

TABLE DE MATIERE

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Généralité sur la conception de l'ouvrage	2
I.1. INTRODUCTION.....	3
I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE.....	3
I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage.....	4
I.2.2. Localisation et données concernant le site	4
I.3. REGLEMENTS UTILISÉS.....	5
I.4. LOGICIELSUTILISÉS.....	5
I.5.MATERIAUX.....	6
I.5.1 Acier de construction	6
I.5.2. Acier pour ferrailage	6
I.5.3. Le béton.....	6
CHAPITRE II : Evaluation des charges	7
II.1. INTRODUCTION.....	8
II.2. CHARGES PERMANENTES.....	8
II.2.1. Les planchers.....	8
II.2.2. Les cloisons	9
II.2.3. Les escaliers	9
II.2.4. L'acrotère	10
II.3. CHARGES D'EXPLOITATION.....	10
II.4. CHARGE CLIMATIQUE.....	11
II.4.1. Charge de neige	11
II.4.2. Charge du vent.....	11
II.5. CONCLUSION.....	26
CHAPITRE IV : Pré dimensionnement des éléments structuraux	27
III.1. INTRODUCTION.....	28
III.2. PRE DIMENSIONNEMENT.....	28
III.2.1. Les solives.....	28
III.2.2. Les poutres principales	31
III.2.3. Les poteaux	35
CHAPITRE IV : Etude plancher mixte	40
IV.1. INTRODUCTION.....	41

IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE.....	41
IV.2.1. Phase de construction.....	41
IV.2.2. Phase final.....	43
IV.3 CALCUL DE L'ACROTERE.....	52
IV.3.1 Introduction.....	52
IV.3.2 Calcul au séisme	53
IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère.....	53
IV.3.4 Ferrailage de l'acrotère.....	54
CHAPITRE V : Etude sismique.....	56
V.1. INTRODUCTION.....	57
V.2. PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE.....	57
V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99V2003.....	57
V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE.....	57
V.4.1. Modélisation de la structure.....	57
V.4.2. Spectre de réponse de calcul	58
V.4.3. Analyse modale	59
V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE.....	60
V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure.....	60
V.5.2. Vérification de la force sismique à la base	61
V.5.3. Vérification des déplacements	62
CHAPITRE VI : dimensionnement des éléments structuraux et secondaires.....	64
VI.1. INTRODUCTION.....	65
VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES.....	65
VI.2.1. Poutre principale de rive terrasse	65
VI.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse	66
VI.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant	67
VI.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant	67
VI.2.5. Poutre principale en console pour terrasse	68
VI.2.6. Poutre principale en console d'étage courant	69
VI.2.7. Poutres secondaires	70
VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX.....	71
VI.3.1. Tronçon du RDC au 3 ^{ème} étage.....	71
VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS.....	75
VI.4.1. Contreventement en X.....	75
VI.4.2. Contreventement en V.....	76

VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS	76
VI.5.1. Le nombre de marches (m)	77
VI.5.2. Longueur de la volée (L_v)	77
VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs	77
CHAPITRE VII : Etude des assemblages	81
VII.1. INTRODUCTION	82
VII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES	82
VII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES	82
VII.3.1. Assemblage poteau – poutre (HEA 300 – IPE 330)	82
VII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 280 – IPE 220).....	86
VII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE 330 – IPE 100)	88
VII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA 450 – HEA 450).....	90
VII.3.5. Assemblage des contreventements	92
CHAPITRE VIII : Etude de l’infrastructure	98
VIII.1. INTRODUCTION	99
VIII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION	99
VIII.3. LE RAPPORT GEOTECHNIQUE	99
VIII.3.1. investigation In-situ	99
VIII.3.2. Aperçu géologique du site.....	99
VIII.3.3. caractéristique géotechnique	99
VIII.3.4. Recommandations	99
VIII.4. PIED DE POTEAU	100
VIII.4.1. Efforts sollicitant	100
VIII.4.2. Dimensionnement de la plaque d’assise	100
VIII.4.3. Disposition constructive.....	102
VIII.4.4. Vérification de la résistance de pied de poteau	102
VIII.5. CALCUL DES FONDATIONS	108
VIII.5.1. Semelle filante.....	108
VIII.5.2. Radier général	109
VIII.5.3. Voile périphérique	122
CHAPITRE IX : Application des systèmes d’isolation a la base	128
IX.1. INTRODUCTION	129
IX.2. GENERALITE SUR LE SYSTEME D’ISOLATION SISMIQUE.....	129
IX.2.1. Historique	129
IX.2.2. Définition des systèmes d’isolation sismique.....	129
IX.2.3. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT	130

IX.2.4. Caractéristiques des systèmes d'isolation	130
IX.2.5. Exigences assurées par les systèmes d'isolation.....	130
IX.2.6. Avantages et inconvénients	131
IX.2.7. Application des systèmes d'isolation dans le monde	131
IX.2.8. Réglementation de structures isolées à la base	134
IX.3. APPLICATION DE SYSTEME D'ISOLATION FPS.....	135
IX.3.1. Description du système d'isolation en pendule a friction FPS	135
IX.3.2. Caractéristique mécaniques de l'isolateur FPS.....	135
IX.3.3. Description des excitations sismiques	137
IX.4. ANALYSE ET RESULTATS.....	137
IX.4.1. Périodes et pulsations	137
IX.4.2. Résultats numériques.....	137
IX.4.3. Analyse des réponses temporelles du système FPS	138
IX.5. CONCLUSION.....	145
CONCLUSION GENERAL.....	146
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....	147
ANNEXES.....	149
ANNEXE A : Modélisation.....	150
ANNEXE B : Etude plancher mixte.....	152
ANNEXE C : Dimensionnement des éléments.....	153
ANNEXE D : Etude des assemblages.....	155
ANNEXE E : Rapport géotechnique.....	159
ANNEXE F : Plans architecturaux.....	174

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Généralité sur la conception de l'ouvrage

Figure I.1. La résidence Mellenium (Sidi Bel Abbas)	3
Figure I.2. Localisation des tours Millenium (Google Earth).	4

Chapitre II : Evaluation des charges

Figure II.1. Plancher étage courant.	7
Figure II.2. Plancher terrasse inaccessible.	8
Figure II.3. Les cloisons.	8
Figure II.4. Composition de la marche.	9
Figure II.5. Schéma de l'acrotère.	9
Figure II.6. Vent sur les quatre côtés de la structure.	11
Figure II.7. Hauteur de référence.	13
Figure II.8. Model simplifié de la structure.	16
Figure II.9. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.	17
Figure II.10. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	17
Figure II.11. Hauteur de la structure avec l'acrotère.	18
Figure II.12. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).	18
Figure II.13. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent.	19
Figure II.14. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	19
Figure II.15. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).	20
Figure II.16. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'.	22
Figure II.17. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.	22
Figure II.18. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C .	24
Figure II.19. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.	24

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Figure III.1. Espacement et longueur des solives.	27
Figure III.2. Solive articulée uniformément chargé.	27
Figure III.3. Poutre articulée uniformément chargé.	30
Figure III.4. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.	33

Chapitre IV : Etude Plancher Mixte

Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.	38
Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.	38
Figure IV.3. Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée.	39
Figure IV.4. Flèches de la tôle profilée.	39
Figure IV.5. Largeur efficace de la dalle.	40
Figure IV.6. Goujons à tête soudée avec le profilé.	43
Figure IV.7. Les dimensions d'un connecteur.	43
Figure IV.8. Dimension de la tôle profilée et connecteur.	44
Figure IV.9. Espacement entre connecteurs.	45

Figure IV.10. Schéma statique de l'acrotère.	50
Figure IV.11. Charges sur l'acrotère.	50
Figure IV.12. Disposition des armatures dans l'acrotère.	52

Chapitre V : Etude Sismique

Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.	55
Figure V.2. Spectre de réponse suivant X.	56
Figure V.3. Spectre de réponse suivant Y.	57
Figure V.4. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.	57

Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires

Figure VI.1. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.	75
Figure VI.2. Constituants d'un escalier.	75
Figure VI.3. Descente des charges sur l'escalier.	77
Figure VI.4. Charge équivalente.	78

Chapitre VII : Etude des assemblages

Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.	81
Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire.	84
Figure VII.3. Assemblage poutre-solive.	86
Figure VII.4. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.	88
Figure VII.5. Assemblage contreventement X.	90
Figure VII.6. Assemblage contreventement tubulaire avec connecteurs.	92

Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure

Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau.	97
Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et à projection courte (b).	98
Figure VIII.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.	100
Figure VIII.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.	102
Figure VIII.5. Schéma statique de la semelle filante (sens X-X).	105
Figure VIII.6. Distribution de contrainte se le radier.	110
Figure VIII.7. Schéma statique du ferrailage du radier.	118
Figure VIII.8. Schéma d'un voile périphérique.	119
Figure VIII.9. Schéma statique du ferrailage du voile périphérique.	124

Chapitre IX : Application des systèmes d'isolation à la base

Figure IX.1. Comportements des structures lors d'un séisme avec et sans isolation.	127
Figure IX.2. Principe de l'isolation parasismique [21].	128
Figure IX.3. Le nombre de bâtiments isolés dans les pays les plus actifs.	129
Figure IX.4. Effondrement d'un bâtiment dû au séisme de Kobé.	130
Figure IX.5. Application du système d'isolation japonaise aux gratte-ciels [23].	130
Figure IX.6. Bâtiments isolés aux états unis [23].	131
Figure IX.7. Installation des appuis parasismiques à CTC Chlef agence Ain Defla.	131
Figure IX.8. La grande mosquée d'Alger.	132
Figure IX.9. Isolation sismique sous la grande mosquée d'Alger [17].	132
Figure IX.10. Isolateur en pendule à friction FPS [22].	133

Figure IX.11. Fonctionnement d'un isolateur FPS [22].	133
Figure IX.12. Diagramme force déplacement de l'isolateur FPS [18].	134
Figure IX.13. Réponse temporelle en déplacement.	136
Figure IX.14. Réponse temporelle en accélération.	136
Figure IX.15. Réponse temporelle en vitesse.	137
Figure IX.16. Réponse temporelle en effort tranchant à la base.	137
Figure IX.17. Réponse temporelle en effort normal.	138
Figure IX.18. Réponse temporelle en effort tranchant.	138
Figure IX.19. Réponse temporelle en moment fléchissant.	138
Figure IX.20. Déplacement inter-étage.	139
Figure IX.21. Réponse temporelle en déplacement.	140
Figure IX.22. Réponse temporelle en accélération.	140
Figure IX.23. Réponse temporelle en vitesse.	140
Figure IX.24. Réponse temporelle en effort tranchant à la base.	141
Figure IX.25. Réponse temporelle en effort normal.	141
Figure IX.26. Réponse temporelle en effort tranchant.	142
Figure IX.27. Réponse temporelle en moment fléchissant.	142
Figure IX.28. Déplacement inter-étage.	143

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre II : Evaluation des charges

Tableau II.1. Calcul de coefficient dynamique.	13
Tableau II.2. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.	14
Tableau II.3. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.	14
Tableau II.4. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.	15
Tableau II.5. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.	15
Tableau II.6. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3.	15
Tableau II.7. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4.	15
Tableau II.8. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.	15
Tableau II.9. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.	16
Tableau II.10. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	17
Tableau II.11. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	18
Tableau II.12. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	19
Tableau II.13. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).	20
Tableau II.14. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	21
Tableau II.15. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).	21
Tableau II.16. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).	21
Tableau II.17. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	23
Tableau II.18. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	23
Tableau II.19. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).	23
Tableau II.20. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).	24

Chapitre III : Pré dimensionnement des éléments structuraux

Tableau III.1. Vérification de la flèche des solives.	29
Tableau III.2. Vérification des sollicitations sur les solives.	29
Tableau III.3. Caractéristique du profilé IPE 200.	30
Tableau III.4. Caractéristique du profilé IPE 180.	30
Tableau III.5. Vérification de la flèche des poutres.	32
Tableau III.6. Vérification des sollicitations sur les poutres.	32
Tableau III.7. Caractéristique du profilé IPE 360.	33
Tableau III.8. Caractéristique du profilé IPE 300.	33
Tableau III.9. Caractéristique du profilé IPE 240.	33
Tableau III.10. Caractéristique du profilé IPE 180.	33
Tableau III.11. Les charges reprises par les poteaux.	34
Tableau III.12. Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.	36
Tableau III.13. Caractéristique du profilé HEA 180.	36

Tableau III.14. Caractéristique du profilé HEA 260.	36
Tableau III.15. Caractéristique du profilé HEA 320.	36
Tableau III.16. Caractéristique du profilé HEA 450.	36
Chapitre V : Etude Sismique	
Tableau V.1. Facteur de qualité suivant les deux sens.	56
Tableau V.2. Les forces sismiques suivant les deux sens.	59
Tableau V.3. Comparaison de $V_{dyn t}$ avec 80% V .	59
Tableau V.4. Déplacements résultants suivant X.	60
Tableau V.5. Déplacements résultants suivant Y.	60
Chapitre VI : Dimensionnement des éléments structuraux et secondaires	
Tableau VI.1. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.	71
Tableau VI.2. Résistance des poteaux.	71
Chapitre VIII : Etude de l'infrastructure	
Tableau VIII.1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.	101
Chapitre IX : Application des systèmes d'isolation à la base	
Tableau IX.1. Caractéristique mécaniques et géométriques de l'isolateur FPS utilisé.	134
Tableau IX.2. Périodes et pulsations des trois cas de la structure.	135
Tableau IX.3. Réponse maximale (accélérogramme de Keddara).	135
Tableau IX.4. Réponse maximale (accélérogramme de Sylmar).	136
Tableau IX.5. Déplacement inter-étage (station de Keddara).	139
Tableau IX.6. Déplacement inter-étage (station de Sylmar).	142

LISTE DES NOTATIONS

Les charges

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

N : Surcharge climatique de la neige.

V : Surcharge climatique du vent.

Les caractéristiques d'un profiles en I ou H

b : la longueur de la semelle

d : la hauteur de l'âme.

h : Hauteur du profilé.

t_w : Epaisseur de l'âme de profile.

t_f : Epaisseur de la semelle de profile.

Majuscules latines

A : Section brute d'une pièce.

A_{net} : Section nette d'une pièce.

A_w : Section de l'âme.

A_v : Aire de cisaillement.

C_t : Coefficient de topographie.

C_r : Coefficient de rugosité.

C_e : Coefficient d'exposition.

C_d : Coefficient dynamique.

D : Déplacement de l'isolateur FPS

E : Module d'élasticité longitudinale.

F : Force en générale.

G : Module d'élasticité transversale.

I : Moment d'inertie.

K_0 : Coefficient de flambement.

K_t : Facteur de terrain.

K_p : La rigidité post-élastique de l'isolateur FPS

K_e : La rigidité élastique de l'isolateur FPS

K_v : La rigidité verticale de l'isolateur FPS
 K_{eff} : La rigidité effective de l'isolateur FPS
 M : Moment de flexion.
 M_{Sd} : Moment fléchissant sollicitant.
 M_{Rd} : Moment résistant par unité de longueur dans la plaque d'assise.
 M_{Pl} : Moment plastique.
 $M_{\text{pl,Rd}}$: Moment plastique résistant.
 $M_{\text{b,Rd}}$: Moment de la résistance au déversement.
 $N_{\text{pl,Rd}}$: Effort normal de la résistance plastique de la section transversale brute.
 $N_{\text{b,Rd}}$: Effort normal d'un élément comprimé au flambement.
 N_{Sd} : Effort normal sollicitant.
 $N_{\text{t,Sd}}$: Effort normale de traction.
 $N_{\text{c,Sd}}$: Effort normal de compression.
 $N_{\text{c,Rd}}$: Valeur de calcul de la résistance de la section transversale à la compression.
 R : Coefficient de comportement de la structure.
 T : La période propre
 V_{Sd} : Valeur de calcul de l'effort tranchant.
 $V_{\text{réf}}$: Vitesse de référence du vent.
 V_m : Vitesse moyenne du vent
 W_{pl} : Module de résistance plastique.
 W : Poids de la structure.

Minuscules latines

f : La flèche.
 f_y : Limite d'élasticité.
 h : Hauteur d'une pièce.
 L : Longueur d'une pièce (Poutre, Poteau).
 L_f : Longueur de flambement.
 t : Épaisseur d'une pièce.
 Z : Hauteur au-dessus du sol.
 Z_0 : Paramètre de rugosité.
 Z_{eq} : Hauteur équivalente.
 $n_{l,x}$: Fréquence fondamentale de vibration dans la direction du vent

Minuscules grecques

χ : coefficient de réduction pour le mode de flambement approprié.

β : L'amortissement effective de l'isolateur FPS

β_w : Facteur de corrélation.

γ_M : Coefficient de sécurité.

λ : Élancement.

λ_{LT} : Élancement de déversement.

α : Facteur d'imperfection.

τ : Contrainte limite de cisaillement en élasticité.

ε : Coefficient de réduction élastique de l'acier.

σ_a : Contrainte de l'acier.

σ_b : Contrainte du béton.

ξ : Pourcentage d'amortissement critique.

η : Facteur de correction d'amortissement.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques.

μ : coefficient de forme de la charge de neige.

δ : Décrément logarithmique d'amortissement

Indices

crit : Critique.

adm : admissible

eff : efficace.

fr : Frottement.

m : Moyenne.

réf : Référence.

max : Maximum.

min : Minimum.

corresp : Correspondante.

e : Externe.

i : Interne.

x : Sens x.

y : Sens y.

INTRODUCTION GENERALE

L'acier est un matériau qui offre l'avantage d'être léger favorisant une rapidité avérée dans le montage et une résistance qui permet de franchir de longues portées, contrairement au béton, l'acier offre une ductilité qui présente une performance face aux efforts sismiques.

L'approche traditionnelle dans la conception parasismique est basée sur la combinaison de la résistance avec la ductilité pour pallier aux sollicitations sismiques. Pour cela, l'ingénieur s'appuie sur la ductilité fournie par les ossatures métalliques afin d'éviter les catastrophes et garantir la stabilité de la structure devant de graves séismes. Des dégâts structuraux sont souvent provoqués par les déformations plastiques dont souffre la structure à cause du niveau élevé de l'énergie générée durant un mouvement sismique.

L'évolution actuelle du génie parasismique a permis le développement des moyens et des conceptions plus efficaces pour atténuer les effets destructeurs des grands mouvements du sol, l'idée d'introduire entre le sol et les bâtiments un filtre, permettant de dissiper le maximum d'énergie. Cette stratégie appelée isolation parasismique.

L'utilisation d'un système d'isolation à la base pour la protection des constructions parasismiques est devenue à présent une technologie assez répandue et bien établie dans le monde.

Dans le cadre de notre formation de master en Génie Civil à l'Université Abou Bekr Belkaid « Tlemcen », nous sommes amenés, à l'issue de notre cursus, à réaliser un projet de fin d'études (P.F.E.). Le but de ce projet est de regrouper l'ensemble des connaissances techniques pour une étude général d'un bâtiment métallique de R+15 étages situé dans la wilaya de SIDI BEL ABBES, et par la suite une étude comparative entre le système de contreventements et l'équipement d'isolation parasismique, afin d'illustrer le comportement et le rendement de la superstructure avec les différentes données sismiques.

CHAPITRE I :

*Généralité sur la conception
de l'ouvrage*

I.1. INTRODUCTION

L'étude des structure est une étape clé et c'est un passage obligatoire dans l'acte de bâtir. Faire cette étude vise à mettre en application les connaissances acquise durant les années de formation de master.

La conception de ce projet s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels, structuraux et formels, donc il est nécessaire de connaître l'éventail des solutions possibles avec leurs suggestions particulières, leurs limites et leurs couts.

I.2. PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Ce projet s'oriente vers l'étude structurale d'un bâtiment en charpente métallique à usage d'habitation RDC + 15 étages.

L'ossature est formée d'une structure en charpente métallique (poteaux. poutres) et de planchés mixtes collaborant (béton – acier).

Les différents plans architecturaux sont dans l'ANNEXE F.

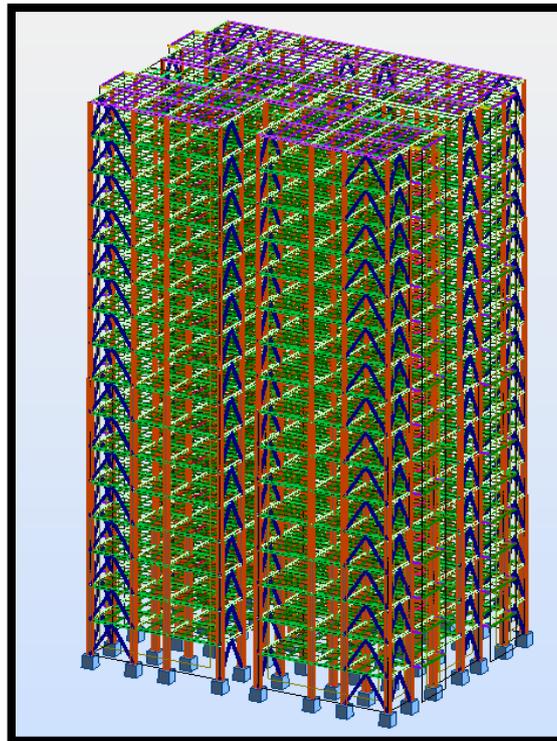


Figure I.1. Modélisation de la résidence Millenium (SIDI BEL ABBES).

L'ouvrage est composé d'un :

- **Rez-de-chaussée :**
 - Local pour épicerie
 - Local pour habillements
 - cosmétique et journaux
 - Restaurant
 - Cafétéria
- **15 Niveaux dont chaque niveau est constitué de :**
 - 2 appartements F4
 - 2 appartements F5

- **Moyens de circulation :**
 - 2 ascenseurs de 2×2 m²
 - Escaliers de secours

I.2.1. Données géométriques de l'ouvrage

Les données géométriques de l'ouvrage sont données comme suit :

- Surface occupée : 680 m²
- Hauteur totale : $H = 50 \text{ m} + \text{l'acrotère (0.6 m)} = 50.6 \text{ m}$
- Hauteur de l'étage : $H = 3.125 \text{ m}$
- La largeur de la structure : $L1 = 23.27 \text{ m}$.
- La longueur de la structure : $L2 = 29.20 \text{ m}$.
- Type de la terrasse : Plate (inaccessible).

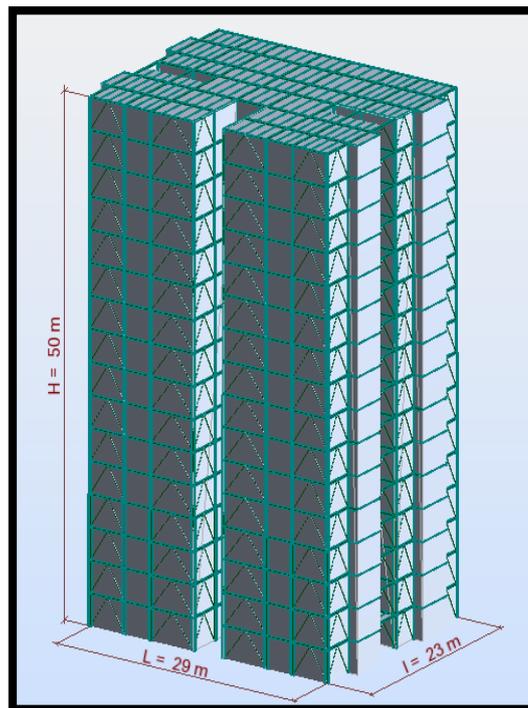


Figure I.2. Données géométriques de l'ouvrage.

I.2.2. Localisation et données concernant le site

Le bâtiment se trouve à Sidi Djillali, dans la wilaya de Sidi Bel Abbas dont :

- Altitude : 483 m.
- Zone de neige par commune : Zone B.
- Zone du vent : Zone II.
- Zone sismique : Zone I (région de faible sismicité)
- Contrainte admissible du sol est de $\sigma_{\text{sol}} = 1,8$ bars.

