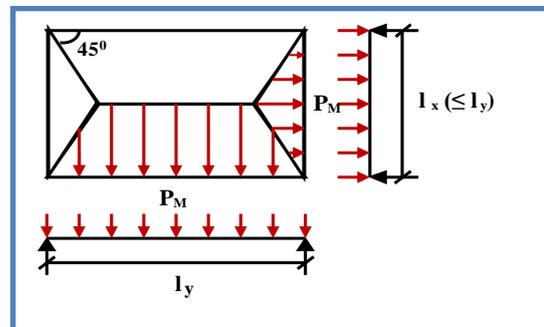
$$\begin{cases} h_t = 130 \text{ cm} \\ b = 70 \text{ cm} \end{cases}$$

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file F dans le sens XX et la file 3 dans le sens YY.

➔ Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- ou parallèles à son grand coté.



On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

P_M : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle,

pour un panneau les expressions de P_M sont les suivants : $\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$

Elément	Trapèze	Triangle
P_M	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{QL_x}{2}$	$\frac{QL_x}{3}$

Remarque : pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

c.1) Détermination des moments à ELU :

Sens X-X :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 3

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau .XI.A.9 les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
1--2	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
2--3	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
3--4	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
4--5	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
5--6	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
6--7	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
7--8	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
8--9	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98
9--10	0,67	0,98	83.69	112.49	112.49	224.98

Sens Y-Y :

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file F

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau .XI.A.10 les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversal

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P_{M1} (KN/ml)	P_{M2} (KN/ml)	P_M (KN/ml)
F--G	0.67	0.67	83.69	149.98	149.98	299.96
E--F	0.98	0.98	83.69	114.04	114.04	228.08
B--E	0.78	0.78	83.69	137.50	137.50	275

Les moments sur appuis et travée au long de la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

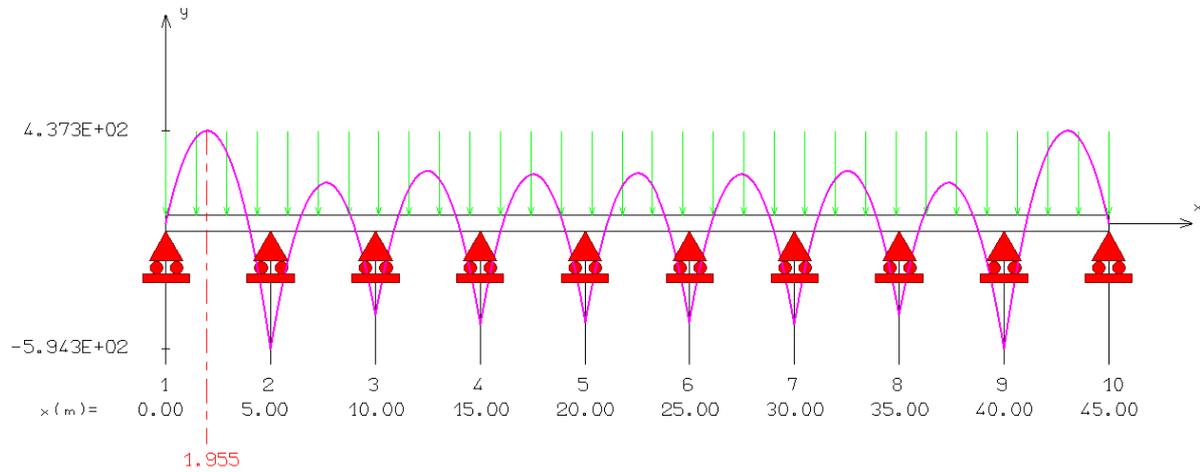


Figure .XI.A.8 diagramme de moment sens longitudinal à L'ELU

Sens Y-Y :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

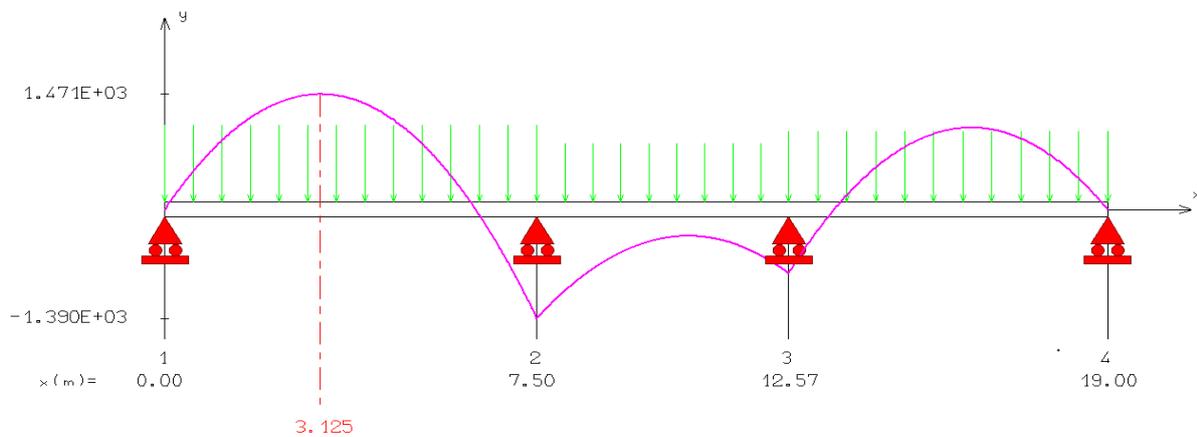


Figure .XI.A.9 diagramme de moment sens transversale à L'ELU

c.2) Détermination des moments à ELS :