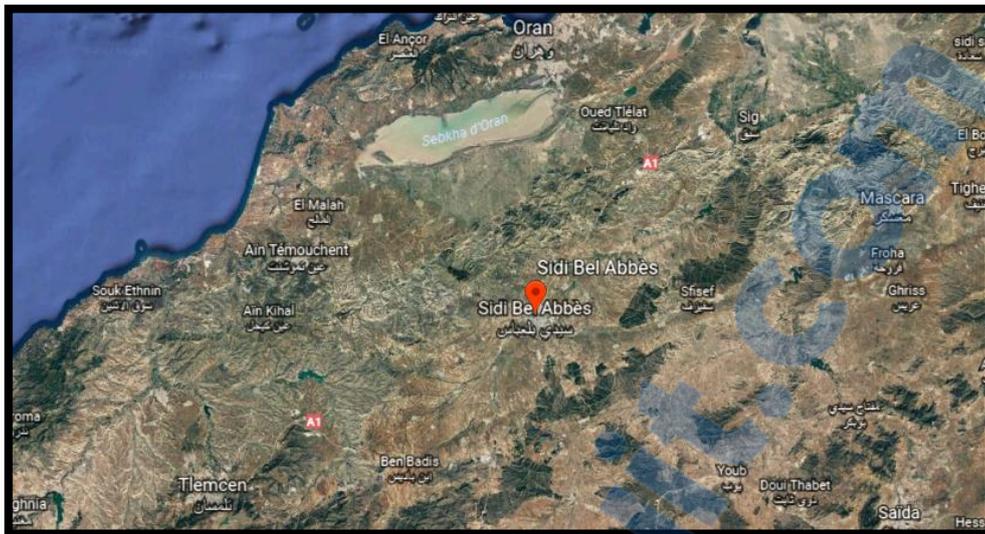


Figure I.3. Localisation du site du projet.

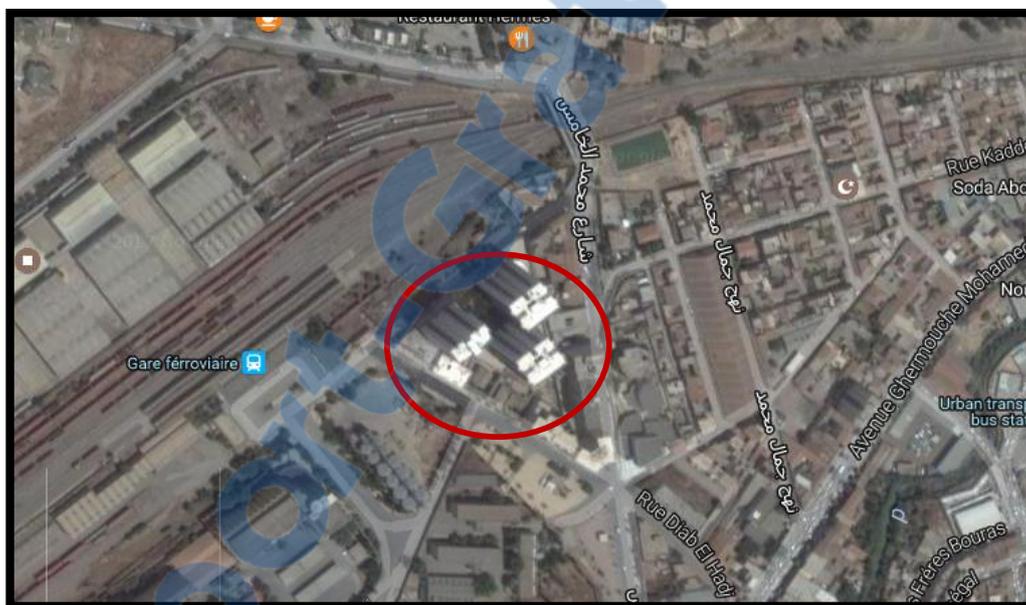


Figure I.4. Vue aérienne des tours (Google Earth).

I.3. REGLEMENTS UTILISÉS

- CCM97 : Règles de calcul des constructions en acier.
- EUROCODE 4 : Conception et dimensionnement des structures mixtes acier-béton.
- DTR C2.2 : Document technique règlement charges permanentes et d'exploitation.
- RPA99 : Règles parasismiques algériennes version 2003.
- RNV-V2013 : Règles définissant les effets de la neige et du vent.

I.4. LOGICIELS UTILISÉS

- AUTODESK Auto CAD 2013.
- AUTODESK ROBOT 2014.
- Sap 2000

I.5. MATERIAUX

I.5.1 L'acier de construction

L'acier est un matériau obtenu par transformation qui associe le fer et le charbon dont le fer est l'élément prédominant entrant dans sa composition.

- Nuance d'acier : Fe360.
- La limite élastique : $f_y = 235$ MPa.
- La résistance à la traction : $f_u = 360$ MPa.
- La masse volumique : $\rho = 7850$ Kg/m³
- Module d'élasticité longitudinale : $E = 210000$ MPa.
- Module d'élasticité transversale : $G = 81000$ MPa.

I.5.2. Acier pour ferrailage

- Sollicitations sous actions normales :

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

- Etat limite de service :

$$\sigma_s = \frac{2}{3} f_e = 267 \text{ MPa}$$

- Sollicitations sous actions accidentelles :

$$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

I.5.3. Le béton

C'est un matériau constitué par le mélange de ciment avec granulats (sable et pierraille) et de l'eau, tous ces composants interviennent dans la résistance du mélange (béton). On utilise ce matériau à cause de sa résistance à la compression mieux qu'à l'effort de traction.

Ces caractéristiques sont :

- La résistance caractéristique à la compression : $f_{c28} = 25$ MPa
- La résistance caractéristique à la traction : $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1$ MPa
- Poids volumique : $\rho = 2500$ Kg/ m³

CHAPITRE II :

Evaluation des charges

II.1. INTRODUCTION

Ce présent chapitre fournit les principes généraux et procédures pour la détermination des différentes charges agissantes sur notre structure. Ces charges sont définies par la charge permanente (structure porteuse et éléments non porteurs) et aux surcharges d'exploitation (meubles, résidants.....). En plus, chaque ouvrage est sollicité par les surcharges climatiques (neige, vent et température). Ces dernières influencent sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination de ces différentes actions.

II.2. CHARGES PERMANENTES

Les charges permanentes notées « G » sont des charges qui ne varient pas dans le temps. Il s'agit du poids propre de la structure elle-même, ainsi que d'autre éléments de l'ouvrage tel que (la couverture, les revêtements, ...). Elles sont données dans les documents techniques règlementaire (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

II.2.1. Les planchers

Le plancher sera mixte collaborant en béton armé de 8cm d'épaisseur et repose sur un coffrage perdu (HI-bond 55).

II.2.1.1. Plancher d'étage courant

- Dalle de compression en béton armé (ép = 8 cm) 200 daN/m²
- Revêtement plancher y compris mortier de pose 120 daN/m²
- Lit de sable (ép = 2 cm) 34 daN/ m²
- Tôle d'acier nervuré HI-bond 55 (coffrage perdu) 11 daN/m²
- Faux plafond (ép = 2 cm) 20 daN/m²

$G_{eta} = 384 \text{ daN/m}^2$

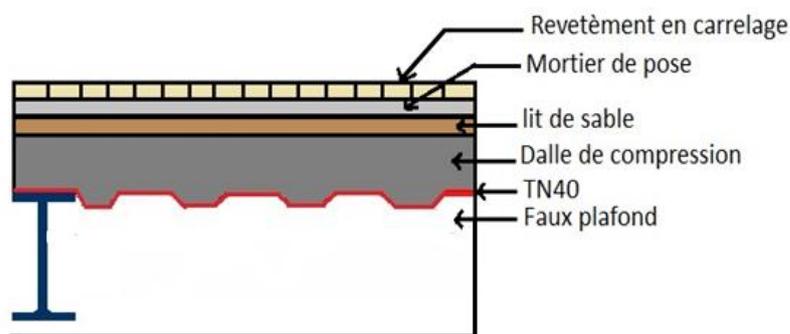


Figure II.1. Plancher étage courant.

II.2.1.2. Plancher de terrasse (inaccessible)

- Gravillon de protection 20 daN/m²
- Etanchéité multicouche (ép = 2 cm) 12 daN/m²
- Isolation thermique (blocs de liège : ép = 4cm) 16 daN/ m²
- Forme de pente (dalle flottante, ép = 10 cm) 220 daN/m²
- Dalle de compression (ép = 8 cm) 200 daN/m²

- Tôle d'acier nervuré HI-bond 55 (coffrage perdu) 11 daN/m²
- Faux plafond (ép = 2 cm) 20 daN/m²

$G_{\text{ter}} = 498 \text{ daN/m}^2$

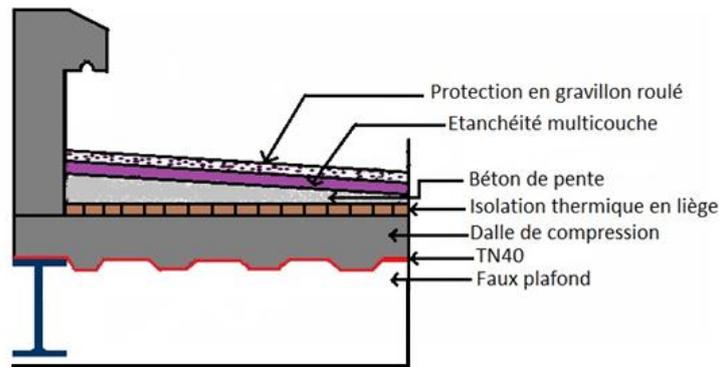
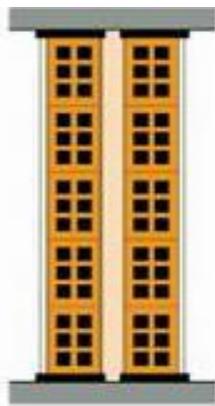


Figure II.2. Plancher terrasse inaccessible.

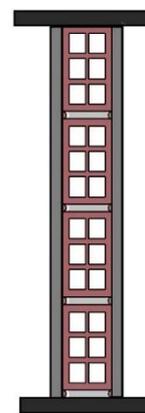
II.2.2. Les cloisons

- Cloison de répartition (ép = 10 cm) 90 daN/m²
- Cloison de façade en double parois (ép = 10 cm) 180 daN/m²
- Enduit en mortier 18 daN/m²
- Enduit plâtre 10 daN/m²

$G_{\text{cloison}} = 298 \text{ daN/m}^2$



Cloison de façade



Cloison de répartition

Figure II.3. Les cloisons.

II.2.3. Les escaliers

II.2.3.1. Volée

- Tôle striée (épaisseur 5mm) 45 daN/m²
- Mortier de repos (épaisseur 2cm) 36 daN/m²
- Revêtement carrelage (épaisseur 2cm) 40 daN/m²

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

II.2.3.2. Palier

- TN4010 daN/ m²
- Dalle en béton (épaisseur = 8cm) 200 daN/m²
- Mortier de repos (épaisseur = 2cm) 36 daN/m²
- Revêtement carrelage (épaisseur = 2cm) 40 daN/m²

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

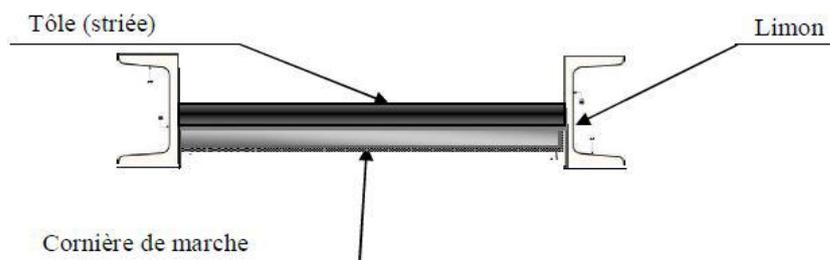


Figure II.4. Composition de la marche.

II.2.4. L'acrotère

Surface = $(0.02 \times 0.1) / 2 + (0.08 \times 0.1) + (0.1 \times 0.6) = 0.069 \text{ m}^2$

- Le poids propre de l'acrotère (0.069×2500) 172.5 daN/ml

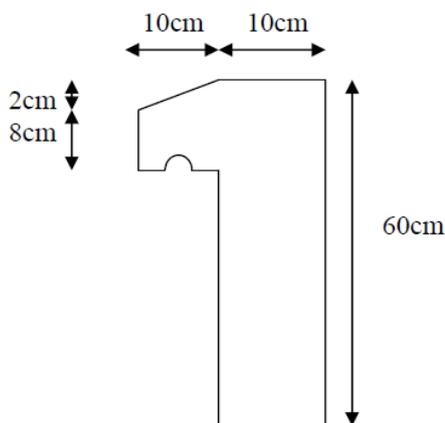


Figure II.5. Schéma de l'acrotère.

II.3. CHARGES D'EXPLOITATION

Les charges d'exploitation notées « Q », correspondent aux mobiliers et aux personnes qui habitent ou fréquentent l'immeuble. Pour cela il y'a des normes qui fixent les valeurs des charges en fonction de la destination de l'ouvrage et qui sont inscrits dans le règlement technique (DTR BC 2.2 charges permanentes et charges d'exploitation).

- Plancher terrasse inaccessible 100 daN/m²
- Plancher étage courant 150 daN/m²
- Escalier 250 daN/m²
- Balcon 350 daN/m²

II.4. CHARGE CLIMATIQUE

Cette partie a pour but de déterminer les différentes sollicitations climatiques produites par les charges du vent et de la neige, agissant sur l'ensemble de l'ouvrage et sur ses différentes parties, cette étude sera réalisée conformément au règlement neige et vent (RNV 99 version 2013).

II.4.1. Charge de neige

Le règlement RNV 99 version 2013 s'applique à l'ensemble des constructions en Algérie situées à une altitude inférieure à 2000 mètres.

La charge caractéristique de neige S par unité de surface en projection horizontale de toitures ou de toute autre surface soumise à l'accumulation de la neige s'obtient par la formule suivante :

$$S = \mu S_k \quad [\text{KN/m}^2]$$

- S_k est la charge de neige sur le sol, donnée au paragraphe 4 (RNV99 version 2013), en fonction de l'altitude et la zone de neige.
- μ est un coefficient d'ajustement des charges, en fonction de la forme de la toiture, appelé coefficient de forme et donnée au paragraphe 6 (RNV99 version 2013).

a. Charge de neige au sol (S_k)

Notre bâtiment situé à la wilaya de SIDI BEL ABBES c'est-à-dire en zone de neige : zone B et une altitude d'environ de 483 m.

$$S_k = \frac{0.04H + 10}{100} = \frac{(0.04 \times 483) + 10}{100} = 0.2932 \text{ KN/m}^2$$

b. Coefficient d'ajustement (μ)

Pour notre bâtiment l'inclinaison de la toiture est $\alpha = 0^\circ$. Et d'après le tableau 6.1. (RNV version 2013) on a : $0^\circ \leq \alpha \leq 30^\circ \rightarrow \mu = 0,8$

c. Charge de neige (S)

$$S = 0.8 \times 0.2932 = 0.234 \text{ KN/m}^2$$

$$S \approx 24 \text{ daN/m}^2$$

II.4.2. Charge du vent

L'effet du vent sur une construction est assez prépondérant et a une grande influence sur la stabilité de l'ouvrage. Pour cela, une étude approfondie doit être élaborée pour la détermination des différentes actions dues au vent et ceci dans toutes les directions possibles.

Les actions du vent appliquées aux parois dépendent de :

- La direction.
- L'intensité.
- La région.
- Le site d'implantation de la structure et leur environnement.
- La forme géométrique et les ouvertures de la structure

II.4.2.1. Données relatives au site

Le site du projet se trouve dans la wilaya de Sidi Bel Abbès dont :

- Zone de vent II : $q_{ref} = 43.5 \text{ daN/m}^2$
- Catégorie du terrain IV : $K_T = 0.234$; $Z_0 = 1 \text{ m}$; $Z_{min} = 10 \text{ m}$; $\varepsilon = 0.67$
- Nature du site : Plat $C_t = 1$

II.4.2.2. Détermination de la pression due au vent

Selon le RNV99 version 2013 la pression due au vent est calculée par la formule :

$$q_j = C_d \times q_{dyn}(z_j) \times (C_{pe} - C_{pi}) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- C_d : le coefficient dynamique.
- q_{dyn} : la pression dynamique du vent calculée à la hauteur Z_j .
- C_{pe} : le coefficient pression extérieure.
- C_{pi} : le coefficient de pression intérieure.

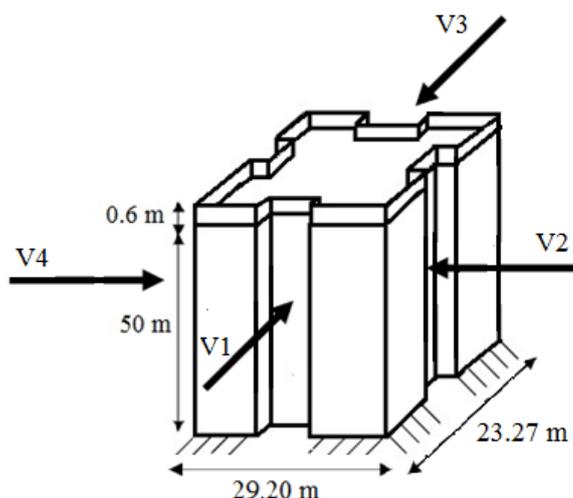


Figure II.6. Vent sur les quatre côtés de la structure.

II.4.2.2.1. Coefficient dynamique (C_d)

Du fait qu'il s'agit d'un bâtiment à ossature est comportant des murs, et dont la hauteur h est inférieure à 100 m et à 4 fois la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent, la valeur simplifiée est conservatrice $C_d = 1$ peut être considérée (cf. chapitre 3 § 3.2).

Cependant pour montrer l'applicabilité de la procédure détaillée le tableau ci-dessous illustre les différentes étapes de calcul de coefficient C_d .

Paramètre	Formule analytique	Référence	Résultat (V1, V3) b=29.20m	Résultat (V2, V4) b=23.27 m
$L_i(z_{eq})$	$L_i(z_{eq}) = 300 \times \left(\frac{z}{200}\right)^\varepsilon$	Cf. § 3.3.1 formule 3.3a	84.159 m	84.159 m
Q^2	$Q^2 = \frac{1}{1 + 0.9 \times \left(\frac{(b+h)}{L_i(z_{eq})}\right)^{0.63}}$	Cf. § 3.3.1 formule 3.2	0.535	0.548
$n_{1,x}$	$n_{1,x} = \frac{46}{h}$	Cf. § 3.3.4.2 formule 3.14	0.92 Hz	0.92 Hz
δ	$\delta = \delta_s + \delta_a \text{ avec } \delta_a = 0$	Cf. § 3.3.2 formule 3.9 tableau 3.1	0.08	0.08
$V_m(z_{eq})$	$V_m(z_{eq}) = C_r(z_{eq}) \times C_t(z_{eq}) \times V_{réf}$	Cf. annexe 2	21.6 m/s	21.6 m/s
N_x	$N_x = \frac{n_{1,x} \times L_i(z_{eq})}{V_m(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.6	3.584	3.584
R_N	$R_N = \frac{6.8 \times N_x}{(1 + 10.2 \times N_x)^{5/3}}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.5	0.057	0.057
η	$\eta_h = \frac{4.6 \times N_x \times h}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8a	9.794	9.794
	$\eta_b = \frac{4.6 \times N_x \times b}{L_i(z_{eq})}$	Cf. § 3.3.2 formule 3.8b	5.720	4.558
R_h	$R_h = \left(\frac{1}{\eta_h}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_h^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_h})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7a	0.086	0.086
R_b	$R_b = \left(\frac{1}{\eta_b}\right) - \left(\frac{1}{2 \times \eta_b^2}\right) \times (1 - e^{-2 \times \eta_b})$	Cf. § 3.3.2 formule 3.7b	0.159	0.195
R^2	$R^2 = \frac{\pi^2}{2 \times \delta} \times R_N \times R_h \times R_b$	Cf. § 3.3.2 formule 3.4	0.048	0.058
v	$v = n_{1,x} \times \sqrt{\frac{R^2}{Q^2 + R^2}} \geq 0.08$	Cf. § 3.3.3 formule 3.12	0.263	0.284

G	$G = \sqrt{2 \times \ln(600 \times v)} + \frac{0.6}{\sqrt{2 \times \ln(600 \times v)}}$	Cf. § 3.3.3 formule 3.11	3.370	3.392
$I_v(z_{eq})$	$I_v(z_{eq}) = \frac{1}{C_t(z_{eq}) \times \ln\left(\frac{z_{eq}}{z_0}\right)}$ pour $z > z_{min}$	Cf. § 2.4.6 formule 2.5a	0.29	0.29
C_d	$C_d = \frac{1 + 2 \times g \times I_v(z_{eq}) \times \sqrt{Q^2 + R^2}}{1 + 7 \times I_v(z_{eq})}$	Cf. § 3.3 formule 3.1	0.822	0.835

Tableau II.1. Calcul de coefficient dynamique.

II.4.2.2.2. Pression dynamique (q_{dyn})

La pression dynamique q_{dyn} à la hauteur de référence Z_e est donnée par :

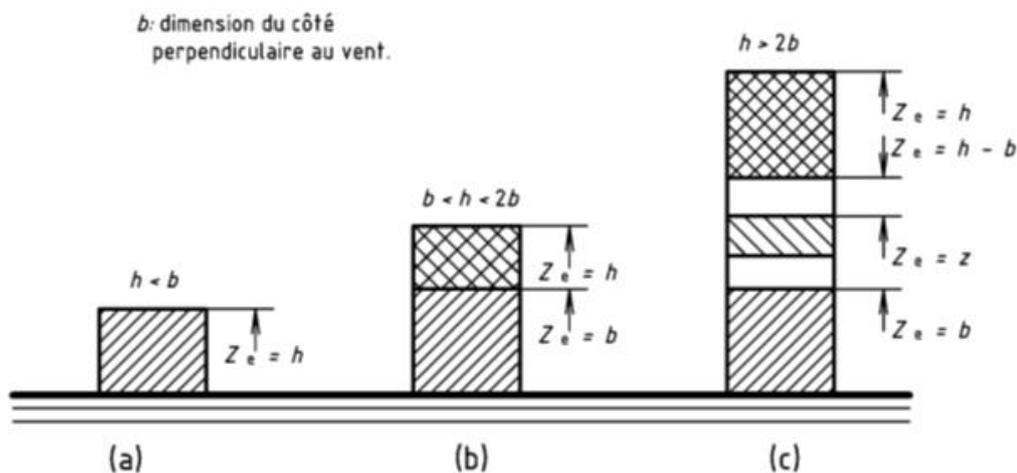
$$q_{dyn}(Z_e) = q_{réf} \times C_e(Z_e) \quad [\text{daN/m}^2]$$

- $q_{réf}$: La pression dynamique de référence pour les constructions permanentes, donnée en fonction de la zone du vent.
- C_e : Coefficient d'exposition au vent.

a. Hauteur de référence Z_e

Selon le RNV99 version 2003 (cf. chapitre 2 § 2.3.2)

- Pour les parois verticales Z_e est déterminé en fonction de la hauteur maximale h du bâtiment, et la dimension du bâtiment mesurée dans la direction perpendiculaire à la direction du vent.
- Pour les murs sous le vent et parallèles au vent, Z_e est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.
- Pour les toitures Z_e est pris égal à la hauteur maximale du bâtiment.



FigureII.7. Hauteur de référence.

- **La direction V1, V3 du vent (b = 29.20 m) :** $h = 50.6 < 2 \times b = 2 \times 29.20 = 58.40$ (cas b)

La hauteur h est supérieure à la longueur b du côté, mais inférieure à 2b, donc la paroi doit être considérée comme étant constitués de deux parties :

- Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b.
- Une partie supérieure du reste de la hauteur jusqu'au sommet.

- **La direction V2, V4 du vent (b = 23.27 m) :** $h = 50.6 > 2 \times b = 2 \times 23.27 = 46.54$ (cas c)

La hauteur h est supérieure à 2b, donc la paroi doit être considérée comme étant constitués de plusieurs parties :

- Une partie inférieure s'élevant du sol jusqu'à une hauteur égale à b.
- Une partie supérieure s'étendant vers le bas, depuis le sommet, sur une hauteur égale à b.
- Une partie intermédiaire, entre la partie inférieure et la partie supérieure, divisée en un nombre suffisant de bandes horizontales de hauteur maximale b.

b. Coefficient de rugosité (C_r)

Le coefficient de rugosité traduit l'influence de la rugosité et de la hauteur sur la vitesse moyenne du vent.

$$C_r(z_e) = \begin{cases} K_T \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right) & \text{pour } z_e < z_{min} \\ K_T \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right) & \text{pour } z_{min} < z_e < 200 \text{ m} \end{cases}$$

Les valeurs de C_r sont obtenus dans les tableaux II.2 et II.3.

Tronçons	Hauteur de référence z _e	Coefficient de rugosité C _r
De 0 à 29.20 m	29.20 m	0.789
De 29.20 m à 50.6 m	50.6 m	0.918

Tableau II.2. Valeurs du coefficient de rugosité sur V1, V3.

Tronçons	Hauteur de référence z _e	Coefficient de rugosité C _r
De 0 à 23.27 m	23.27 m	0.736
De 23.27 m à 27.33 m	27.33 m	0.774
De 27.33 m à 50.6 m	50.6 m	0.918

Tableau II.3. Valeurs du coefficient de rugosité sur V2, V4.

c. Intensité de turbulence (I_v)

L'intensité de la turbulence est définie comme étant l'écart type de la turbulence divisé par la vitesse moyenne du vent et est donnée par l'équation :

$$I_v(z_e) = \begin{cases} \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z_e}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e > z_{min} \\ \frac{1}{C_t(z_e) \times \ln\left(\frac{z_{min}}{z_0}\right)} & \text{pour } z_e \leq z_{min} \end{cases}$$

Les valeurs d'Iv sont obtenus dans les tableaux II.4 et II.5.

Tronçons	Hauteur de référence z_e	Intensité de turbulence I_v
De 0 à 29.20 m	29.20 m	0.296
De 29.20 m à 50.6 m	50.6 m	0.254

Tableau II.4. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V1, V3.

Tronçons	Hauteur de référence z_e	Intensité de turbulence I_v
De 0 à 23.27 m	23.27 m	0.317
De 23.27 m à 27.33 m	27.33 m	0.302
De 27.33 m à 50.6 m	50.6 m	0.254

Tableau II.5. Valeurs de l'intensité de turbulence sur V2, V4.

d. Coefficient d'exposition (Ce)

Le coefficient d'exposition au vent Ce tient en compte des effets de la rugosité du terrain (C_t) et de la topographie du site (C_r) et de la nature turbulente du vent (I_v).

$$C_e(z_e) = C_t^2(z_e) \times C_r^2(z_e) \times [1 + 7 \times I_v(z_e)]$$

Les valeurs de Ce sont obtenus dans les tableaux II.6 et II.7.

Tronçons	Hauteur de référence z_e	Coefficient d'exposition C_e
De 0 à 29.20 m	29.20 m	1.912
De 29.20 m à 50.6 m	50.6 m	2.341

Tableau II.6. Valeurs du coefficient d'exposition sur V1, V3.

Tronçons	Hauteur de référence z_e	Coefficient d'exposition C_e
De 0 à 23.27 m	23.27 m	1.743
De 23.27 m à 27.33 m	27.33 m	1.865
De 27.33 m à 50.6 m	50.6 m	2.341

Tableau II.7. Valeurs du coefficient d'exposition sur V2, V4.

e. Valeur de la pression dynamique (q_{dyn})

Les valeurs de q_{dyn} sont obtenus dans les tableaux II.8 et II.9.

Tronçons	z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	q_{dyn} (daN/m ²)
De 0 à 29.20 m	29.20	1	0.789	0.296	1.912	83.188
De 29.20 m à 50.6 m	50.6	1	0.918	0.254	2.341	101.837

Tableau II.8. Valeurs de la pression dynamique sur V1, V3.

Tronçons	z_e	C_t	C_r	I_v	C_e	q_{dyn} (daN/m ²)
De 0 à 23.27 m	23.27	1	0.736	0.317	1.743	75.820
De 23.27 m à 27.33 m	27.33	1	0.774	0.302	1.865	81.127
De 27.33 m à 50.6 m	50.6	1	0.918	0.254	2.341	101.837

Tableau II.9. Valeurs de la pression dynamique sur V2, V4.

II.4.2.2.3. Coefficient de pression extérieure (C_{pe})

Le coefficient de pression extérieure C_{pe} dépend de la forme géométrique de la base de la structure, et de la dimension de la surface chargée.

Avec :

- b : la dimension perpendiculaire à la direction du vent.
- d : la dimension parallèle à la direction du vent.

On détermine le coefficient à partir des conditions suivantes :

$$C_{pe} = C_{pe.1} \dots \dots \dots \text{si } S \leq 1m^2$$

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

$$C_{pe} = C_{pe.10} \dots \dots \dots \text{si } S \geq 10m^2$$

Avec S désigne la surface chargée de la paroi considérée.

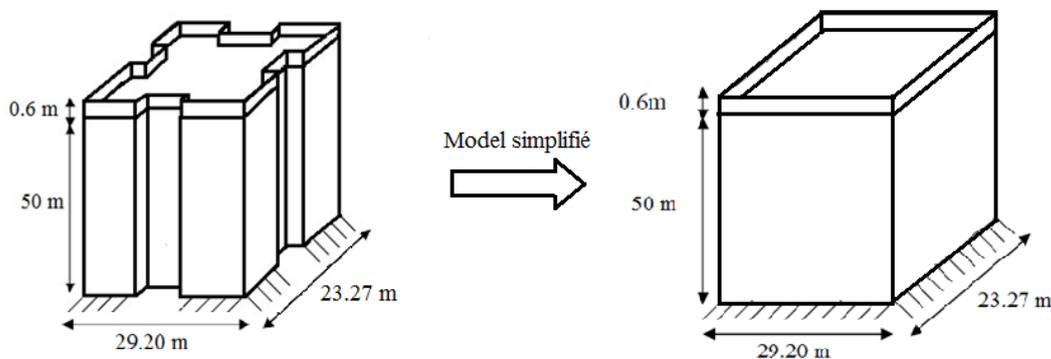


Figure II.8. Model simplifié de la structure.

Les valeurs du C_{pe} pour la structure, sont les suivantes :

a. direction V1, V3 du vent (b = 29.20 m)

Pour un vent dont la direction V1 et V3, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

• **Parois vertical**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013).

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013).



$$\begin{cases} b = 29.20 \text{ m} \\ d = 23.27 \text{ m} \\ h = 50.6 \text{ m} \end{cases}$$

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [29,20 ; 101,20] = 29.20 \text{ m}$$

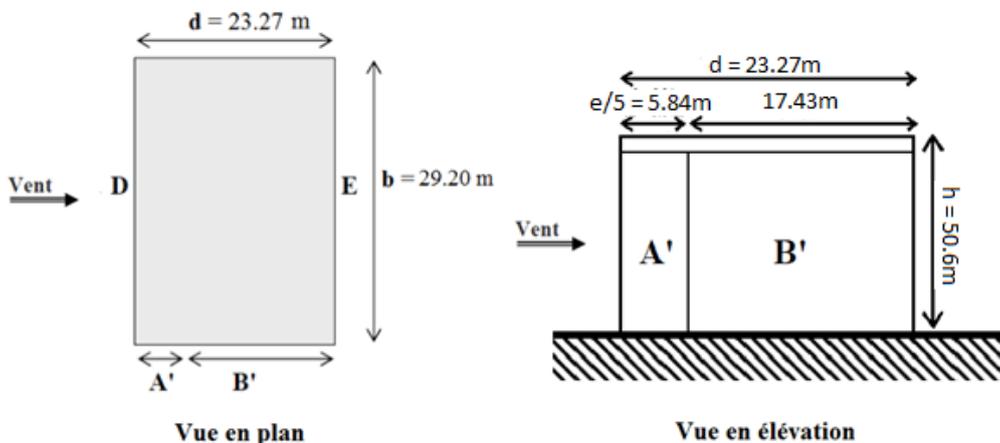


Figure II.9. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V1, V3).

Dans ce cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe,10}$

A'	B'	D	E
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.0	-0.8	+0.8	-0.3

Tableau II.10. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

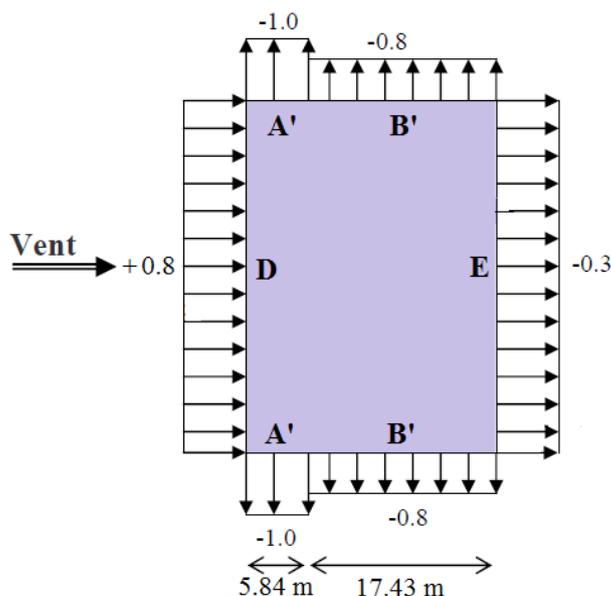


Figure II.10. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

• Toiture

La pente de notre toiture est inférieure à 5°, donc notre toiture est considérée comme toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013).

Dans ce cas $h_p/h = 0,6/50 = 0,012$ ou h_p La hauteur de l'acrotère ($h_p = 0.6m$).

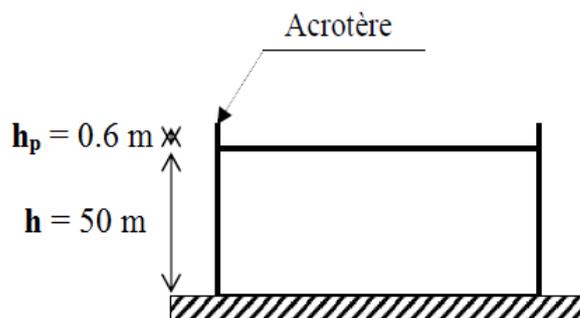


Figure II.11. Hauteur de la structure avec l'acrotère.

Les valeurs de $C_{pe,10}$ sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0$ (sans acrotère) et $h_p/h = 0.025$ et représentées dans le tableau II.11.

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.70	-1.15	-0.70	± 0.2

Tableau II.11. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [29.20 ; 101.20] = 29.20 \text{ m}$$

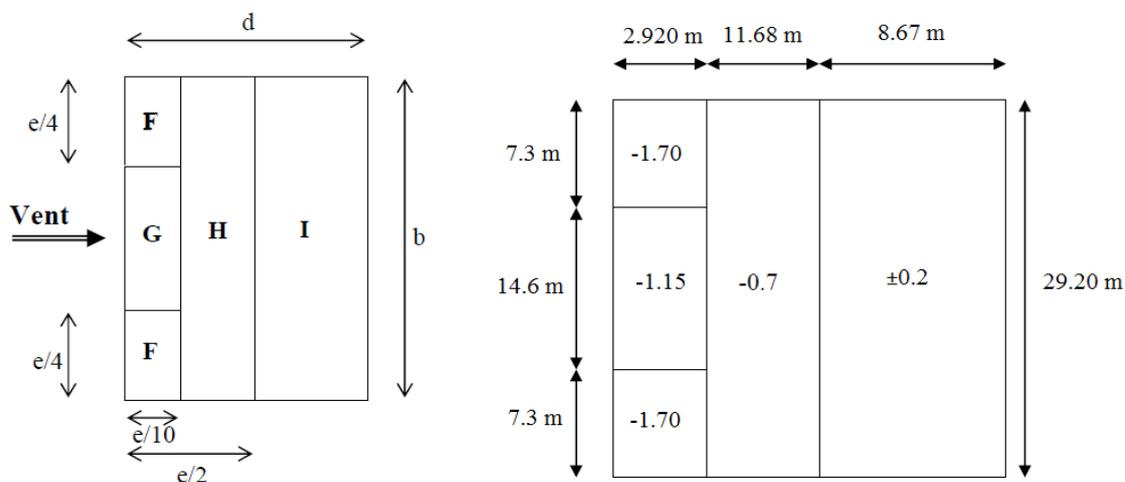


Figure II.12. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V1, V3).

b. direction V2, V4 du vent (b = 23.27 m)

Pour un vent dont la direction V2 et V4, les coefficients de pression du vent sont présentés ci-dessus.

• **Parois vertical**

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.1 (RNV99 version 2013).

Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.1 (RNV99 version 2013).

$$\begin{cases} b = 23.27 \text{ m} \\ d = 29.20 \text{ m} \\ h = 50.6 \text{ m} \end{cases} \quad e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [23.27 ; 101.20] = 23.27 \text{ m}$$

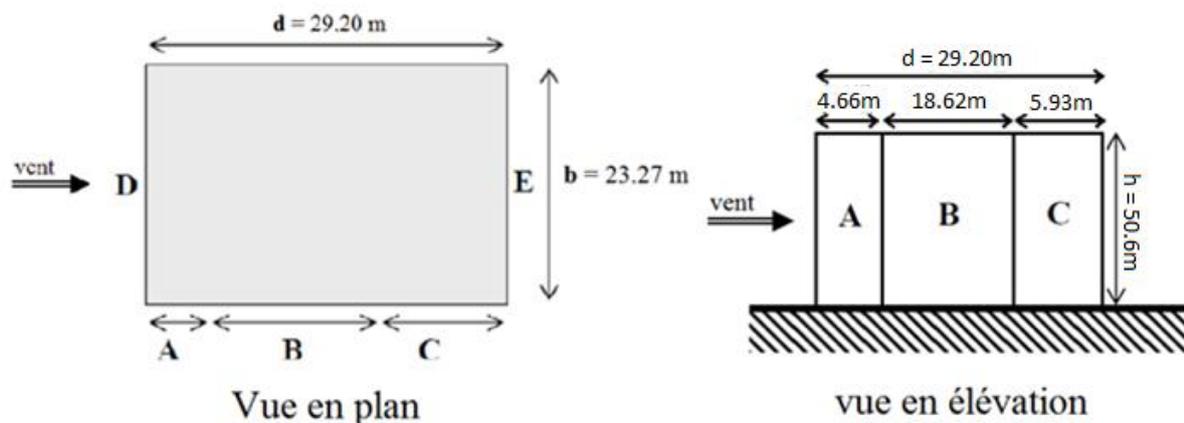


Figure II.13. Division de la paroi verticale selon le chargement du vent (direction V2, V4).

Dans ce cas : $S \geq 10 \text{ m}^2 \Rightarrow C_{pe} = C_{pe.10}$

A	B	C	D	E
$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$	$C_{pe.10}$
-1.0	-0.8	-0.5	+0.8	-0.3

Tableau II.12. Valeurs de $C_{pe.10}$ suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

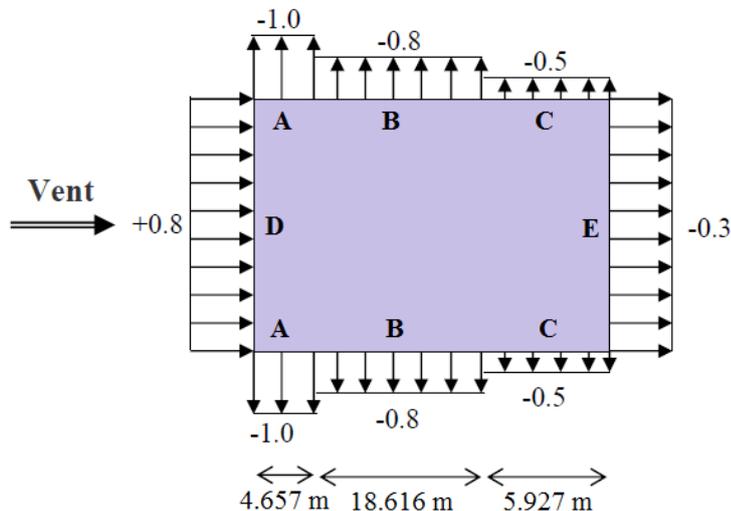


Figure II.14. Valeurs de $C_{pe.10}$ sur les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

• **Toiture**

La pente de notre toiture est inférieure à 5°, donc notre toiture est considérée comme toiture plate.

Il convient de diviser les parois comme l'indique la figure 5.2 (RNV99 version 2013). Les valeurs de C_{pe} sont données dans le tableau 5.2 (RNV99 version 2013).

Dans notre cas $h_p/h = 0,6/50 = 0,012$ ou h_p La hauteur de l'acrotère ($h_p = 0.6m$).

Les valeurs de $C_{pe,10}$ sont obtenus par l'interpolation linéaire entre les valeurs $h_p/h = 0$ (sans acrotère) et $h_p/h = 0.025$ et représentées dans le tableau II.13.

F	G	H	I
$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$	$C_{pe,10}$
-1.70	-1.15	-0.70	± 0.2

Tableau II.13. Valeurs de $C_{pe,10}$ suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

$$e = \min [b, 2h] \Rightarrow e = \min [23.27 ; 101.20] = 23.27 \text{ m}$$

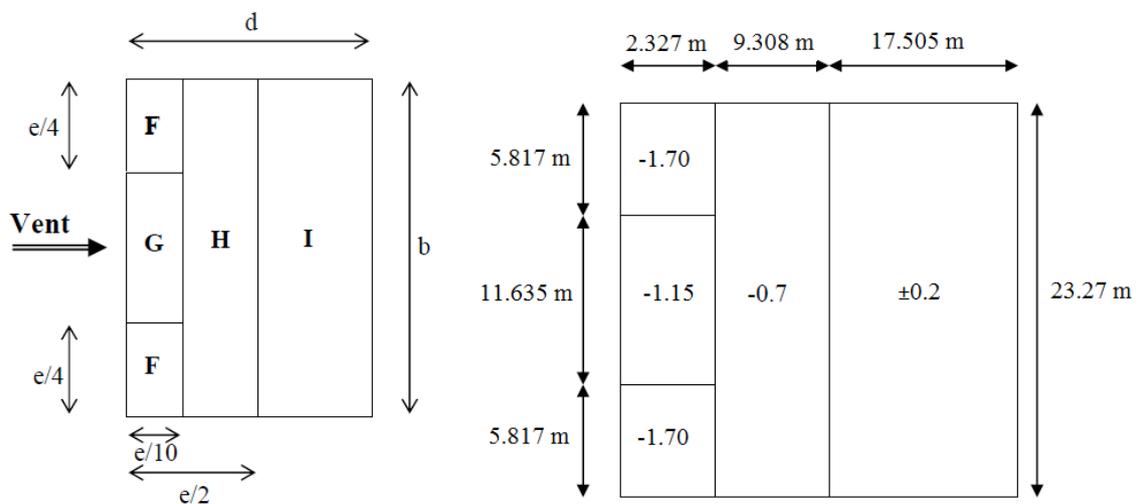


Figure II.15. Valeurs de $C_{pe,10}$ sur les zones de la toiture (direction V2, V4).

II.4.2.2.4. Coefficient de pression intérieure (C_{pi})

Le coefficient de pression intérieure C_{pi} prend en considération l'influence des ouvertures sur la charge du vent appliqué sur la structure, il est en fonction de l'indice de perméabilité μ_p et du rapport h/d .

Dans ce cas il s'agit d'un bâtiment résidentiel (bâtiment cloisonné) donc l'indice de perméabilité doit être nul, mais d'après la figure 5.14 du (RNV99 version 2013) ce dernier est pris au minimum $\mu_p = 0.3$.

$$\mu_p = 0.3 \Rightarrow C_{pi} = 0.35$$

II.4.2.2.5. Valeurs de la pression due au vent (q_j)

Après avoir défini tous les coefficients, c'est possible de calculer la pression due au vent :

a. direction V1, V3 du vent (b = 29.20 m)

- **Paroi verticale**

1^{er} tronçon : De 0 à 29.20 m

zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
A'	1	101.837	-1.0	0.35	-1.35	-137.480
B'	1	101.837	-0.8	0.35	-1.15	-117.112
D	1	83.188	+0.8	0.35	0.45	37.434
E	1	83.188	-0.3	0.35	-0.65	-54.072

Tableau II.14. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

2^{ème} tronçon : de 29.20 m à 50.6 m

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
A'	1	101.837	-1.0	0.35	-1.35	-137.480
B'	1	101.837	-0.8	0.35	-1.15	-117.112
D	1	101.837	+0.8	0.35	0.45	45.826
E	1	101.837	-0.3	0.35	-0.65	-66.194

Tableau II.15. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V1, V3).

- **Toiture**

Zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
F	1	101.837	-1.7	0.35	-2.05	-208.765
G	1	101.837	-1.15	0.35	-1.5	-152.755
H	1	101.837	-0.7	0.35	-1.05	-106.928
I	1	101.837	±0.2	0.35	-0.55	-56.010

Tableau II.16. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V1, V3).

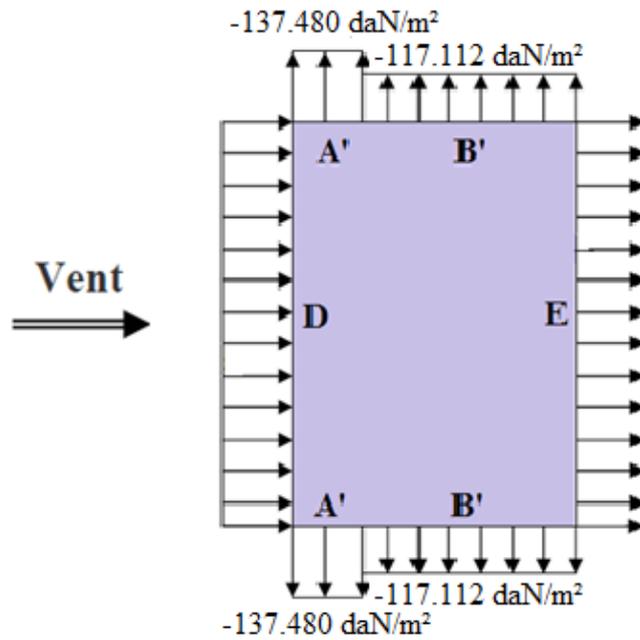


Figure II.16. Pression du vent (V1, V3) sur A' et B'.

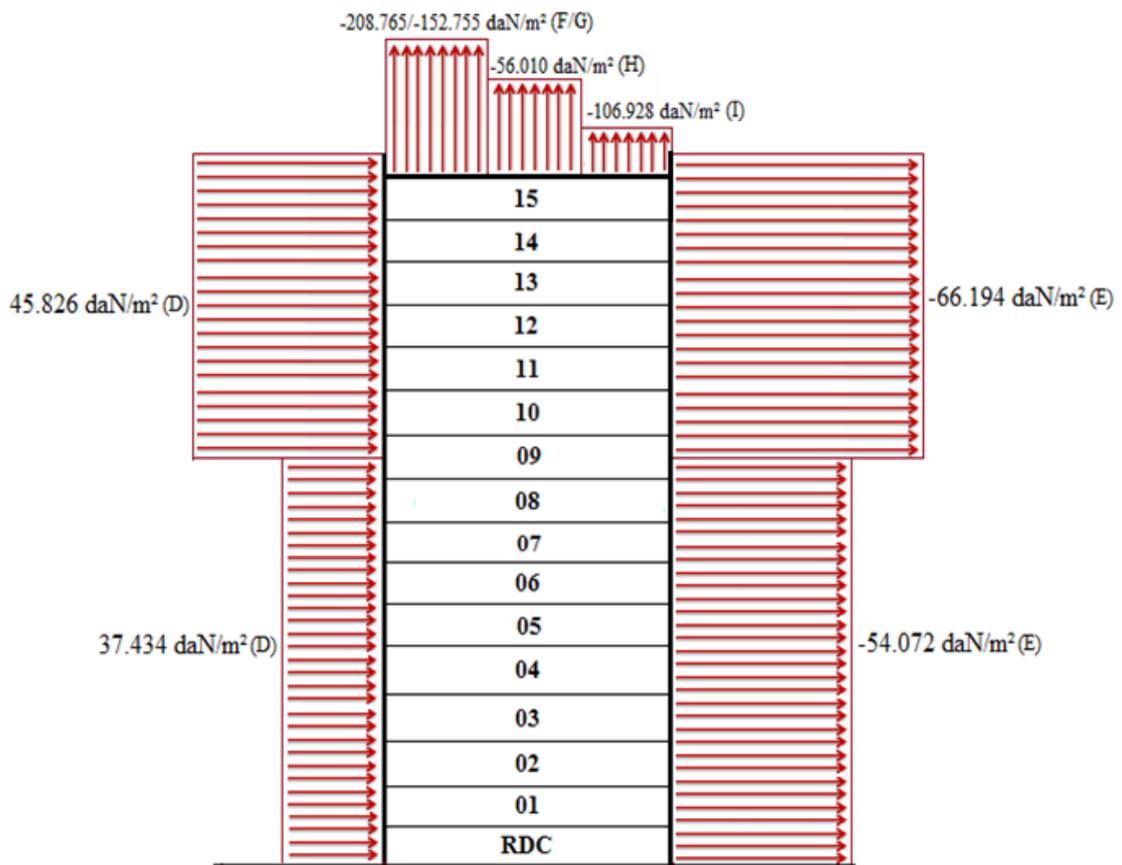


Figure II.17. Pression du vent (V1, V3) sur D, E, F, G, H et I.

b. direction V2, V4 du vent (b = 23.27 m)

• **Paroi verticale**

1^{er} tronçon : de 0 à 23.27 m

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q _j (daN/m ²)
A	1	101.837	-1.0	0.35	-1.35	-137.480
B	1	101.837	-0.8	0.35	-1.15	-117.112
C	1	101.837	-0.5	0.35	-0.85	-86.561
D	1	75.820	+0.8	0.35	0.45	34.119
E	1	75.820	-0.3	0.35	-0.65	-49.283

Tableau II.17. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

2^{ème} tronçon : de 23.27 m à 27.33 m

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q _j (daN/m ²)
A	1	101.837	-1.0	0.35	-1.35	-137.480
B	1	101.837	-0.8	0.35	-1.15	-117.112
C	1	101.837	-0.5	0.35	-0.85	-86.561
D	1	81.127	+0.8	0.35	0.45	36.507
E	1	81.127	-0.3	0.35	-0.65	-52.732

Tableau II.18. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

3^{ème} tronçon : de 27.33 m à 50.6 m

zone	C _d	q _{dyn} (daN/m ²)	C _{pe}	C _{pi}	C _{pe} - C _{pi}	q _j (daN/m ²)
A	1	101.837	-1.0	0.35	-1.35	-137.480
B	1	101.837	-0.8	0.35	-1.15	-117.112
C	1	101.837	-0.5	0.35	-0.85	-86.561
D	1	101.837	+0.8	0.35	0.45	45.826
E	1	101.837	-0.3	0.35	-0.65	-66.194

Tableau II.19. Valeurs de q_j suivant les zones de la paroi verticale (direction V2, V4).