Sens X-X :

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau .XI.A.11 les charges de la poutre la plus sollicitée sens longitudinale

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
1--2	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
2--3	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
3--4	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
4--5	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
5--6	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
6--7	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
7--8	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
8--9	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10
9--10	0,67	0,98	59.49	83.05	83.05	166.10

Sens Y-Y :

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau .XI.A.12 les charges de la poutre la plus sollicitée sens transversal

Travée	α_1	α_2	P (KN/m ²)	P _{M1} (KN/ml)	P _{M2} (KN/ml)	P _M (KN/ml)
F--G	0.67	0.67	59.49	110.73	110.73	221.46
E--F	0.98	0.98	59.49	84.71	84.71	169.42
B--E	0.78	0.78	59.49	101.52	101.52	203.04

Les moments sur appuis et travée au long d la poutre sont présentés sur le graphe suivant :

Sens X-X :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

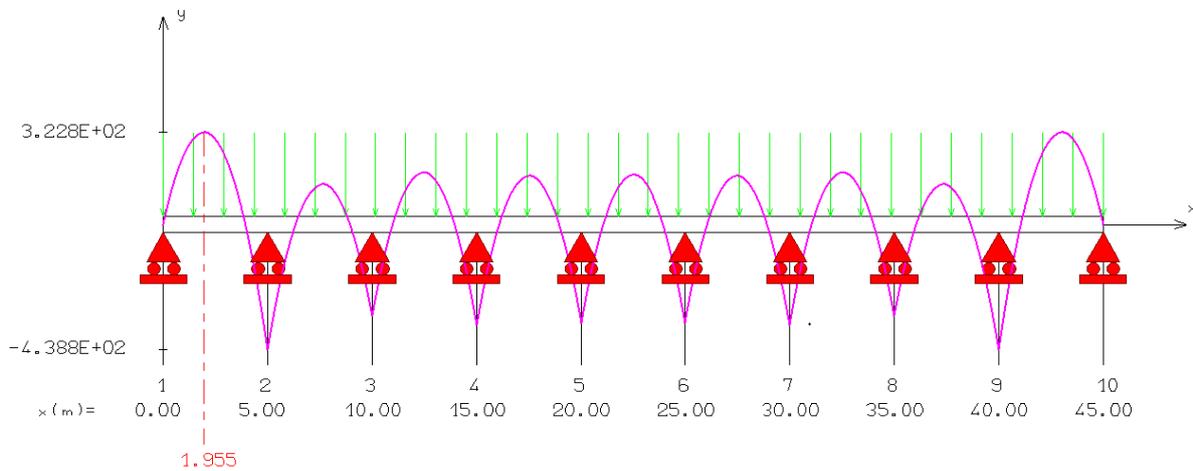


Figure .XIA.10 diagramme de moment sens longitudinal à L'ELS

Sens Y-Y :

MOMENT FLECHISSANT [kN.m]

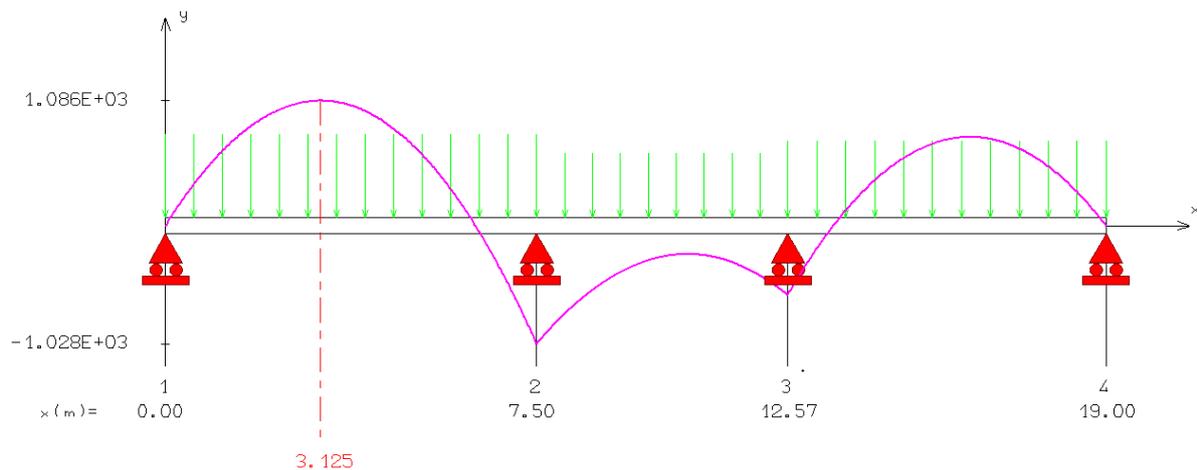


Figure .XIA.11 diagramme de moment sens transversale à L'ELS

c.3) Détermination des efforts :

Le calcul du ferrailage se fera avec les moments maximaux en appuis ainsi qu'en travées. Les efforts sont calculés par la méthode des trois moments