• Toiture

zone	C_d	q_{dyn} (daN/m ²)	C_{pe}	C_{pi}	$C_{pe} - C_{pi}$	q_j (daN/m ²)
F	1	101.837	-1.7	0.35	-2.05	-208.765
G	1	101.837	-1.15	0.35	-1.5	-152.755
H	1	101.837	-0.7	0.35	-1.05	-106.928
I	1	101.837	±0.2	0.35	-0.15/-0.55	-56.010

Tableau II.20. Valeurs de q_j suivant les zones de la toiture (direction V2, V4).

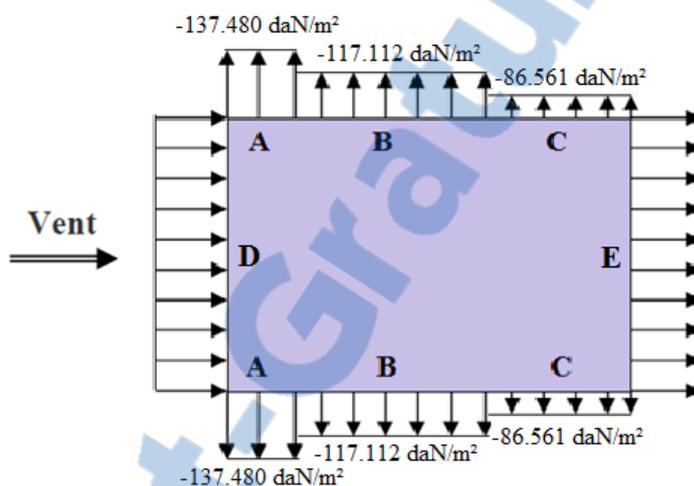


Figure II.18. Pression du vent (V2, V4) sur A, B et C .

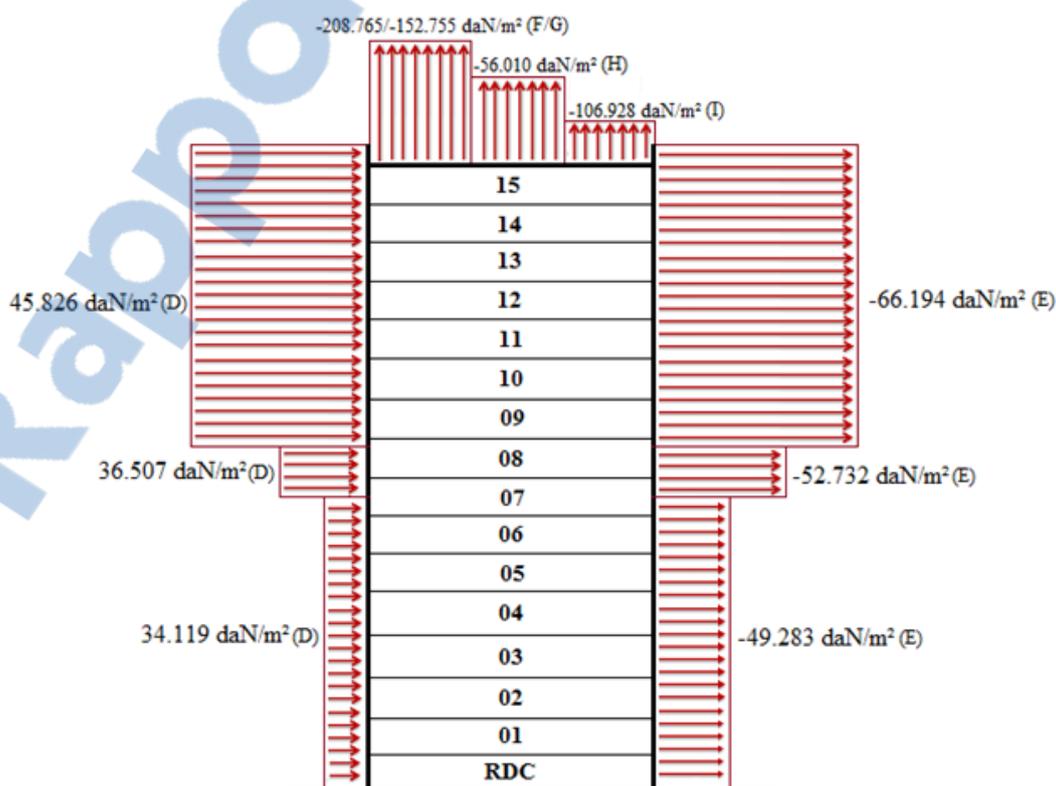


Figure II.19. Pression du vent (V2, V4) sur D, E, F, G, H et I.

II.4.2.3. Détermination des forces de frottement du vent

Les effets de frottement du vent sur la surface peuvent être négligés lorsque l'aire totale de toutes les surfaces parallèles au vent (ou faiblement inclinées par rapport à la direction du vent) est inférieure ou égale à 4 fois l'aire totale de toutes les surfaces extérieures perpendiculaires au vent et sous le vent.

Condition à vérifier :

$$2 (d \times h) \leq 4 (2b \times h)$$

➤ **Direction V1, V3**

$$2 (23.27 \times 50.6) \leq 4(2 \times 29.20 \times 50.6)$$
$$2354.924 \leq 11820.16 \quad \text{Vérfiée.}$$

➤ **Direction V2, V4**

$$2 (29.27 \times 50.6) \leq 4(2 \times 23.27 \times 50.6)$$
$$2962.124 \leq 9419.696 \quad \text{Vérfiée.}$$

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

II.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous avons fourni les principes généraux et procédures pour déterminer les charges agissantes sur la structure étudiée (charges permanentes, surcharges d'exploitations et surcharges climatiques). Les résultats trouvés seront utilisés dans les chapitres prochains qui concernent le dimensionnement des éléments de la structure (solives, poutres, poteaux,....).

CHAPITRE III :

Pré dimensionnements des éléments structuraux

III.1. INTRODUCTION

Dans ce chapitre on procédera au calcul des éléments secondaires qui sont les solives, et des éléments porteurs qui sont les poutres et les poteaux.

Le dimensionnement de chaque élément est donné par trois conditions :

- Vérification de la condition de flèche.
- Vérification de la condition de résistance.
- Vérification au cisaillement.

III.2. PRE DIMENSIONNEMENT

III.2.1. Les solives

Les solives sont des poutrelles continues sur 7 appuis qui reposent sur les poutres principales et qui travaillent à la flexion simple.

III.2.1.1. L'entraxe des solives

L'entraxe des solives doit vérifier la condition suivante :

$$0,7 \text{ m} \leq \text{Entraxe} \leq 1,50 \text{ m}$$

Langueur de la poutre principale : $L_{\max} = 5.18 \text{ m}$.

Donc :
$$\text{Entraxe} = \frac{5.18}{4} = 1.295 \text{ m}$$

Avec le nombre de solive est égal à 3

Comme les longueurs ne sont pas les mêmes on va prendre le cas le plus défavorable, c'est-à-dire la plus longue portée $L = 4.47 \text{ m}$.

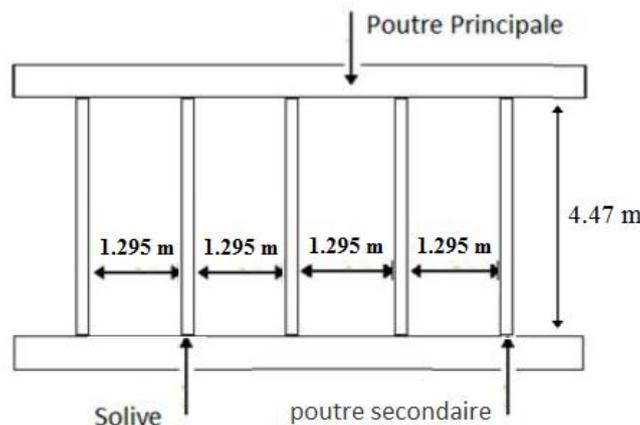


Figure III.1. Espacement et longueur des solives.

III.2.1.2. Solives du plancher terrasse

III.2.1.2.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v \max}$ avec $\delta_{v \max} = L/200$

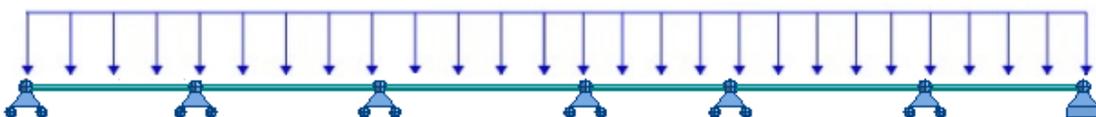


Figure III.2. Solive uniformément chargée sur plusieurs appuis.

Selon l'abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.49f_0 = 0.49 \times \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

Avec $\begin{cases} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

La charge est de :

$$Q_{ELS} = G + Q = 498 + 100 = 598 \text{ daN/m}^2$$

$$q = 598 \times 1.295 = 774.41 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0.49 \times 5 \times 774.41 \times 4.47^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 4.202 \times 10^{-6} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 420.2 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE160 avec $I_y = 869 \text{ cm}^4$

➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/200 = 4.47/200 = 0.0223 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 15.8 \text{ Kg/m} = 15.8 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + p_p = 774.41 + 15.8 = 790.21 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.49 \times 5 \times 790.21 \times 4.47^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 8.69 \times 10^{-6}} = 0.011 < 0.022 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.2.1.2.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

➤ Classe du profilé IPE 160

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{127.2}{5} = 25.44 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ Vérification au moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0.846M_0 = 0.846 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec $\begin{cases} M_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G + PP) + 1.5Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 [(498 \times 1.295) + 15.8] + 1.5(100 \times 1.295)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1086.209 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0.846 \times 1086.209 \times 4.47^2}{8} = 2295.138 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{124 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 26490909.09 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 2649.09 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2295.138 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{1086.209 \times 4.47}{2} = 2427.677 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 966}{1.1} = 119696.181 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 5984.809 \text{ daN} > V_{sd} = 2436.72 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE160 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul de la solive si dessus est la même pour les autres solives.

Le calcul des solives est récapitulé dans les tableaux III.1 et III.2 suivant :

Eléments	Profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q _{ELS} (daN/ml)	Q _{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	δ _{v max} (m)
Solive étage courant	IPE 180	4.47	1.295	1096.24	1509.062	0.010	0.017
Solive console étages courants	IPE 200	2.2	1.05	896	1233.225	0.006	0.009
Solive terrasse	IPE 160	4.47	1.295	790.21	1086.209	0.011	0.022
Solives console terrasse	IPE 160	2.2	1.05	643.7	884.745	0.010	0.011

Tableau III.1. Vérification de la flèche des solives.

Eléments	Profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	M_{plyrd} (daN.ml)	V_{sd} (daN)	$0.5 V_{pl.Rd}$ (daN)
Solive étage courant	IPE 180	Classe I	3188.618	3546.363	3383.61	70008.636
Solives console étages courants	IPE 200	Classe I	2983.4	4721.36	2713.09	86835.49
Solive terrasse	IPE 160	Classe I	2295.138	2649.09	2344.97	6941.38
Solives console terrasse	IPE 160	Classe I	2141.1	3119.09	1946.4	6941.38

Tableau III.2. Vérification des sollicitations sur les solives.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142	221	44.6	8.26	2.24

Tableau III.3. Caractéristique du profilé IPE 200.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE180	18.8	23.9	180	91	8.0	5.3	146	1317	101	146	22.2	7.42	2.05

Tableau III.4. Caractéristique du profilé IPE 180.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE160	15.8	20.1	160	82	7.4	5.0	127.2	869	68.3	124	26.1	6.58	1.84

Tableau III.4. Caractéristique du profilé IPE 180.

III.2.2. Les poutres principales

Les poutres principales sont des poutres continues sur 8 appuis qui reposent sur les poteaux et qui travaillent à la flexion simple avec un entraxe de 4,235 m.

III.2.2.1. Poutre intermédiaire pour terrasse

III.2.2.1.1. Chargement

➤ Charges permanentes

$$G_{solives} = \frac{pp}{entraxe\ solive} \times n_{solives} = \frac{15.8}{1.295} \times 3 = 36.60\ daN/m^2$$

$$G = 498 \text{ daN/m}^2 \rightarrow G_{Total} = (G + G_{solives}) \times 4.235$$

$$G_{Total} = 2264.04 \text{ daN/ml}$$

➤ Charges d'exploitation

$$Q = 100 \text{ daN/m}^2 \rightarrow Q_{Total} = Q \times 4.235$$

$$Q_{Total} = 423.5 \text{ daN/ml}$$

III.2.2.1.2. Vérification de la condition de flèche (ELS)

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v \max}$ avec $\delta_{v \max} = L/200$

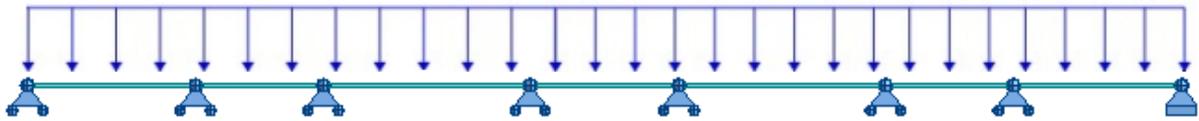


Figure III.3. Poutre principale uniformément chargée sur plusieurs appuis.

Selon l'abaque de MAQUART la flèche la plus défavorable est de :

$$f = 0.49f_0 = 0.49 \times \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

Avec : $\begin{cases} f_0 : \text{la flèche d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

$$Q_{ELS} = G_{Total} + Q_{Total} = 2264.04 + 423.5 = 2687.540 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{0.49 \times 5 \times 2687.540 \times 5.18^3 \times 200}{384 \times 21 \times 10^9} = 2.269 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 2269 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : IPE 300 avec $I_y = 8356 \text{ cm}^4$

➤ Vérification de la flèche (poids propre inclus)

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/200 = 5.18/200 = 0.025 \text{ m}$$

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $Pp = 42.2 \text{ Kg/m} = 42.2 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{ELS} = q + pp = 2716.972 + 42.2 = 2759.172 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{0.49 \times 5 \times 2759.172 \times 5.18^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 83.56 \times 10^{-6}} = 0.007 < 0.025 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.2.1.3. Vérification de la condition de résistance (ELU)

➤ Classe du profilé IPE 300

• Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{248}{7.1} = 34.92 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\epsilon$$

$$\frac{150/2}{10.7} = 7 \leq 10 \quad \rightarrow \quad \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ **Vérification au moment fléchissant**

On doit vérifier que : $M_{sd} \leq M_{ply.Rd}$

Selon l'abaque de MAQUART le moment le plus défavorable est de :

$$M_{sd} = 0.845M_0 = 0.846 \times \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8}$$

Avec $\begin{cases} M_0 : \text{le moment d'une poutre simplement appuyée} \\ L : \text{la longueur de la travée la plus longue de la poutre} \end{cases}$

Donc :

$$Q_{ELU} = 1.35(G + PP) + 1.5Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 (2264.04 + 42.2) + 1.5 \times 423.5$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 3748.674 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{0.845 \times 3748.674 \times 5.18^2}{8} = 10624.387 \text{ daN.m}$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{628 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 134163636.4 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 13416.36 \text{ daN.m} > M_{sd} = 10624.387 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification au cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{3748.674 \times 5.18}{2} = 9709.065 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec : } A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 2566.97 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 2566.97}{1.1} = 159035.45 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 15903.54 \text{ daN} > V_{sd} = 9709.065 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 300 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

Remarque : la procédure de calcul de la poutre si dessus est la même pour les autres poutres.

Le calcul des poutres est récapitulé dans le tableau III.5 et III.6.

Eléments	profilés	Longueur (m)	Entre axe (m)	Q_{ELS} (daN/ml)	Q_{ELU} (daN/ml)	Fleche (m)	$\delta_{v \max}$ (m)
Poutre intermédiaire terrasse	IPE 300	5.18	4.235	2759.172	3748.67	0.007	0.026
Poutre de rive terrasse	IPE 200	5.18	1.84	1190.064	1634.186	0.013	0.026
console terrasse	IPE 180	1.18	2.115	1317.26	1810.02	0.002	0.006
Poutre intermédiaire étage courant	IPE 330	5.18	4.235	3757.054	5167.310	0.007	0.020
Poutre de rive étage courant	IPE 240	5.18	1.84	1657.05	2278.41	0.019	0.020
console étage courant	IPE 180	1.18	2.115	1812.17	249.01	0.002	0.005

Tableau III.5. Vérification de la flèche des poutres.

Eléments	profilés	Classe de profilé	M_{sd} (daN.m)	M_{plyrd} (daN.ml)	V_{sd} (daN)	$0.5 V_{pl.Rd}$ (daN)
Poutre intermédiaire terrasse	IPE 300	Classe I	10736.978	13416.36	9709.065	15903.54
Poutre de rive terrasse	IPE 200	Classe I	4631.564	4721.36	4232.541	86835.49
console terrasse	IPE 180	Classe I	1260.13	3119.09	2135.82	6941.38
Poutre intermédiaire étage courant	IPE 330	Classe I	14662.378	17176.363	13383.332	19082
Poutre de rive étage courant	IPE 240	Classe I	6457.405	7840.45	5901.08	11850.41
console étage courant	IPE 180	Classe I	1736.32	3119.09	2942.93	6941.38

Tableau III.6. Vérification des sollicitations sur les poutres.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE300	42.2	53.8	300	150	10.7	7.1	248.6	8356	604	628	125	12.5	3.4

Tableau III.7. Caractéristique du profilé IPE 200.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE200	22.4	28.5	200	100	8.5	5.6	159	1943	142	221	44.6	8.2	2.24

Tableau III.8. Caractéristique du profilé IPE 300.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE330	49.1	62.6	330	160	11.5	7.5	271	11770	788	804	154	13.7	3.5

Tableau III.8. Caractéristique du profilé IPE 300.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE240	30.7	39.1	240	120	9.8	6.2	190.4	3892	284	367	73.9	9.9	2.69

Tableau III.9. Caractéristique du profilé IPE 240.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
IPE180	18.8	23.9	180	91	8.0	5.3	146	1317	101	146	22.2	7.42	2.05

Tableau III.10. Caractéristique du profilé IPE 180.

III.2.3. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les transmettent aux fondations.

III.2.3.1. Vérification de la condition de flèche (ELS)

On doit d'abord vérifier pour tous les poteaux la flèche en flexion simple par rapport aux effets du vent appliqué.

On considère que le poteau est encasté a la base et libre à la tête.

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq \delta_{v \max}$ avec $\delta_{v \max} = L/250$

$$f = \frac{qL^4}{8El_y}$$

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte la plus grande surface d'action de charge de vent (la direction V1, V3).

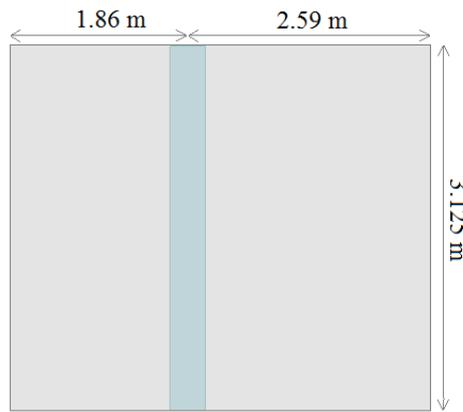


Figure III.4. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

La charge du vent est de $V = 66.194 \text{ daN/m}^2$

$$q = 66.194 \times (1.86 + 2.59) = 294.563 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{294.563 \times 3.125^3 \times 250}{8 \times 21 \times 10^9} = 1.338 \times 10^{-5} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 1338.70 \text{ cm}^4$$

Donc les poteaux doivent être au minimum HEA160 avec $I_y = 1673 \text{ cm}^4$

III.2.3.2. Vérification de la condition de résistance (ELU)

Pour la vérification de résistance de section on calcule les poteaux à la compression simple. Pour la raison d'économie la hauteur du bâtiment est décomposée en 4 tronçons dont chaque tronçon est constitué de 4 étages avec section des poteaux différente.

La hauteur des poteaux est de $h = 3.125 \text{ m}$.

Le poteau le plus sollicité c'est celui qui porte une surface de $S = 17.76 \text{ m}^2$.

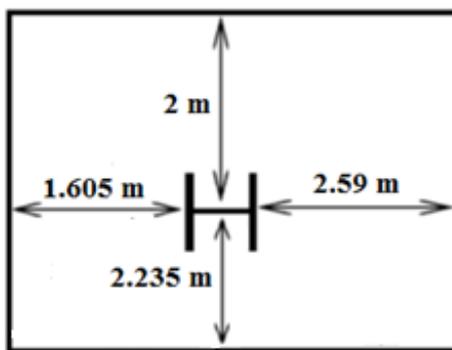


Figure III.5. Surface reprise par le poteau le plus sollicité.

Les charges concentrées appliquées sur les poteaux sont représentées dans le tableau III.11.

Les charges (daN)		Terrasse	Etages courants
Charges permanente G	Plancher	8844.48	12112.32
	Poutre	177.03	239.53
	solive	278.66	332.02
Charge d'exploitation Q		1776	2664

Tableau III.11. Les charges reprises par les poteaux.

III.2.3.1. Tronçon du 11^{ème} au 15^{ème} étage

III.2.3.1.1. Chargement

➤ Charges permanentes

$$G_{Total} = G_{Plancher\ Ter} + G_{Slv\ Ter} + G_{Poutre\ Ter} + 3 \times (G_{plancher\ EC} + G_{Poutre\ EC} + G_{Slv\ EC})$$

$$G_{Total} = 47351.73\ daN$$

➤ Charges d'exploitation

$$Q_{Total} = Q_{Plancher\ Ter} + 3\ Q_{plancher\ EC}$$

$$Q_{Total} = 9768\ daN$$

III.2.3.1.2. Section du poteau

$$N \leq N_{Pl,Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{M0}}$$

$$N = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 47351.73 + 1.5 \times 9768 = 78576.83\ daN$$

$$A \geq \frac{N_{sd} \times \gamma_{M0}}{f_y} = \frac{78576.91 \times 1.1}{235} = 3678.06\ mm^2$$

Donc on choisit : HEA 180 avec $A = 4530\ mm^2$

➤ Effort sollicitant avec poids propre inclus

On ajoute le poids propre du profilé choisit $q_{p,p} = 35.5 \times 3.125 = 110.93\ daN$

La charge sera :

$$N_{sd} = N + [1.35 \times q_{p,p} \times 4] = 78576.91 + [1.35 \times 110.93 \times 4] = 79175.97\ daN$$

III.2.3.1.3. Vérification a la compression

➤ Classe du profilé HEA 180

• Classe de l'âme comprimée

$$\frac{d}{t_w} \leq 33\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{122}{6} = 20.33 < 33 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{180/2}{9.5} = 9.47 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ Calcul de l'effort résistant

$$N_{sd} \leq N_{plRd} = \chi \times \beta_A \times A \times \frac{f_y}{\gamma_{M0}} \quad \text{avec} \quad \beta_A = 1$$

On vérifie le flambement selon l'axe qui correspondant à la plus faible inertie du profilé donc selon l'axe z-z

$$\bar{\lambda} = \left[\frac{\lambda}{\lambda_1} \right] \times (\beta_A)^{0.5} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \lambda = \frac{l_f}{i_z} = \frac{0.5 \times 3.125}{4.05 \times 10^{-2}} = 38.58 \quad \text{avec } l_f = 0.5l \text{ (Enc - Enc)} \\ \lambda_1 = 93.9 \times \varepsilon = 93.9 \quad \text{avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \end{cases}$$

$\bar{\lambda} = 0.41 \geq 0.2$ Donc il y a un risque de flambement du poteau.

$$\chi = \frac{1}{\phi + [\phi^2 - \bar{\lambda}^2]^{0.5}}$$

$$\phi = 0.5 \times [1 + \alpha \times (\bar{\lambda} - 0.2) + \bar{\lambda}^2]$$

Le facteur d'imperfection α correspondant à la courbe de flambement appropriée, il est déterminé dans le (CCM 97 Tableau 55.1 et Tableau 55.3).

$$\frac{h}{d} = 0.95 < 1.2$$

$$t_f = 9.5 \text{ mm} < 100 \text{ mm}$$

Donc la courbe de flambement est **c** → $\alpha = 0.49$

$$\phi = 0.5 \times [1 + 0.49 \times (0.41 - 0.2) + 0.41^2] = 0.64$$

$$\chi = \frac{1}{0.64 + [0.64^2 - 0.41^2]^{0.5}} = 0.88$$

$$N_{pI,Rd} = 0.88 \times 1 \times 4530 \times \frac{235}{1.1} = 85164 \text{ daN}$$

$N_{sd} = 79175.97 \text{ daN} \leq N_{pI,Rd} = 85164 \text{ daN}$ Condition vérifiée

Le profilé HEA 180 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de la résistance.

Remarque : la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans le tableau III.12.

Tronçons	profilés	Classe	N_{sd} (daN)	χ	$N_{pI,Rd}$ (daN)
Du 11 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEA 180	Classe I	79175.97	0.88	85164
Du 7 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEA 260	Classe I	164803.74	0.97	179873.27
Du 3 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA 320	Classe I	250927.63	0.99	263106
Du RDC au 3 ^{ème}	HEA 450	Classe I	337767.02	0.99	376470

Tableau III.12. Vérification des sollicitations sur les poteaux en tenant compte des effets d'instabilité.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
HEA180	35.5	31.4	133	140	8.5	5.5	92	2510	924.6	324.9	156.5	7.45	4.52

Tableau III.13. Caractéristique du profilé HEA 180.

profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
HEA260	68.2	86.8	250	260	12.5	7.5	177	10450	3668	919.8	430.2	10.9	6.5

Tableau III.14. Caractéristique du profilé HEA 260.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
HEA320	97.6	124.4	310	300	15.5	9	225	22930	6985	1628	709.6	13.58	7.49

Tableau III.15. Caractéristique du profilé HEA 320.

Profilé	Poids	Section	Dimensions					Caractéristiques					
	P Kg/m	A mm ²	h mm	b mm	t _f mm	t _w mm	d 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
HEA450	140	178	440	300	21	11.5	344	63720	9465	3216	965.5	18.92	7.29

Tableau III.16. Caractéristique du profilé HEA 450.

CHAPITRE IV :

Etude plancher mixte

IV.1. INTRODUCTION

Le plancher collaborant est un procédé de plancher qui relève de la construction mixte car il met en évidence les caractéristiques intéressantes de l'acier et du béton. Car l'acier est un excellent matériau pour travailler en traction et le béton un excellent matériau pour une sollicitation en compression.

L'ossature du plancher est constituée d'une tôle métallique supportant le béton au-dessus, cette dernière est reposée sur des solives, qui reposent à leurs tour sur des poutre principales.

La conception d'un plancher collaborant comprend deux étapes distinctes qui sont la phase de montage et de coulage du béton puis la phase de service. Durant la phase de montage et de coulage du béton, le bac est utilisé comme coffrage autoportant et constitue une plate-forme de travail.

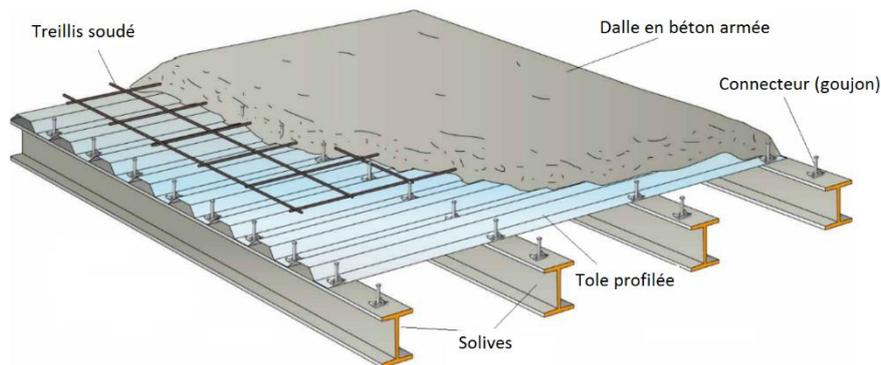


Figure IV.1. Plancher mixte acier-béton.

IV.2. CALCUL PLANCHER MIXTE

Pour l'étude de la dalle collaborant, on calcule la dalle pour 2 phases

- **Phase de construction** : c'est pour la vérification de la tôle profilée lors du bétonnage.
- **Phase final** : c'est la vérification de la dalle mixte après durcissement du béton.

IV.2.1. Phase de construction

Le plancher est soumis aux charges permanentes dues au poids propre de la poutre et du béton (avant durcissement) et à la charge d'exploitation des ouvriers.

IV.2.1.1. Caractéristiques de la tôle nervurée

Pour cette structure on a réalisé notre plancher mixte en utilisant la tôle HI-bond 55.

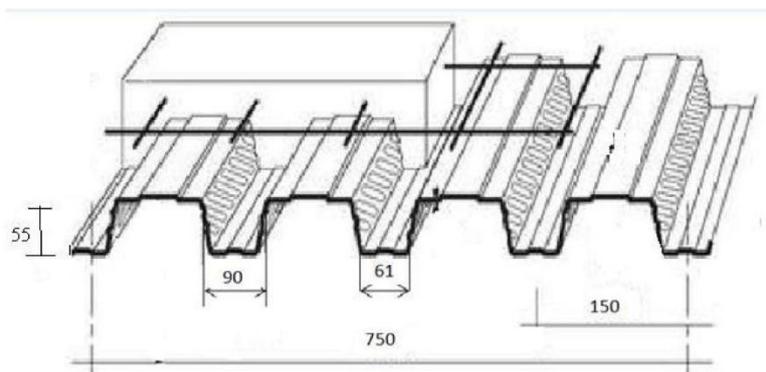


Figure IV.2. Dimensions de la tôle nervurée.

- Poids propre (1mm d'épaisseur) $P = 11 \text{ daN/m}^2$
- Contrainte de rupture $f_u = 400 \text{ MPa}$
- Contrainte élastique $f_y = 160 \text{ MPa}$
- Moment de résistance plastique $M_{pl,Rd} = 316 \text{ daN.m}$
- Moment d'inertie $I_{eff} = 50,3\text{cm}^4$

IV.2.1.2. Chargement

➤ **Charges permanentes**

$G_{dalle\ beton} = 2500 \times 1.295 \times 0.08 = 259 \text{ daN/ml}$
 $G_{tole} = 11 \text{ daN/ml}$
 $G_{Total} = 270 \text{ daN/ml}$

➤ **Surcharge d'exploitation (chantier)**

$Q = 150 \times 1.295 = 194.25 \text{ daN/ml}$

IV.2.1.3. Vérification à l'état limite ultime

Le diagramme des moments fléchissant est montré ci-dessous :

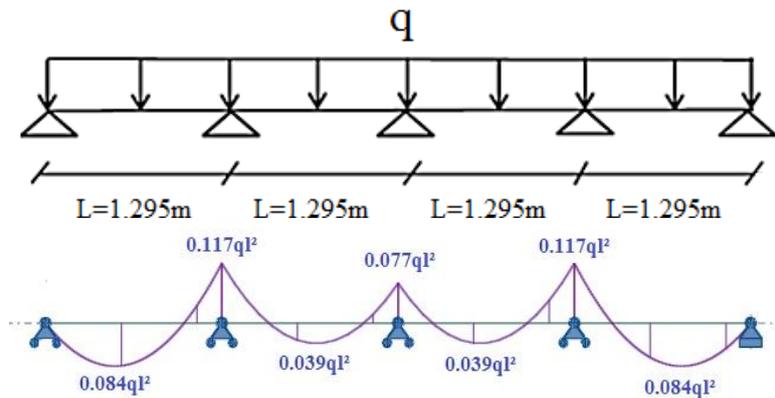


Figure IV.3. Diagramme de moment fléchissant de la tôle profilée.

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 270 + 1.5 \times 194.25$
 $\rightarrow Q_{ELU} = 655.875 \text{ daN/ml}$

$M_{Sd} = 0.117ql^2 = 0.117 \times 655.875 \times 1.295^2 = 128.69 \text{ daN.m}$

$M_{pl,Rd} = 316 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 128.69 \text{ daN.m}$ Condition vérifiée.

IV.2.1.4. Vérification a l'état limite service

La flèche doit satisfaire la condition suivante : $f \leq f_{max}$ avec $f_{max} = L/250$

Pour trouver les flèches d'une poutre continue on utilise l'abaque de MAQUART (ANNEXE B). On prend la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessous pour trouver les flèches de la poutre.

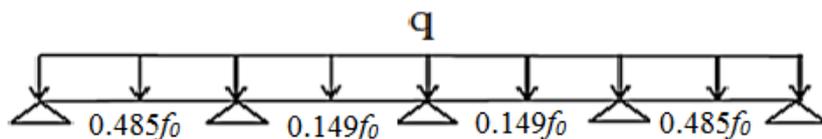


Figure IV.4. Flèches de la tôle profilée.

Avec
$$f_0 = \frac{5qL^4}{384 EI_{eff}}$$

$Q_{ELS} = G + Q = 270 + 150 = 420 \text{ daN/m}^2$

$q = 420 \times 1,295 = 543.9 \text{ daN/ml}$

On prend la flèche la plus défavorable $\rightarrow f = 0.485f_0$

$$f = 0.485 \times \frac{5 \times 543.9 \times 1.295^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 50.3 \times 10^{-8}} = 0.001 < 0.0051 \text{ m}$$
 Condition vérifiée.

IV.2.2. Phase final

Pour obtenir l'effet mixte souhaité. C'est-à-dire une collaboration parfaite entre l'acier et le béton, il faut que la liaison entre la poutre et la dalle soit réalisée de façon à transmettre les efforts rasants et limiter les glissements qui se développent à l'interface.

Dans les bâtiments, la connexion des poutres mixtes est assurée par des goujons soudés sur l'aile supérieure des poutres métalliques du plancher

IV.2.2.1 plancher terrasse

Pour le plancher terrasse l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE 100.

IV.2.2.1.1. Vérification de la section mixte

➤ **Largeur efficace de la dalle**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 4.47 \text{ m}$

$b_1 = b_2 = 0.647 \text{ m}$

$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{4.47}{8}; 0.647\right) = 0.56 \text{ donc } b_{eff} = 2 \times 0.56 = 1.12 \text{ m}$

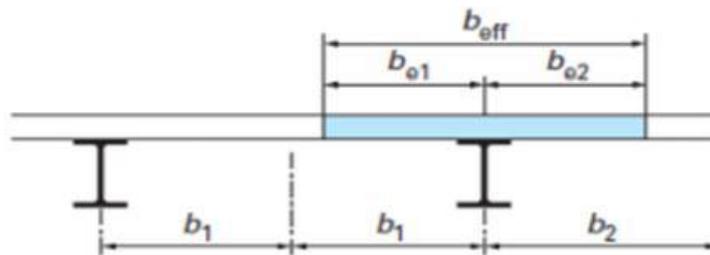


Figure IV.5. Largeur efficace de la dalle.

➤ **Chargement**

- **Charges permanentes**

$G_{solvie} = 8.1 \text{ daN/ml}$

$G_{étage} = 498 \times 1.12 = 557.766 \text{ daN/ml}$

$G_{Total} = 565.86 \text{ daN/ml}$

- **Surcharge d'exploitation**

$Q = 100 \times 1.12 = 112 \text{ daN/ml}$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_c = 80\text{mm}$
- $f_{ck} = 25\text{ MPa}$
- $f_y = 235\text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_m = 1,1$
- A_a : Section du profilé IPE 100 : $A_a = 1030\text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1120 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.5}\right) = 126933.33\text{ daN}$$

$$F_a = 1030 \times \frac{235}{1.1} = 22004.54\text{ daN}$$

$F_a < F_c$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{22004.54}{1120 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = 13.86\text{mm} \leq 80\text{mm}$$

➤ **Vérification au moment fléchissant**

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

- h_a : hauteur de profilé IPE100.
- h_p : hauteur des nervures.
- h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.Rd} = 22004.54 \left(\frac{0.1}{2} + 0.08 + 0.055 - \frac{0.01386}{2} \right) = 3918.348\text{ dan.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 565.86 + 1.5 \times 112$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 931.911 \text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{931.911 \times 4.47^2}{8} = 2327.55 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 3918.348 \text{ daN.m} > M_{sd} = 2327.55 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{931.91 \times 4.47}{2} = 2082.81 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{avec} \quad A_v = 506.17 \text{ mm}^2$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{506.17 \times 235}{1.1} = 3135.95 \text{ daN}$$

$$0.5V_{ply.Rd} = 3135.95 \text{ daN} > V_{sd} = 2082.81 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384 EI_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

➤ I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

➤ n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$ pour les bâtiments d'habitation ;

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 171 \times 10^4 + 1030 \times (185 - 13.86)^2 + \frac{1120 \times 80}{13.77} \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(13.86 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 39.794 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q \rightarrow Q_{ELS} = 565.86 + 112$$

$$\rightarrow Q_{ELS} = 677.86 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 677.86 \times 4.47^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 39.794 \times 10^{-6}} = 0.004 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 0.004 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{4.47}{250} = 0.017 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2.1.2. Etude des connecteurs

➤ **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 IV.6. Goujons à tête soudée avec le profilé.

Vérification des connecteurs avec les caractéristiques suivants :

- $d = 16 \text{ mm}$
- $h = 80 \text{ mm}$
- $f_y = 275 \text{ MPa}$
- $f_u = 430 \text{ MPa}$

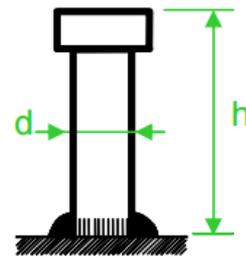


Figure IV.7. Les dimensions d'un connecteur.

➤ **Résistance du connecteur isolé**

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- F_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d \geq 4 \end{cases}$$

$$\frac{h}{d} = 5 > 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$$

- k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0.60 \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement

- $k_{t,max}$: Limite superieur pour le facteur k pris egal a 0.85 (ANNEXE B Tableau 6.2)
- N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris egal a 1
- $b_0 = 75.5 \text{ mm}$
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $h_{sc} = 80 \text{ mm}$

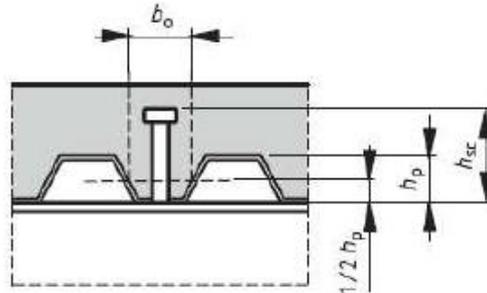


Figure IV.8. Dimension de la tôle profilée et connecteur.

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{75.5}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \text{ donc } k = 0.43$$

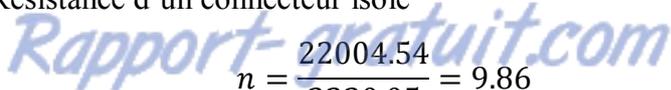
$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 \left(\frac{3.14 \times 16^2}{4} \right)}{1.25} = 2378.08 \text{ daN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 2230.05 \text{ daN} \end{array} \right. \quad P_{rd} = 2230.05 \text{ daN}$$

➤ **Nombre de connecteurs**

$$n = \frac{V_l}{P_{rd}}$$

Avec

- n : Le nombre de connecteurs
- V_l : Effort de cisaillement longitudinal
 $V_l = \min[F_a; F_c] = \min[22004.54; 126933.3] = 22004.54 \text{ daN}$
- P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé





 LE NUMERO 1 MONDIAL DU MÉMOIRES

On prend 10 connecteurs pour chaque solive.

➤ **Espacement des connecteurs**

Soit S l'espace entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n-1} = \frac{447}{10-1} = 49.7 \text{ cm}$$



Figure IV.9. Espacement entre connecteurs.

IV.2.2.1.3 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.4\% \Rightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times h_c = 0.004 \times 1290 \times 80 = 412.8 \text{ mm}^2$$

On choisit $\emptyset 8$, maillage de 100mm $\Rightarrow A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

IV.2.2.2. plancher étage courant

Pour le plancher étage courant l'épaisseur de la dalle est de 8 cm et le profile IPE100.

IV.2.2.2.1. Vérification de la section mixte

➤ **Largeur efficace de la dalle**

La largeur efficace de la dalle est donnée par l'expression suivante :

$$b_{eff} = b_{e1} + b_{e2} \quad \text{Avec} \quad b_{ei} = \min\left(\frac{L_0}{8}; b_i\right)$$

L_0 : La portée de la poutre $L_0 = 4.47 \text{ m}$

$$b_1 = b_2 = 0.647 \text{ m}$$

$$b_{e1} = b_{e2} = \min\left(\frac{4.47}{8}; 0.647\right) = 0.56 \text{ donc } b_{eff} = 2 \times 0.56 = 1.12 \text{ m}$$

➤ **Chargement**

- **Charges permanentes**

$$G_{solvie} = 8.1 \text{ daN/ml}$$

$$G_{étage} = 682 \times 1.12 = 763.84 \text{ daN/ml}$$

$$G_{Total} = 771.94 \text{ daN/ml}$$

- **Surcharge d'exploitation**

$$Q = 150 \times 1.12 = 168 \text{ daN/ml}$$

➤ **Position de l'axe neutre**

$$F_c = b_{eff} \times h_c \times \left(0.85 \frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)$$

$$F_a = A_a \times \frac{f_y}{\gamma_m}$$

Désignons respectivement par F_c et F_a les résistances plastique des profilés en traction et de la dalle en compression.

Avec :

- $h_c = 80\text{mm}$
- $f_{ck} = 25\text{ MPa}$
- $f_y = 235\text{ MPa}$
- $\gamma_c = 1,5$
- $\gamma_m = 1,1$
- A_a : Section du profilé IPE 100 : $A_a = 1030\text{ mm}^2$

Donc :

$$F_c = 1120 \times 80 \times \left(0.85 \frac{25}{1.5}\right) = 126933.33\text{ daN}$$

$$F_a = 1030 \times \frac{235}{1.1} = 22004.54\text{ daN}$$

$F_a < F_c$ Donc l'axe neutre se situe dans la dalle.

La position de l'axe neutre est calculée à partir de la formule suivante :

$$z = \frac{F_a}{b_{eff} \times 0.85 \times \frac{f_{ck}}{\gamma_c}} \leq h_c$$

$$z = \frac{22004.54}{1120 \times 0.85 \times \frac{25}{1.5}} = 13.86\text{mm} \leq 80\text{mm}$$

➤ Vérification au moment fléchissant

$$M_{sd} \leq M_{pl.Rd}$$

Le moment résistant plastique développé par la section mixte est :

$$M_{pl.Rd} = F_a \left(\frac{h_a}{2} + h_c + h_p - \frac{z}{2} \right)$$

Avec :

- h_a : hauteur de profilé IPE100.
- h_p : hauteur des nervures.
- h_c : épaisseur de la dalle en béton.

Donc :

$$M_{pl.Rd} = 22004.54 \left(\frac{0.1}{2} + 0.08 + 0.055 - \frac{0.01386}{2} \right) = 3918.348\text{ daN.m}$$

$$M_{sd} = \frac{q_{elu} \times l^2}{8}$$

$$Q_{ELU} = 1.35 G + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 \times 771.94 + 1.5 \times 168$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 1294.119\text{ daN/ml}$$

$$M_{sd} = \frac{1294.119 \times 4.47^2}{8} = 3232.2 \text{ daN.m}$$

$$M_{ply.Rd} = 3918.348 \text{ daN.m} > M_{sd} = 3232.2 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de cisaillement**

$$V_{sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = \frac{q_{elu} \times l}{2} = \frac{1294.119 \times 4.47}{2} = 2892.35 \text{ daN}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \frac{A_v \times f_y}{\gamma_{mo}} \quad \text{avec} \quad A_v = 506.17 \text{ mm}^2$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 0.5 \times 0.58 \times \frac{506.17 \times 235}{1.1} = 3135.95 \text{ daN}$$

$$0.5V_{ply.Rd} = 3135.95 \text{ daN} > V_{sd} = 2892.35 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification de la condition de flèche**

$$f_{adm} \leq f_{max} \quad \text{avec} \quad f_{max} = L/250 \quad \text{et} \quad f_{adm} = \frac{5q_{els}L^4}{384 E I_1}$$

$$I_1 = I_a + A_a(z_a - z)^2 + \frac{b_{eff} \times h_c}{n} \left(\frac{h_c^2}{12} + \left(z - \frac{h_c}{2} \right)^2 \right)$$

➤ I_a : Moment d'inertie de la poutre ($I_a = I_y$).

➤ n : Coefficient d'équivalence Avec $n = \frac{E_a}{E'_c}$

E_a : Module d'élasticité de l'acier de construction. $E_a = 210000 \text{ MPa}$

E'_c : Module d'équivalence du béton avec $E'_c = \frac{E_{cm}}{2}$ pour les bâtiments d'habitation ;

$E_{cm} = 30500 \text{ MPa}$ Pour un béton de classe C25/30.

$$n = \frac{210000}{30500/2} = 13.77$$

$$I_h = 171 \times 10^4 + 1030 \times (185 - 13.86)^2 + \frac{1120 \times 80}{13.77} \times \left(\frac{80^2}{12} + \left(13.86 - \frac{80}{2} \right)^2 \right)$$

$$I_h = 39.794 \times 10^6 \text{ mm}^4$$

$$Q_{ELS} = G + Q \rightarrow Q_{ELS} = 771.94 + 168$$

$$\rightarrow Q_{ELS} = 939.94 \text{ daN/ml}$$

$$f_{adm} = \frac{5 \times 939.94 \times 4.47^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 39.794 \times 10^{-6}} = 0.006 \text{ m}$$

$$f_{adm} = 0.006 \text{ m} < f_{max} = \frac{l}{250} = \frac{4.47}{250} = 0.017 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

IV.2.2.2.2. Etude des connecteurs

➤ **Définition**

Les connecteurs utilisés dans le plancher terrasse sont les mêmes que ceux utilisés dans le plancher étage courant

➤ **Résistance du connecteur isolé**

Résistance du goujon en cisaillement :

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times k \times f_u \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)}{\gamma_v} \\ \frac{0.29 \times k \times \alpha \times d^2 \sqrt{f_{ck} \times E_{cm}}}{\gamma_v} \end{array} \right.$$

- γ_v : Le coefficient partiel de sécurité pour les connecteurs pris égal à 1,25.
- d : diamètre du fut du goujon.
- f_u : Résistance ultime en traction de l'acier du goujon égale à 430 MPa.
- E_{cm} : Valeur du module d'élasticité sécant du béton égale à 30500 MPa.
- F_{ck} : Résistance caractéristique du béton égale à 25 MPa.
- α : Facteur correctif

$$\alpha = \begin{cases} 0.2 \times \left(\frac{h}{d} + 1 \right) & \text{pour } 3 \leq h/d \leq 4 \\ 1 & \text{pour } h/d \geq 4 \end{cases}$$

$\frac{h}{d} = 5 > 4 \quad \text{donc } \alpha = 1$

- k : Facteur de réduction pour tenir compte de la présence des nervures, les solives sont perpendiculaire au nervures de la tôle profilé donc il est calculé comme suite:

$$k = \begin{cases} 0.60 \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq 1 & \text{si les nervures sont // à l'effort de cisaillement} \\ \frac{0.7}{\sqrt{N_r}} \cdot \frac{b_0}{h_p} \left(\frac{h_{sc}}{h_p} - 1 \right) \leq k_{t,max} & \text{si les nervures sont } \perp \text{ à l'effort de cisaillement} \end{cases}$$

Les nervures sont \perp à l'effort de cisaillement

- $k_{t,max}$: Limite superieur pour le facteur k egal a 0.85 (ANNEXE B Tableau 6.2)
- N_r : Nombre de goujons dans une nervure pris égal a 1
- $b_0 = 75.5 \text{ mm}$
- $h_p = 55 \text{ mm}$
- $h_{sc} = 80 \text{ mm}$

$$k = \frac{0.7}{\sqrt{1}} \cdot \frac{75.5}{55} \left(\frac{80}{55} - 1 \right) = 0.43 \leq 0.85 \quad \text{donc } k = 0.43$$

$$P_{rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.8 \times 0.43 \times 430 \left(\frac{3.14 \times 16^2}{4} \right)}{1.25} = 2378.08 \text{ daN} \\ \frac{0.29 \times 0.43 \times 1 \times 16^2 \sqrt{25 \times 30500}}{1.25} = 2230.05 \text{ daN} \end{array} \right. \quad P_{rd} = 2230.05 \text{ daN}$$

➤ **Nombre de connecteurs**

$$n = \frac{V_l}{p_{rd}}$$

Avec

- n : Le nombre de connecteurs
- V_l : Effort de cisaillement longitudinal
 $V_l = \min[F_a; F_c] = \min[22004.54; 126933.3] = 22004.54 \text{ daN}$
- P_{rd} : Résistance d'un connecteur isolé

$$n = \frac{22004.54}{2230.05} = 9.86$$

On prend 10 connecteurs pour chaque solive.