Tableau .XI.A.13 calcul des efforts

Combinaison	Sens X-X			Sens Y-Y		
	V _{MAX} (KN)	M (KN. m)		V _{MAX} (KN)	M (KN. m)	
		Sur appui	En travée		Sur appui	En travée
E.L.U.	686	437	594	1310	1390	1470
E.L.S.	503	322	439	968	1030	1090

c.4) Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en T avec :

$$b_1 \leq \left(\frac{L_y}{10}; \frac{L_x}{2}\right) \rightarrow b_1 \leq \left(\frac{7.5}{10}; \frac{5}{2}\right) \rightarrow b_1 = 0,70 \text{ m} \rightarrow b = 210 \text{ cm}$$

$$h = 130 \text{ cm} ; h_0 = 40 \text{ cm}$$

$$d = 0,9h = 117 \text{ cm}$$

$$b_0 = 70 \text{ cm} \quad b_0$$

$$C = 5 \text{ cm}$$

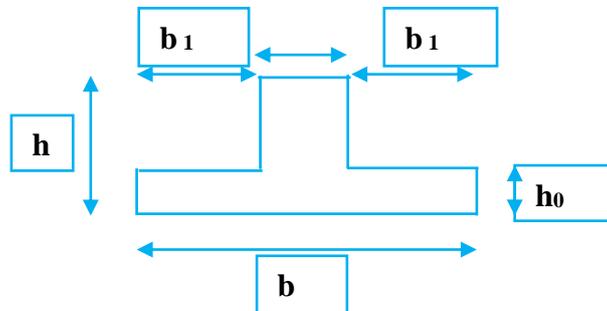


Figure .XI.A.12 Dimensions de la nervure

c.5) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23b \times d \times f_{tj}}{f_e} = 29.67 \text{ cm}^2$$

c.6) Calcul du ferrailage :

➔ Armatures longitudinales :

- A l'ELU :

Les résultats sont cités sur le tableau suivant :

Tableau .XI.A.14 ferrailage à L'ELU

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
M_u (KN. m)	437	594	1390	1470
Section	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)	Rect (b × h)
μ_{lu}	0,295	0,295	0,295	0,295
$\mu_{bu} < \mu_{lu}$	$0,032 \leq 0,295$	$0,044 \leq 0,295$	$0,11 \leq 0,295$	$0,12 \leq 0,295$
A_u (cm ²)	10.95	14.88	36.32	38.41
A_{min} (cm ²)	29.67	29.67	29.67	29.67
Choix des barres	6HA25 + 6HA20	6HA25 + 6HA16	6HA25 + 6HA20	6HA25 + 6HA16
As adopté (cm ²)	48,30	41,52	48,30	41,52
Espacement (cm)	10	10	10	10

c.7) Vérification :

➔ A l'ELU :

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0,23 b d (f_{t28}/f_e) \Rightarrow A_{min} = 29.67 \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max.

$$V_{u \max} = 1310 \text{ KN.}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bxd} \leq \bar{\tau}_u \text{ avec: } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \quad (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = 0,53 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➔ A l'ELS :

• Contrainte de compressions dans le béton :

La fissuration est peu nuisible, on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15,00\text{MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$)

$$k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ avec : } I = \frac{by^3}{3} + 15 [A_s (d-y)^2 + A'_s (y-d')^2]$$

$$y = \frac{15(A_s + A'_s)}{b} \times \left[\sqrt{1 + \frac{b(dA_s + d'A'_s)}{7,5(A_s + A'_s)^2}} - 1 \right]$$

Sens X-X :

Tableau .XI.A.15 Vérification des contraintes des bétons sens longitudinale.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	322	48,30	1,48	15,00	Vérifiée
Travée	439	48,30	2,01	15,00	Vérifiée

Sens Y-Y :

Tableau .XI.A.16 Vérification des contraintes des bétons sens transversale.

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
Appuis	1030	48,30	4,72	15,00	Vérifiée
Travée	1090	48,30	5,00	15,00	Vérifiée

- Etat limite d'ouverture des fissures :(fissuration préjudiciable)

Sens X-X :

Tableau .XI.A.17 Vérification des contraintes des aciers sens longitudinale

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appuis	322	48,30	56,41	202	C. Vérifiée
Travée	439	48,30	76,91	202	C. Vérifiée

Sens Y-Y :

Tableau .XI.A.18 Vérification des contraintes des aciers sens transversale

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
Appuis	1030	48,30	180,46	202	C. Vérifiée
Travée	1090	48,30	190,97	202	C. Vérifiée

❖ **Calcul des armatures transversales**

a) Selon le **BAEL91** :

$$\left\{ \begin{array}{l} * \frac{A_t}{b_0 S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad (K = 1 \text{ pas de reprise de bétonnage}) \\ * S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm}) \\ * \frac{A_t f_e}{b_0 S_t} \geq 0,4 \text{MPa} \end{array} \right.$$

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{0,4b \cdot S_t}{f_e}$

b : largeur de la nervure ;

S_t : l'espacement des armatures transversales ;

$S_t \leq \min(0,9d; 40\text{cm}) \implies S_t \leq \min(72 \text{ cm}; 40\text{cm}) ;$

On adopte:

St = 20 cm

Donc: $A_t \geq \frac{0,4 \times 700 \times 200}{400} = 1,4 \text{ cm}^2$

Diamètre des armatures transversales

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t \text{ min}} \right\}$$

Soit : $\phi_t = 10\text{mm}$

b) Selon le **RPA99/version 2003** :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \cdot S_t \cdot b$

L'espacement maximal :

- En zone nodale : $S_t \leq \min(h/4 ; 12\phi_L) = 20\text{cm} ;$

- En zone courante : $S_t \leq h/2 ; S_t = 40\text{cm}$

On adopte les espacements suivants :

- En zone nodale : **St = 15cm ;**

- En zone courante : **St = 20cm ;**

On aura alors :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b = 4,2 \text{ cm}^2 > 1,4 \text{ cm}^2$$

Le choix des barres est le suivant : **6Φ10** **At = 4.71cm²**

Conclusion :

On adopte trois cadres de diamètre « $\Phi 10$ ».

❖ **Armature de peau**

Pour les poutres de grande hauteur, il y a lieu de prévoir une armature de peau dont la section dépend du préjudice de la fissuration ; elles sont obligatoire lorsque la fissuration est préjudiciable ou très préjudiciable, mais il semble très recommandable d'en prévoir également lorsque la fissuration peu préjudiciable. En effet on risquerait en l'absence de ces armatures d'avoir des fissures relativement ouvertes en dehors des zones armées par les armatures longitudinales inférieures et supérieures. Pour ces armatures, les barres à haute adhérence sont plus efficaces que les ronds lisses.

Selon le **BAEL 91** la hauteur de l'âme de la poutre : $h_a \geq 2 (80 - 0,1 f_e) = 80 \text{ cm}$

Dans notre cas $h_a = 130 \text{ cm}$ (vérifiée), donc notre poutre est de grande hauteur, dans ce cas il devient nécessaire d'ajouter des armatures supplémentaires sur les parois de la poutre (armatures de peau), Ces armatures, qui doivent être placées le long de la paroi de chaque coté de la nervure.

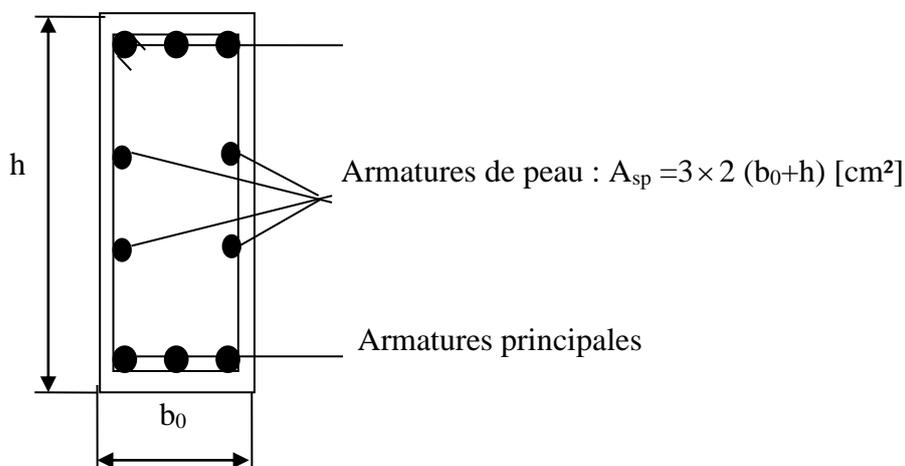


Figure .XI.A.13 Répartition armatures dans les poutres

Pour les bâtiments cas général on a $3 \text{ cm}^2/\text{m}$ pour les armatures de peau.

$$A_P = 3 \times 2 \times (b_0 + h)$$

Donc pour une poutre de section $(0,70 \times 1,30)$;

On a :

$$A_P = 3 \times 2 \times (0,70 + 1,30) = 12,00 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6HA16 = 12.06 \text{ cm}^2$

XI .A.8 Schéma de ferrailage de la nervure :