➤ **Espacement des connecteurs**

Soit S l'espacement entre les connecteurs calculé comme suit :

$$S = \frac{l}{n - 1} = \frac{447}{10 - 1} = 49.7 \text{ cm}$$

IV.2.2.2.3 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur, il est sous forme d'un treillis soudé.

$$\rho = \frac{A_s}{b h_c} \geq 0.4\% \Rightarrow A_s \geq 0.004 \times b \times h_c = 0.004 \times 1290 \times 80 = 412.8 \text{ mm}^2$$

On choisit $\emptyset 8$, maillage de 100mm $\Rightarrow A_s = 502.4 \text{ mm}^2$

IV.3 CALCUL DE L'ACROTÈRE

IV.3.1 Introduction

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé dont la réalisation est nécessaire pour assurer l'étanchéité des terrasses inaccessibles.

L'acrotère est une console encastrée au plancher terrasse. Le calcul se fait à la flexion composée, pour une bande de 1 m de longueur. L'effort normal provoqué par le poids propre et le moment de flexion provoqué par la main courante

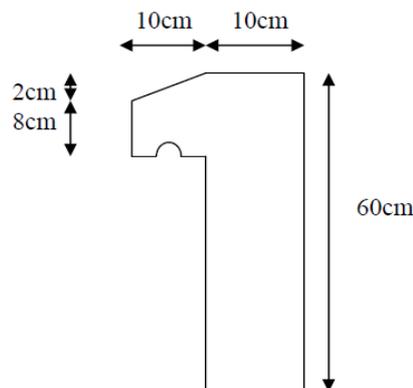


Figure IV.10. Schéma statique de l'acrotère

IV.3.2 Calcul au séisme

Selon le [RPA 99 version 2003, art 6-2-3] l'acrotère est considéré comme étant un élément non structural sur lequel agit une force horizontale "F_P" due au séisme calculé suivant la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p = 4 \times 0.10 \times 0.8 \times 172.5 = 55.20 \text{ daN/ml} < Q = 100 \text{ daN/ml}$$

Avec :

$$\begin{cases} A = 0.10 : \text{coefficient d'accélération (zone I, groupe 1B selon le tableau 4.1 du RPA).} \\ C_p = 0.8 : \text{coefficient d'accélération (selon le tableau 6.1 du RPA).} \\ W_p = P \cdot P_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ daN/ml} : \text{ poids de l'acrotère.} \end{cases}$$

La charge d'exploitation Q de l'acrotère (due à une main courante) est donc plus prépondérante que l'action de la force due au séisme donc on prend $Q = 100 \text{ daN/ml}$

IV.3.3 Sollicitations agissant sur l'acrotère

Les sollicitations qui agissent sur l'élément secondaire non structural acrotère sont :

- Charge permanente (poids propre) $G_{\text{acrotère}} = 172.5 \text{ kg/ml}$.
- Charge d'exploitation (main courante) $Q = 100 \text{ kg/ml}$.

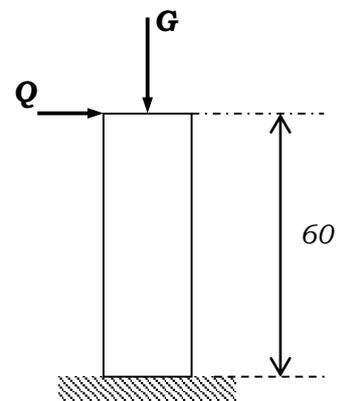


Figure IV.11. Charges sur l'acrotère

A l'ELU :

$$N_u = 1.35 \times 172.5 = 232.875 \text{ daN/ml}$$

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 100 \times 0.6 = 90 \text{ daN.m}$$

➤ Excentricité du 1^{er} ordre

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_0 = \frac{90}{232.875} + 0.02 = 0.41 \text{ m}$$

Avec :

$$e_0 = \max\left(2 \text{ cm}; \frac{h}{250}\right) = \left(2 \text{ cm}; \frac{60}{250}\right) = (2; 0.24) = 2 \text{ cm}$$

➤ Excentricité du 2^{ème} ordre

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 b} (2 + \alpha\varphi) = \frac{3 \times 1.2^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.63 \times 0.2) = 0.0092 \text{ m}$$

Avec :

$$\begin{cases} l_f = 2l = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} \\ \varphi = 0.2 \\ \alpha = \frac{G}{G + Q} = \frac{172.5}{172.5 + 100} = 0.63 \end{cases}$$

- Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée :

$$\begin{cases} N_u = 232.875 \text{ daN/ml} \\ M_u = N_u(e_1 + e_2) = 97.621 \text{ daN.m} \end{cases}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = (e_1 + e_2) + \left(d - \frac{b}{2}\right) = (0.41 + 0.0092) + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.459 \text{ m} \\ M_{uA} = N_u \times e_A = 232.875 \times 0.459 = 106.936 \text{ daN.m} \end{cases}$$

A P'ELS :

$$N_s = 172.5 \text{ daN/ml}$$

$$M_s = Q \times h = 100 \times 0.6 = 60 \text{ daN.m}$$

$$e_{0s} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{60}{172.5} = 0.347 \text{ m}$$

- Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendus :

$$\begin{cases} e_A = e_{0s} + \left(d - \frac{b}{2}\right) = 0.347 + \left(0.09 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.387 \text{ m} \\ M_{sA} = N_s \times e_A = 172.5 \times 0.387 = 66.758 \text{ daN.m} \end{cases}$$

IV.3.4 Ferrailage de l'acrotère

Le BAEL 91 (art 5-3-1) préconise de prévoir pour les éléments exposés aux intempéries, le ferrailage est effectué pour des bandes de 1m de largeur.

- Moment réduit de référence :

$$\mu_r = \frac{0.8h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = \frac{0.8 \times 0.1}{0.09} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.09}\right) = 0.493$$

- Moment réduit de agissant :

$$\mu_u = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.0011}{1 \times 0.09^2 \times 14.16} = 0.010$$

Avec $\begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.09 \text{ m} \end{cases}$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.493 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{uA}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.0011}{0.09 \times 348} = 0.351 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $\begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.09 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.090 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.012 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \max\left(\frac{4}{\text{Périmètre}}; \frac{0.2B}{100}\right) = \max(3.74; 2) = 3.74 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour les armatures longitudinales 5T10 avec $A_{st} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Pour les armatures de répartition on a :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2$$

Donc on opte pour les armatures de répartition 4T10 avec $A_{st} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

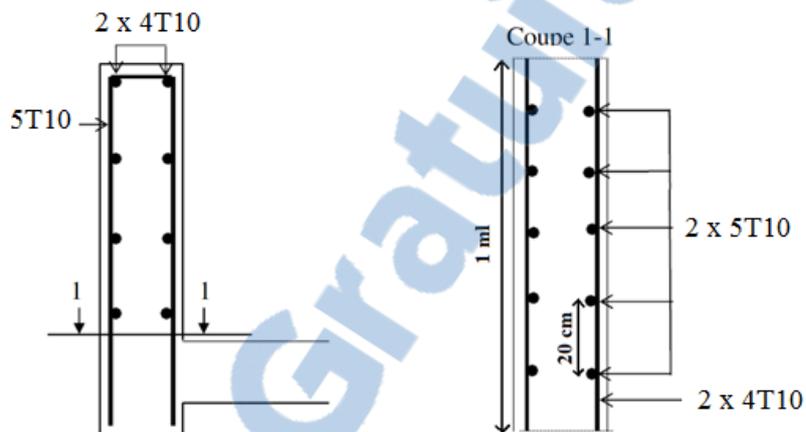


Figure IV.12. Disposition des armatures dans l'acrotère

CHAPITRE V :

Etude sismique

V.1. INTRODUCTION

Les actions dynamiques les plus complexes appliquées sur un bâtiment, sont généralement des actions dus au séisme.

Ces actions sismiques induisent au niveau de la fondation des mouvements essentiellement horizontaux. Et à la superstructure des forces d'inertie qui s'oppose aux mouvements du sol, qui donnent des déplacements assez importants.

L'objectif est de déterminer tout d'abord des efforts sismiques sollicités la structure, et de vérifier après plusieurs paramètre.

Le calcul sismique se fait selon le règlement parasismique Algérien RPA99/version 2003 (D.T.R-B.C-2.48), qui met à notre disposition trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente,
- La méthode d'analyse modale spectrale (spectre de réponse),
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

On choisit la méthode d'analyse modale spectrale.

V.2. PRINCIPE DE LA METHODE MODALE SPECTRALE

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrées 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.

V.3. CRITERES DE CLASSIFICATION PAR LE RPA99 V 2003

Pour ce cas, la structure se trouve dans la wilaya de SIDI BEL ABBES qui se situe dans une zone de faible sismicité zone I.

Cet ouvrage représente un bâtiment à usage d'habitation dont la hauteur dépasse 48m, il est considéré comme ouvrage de grande importance, groupe 1B.

Le site est meuble donc il est classé en catégorie S3.

V.4. ANALYSE DYNAMIQUE DE LA STRUCTURE

L'objectif de l'étude dynamique d'une structure est la détermination de ses caractéristiques dynamiques propres. Ceci est obtenu en considérant son comportement en vibration libre non amorti. Cela nous permet de calculer les efforts et les déplacements maximums lors d'un séisme.

V.4.1. Modélisation de la structure

La modélisation est l'établissement d'un modèle à partir de la structure réelle. Ceci sera suivi par certaines modifications afin d'approcher le comportement de la structure d'origine au maximum.

Le logiciel ROBOT, conçu pour le calcul et la conception des structures d'ingénieries, spécialement dans le domaine du bâtiment et des ouvrages de génie civil, permet dans un premier temps de modéliser la structure réelle.

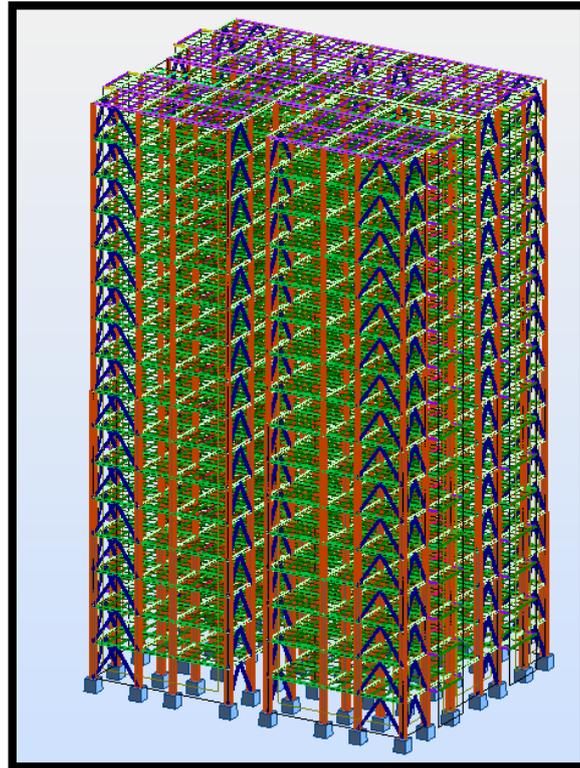


Figure V.1. Modèle de la structure en 3D.

V.4.2. Spectre de réponse de calcul

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

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} (2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1)\right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

Avec

- A : coefficient d'accélération de zone, donné suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment
- η : facteur de correction d'amortissement.
- T1 et T2 Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site :

Site meuble S₃ : $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$

- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du Système de contreventement : Ossature contreventée par palée triangulées en V.
- Q : Facteur de qualité donné par la formule suivante : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

Critère q	P _q	
	Suivant X	Suivant Y
1. Conditions minimales sur les files de Contreventement	0.05	0.05
2. Redondance en plan	0.05	0
3. Régularité en plan	0.05	0.05
4. Régularité en élévation	0.05	0
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0.1	0.1
	Q _x = 1.3	Q _y = 1.2

Tableau V.I. Facteur de qualité suivant les deux sens.

V.4.3. Analyse modale spectacle

L'analyse modale spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par une sollicitation sismique décrite sous forme d'un spectre de réponse.

Ce type d'analyse peut être appliqué à tous types de structure avec des résultats plus exacts et souvent satisfaisants à condition d'avoir fait une bonne modélisation.

Le spectre est caractérisé par les données suivantes :

- Zone sismique I (SIDI BEL ABBES).
- Groupe d'usage 1B (ouvrages de grande importance).
- Site meuble (S3).
- Pourcentage d'amortissement ($\xi = 5\%$).
- Coefficient de comportement ($R = 3$).
- Facteur de qualité ($Q = 1.3$) suivant X.
- Facteur de qualité ($Q = 1.2$) suivant Y.

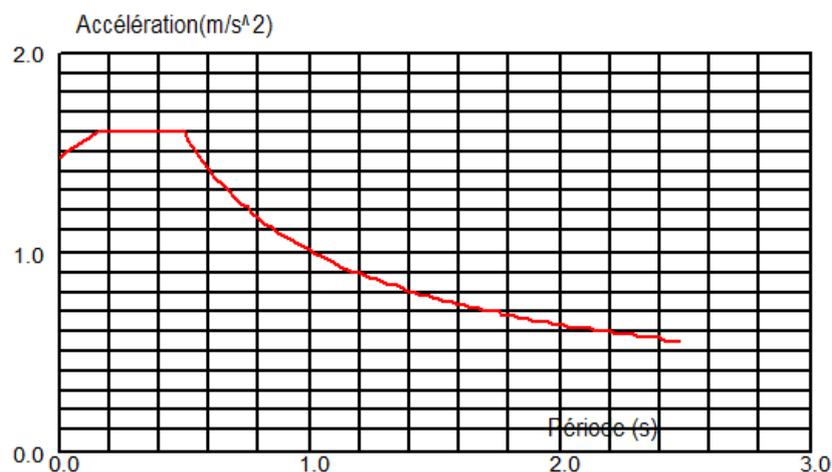


Figure V.2. Spectre de réponse suivant X.

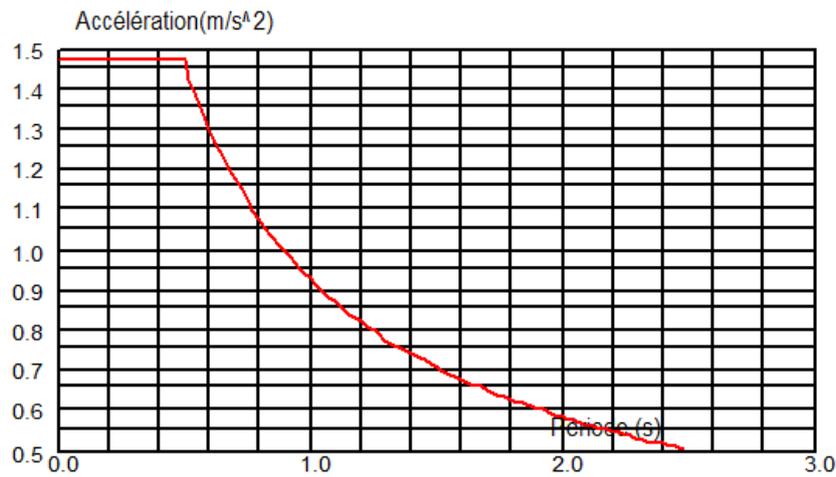


Figure V.3. Spectre de réponse suivant Y.

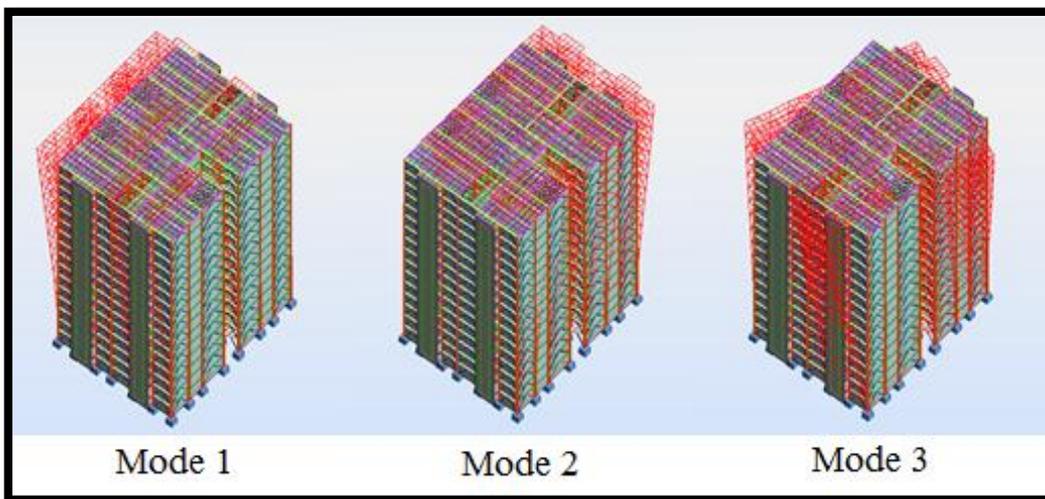


Figure V.4. Les 3 premiers modes de vibration lors du séisme.

V.5. VERIFICATION DE LA STRUCTURE

V.5.1. Vérification de la période fondamentale de la structure

La valeur de T, calculée par le logiciel AUTODESK Robot, ne doit pas dépasser celle estimée à partir de la formule empirique appropriée de plus de 30%.

La période fondamentale obtenu par le logiciel : $T = 1.892 \text{ s}$.

La période empirique est donnée par la formule suivante : $T_{emp} = C_T h_N^{3/4}$

- h_N : Hauteur en mètre de la base de la structure au dernier niveau N.
- C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

Dans ce cas : $\begin{cases} C_T = 0.05 \\ T_{emp} = 0.95 \text{ s} \end{cases}$

Donc $T = 1.892 \text{ s} > 130\% T_{emp} = 1.235 \text{ s}$.

La condition n'est pas vérifiée, mais on peut tolérer une période un peu plus grand que la période empirique puisqu'il s'agit d'une structure en charpente métallique, donc une structure flexible, sachant que nous avons eu de mal à ajouter des contreventements pour le bon fonctionnement de la structure (bâtiment).

V.5.2. Vérification de la force sismique à la base

La force sismique totale V est donnée par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times w$$

- A : Coefficient d'accélération de la zone : suivant la zone sismique et le groupe d'usage de bâtiment (A = 0.12).
- D : Coefficient d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5 \eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T > 3,0s \end{cases}$$

- T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site (T₂ = 0.5 s).
- η : facteur de correction d'amortissement avec ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif.
(Acier dense) ξ = 5 % → η = 1

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3.0s$$

$$D = 2.5 \times 1 \times \left(\frac{0.5}{1.892}\right)^{2/3} = 1.029$$

- Q : Facteur de qualité (Q_x = 1.3 ; Q_y = 1.2).
- R : Coefficient de comportement global de la structure donnée en fonction du système de contreventement (R = 3).
- W : Poids total de la structure (calculée par ROBOT) W = 7517712.145 daN

$$V_x = \frac{0.12 \times 1.029 \times 1.3}{3} \times 7517712.145 = 402257.74 \text{ daN}$$

$$V_y = \frac{0.12 \times 1.029 \times 1.2}{3} \times 7517712.145 = 371314.84 \text{ daN}$$

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

	Global F _x (daN)	Global F _y (daN)
E _x	426243.272	25111.285
E _y	7803.385	377503.009

Tableau V.2. Les forces sismiques suivant les deux sens.

$$V_{xdynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 426982.32 \text{ daN}$$

$$V_{ydynamique} = \sqrt{F_x^2 + F_y^2} = 377583.65 \text{ daN}$$

	V _t (daN)	V (daN)	80% V (daN)	V _t > 80% V
V _x	426982.32	402257.74	321806.192	Vérifiée
V _y	377583.65	371314.84	297051.87	Vérifiée

Tableau V.3. Comparaison de V_{dyn t} avec 80% V.

V.5.3. Vérification des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau ‘K’ de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l’effet de torsion).
- R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relative au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Les déplacements relatifs latéraux d’un étage par rapport à l’étage qui lui est adjacent doivent satisfaire à l’article 5.10, c’est-à-dire que ces derniers ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d’étage.

Niveau	δ _{ek} (cm)	δ _k	Δk	H _{étage} /100	Δk < H _{étage} /100
RDC	0.713	2.139	2.139	3.125	Vérifiée
1 ^{er} étage	1.236	3.708	1.569	3.125	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1.438	4.314	0.606	3.125	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1.550	4.65	0.336	3.125	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1.771	5.313	0.663	3.125	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1.870	5.61	0.297	3.125	Vérifiée
6 ^{ème} étage	1.948	5.844	0.234	3.125	Vérifiée
7 ^{ème} étage	1.982	5.946	0.102	3.125	Vérifiée
8 ^{ème} étage	2.029	6.087	0.141	3.125	Vérifiée

9 ^{ème} étage	2.011	6.033	0.054	3.125	Vérifiée
10 ^{ème} étage	1.975	5.925	0.108	3.125	Vérifiée
11 ^{ème} étage	1.900	5.7	0.225	3.125	Vérifiée
12 ^{ème} étage	1.921	5.763	0.063	3.125	Vérifiée
13 ^{ème} étage	1.793	5.379	0.384	3.125	Vérifiée
14 ^{ème} étage	1.653	4.959	0.42	3.125	Vérifiée
15 ^{ème} étage	1.527	4.581	0.378	3.125	Vérifiée

Tableau V.4. Déplacements résultants suivant X.

Niveau	δ_{ek} (cm)	δ_k	Δk	$H_{\text{étage}}/100$	$\Delta k < H_{\text{étage}}/100$
RDC	0.618	1.854	1.854	3.125	Vérifiée
1 ^{er} étage	0.997	2.991	1.137	3.125	Vérifiée
2 ^{ème} étage	1.274	3.822	0.831	3.125	Vérifiée
3 ^{ème} étage	1.490	4.47	0.648	3.125	Vérifiée
4 ^{ème} étage	1.682	5.046	0.576	3.125	Vérifiée
5 ^{ème} étage	1.888	5.664	0.618	3.125	Vérifiée
6 ^{ème} étage	2.047	6.141	0.477	3.125	Vérifiée
7 ^{ème} étage	2.159	6.477	0.336	3.125	Vérifiée
8 ^{ème} étage	2.247	6.741	0.264	3.125	Vérifiée
9 ^{ème} étage	2.297	6.891	0.15	3.125	Vérifiée
10 ^{ème} étage	2.316	6.948	0.057	3.125	Vérifiée
11 ^{ème} étage	2.301	6.903	0.045	3.125	Vérifiée
12 ^{ème} étage	2.295	6.885	0.018	3.125	Vérifiée
13 ^{ème} étage	2.221	6.663	0.222	3.125	Vérifiée
14 ^{ème} étage	2.128	6.384	0.279	3.125	Vérifiée
15 ^{ème} étage	2.024	6.072	0.312	3.125	Vérifiée

Tableau V.5. Déplacements résultants suivant Y.

CHAPITRE VI :

*Dimensionnement des éléments
structuraux et secondaires*

VI.1. INTRODUCTION

La solution structurelle la plus économique pour les bâtiments à étages multiples est donnée par les ossatures en acier simples, contreventées, rigides,

La structure est composée de poutres principales et de poteaux et les éléments secondaires sont les poutres secondaires et les contreventements.

Tous les éléments de la structure doivent être déterminés et vérifiés de sorte à résister aux charges appliquées et cela en passant par la réglementation du CCM97.

VI.2. DIMENSIONNEMENT DES POUTRES

Les poutres principales et secondaires sont des éléments structuraux, qui permettent de supporter les charges des planchers et les transmettent aux poteaux, elles sont sollicitées principalement par un moment de flexion.