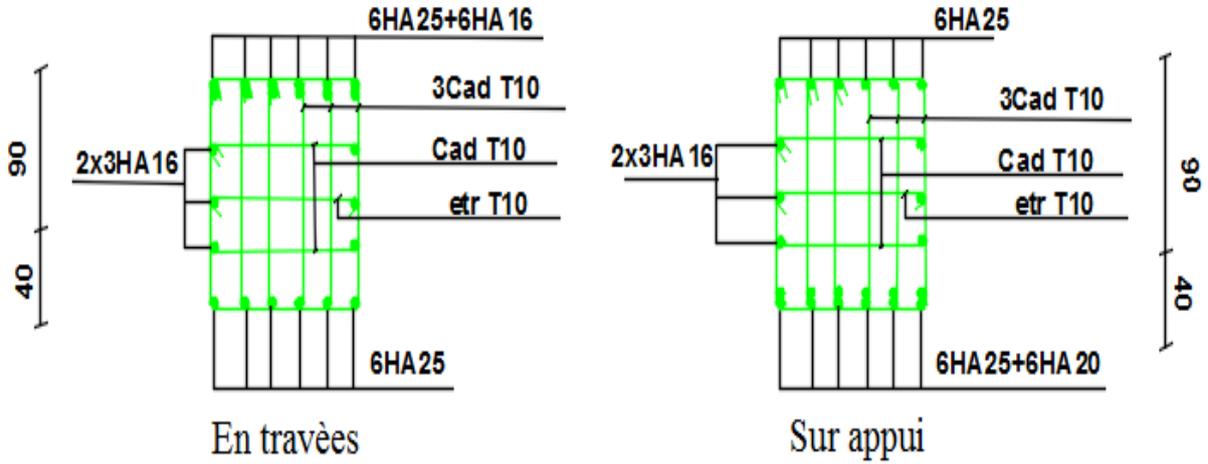


Figure .XIA.14 Schéma de ferrailage des nervures sens x-x

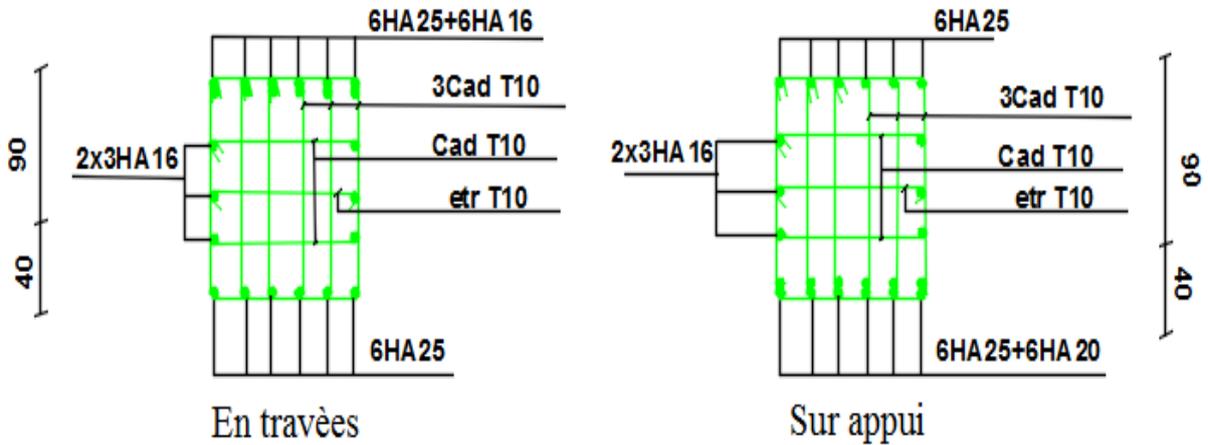


Figure .XIA.15 Schéma de ferrailage des nervures sens y-y

XI .B Etude du voile périphérique

XI .B.1 Introduction

Comme notre ouvrage est situé en zone **IIa** et conformément à l'article **10.1.2** du **RPA2003**, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (radier) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, rectiligne effectué sur une profondeur de 4 m, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite les tassements différentielle a une valeur acceptable.

XI .B.1.a Préconisation du RPA 99 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA2003, le voile périphérique doit avoir la caractéristique minimale ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 20 cm.
- Les armatures sont constituées de 2 nappes
- Le pourcentage minimum est de 0,1 % dans les deux sens
- Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité

XI .B.1.b Dimensionnement :

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

- Epaisseur de 20 cm.
- Hauteur de 4.00 m.
- Longueur de 139.20 m.

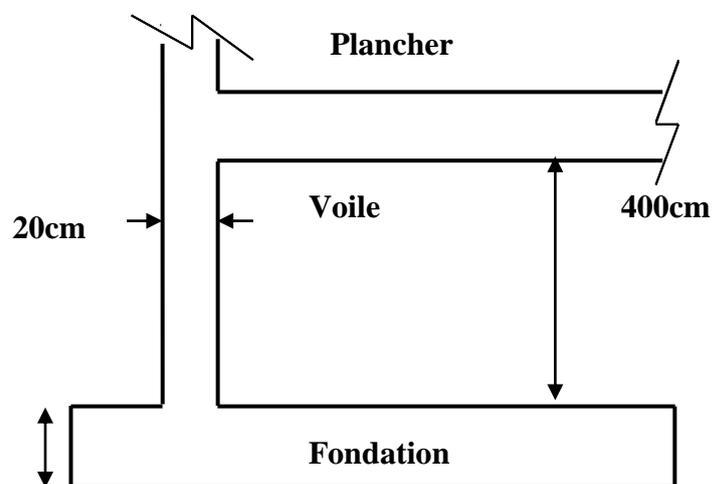


Figure .XI.B.1 Le voile périphérique

XI .B.2 Ferrailage de voile :

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calcul comme étant une dalle encastrée sur quatre cotes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

a- Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales ont une section $A_1 \geq 0.1\%$ (pour les deux nappes)

Dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40φ pour le renforcement des angles.

- Le voile périphérique est sollicité en flexion simple.

On a :

$$h = 4.00\text{m}$$

$$\gamma = 18 \text{ KN/m}^3$$

$$\varphi = 25^\circ$$

$$C = 0$$

Avec :

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

C : Cohésion

$$\text{Et : } K_0 = \text{tg}^2\left[\left(\frac{\pi}{4}\right) - \left(\frac{\varphi}{2}\right)\right] = 0.406$$

K_0 : Coefficient de poussée des terres.

b- Calcul de la force de poussées :

$$\sigma_h = k_0 \times \gamma_d \times h$$

$$\sigma_h = (0.406) \times 18 \times (4.00)$$

$$\sigma_h = 29.23 \text{ KN/m}$$

c- Surcharge accidentelle

$$q = 5 \text{ KN/m}^2 \text{ (route fréquenter)}$$

$$\sigma_q = K_0 \times q$$

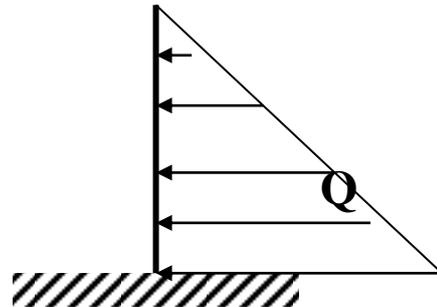


Figure .XI.B.2 Schéma statique

$$\sigma_q = 2.03 \text{ KN/m}^2$$

d-Contrainte totale❖ **ELU**

$$\sigma_{\min} = 1.35\sigma_{h(0)} + 1.5\sigma_q = 3.05 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\max} = 1.35\sigma_{h(3.06)} + 1.5\sigma_q = 42.51 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/4 = 32.65 \text{ KN/m}^2$$

❖ **ELS**

$$\sigma_{\min} = \sigma_{h(0)} + \sigma_q = 2.03 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{h(3.06)} + \sigma_q = 32.28 \text{ KN/m}^2.$$

$$\sigma_{\text{moy}} = (3\sigma_{\max} + \sigma_{\min})/4 = 24.72 \text{ KN/m}^2$$

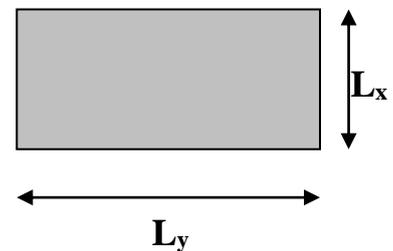
e- Evaluation des sollicitations :

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle et pour une bande de 1m de largeur.

$$L_x = 4.00 \text{ m} ; \quad L_y = 7.50 \text{ m}.$$

$$\alpha = \frac{4.00}{7.50} = 0.53$$

$0.4 \leq \alpha \leq 1$ Le panneau porte sur les deux sens.

**c- Détermination des moments :**

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastres sur 4 appuis ; Le ferrailage sera calculé pour le panneau le plus sollicité en flexion simple avec une fissuration préjudiciable, le calcul se fait pour une bande de 1m.

Le panneau considéré est un panneau intermédiaire, dont l'appui peut assurer un encastrement partiel.

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times \sigma_{\text{moy}} \times l^2_x & \text{Dans le sens de la petite portée.} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} & \text{Dans le sens de la grande portée} \end{cases}$$

Les valeurs de μ_x , μ_y sont données par le BAEL.

Ventilation des moments $\begin{cases} M_t = 0.75M_0 \\ M_{app} = 0.5M_0 \end{cases}$

❖ Ferrailage minimal :

➤ Selon le **RPA2003 (Art. 10.1.2)**, le pourcentage minimal des armatures et de 0.1% dans les deux sens et en deux nappes ce qui nous donne :

$A_{RPA} = 0,1.b.h / 100 = 0,1.20.100/100 = 2\text{cm}^2/\text{ml}$.

➤ Selon le **BAEL 91**, le ferrailage minimal est de :

$A_{min} = 0,0008.b.h = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

Tableau .XI.B.1 Moment longitudinale et transversale

	L_x(m)	L_y(m)	A	μ_x	μ_y	σ_{moy}(KN/m²)	M_{0x}(KN.m)	M_{0y}(KN.m)
ELU	4.00	7.5	0.61	0.0922	0.2500	32.65	48.17	12.04
ELS	4.00	7.5	0.61	0.0961	0.3858	24.72	38.01	14.66

Tableau .XI.B.2 Ferrailage du voile périphérique

Armatures longitudinales				
Localisation	Sens X-X (Vertical)		Sens Y-Y (horizontal)	
	Sur appuis	En travée	Sur appuis	En travée
M_u (kN.m)	24.09	36.13	6.02	9.03
A_s (cm²/ml)	3.95	6.01	0.96	1.45
A_{smin}(cm²/ml)	2	2	2	2
Choix de Φ	5HA14	5HA14	5HA12	5HA12
A_s adopté (cm²)	7.70	7.70	6.65	6.65
Espacement (cm)	20	20	20	20

• L'espacement

$S_t (X-X) = S_t (Y-Y)$

$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} < \min (3.h; 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots\text{CV}$

d Vérification de la condition de non fragilité

$A_{cnf} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$

$A_{cnf} = 2.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\text{CV}$

XI .B.3 Vérification des contraintes tangentielles à l'ELU :**XI .B.3.1 Calcul de l'effort tranchant**

$$\bar{\tau}_u = \min \begin{cases} 0,2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} = 3,33 \text{MPa} \\ 5 \text{MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0.d}$$

❖ Selon X :

$$V_{ux} = q_u \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{a}{2}} = 29.23 \times \frac{4.00}{2} \times \frac{1}{1 + 0.265} = 46.21 \text{KN/m}$$

❖ Selon Y :

$$V_{uy} = q_u \frac{L_y}{3} = 29.23 \times \frac{7.5}{3} = 73.07 \text{KN/m}$$

$$\tau = \frac{46.21 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.26 \text{MPa} \leq 3.33 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

$$\tau = \frac{73.07 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.40 \text{MPa} \leq 3.33 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

XI .B.3.2 Vérification d'armature transversale à l'effort tranchant (Art-5.2.2/CBA93)