VI.2.1. Poutre principale de rive terrasse

Pour les poutres principales de rive de terrasse, on a tiré des profilés en IPE 160.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + Ex$ avec :

$$M_{Sd} = 1852.154 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 2009.733 \text{ daN}$$

VI.2.1.1. Classe du profilé IPE 160

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{127.2}{5} = 25.44 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{82/2}{7.4} = 5.54 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.1.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 966 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 966}{1.1} = 119696.181 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 5984.809 \text{ daN} > V_{Sd} = 2009.733 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VI.2.1.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{123.9 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 26469545.45 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 2646.95 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 1852.154 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE160 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.2.2. Poutre intermédiaire pour terrasse

Pour les poutres principales intermédiaires de terrasse, on a tiré des profilés en IPE 220.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + Ex avec :

$$M_{Sd} = 5536.919 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 6843.786 \text{ daN}$$

VI.2.2.1. Classe du profilé IPE 220

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.10 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{110/2}{9.2} = 5.97 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.2.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 1588 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1588}{1.1} = 196767.636 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 9838.381 \text{ daN} > V_{Sd} = 6843.786 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.2.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{285.4 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60971818.18 \text{ N.mm}$$

Le profilé IPE220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.2.3. Poutre principale de rive d'étage courant

Pour les poutres principales de rive d'étage courant, on a tiré des profilés en IPE 200.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + Ex$ avec :

$$M_{Sd} = 3497.527 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 1685.325 \text{ daN}$$

VI.2.3.1. Classe du profilé IPE 200

➤ Classe de l'âme fléchie

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{159}{5.6} = 28.39 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ Classe de la semelle comprimée

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{100/2}{8.5} = 5.88 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.3.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 1400 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1400}{1.1} = 173472.727 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 8673.636 \text{ daN} > V_{Sd} = 1685.325 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.3.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{PL,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{221 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 47213636.36 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 4721.363 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 3497.527 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 200 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.2.4. Poutre principale intermédiaire étage courant

Pour les poutres principales intermédiaires d'étage courant, on a tiré des profilés IPE 330.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + Ex$ avec :

$$M_{Sd} = 14240.777 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 2856.776 \text{ daN}$$

VI.2.4.1. Classe du profilé IPE 330➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{271}{7.5} = 36.13 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{160/2}{11.5} = 6.95 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.4.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 3080 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 3080}{1.1} = 381640 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 19082 \text{ daN} > V_{Sd} = 2856.776 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.4.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{804 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 171763636.4 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 17176.364 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 14240.777 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE330 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.2.5. Poutre principale en console pour terrasse

Pour les poutres principales en console pour terrasse, on a tiré des profilés en IPE 140.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G + 1.5 Q avec :

$$M_{Sd} = 1172.074 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 1383.047 \text{ daN}$$

VI.2.5.1. Classe du profilé IPE 140➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{73/2}{6.9} = 5.28 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.5.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 7640 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1400}{1.1} = 946665.454 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 47333.272 \text{ daN} > V_{Sd} = 1383.047 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.5.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{88.3 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 18864090.91 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 1886.40 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 1172.074 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 140 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.2.6. Poutre principale en console d'étage courant

Pour les poutres principales en console d'étage courant, on a tiré des profilés en IPE 140.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est 1.35 G + 1.5 Q avec :

$$M_{Sd} = 1712.75 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 2902.971 \text{ daN}$$

VI.2.6.1. Classe du profilé IPE 140➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{112.2}{4.7} = 23.87 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{73/2}{6.9} = 5.28 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.6.3. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 7640 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1400}{1.1} = 946665.454 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 47333.272 \text{ daN} > V_{Sd} = 2902.971 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée}$$

VI.2.6.2. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{ply}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{88.3 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 18864090.91 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 1886.40 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 1712.75 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 140 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.2.7. Poutres secondaires

Pour les poutres secondaires, on a tiré des profilés en IPE 220.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + EY avec :

$$M_{Sd} = 5546.486 \text{ daN.m} \quad V_{Sd} = 5133.01 \text{ daN}$$

VI.2.7.1. Classe du profilé IPE 220➤ **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{177.6}{5.9} = 30.1 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{110/2}{9.2} = 5.97 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.2.7.2. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r)t_f = 1590 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 1590}{1.1} = 197015.45 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 98507.72 \text{ daN} > V_{Sd} = 5133.01 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.2.7.3. Vérification du moment fléchissant

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{ply.Rd} = \frac{W_{Pl.y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{88.3 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 60886363.64 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 6088.63 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 5546.486 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé IPE 220 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.3. DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

Les poteaux sont des éléments qui travaillent principalement à la compression et la flexion, et cela par les charges du plancher et des efforts horizontaux, donc les poteaux sont dimensionnés à la flexion composée.

VI.3.1. Tronçon du RDC au 3^{ème} étage

Pour ce tronçon on a tiré des profilés en HEA 450.

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + 1.2 EX avec :

$$N_{sd} = 305710.66 \text{ daN}$$

$$M_{y,sd} = 9397.487 \text{ daN.m}$$

$$M_{z,sd} = 1073.942 \text{ daN.m}$$

$$V_{sd} = 2093.882 \text{ daN}$$

VI.3.1.1. Classe du profilé HEA 450

➤ **Classe de l'âme fléchie et comprimée**

Dans ce cas $\alpha = 0.23 < 0.5$ (ANNEXE C)

$$\frac{d}{t_w} \leq \frac{36\varepsilon}{\alpha}$$

$$\frac{344}{11.5} = 29.91 < \frac{36}{0.23} = 156.52 \rightarrow \text{l'âme est de classe I}$$

➤ **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{300/2}{21} = 7.14 < 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

VI.3.1.2. Vérification de la résistance à la flexion composée

Comme il y a la flexion composée sur les poteaux, il y a donc un risque de déversement à vérifier.

Le déversement est pris en considération que si $\bar{\lambda}_{LT} \geq 0.4$

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{\lambda_{LT}}{\lambda_1} \sqrt{\beta_w}$$

Section transversales de classe 1 $\rightarrow \beta_w = 1$

$$\lambda_1 = 93.9 \cdot \varepsilon \text{ avec } \varepsilon = \left[\frac{235}{f_y} \right]^{0.5} = 1 \rightarrow \lambda_1 = 93.9$$

Puisque les poteaux sont encastres des deux extrémités, les facteurs de longueur effective K et K_w sont pris égale à 0.5 et donc la formule de λ_{LT} est de forme :

$$\lambda_{LT} = \frac{K \cdot L \cdot \left(\frac{W_{ply}^2}{I_w I_z} \right)^{0.25}}{\sqrt{C_1} \times \left[\left(\frac{K}{K_w} \right)^2 + \frac{(KL)^2 \cdot G \cdot I_t}{\pi^2 \cdot E \cdot I_w} \right]^{0.25}}$$

$$\lambda_{LT} = \frac{0.5 \times 3125 \times \left(\frac{(3215 \times 10^3)^2}{4148 \times 10^9 \times 9465 \times 10^4} \right)^{0.25}}{\sqrt{3.093} \times \left[\left(\frac{0.5}{0.5} \right)^2 + \frac{(0.5 \times 3125)^2 \times 81000 \times 243.8 \times 10^4}{3.14^2 \times 210000 \times 4148 \times 10^9} \right]^{0.25}} = 11.16$$

Avec $C_1 = 3.093$ selon le diagramme de moment et le facteur de longueur effective K

$$\bar{\lambda}_{LT} = \frac{11.16}{93.9} = 0.118 < 0.4$$

$\bar{\lambda}_{LT} \leq 0.4$, donc il est inutile de prendre en compte le déversement

Donc la formule de vérification de la section sera comme suite :

$$\frac{N_{sd}}{\chi_{min} A \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_y M_{ySd}}{W_{Ply} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} + \frac{K_z M_{zSd}}{W_{Plz} \frac{f_y}{\gamma_{M1}}} \leq 1$$

➤ Calcul de χ_{min}

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\lambda}_y = \frac{\lambda_y}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_y}{i_y}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3125}{\frac{189.2}{93.9}} = 0.087 \leq 0.2 \\ \bar{\lambda}_z = \frac{\lambda_z}{\lambda_1} = \frac{\frac{L f_z}{i_z}}{93.9 \varepsilon} = \frac{0.5 \times 3125}{\frac{72.9}{93.9}} = 0.228 > 0.2 \end{array} \right.$$

Donc le flambement sera considéré juste dans le sens z-z

$$\phi_z = 0.5 \times \left[1 + \alpha(\bar{\lambda}_z - 0.2) + \bar{\lambda}_z^2 \right] = 0.5 \times [1 + 0.34(0.228 - 0.2) + 0.228^2] = 0.53$$

Avec $\alpha = 0.34$ le facteur d'imperfection qui correspond a la courbe de flambement b

$$\chi_{min} = \chi_z = \frac{1}{\phi_z + [\phi_z^2 - \bar{\lambda}_z^2]^{0.5}} = \frac{1}{0.53 + [0.53^2 - 0.228^2]^{0.5}} = 0.99$$

➤ Calcul de k_y et k_z

$$k_y = 1 - \frac{\mu_y \cdot N_{sd}}{\chi_y \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_y = \bar{\lambda}_y(2 \times \beta_{My} - 4) + \frac{(W_{ply} - W_{ely})}{W_{ely}}$$

$$\mu_y = 0.087 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{3216 \times 10^3 - 2896 \times 10^3}{2896 \times 10^3} = 0.136$$

$$k_y = 1 - \frac{0.136 \times 3057106.6}{1 \times 17800 \times 235} = 0.902$$

$$k_z = 1 - \frac{\mu_z \cdot N_{sd}}{\chi_z \cdot A \cdot f_y}$$

$$\text{Avec } \mu_z = \bar{\lambda}_z(2 \times \beta_{Mz} - 4) + \frac{(W_{plz} - W_{elz})}{W_{elz}}$$

$$\mu_z = 0.228 \times (2 \times 2.15 - 4) + \frac{965.5 \times 10^3 - 631 \times 10^3}{631 \times 10^3} = 0.598$$

$$k_z = 1 - \frac{0.598 \times 3057106.6}{0.99 \times 17800 \times 235} = 0.558$$

β_{My} ; β_{Mz} : Facteurs de moment uniforme équivalent (voir ANNEXE C)

Après avoir déterminé k_y et k_z et χ_{\min}

$$\frac{3057106.6}{0.99 \times 17800 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.9 \times 9397.487 \times 10^4}{3215 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} + \frac{0.558 \times 1073.942 \times 10^4}{965.5 \times 10^3 \times \frac{235}{1.1}} = 0.964 \leq 1$$

VI.3.1.3. Vérification du cisaillement

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + 2 r) t_f = 6578 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 6578}{1.1} = 815074 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 40753.7 \text{ daN} > V_{Sd} = 2093.882 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé HEA 450 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance.

VI.3.1.4. Vérification des déplacements

Il est nécessaire de vérifier les déplacements en tête de poteaux Δ , afin de se prémunir contre d'éventuels désordres dans les éléments secondaires.

$$\Delta \leq \Delta_{ad} \quad \text{avec} \quad \Delta_{ad} = \frac{h}{400} = \frac{312.5}{400} = 0.781 \text{ cm}$$

$$\Delta = \frac{\sigma_f h^2}{3 \times 10000H} \left(1 + \frac{1}{2k} \right)$$

➤ σ_f : La contrainte à la flexion

$$\sigma_f = \frac{M_{y,Sd}}{W_{ply}} = \frac{9397.48}{2896 \times 10^{-6}} = 29.22 \text{ MPa}$$

➤ h : Hauteur du poteau

➤ H : Hauteur du profil du poteau

$$k = \frac{I_{y,poutre}}{l_{poutre}} \times \frac{h_{poteau}}{I_{y,poteau}} = \frac{11770}{3210} \times \frac{3125}{63720} = 0.18$$

$$\Delta = \frac{32.45 \times 3.125^2}{3 \times 10000 \times 0.44} \left(1 + \frac{1}{2 \times 0.18} \right) = 0.091 \text{ cm}$$

$$\Delta = 0.091 \text{ cm} \leq \Delta_{ad} = 0.781 \text{ cm} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Remarque : la procédure de calcul du poteau si dessus est la même pour les autres poteaux.

Le calcul des poteaux est récapitulé dans les tableaux

Tronçons	profilés	Classe	N_{sd} (daN)	$M_{y_{sd}}$ (daN.m)	$M_{z_{sd}}$ (daN.m)	V_{sd} (daN)
Du 11 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEA 220	Classe I	49774.677	5040.433	727.177	3087.344
Du 7 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEA 280	Classe I	108073.862	8200.349	979.011	5169.928
Du 3 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA 300	Classe I	175073.129	7068.01	643.739	4238.158
Du RDC au 3 ^{ème}	HEA 450	Classe I	305710.660	9397.487	1073.942	2093.882

Tableau VI.1. Efforts et moments sollicitant sur les poteaux.

Tronçons	Profilés	$\bar{\lambda}_{LT}$	$\bar{\lambda}_z$	χ_{min}	Ratio	$0.5V_{PLRd}$ (daN)	Δ (cm)	Δ_{ad} (cm)
Du 11 ^{ème} au 15 ^{ème}	HEA 220	0.299	0.301	0.94	0.854	12806.004	0.188	0.781
Du 7 ^{ème} au 11 ^{ème}	HEA 280	0.256	0.238	0.98	0.896	19664.372	0.156	0.781
Du 3 ^{ème} au 7 ^{ème}	HEA 300	0.243	0.222	0.99	0.969	23096.654	0.113	0.781
Du RDC au 3 ^{ème}	HEA 450	0.118	0.228	0.99	0.964	40753.7	0.091	0.781

Tableau VI.2. Résistance et déplacements des poteaux.

VI.4. DIMENSIONNEMENT DES CONTREVENTEMENTS

Les contreventements ont la fonction générale de stabilisation de l'ossature. On peut distinguer sous ce terme général trois fonctions principales liées entre elles :

- Transmettre les efforts horizontaux.
- Limiter les déformations,
- Contribuer à augmenter la stabilité de la structure et de ses éléments.

Pour ce cas on a deux types de contreventement :

- Contreventement en X
- Contreventement en V

La disposition des contreventements (voir ANNEXE A) s'est faite de tels sorte à minimiser la période et le déplacement, bonne répartition de la rigidité tout en respectant la fonctionnalité du bâtiment.

VI.4.1. Contreventement en X

Pour ce type de contreventement on a tiré des profilés en 2 UPN 140 avec $L = 4.437$ m

Puisque c'est un contreventement en X on met un assemblage au milieu donc le calcul sera fait avec la prise en compte de $l = L/2 = 2.219$ m

D'après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est $G + Q + 1.2 EY$ avec :

$$N_{sd} = 29903.24 \text{ daN}$$

VI.4.1.1. Vérification à la traction

$$\frac{N_{Sd}}{2} \leq N_{t.Rd} = \min [N_{pl.Rd}; N_{u.Rd}]$$

Avec : $\begin{cases} N_{pl.Rd} : \text{Résistance plastique de la section brute} \\ N_{u.Rd} : \text{Résistance ultime de la section nette} \end{cases}$

$$\begin{cases} N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{2040 \times 235}{1.1} = 435818.181 \text{ N} \\ N_{u.Rd} = 0.9 \times \frac{A_{net} \times f_u}{\gamma_{m2}} = 0.9 \times \frac{1824 \times 360}{1.25} = 496108.8 \text{ N} \end{cases}$$

Avec $A_{net} = A - (d \times t) = 2040 - (18 \times 7) = 1914 \text{ mm}^2$

Donc $N_{t.Rd} = \min [435818.181; 496108.8] = 435818.181 \text{ N}$

$\frac{N_{Sd}}{2} = 14951.62 \text{ daN} < N_{t.Rd} = 43581.818 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VI.4.2. Contreventement en V

Pour ce type de contreventement on a tiré des profilés en CIRC114.3×10 avec L = 4.059 m

D’après le Logiciel Autodesk Robot, on prend les valeurs de charges les plus importantes sous la combinaison la plus défavorable qui est G + Q + 1.2 EX avec :

$N_{Sd} = 35294.652 \text{ daN}$

VI.4.2.1. Vérification à la traction

$$N_{Sd} \leq N_{pl.Rd}$$

$$N_{pl.Rd} = \frac{A \times f_y}{\gamma_{m0}} = \frac{3280 \times 235}{1.1} = 700727.272 \text{ N}$$

$N_{Sd} = 35294.652 \text{ daN} < N_{pl.Rd} = 70072.727 \text{ daN}$ Condition vérifiée.

VI.5. DIMENSIONNEMENT DES ESCALIERS

Les escaliers sont en charpente métallique, ils sont constitués de trois volées droites et deux paliers intermédiaires.

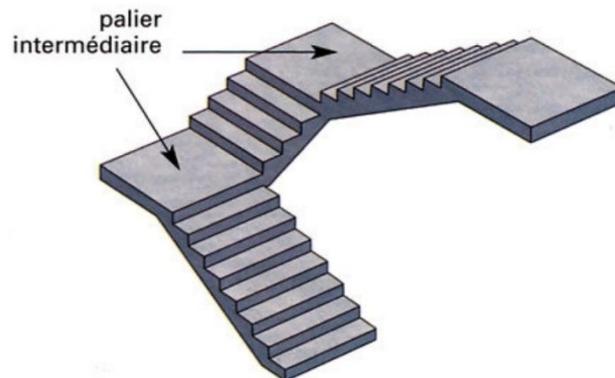


Figure VI.1. Escaliers a volées droites avec paliers intermédiaires.

Pour le dimensionnement des marches (g : Giron) et contre marche (h), on utilise la formule de BLONDEL :

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

Dant h Varie de 14 cm à 20 cm et g Varie de 22 cm à 30 cm

Hauteur d'étage 3,125 m → On prend : h = 20 cm et g = 25 cm. → $25 + 2 \times 20 = 65 \text{ cm}$

$$59 \text{ cm} \leq 65 \leq 66 \text{ cm}$$

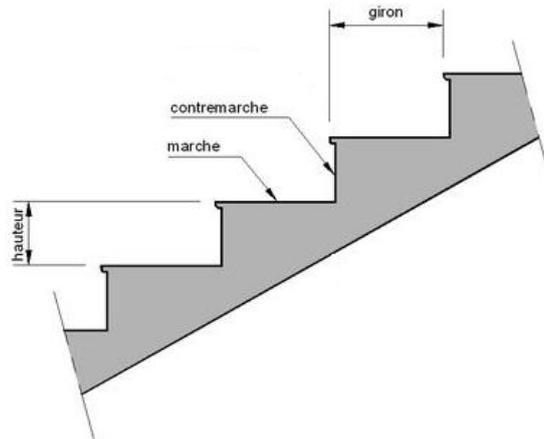


Figure VI.2. Constituants d'un escalier.

VI.5.1. Le nombre de marches (m)

Pour calculer le nombre de marches (m) il faut d'abord déterminer le nombre de contre marche (n) on devisant la hauteur total des escaliers sur la hauteur de la contre marche.

$$n = \frac{H}{h} = \frac{100}{20} = 5$$

$$m = n - 1 = 5 - 1 = 4$$

On a 4 marches pour la 1ère volée et 5 pour la 2eme volée et 4 pour la 3eme volée

La longueur totale de l'escalier sera donc $L = g \times n = 25 \times 5 = 125 \text{ cm}$

VI.5.2. Longueur de la volée (L_V)

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{100}{125} \right) = 38.66^\circ$$

$$L_V = \left(\frac{100}{\sin(38.66)} \right) = 1.60 \text{ m}$$

VI.5.3. Dimensionnement des éléments porteurs

VI.5.3.1. Cornière de marche

Les marches sont fabriquées par des tôles striées et des cornières dont L = 1m

On modélise la marche comme une poutre simplement appuyée.

VI.5.3.1.1. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/250 = 1/250 = 0.004 \text{ m} \quad \text{avec} \quad f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

$$q = (G + Q) \times g = (121 + 250) \times 0.25 = 92.74 \text{ daN/ml}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 92.74 \times 1^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 1.43 \times 10^{-8} m^4 \rightarrow I_y \geq 1.43 cm^4$$

Donc on choisit : L 30×30×4 avec $I_y = 1.80 cm^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

La charge sera : $Q_{ELS} = q + Pp = 92.74 + 1.78 \rightarrow Q_{ELS} = 94.52 daN/m$

$$f = \frac{5qL^4}{384 EI_y} = \frac{5 \times 94.52 \times 1^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 1.80 \times 10^{-8}} = 0.003 m < 0.004 m \quad \text{condition vérifiée}$$

➤ **Classe de la cornière**

$$\frac{h}{t} < 15\varepsilon \rightarrow \frac{30}{4} = 7.5 < 15$$

$$\frac{b+h}{2t} < 11.5\varepsilon \rightarrow \frac{30}{4} = 7.5 < 11.5$$

Donc la cornière est de classe 3

VI.5.3.1.2. Vérification de la résistance

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{ELU} \times L}{2} = \frac{136.99 \times 1}{2} = 68.495 daN$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = L \times t = 120 mm^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 120}{1.1} = 14869.1 N$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 743.454 daN > V_{Sd} = 68.495 daN \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

Ajout du poids propre du profilé choisit $Pp = 1.78 Kg/m = 1.78 daN/ml$

$$Q_{ELU} = 1.35 (G + Pp) + 1.5 Q \rightarrow Q_{ELU} = 1.35 [(121 \times 0.25) + 1.78] + 1.5 (250 \times 0.25)$$

$$\rightarrow Q_{ELU} = 136.99 daN/ml$$

$$M_{sd} = \frac{Q_{ELU} \times L^2}{8} = \frac{136.99 \times 1^2}{8} = 17.123 daN.m$$

$$M_{plyrd} = \frac{W_{el,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{0.85 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 181590.90 N.mm$$

$$M_{ply.Rd} = 18.159 daN.m > M_{Sd} = 17.123 daN.m \quad \text{Condition vérifiée.}$$

La cornière L 30×30×4 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

VI.5.3.2. Limon

VI.5.3.2.1. Chargement

- Charge permanente : $G_{volée} = 121 \text{ daN/m}^2$
 $G_{palier} = 286 \text{ daN/m}^2$
- Charge d'exploitation : $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

Chargement à l'ELS :

Sur volée $Q_1 = \frac{1}{2} \times (121 + 250) \times \cos(39) = 131.16 \text{ daN/m}$

Sur palier $Q_2 = \frac{1}{2} \times (286 + 250) = 268 \text{ daN/m}$

Chargement à l'ELU :

Sur volée $Q_1 = \left[1.35 \times \left(121 \times \frac{1}{2} + 10.6 \right) + 1.5 \times \left(250 \times \frac{1}{2} \right) \right] \times \cos(39) = 200.45 \text{ daN/m}$

Sur palier $Q_2 = \left[1.35 \times \left(286 \times \frac{1}{2} + 10.6 \right) + 1.5 \times \left(250 \times \frac{1}{2} \right) \right] = 394.86 \text{ daN/m}$

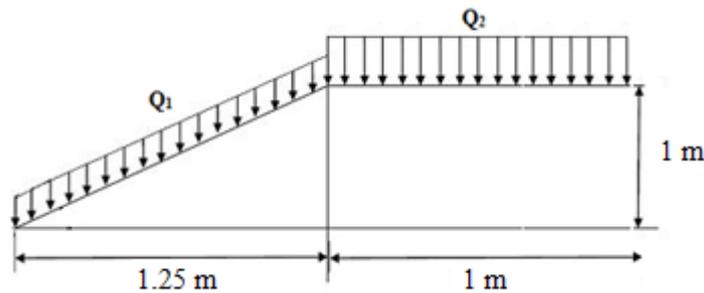


Figure VI.3. Descente des charges sur l'escalier.

➤ **La charge équivalente**

$$Q_{eq-ELS} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(131.16 \times 1.6) + (268 \times 1)}{(1.6 + 1)} = 187.94 \text{ daN/m}$$

$$Q_{eq-ELU} = \frac{(Q_1 \times L_1) + (Q_2 \times L_2)}{(L_1 + L_2)} = \frac{(200.45 \times 1.6) + (394.86 \times 1)}{(1.6 + 1)} = 281.11 \text{ daN/m}$$

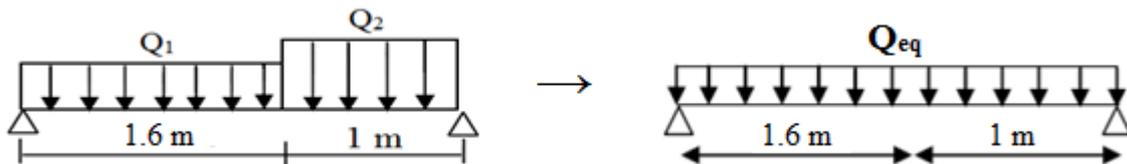


Figure VI.4. Charge équivalente.