❖ Armatures transversales :

Aucune armature transversale n'est requise car :

- la dalle est coulée sans reprise de bétonnage
- la contrainte de cisaillement conventionnelle vérifiée la condition suivant :

$$\tau_u \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$ et $\gamma_b = 1.5$

$$\tau_u = \frac{46.21 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.26 \text{MPa} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{MPa} \dots \text{CV}$$

XI .B.4 Vérification a l'ELS (fissuration préjudiciable) :

❖ Vérifications des contraintes dans le béton

Le calcul se fait selon les règles de CBA93 et BAEL91, la fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{Mpa}$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé $\sigma = \frac{M_{SER}}{I} \times Y$

Avec :

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')^2 \quad n = 15$$

$$Y = 15 \times \frac{A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7.5A_s}} - 1 \right]$$

❖ **Vérifications des contraintes dans l'acier :**

Contraintes maximale de traction de l'acier $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I} (d - y)$$

$$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .XI.B.3 Vérification des contraintes

	sens	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Obs
Travée	X-X	6.14	5.40	23585.58	1.41	49.20	CV
	Y-Y	11.00	4.74	20150.19	2.59	38.81	CV
Appuis	X-X	4.10	5.40	23585.58	0.93	32.85	CV
	Y-Y	7.33	4.74	20150.19	1.72	72.35	CV

XI.B.5 Schéma de Ferrailage :

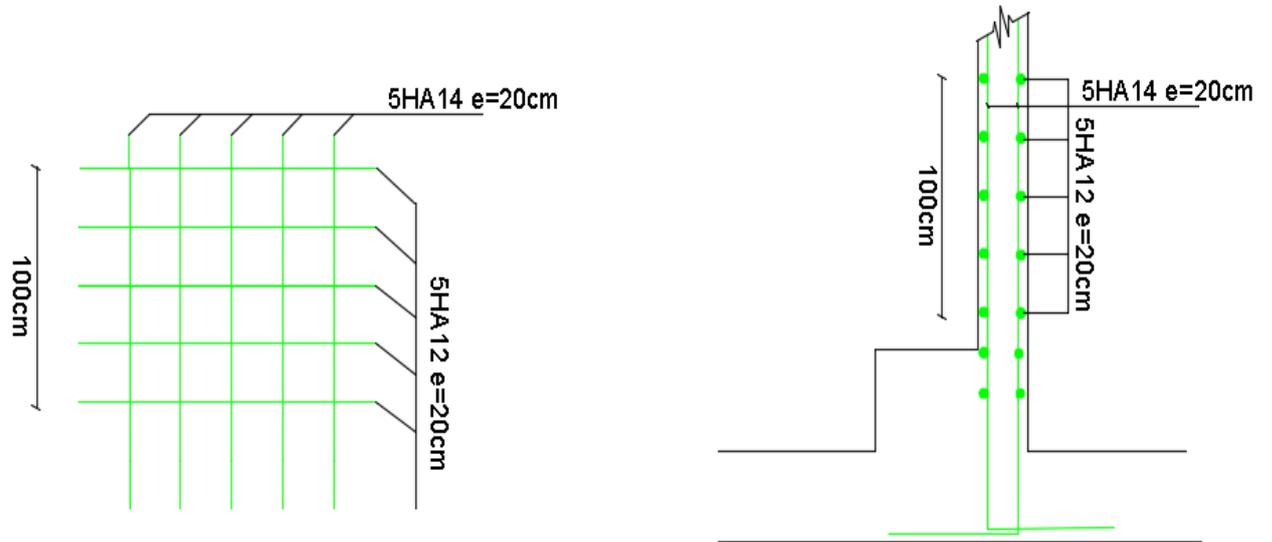


Figure .XI.B.3 Ferrailage du voile périphérique

CONCLUSION GÉNÉRALE

Le travail d'analyse réalisé lors de ce projet de fin d'étude a porté sur un bâtiment R+4+sous sol, l'ensemble de l'ossature porteuse est réalisé charpente métallique. Et pour le sous sol en béton armé, le faite d'étudier l'intégralité de la structure, aussi bien statiquement que dynamiquement, et l'analyse au feu réalisée pour un poteau mixte adopté au niveau de l'RDC.

L'étude des éléments secondaires et principaux (ferraillage, pré-dimensionnement , étude des assemblages...), nous a permet de bien comprendre leur comportement et maitrisé les méthodes de calcul utiliser en respectant les règlements (RPA 99, BAEL, RNV99, CCM97.....).

L'analyse dynamique a permis de montrer l'impact de séisme sur la structure, et la distribution de la force sismique et son effet sur leur stabilité à l'aide d'un logiciel de calcul structurel ROBOT.

L'étude au vent de la structure en charpente métallique a permis de conclure que les effets engendrés par l'action de vent sont faibles par rapport à ceux engendrés par le séisme. Donc on peut les négligés.

Afin, l'analyse au feu nous a permis de conclure que la vérification au feu des poteaux mixtes avec profilé en acier partiellement enrobé de béton est très importante vue l'influence de la température sur l'effort résistant de compression car on a une réduction de la longueur de flambement presque la moitié de la longueur de flambement en température ambiante qui induit la diminution de ce dernier.

Bibliographie

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

1. BROZZETTI Jacques

EUROCODE 3 « calcul des structures en acier » partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments. Editions Eyrolles, Paris.

2. BROZZETTI Jacques, MANFRED A. Hirt, ROLF Bez

Construction métallique, Exemples numériques adaptés aux Eurocodes. Presses Polytechniques Universitaires Romandes, 1995.

**3. CENTRE NATIONAL DE RECHERCHE APPLIQUEE EN GENIE
PARASISMIQUE C.G.S**

DTR B.C. 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation. Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 1988.

4. GROUPE DES COORDINATIONS DES TEXTES TECHNIQUES

Règles définissent les effets de la neige et du vent sur les constructions et annexes, Editions Eyrolles, paris, 1997.

5. HAZARD Claude, LELONG Frédy, QUINZAIN Bruno

Mémotech structures métalliques. Editions CASTEILLA, Paris, 1997.

6. MANFRED A. Hirt, ROLF Bez

Construction métallique, Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement. Presses Polytechniques Universitaires Romandes, 1996.

7. MOREL Jean

Structures métalliques, CM66 Additif 80 – EUROCODE 3. Editions Eyrolles, Paris, 1997.

8. MOREL Jean

Conception et calcul des structures métalliques selon l'EUROCODE 3. Eyrolles, Paris, 1994.

9. FRANSSEN, J.M

“Etude du comportement au feu des structures mixtes acier-béton”,
Thèse de Doctorat, université de Liège, 1987.

10. HAN, L.H

“Fire Resistance of Concrete Filled Steel Tubular Beam-Columns”, Internal
Report of Chinese Nation Natural Science Foundation, Beijing, 1996.

11. LIE, T.T

et CHABOT, M “A method to predict the Fire Resistance of Circular
Concrete Filled Hollow Steel Columns”, Journal of fire protection Engineering, 2 (4),
1990.

12. LIE, T.T

et STRINGER, D.C. “Calculation of fire resistance of steel hollow structural
steel columns with plain concrete”, Can. J. Civ. Engrg., 21(3), p.382-385, 1994.

13. O'MEAGHER, A.J., BENNETTS, I.D. et STEVEN, L.K

“Modeling of concrete –filled tubular columns in fire », BHPR/ENG/R/91/031/PS69,
1991.

14. QUAST U., HASS R. et RUDOPH K

“A computer program for the determination of load bearing and deformation
behaviour of uniaxial structural elements under fire action”, Technical University
Braunschweig, 1986.

15. SCHLEICH, J.B

“Computer assisted analysis of the fire resistance of steel and composite concrete steelstructures”, CEC Research Report EUR 10828, EN, Luxembourg, 1987.

16. GRIMAULT, J.P

« Stabilité au feu des poteaux mixtes avec profils creux remplis de béton – Proposition de prise en compte de l’influence des petites excentricités ou des faibles moments », Document CIDECT n°15B-81/4, 1981.301.

17. GRIMAULT, J.P

« Calcul à l’incendie des profils creux remplis de béton », Notice 1092 de la chambre syndicale des fabricants de tubes d’acier, Manuel pratique, 1982.

18. TWILT, L. et HAAR, P.W

« Analysis of the Discrepancy between the French and German Calculation Methods for the Fire Resistance of concrete Filled Steel columns », IBBC-TNO-report n° B-84-480, september 1984.

19. TWILT, L. et HAAR, P.W

« The effect of the Mechanical Properties and the thermal Induced stresses on the Discrepancy between the French and German Calculation Methods for the Fire Resistance of concrete Filled Steel columns », IBBC-TNO-report n° B-85-93, March1985.

20. CTICM

Centre Technique Industriel de la Construction Métallique

21. Jean Perchat Roux

Pratique du BAEL91 (Cours avec exercices corrigés).

22. EN 1991, Euro code 1

Actions sur les structures– Partie 1-2 : Actions générales – Actions sur les structures exposée au feu, Bruxelles : CEN, Novembre 2002.

23. EN 1993, Euro code 3

Calcul des structures en acier – Partie 1-1 : Règles générales, Bruxelles : CEN, Mai 2002.

24. EN 1994, Euro code 4

Calcul des structures mixtes acier-béton – Partie 1-2 : Règles Générales – Calcul du comportement au feu, Bruxelles : CEN, Octobre 2003.

➤ **Réglements:**

1. **BAEL 91** : Béton armé aux états limites

2. **RNV 99** : Règles neige et vent.

3. **RPA 99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA 99 Révisées 2003). Centre national de recherche appliquée en Génie Parasismique C.G.S, Alger, 2004.

4. **CBA93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.

5. **CTICM** Centre Technique Industriel de la Construction Métallique

➤ **Cours:**

- ❖ Béton armé
- ❖ Dynamique des structures
- ❖ Cours de bâtiment
- ❖ Résistance des matériaux
- ❖ Construction métallique
- ❖ Construction mixte

➤ **Logiciels:**

- ❖ ROBOT.....Analyse des structures
- ❖ AUTOCAD 2016.....Dessin
- ❖ EXCEL 2013.....Calcul
- ❖ WORD 2013.....Traitement du texte.

- ❖ SOCOTEC(calcul de sections rectangulaires et section circulaire en béton armé a la flexion simple et flexion composé)

➤ **Les mémoires de fin d'étude:**

- ❖ Les mémoires de génie civil, BOUMERDES 2012 et 2013