VI.5.3.2.2. Condition de flèche

La flèche doit satisfaire la condition suivante :

$$f \leq \delta_{v \max} \rightarrow \delta_{v \max} = L/250 = 2.6/250 = 0.01 \text{ m} \quad \text{avec} \quad f = \frac{5qL^4}{384 EI_y}$$

$$I_y \geq \frac{5 \times 187.94 \times 2.6^3 \times 250}{384 \times 21 \times 10^9} = 5.12 \times 10^{-7} \text{ m}^4 \rightarrow I_y \geq 51.2 \text{ cm}^4$$

Donc on choisit : UPN 100 avec $I_y = 206 \text{ cm}^4$

➤ **Vérification de la flèche (poids propre inclus)**

On ajoute le poids propre du profilé choisit : $P_p = 7.09 \text{ Kg/m} = 7.09 \text{ daN/ml}$

La charge sera : $Q_{eq-ELS} = Q_{eq} + P_p = 187.94 + 10.6 = 198.54 \text{ daN/ml}$

$$f = \frac{5QL^4}{384EI_y} = \frac{5 \times 198.54 \times 2.6^4}{384 \times 21 \times 10^9 \times 20.6 \times 10^{-7}} = 0.003 \text{ m} < 0.01 \text{ m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VI.5.3.2.3. Vérification de la résistance

➤ **Classe du profilé UPN 100**

• **Classe de l'âme fléchie**

$$\frac{d}{t_w} \leq 72\varepsilon \quad \text{avec} \quad \varepsilon = \sqrt{\frac{235}{f_y}} \rightarrow \varepsilon = 1$$

$$\frac{64}{6} = 10.66 < 72 \rightarrow \text{L'âme est de classe I.}$$

• **Classe de la semelle comprimée**

$$\frac{c}{t_f} = \frac{b/2}{t_f} \leq 10\varepsilon$$

$$\frac{50/2}{8.5} = 2.94 \leq 10 \rightarrow \text{la semelle est de classe I.}$$

Donc la section du profilé global est de classe I.

➤ **Vérification du moment fléchissant**

On doit vérifier que : $M_{Sd} \leq M_{ply.Rd}$

$$M_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L^2}{8} = \frac{281.11 \times 2.6^2}{8} = 237.54 \text{ daN.m}$$

$$M_{Plyrd} = \frac{W_{Pl,y}}{\gamma_{m0}} \times f_y = \frac{41.2 \times 10^3 \times 235}{1.1} = 8801818.182 \text{ N.mm}$$

$$M_{ply.Rd} = 880.181 \text{ daN.m} > M_{Sd} = 237.54 \text{ daN.m} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification du cisaillement**

On doit vérifier que : $V_{Sd} \leq 0.5V_{pl.Rd}$

$$V_{Sd} = \frac{Q_{eq-ELU} \times L}{2} = \frac{281.11 \times 2.6}{2} = 365.44 \text{ daN}$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times f_y \times A_v}{\gamma_{m0}} \quad \text{Avec :} \quad A_v = A - 2 b t_f + (t_w + r)t_f = 646 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl.Rd} = \frac{0.58 \times 235 \times 646}{1.1} = 80045.27 \text{ N}$$

$$0.5V_{pl.Rd} = 4002.26 \text{ daN} > V_{Sd} = 365.44 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Le profilé UPN 100 répond à toutes les conditions de CCM97 concernant la vérification de résistance et la vérification de la flèche.

CHAPITRE VII :

Etude des assemblages

VII.1. INTRODUCTION

L'importance du calcul des assemblages en construction métallique est comme celle du dimensionnement des pièces pour la sécurité finale de la construction.

Les nœuds entre les éléments résistants sont le point de passage des sollicitations d'un profilé à un autre donc l'assemblage doit être fait correctement pour assurer la continuité de matière.

Un mauvais assemblage peut mettre en cause le fonctionnement global de la structure.

Les assemblages sont des ensembles constitués de plusieurs composants :

- Les abouts des éléments structurels attachés.
- Les pièces accessoires de liaison.
- Les organes de fixation proprement dits assurant la solidarisation effective entre les composants en présence.

Les dessins techniques et autres détails sont représentés dans l'ANNEXE D.

VII.2. ROLE DES ASSEMBLAGES

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la réparation des diverses sollicitations entre les pièces.

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 les efforts tranchants.
- Les assemblages rigides qui transmettent en outre les divers moments.

VII.3. CALCUL DES ASSEMBLAGES

VII.3.1. Assemblage poteau – poutre (HEA 300 – IPE 330)

Le principe de l'assemblage est de souder une platine en bout de traverse, elle est percée symétriquement de part et d'autre de la poutre. Les mêmes perçages qui sont effectués sur l'aile du poteau, permettent de solidariser les deux éléments assemblés.

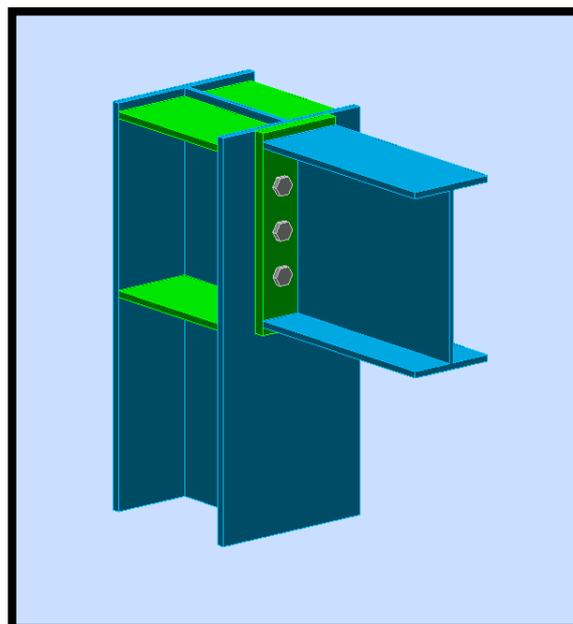


Figure VII.1. Assemblage poteau-poutre.

VII.3.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX :

$$V_{sd} = 9375.212 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 10187.677 \text{ daN.m}$$

VII.3.1.2. Soudure de la platine➤ **Cordon de soudure**

Epaisseur de la platine : $\text{ép} = 20 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 14 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 330 : $t_f = 11.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme IPE 330 : $t_w = 7.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 5 \text{ mm}$

➤ **Vérification de la soudure de la semelle a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{10187.677}{0.330} = 30871.74 \text{ daN}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 299.5 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 299.5 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 38120.12 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 30871.74 \text{ daN} < F_{w,rd} = 38120.12 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la soudure de l'âme au cisaillement**

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de l'âme $\sum l = 307 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{5 \times 307 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 31904.37 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 9375.212 \text{ daN} < F_{v,rd} = 31904.37 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.1.3. Disposition constructive

Pour des raisons pratiques on évite toujours la mise en œuvre dans un même assemblage des boulons de diamètres différents.

On prend deux files de 3 boulons $\varnothing 20$ classe 10.9 HR avec :

$$\begin{cases} h_1 = 239.25 \text{ mm} \\ h_2 = 159.25 \text{ mm} \\ h_3 = 79.25 \text{ mm} \end{cases} \quad h_i \text{ est la distance entre le boulon et l'axe de la semelle comprimée}$$

L'épaisseur la plus mince : $t = \min(t_f ; t_{\text{platine}}) = \min(14 ; 20) = 14 \text{ mm}$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 22 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

3 $d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 80 \text{ mm}$.

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 100 \text{ mm}$.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$.

VII.3.1.4. Calcul de la hauteur de la partie comprimé

$$x = t_f \sqrt{\frac{b}{t_w}} = 11.5 \sqrt{\frac{160}{7.5}} = 53.11 \text{ mm}$$

L'axe neutre se trouve au-dessous de la dernière rangée de boulons ce qu'il fait que tous les boulons travaillent à la traction.

VII.3.1.5. Vérification a la traction

$F_{t.Sd} \leq F_{t.Rd}$ avec $F_{t.Sd}$ l'effort de traction du boulon le plus sollicité

$$F_{t.Sd} = \frac{M_{sd} \times h_1}{2 \times \sum h_i^2} = \frac{10187.677 \times 0.239}{2 \times (0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 13734.05 \text{ daN}$$

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 245 \times 1000 = 17150 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 13734.05 \text{ daN} < F_{p.Rd} = 17150 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.1.6. Vérification au poinçonnement de la platine

$$F_{t.Sd} \leq B_{p.Rd}$$

$$B_{p.Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 24.58 \times 20 \times 360}{1.25} = 26673.8 \text{ daN}$$

$$F_{t.Sd} = 13734.05 \text{ daN} < B_{p.Rd} = 26673.8 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.1.7. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s,Rd}$$

$$F_{s,Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p,Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{s,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 17150}{1.1} = 4677.27 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{6} = 1562.53 \text{ daN} < F_{s,Rd} = 4677.27 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.1.8. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone tendue

$$F_v \leq F_{t,Rd}$$

$$F_{t,Rd} = t_w p_1 \frac{f_y}{\gamma_{m0}} = 8.5 \times 80 \times \frac{235}{1.1} = 14527.27 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{10187.677}{0.330 - 0.012} = 32036.72 \text{ daN}$$

$$F_v = 32036.72 \text{ daN} \geq F_{t,Rd} = 14527.27 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau à la traction est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur.

VII.3.1.9. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone comprimée

$$N_{sd} \leq F_{c,Rd}$$

$$F_{c,Rd} = \frac{k_c \rho b_{eff} t_{wc} f_y}{\gamma_{m1} \sqrt{(1 + 1.3 (b_{eff} / h)^2)}}$$

$$\text{➤ } b_{eff} = t_{fb} + 2a_p \sqrt{2} + 5(t_{fc} + r_c) + 2t_p$$

$$b_{eff} = 11.5 + 2 \times 5 \times \sqrt{2} + 5 \times (14 + 27) + 2 \times 20 = 270.64 \text{ mm}$$

$$\text{➤ } \begin{cases} \sigma_{c,Sd} \leq 0.7 f_y & \rightarrow k_c = 1 \\ \sigma_{c,Sd} > 0.7 f_y & \rightarrow k_c = 1.7 - \sigma_{c,Sd} / f_y \end{cases}$$

$\sigma_{c,Sd}$: Contrainte normale de compression ans l'âme du poteau dû à l'effort de compression et au moment fléchissant.

$$\sigma_{c,Sd} = \frac{V_{sd}}{A_c} + \frac{M_{sd} z_{max}}{I_y} = \frac{93752.1}{11250} + \frac{101876.77 \times 145}{18260 \times 10^4} = 8.414 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{c,Sd} = 8.414 \text{ MPa} \leq 0.7 f_y = 164.5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad k_c = 1$$

$$\triangleright \begin{cases} \bar{\lambda}_p \leq 0.72 & \rightarrow \rho = 1 \\ \bar{\lambda}_p > 0.72 & \rightarrow \rho = (\bar{\lambda}_p - 0.2) / \bar{\lambda}_p^2 \end{cases}$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.0932 \sqrt{\frac{b_{eff} d_{wc} f_y}{E t_{wc}^2}} = 0.0932 \sqrt{\frac{270.64 \times 208 \times 235}{210000 \times 8.5^2}} = 0.09$$

$$\bar{\lambda}_p = 0.09 \leq 0.72 \quad \rightarrow \quad \rho = 1$$

$$F_{c,Rd} = \frac{1 \times 1 \times 270.64 \times 8.5 \times 235}{1.1 \times \sqrt{(1 + 1.3 (270.64/290)^2)}} = 33656.57 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = \sum N_i$$

$$N_1 = \frac{M_{sd} \times h_1}{\sum h_i^2} = \frac{10187.677 \times 0.239}{(0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 27468.1 \text{ daN}$$

$$N_2 = \frac{M_{sd} \times h_2}{\sum h_i^2} = \frac{10187.677 \times 0.159}{(0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 18273.75 \text{ daN}$$

$$N_3 = \frac{M_{sd} \times h_3}{\sum h_i^2} = \frac{10187.677 \times 0.079}{(0.079^2 + 0.159^2 + 0.239^2)} = 9079.41 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 27468.1 + 18273.75 + 9079.41 = 54821.226 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 54821.226 \text{ daN} > F_{c,Rd} = 33656.57 \text{ daN} \quad \text{Condition non vérifiée.}$$

La résistance de l'âme du poteau en compression est faible en comparaison avec l'effort agissant, il faut donc prévoir un raidisseur.

VII.3.1.10. Vérification de la résistance de l'âme du poteau dans la zone cisillée

$$F_v \leq V_{Rd}$$

$$V_{Rd} = \frac{0.58 f_y A_v}{\gamma_{m0}} = \frac{0.58 \times 235 \times 3728}{1.1} = 46193.3 \text{ daN}$$

$$F_v = \frac{M_{sd}}{h - t_f} = \frac{10187.677}{0.330 - 0.012} = 32036.72 \text{ daN}$$

$$F_v = 32036.72 \text{ daN} \leq V_{Rd} = 46193.3 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.2. Assemblage poteau – poutre secondaire (HEA 280 – IPE 220)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de l'âme de la poutre secondaire avec la platine soudée perpendiculairement avec l'âme du poteau.

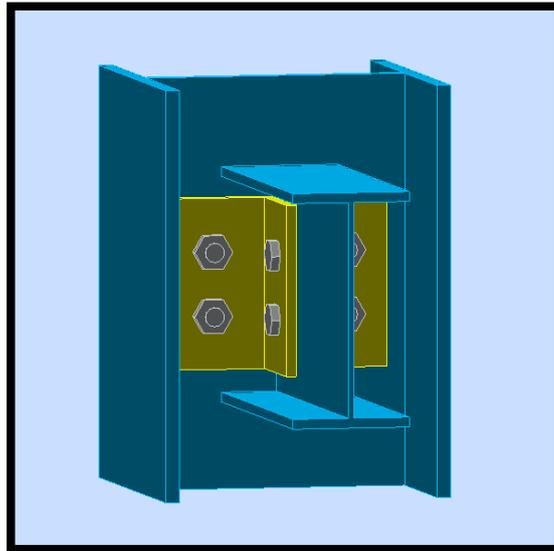


Figure VII.2. Assemblage poteau-poutre secondaire.

VII.3.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2 EY$:

$$V_{sd} = 4890.039 \text{ daN}$$

VII.3.2.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : $h = 180 \text{ mm}$
- la cornière est sollicitée en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 180 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 3d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 3d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 48900.39 \times \frac{1.25}{(180 - 3 \times 18) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 3.95 \text{ mm}$$

On prend $L 120 \times 120 \times 10$

VII.3.2.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8 dans chaque côté.

$$t = \min(t_w ; t_{corniere}) = \min(5.9 ; 10) = 5.9 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 60 \text{ mm}$.

VII.3.2.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,Sd} \leq F_{v,Rd}$$

$$F_{v,Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 6028.8 \text{ daN}$$

- Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{4890.039}{4} = 1222.50 \text{ daN}$$

- Cisaillement par moment ($V_{m.sd}$)

$$V_{m.sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{4890.039}{2} \times 0.06}{0.06} = 2445.01 \text{ daN}$$

- Cisaillement total ($V_{T,Sd}$)

$$V_{T,Sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m.sd})^2} = \sqrt{(1222.50)^2 + (2445.01)^2} = 2733.60 \text{ daN}$$

$$V_{T,Sd} = 2733.60 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 6028.8 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.2.5. Vérification de la pression diamétrale

$$F_{v,Sd} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(1.11; 0.86; 2.22; 1) = 0.86$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.86 \times 360 \times 20 \times 10}{1.25} = 12384 \text{ daN}$$

$$V_{T,Sd} = 2733.60 < F_{b,Rd} = 12384 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.3. Assemblage poutre – solive (IPE 330 – IPE 100)

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive IPE100 avec l'âme de la poutre IPE330, avec une file verticale de deux boulons.

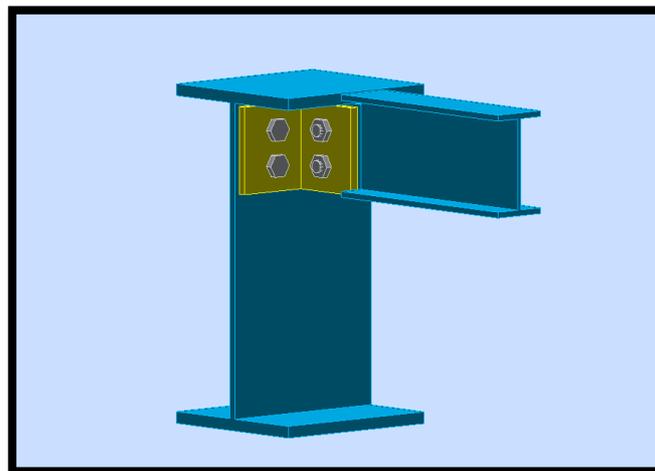


Figure VII.3. Assemblage poutre-solive.

VII.3.3.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 1.35 G + 1.5 Q :

$$V_{sd} = 892.403 \text{ daN}$$

VII.3.3.2. Epaisseur de la cornière

- La hauteur de la cornière : 80 mm
- Le gousset est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 80 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 13 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 892.403 \times \frac{1.25}{(80 - 2 \times 13) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 1.52 \text{ mm}$$

On prend L 80×80×8

VII.3.3.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file verticale de 2 boulons $\emptyset 12$ classe 8.8, dans les deux côtes de la cornière.

$$t = \min (t_f ; t_{\text{cornière}}) = \min (4.1 ; 8) = 4.1 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 1 = 13 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 30 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 25 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 40 \text{ mm}$.

VII.3.3.4. Vérification au cisaillement

$$V_{T,sd} \leq F_{v.Rd}$$

$$F_{v.Rd} = 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.6 \times \frac{84.3 \times 800}{1.25} = 3237.12 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par effort tranchant (V_{sd})**

$$V'_{sd} = \frac{V_{sd}}{4} = \frac{892.403}{4} = 223.1 \text{ daN}$$

- **Cisaillement par moment ($V_{m.sd}$)**

$$V_{m.sd} = \frac{M_{sd}}{p_1} = \frac{\frac{V_{sd}}{2} \times e_2}{p_1} = \frac{\frac{892.403}{2} \times 0.04}{0.03} = 594.93 \text{ daN}$$

- **Cisaillement total ($V_{T,sd}$)**

$$V_{T,sd} = \sqrt{(V'_{sd})^2 + (V_{m,sd})^2} = \sqrt{(223.1)^2 + (594.93)^2} = 635.38 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 635.38 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 3237.12 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.3.5. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.64; 0.52; 2.22; 1) = 0.52$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.52 \times 360 \times 12 \times 8}{1.25} = 3594.24 \text{ daN}$$

$$V_{T,sd} = 635.38 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 3594.24 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.4. Assemblage poteau – poteau (HEA 450 – HEA 450)

L'assemblage est fait à l'aide de couvre joints avec deux fils verticaux de boulons.

Deux couvre-joints qui assurent la liaison entre les âmes et deux autres qui relient les extrémités des semelles des poteaux successive.

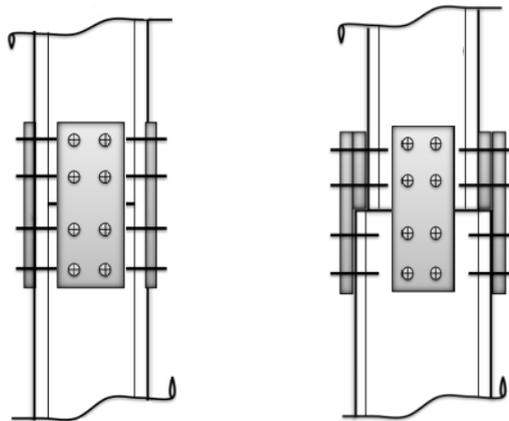


Figure VII.4. Assemblage poteau-poteau a section égale et section différente.

VII.3.4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX :

$$V_{sd} = 2019.173 \text{ daN}$$

$$M_{sd} = 8847.671 \text{ daN.m}$$

VII.3.4.2. Couvre joint de l'âme

VII.3.4.2.1. Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint : $360 \times 250 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité en cisaillement
- La longueur du plan de cisaillement $l = 250 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$V_{sd} \leq V_{pl.Rd} = \frac{(l - 2d_0) \times t \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq V_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}} \right)} = 20191.73 \times \frac{1.25}{(250 - 2 \times 20) \times \left(\frac{235}{\sqrt{3}} \right)} = 0.86 \text{ mm}$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

VII.3.4.2.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 boulons $\emptyset 18$ classe 8.8 HR.

$$t = \min(t_w ; t_{cj}) = \min(11.5 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1, p_2)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 90 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 80 \text{ mm}$.

VII.3.4.2.3. Vérification au glissement

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{8} = 252.39 \text{ daN} < F_{s.Rd} = 2932.36 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.4.3. Couvre joint de la semelle

VII.3.4.3.1 Epaisseur du couvre joint

- La dimension du couvre joint : $360 \times 280 \text{ mm}^2$
- Le couvre joint est sollicité à la traction
- La longueur du plan de traction $l = 280 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 20 \text{ mm}$

$$N_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{8847.671}{0.440} = 20108.34 \text{ daN}$$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{t(l - 14 \times d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2 \times d_0) \times f_y} = 201083.4 \times \frac{1.25}{(280 - 2 \times 20) \times 235} = 4.38 \text{ mm}$$

On prend $t = 8 \text{ mm}$

VII.3.4.3.2. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 4 boulons $\emptyset 18$ classe 8.8.

$$t = \min(t_f ; t_{c_j}) = \min(21 ; 8) = 8 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 20 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 80 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1, e_2)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 60 \text{ mm}$.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50 \text{ mm}$.

VII.3.4.3.3. Vérification au glissement

$$\frac{V'_{sd}}{n} \leq F_{s.Rd}$$

$$V'_{sd} = \frac{M_{sd}}{h} = \frac{8847.671}{0.440} = 20108.34 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{k_s n \mu F_{p.Rd}}{\gamma_{ms}}$$

- $k_s = 1$ trou nominal
- $n = 1$ un plan de glissement
- $\mu = 0.3$ coefficient de frottement (brossé)

$$F_{p.Rd} = 0.7 \times A_s \times f_{ub} = 0.7 \times 192 \times 800 = 10752 \text{ daN}$$

$$F_{s.Rd} = \frac{1 \times 1 \times 0.3 \times 10752}{1.1} = 2932.36 \text{ daN}$$

$$\frac{V'_{sd}}{8} = 2513.54 \text{ daN} < F_{s.Rd} = 2932.36 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.5. Assemblage des contreventements

VII.3.5.1. Contreventement en X (2UPN 140)

Cet assemblage est réalisé avec boulonnage de la barre du contreventement avec le gousset soudé avec le poteau.

Les deux barres qui forment un X sont boulonnées avec un gousset au milieu.

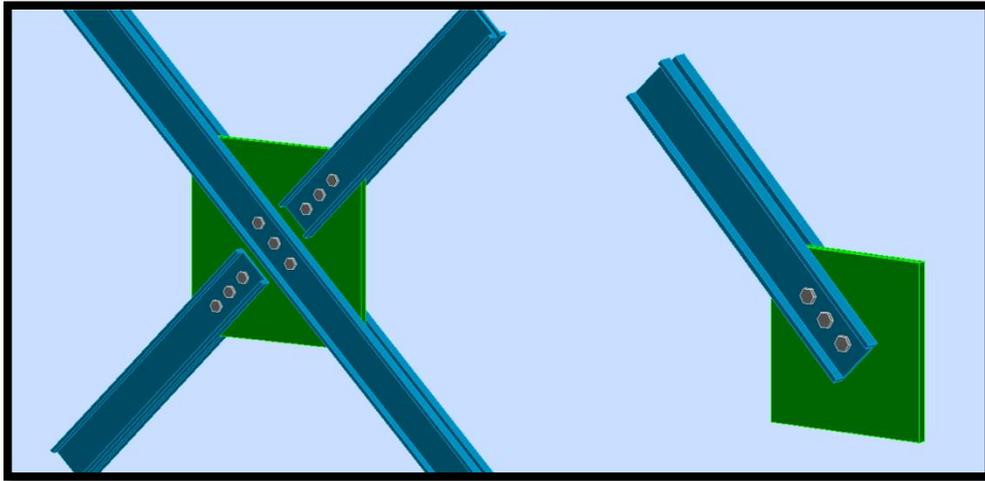


Figure VII.5. Assemblage contreventement X.

VII.3.5.1.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison $G + Q + 1.2 EY$:

$$N_{sd} = 29903.24 \text{ daN}$$

VII.3.5.1.2. Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : gousset central $450 \times 450 \text{ mm}^2$
gousset de rive $300 \times 300 \text{ mm}^2$
- Le gousset est sollicité en traction
- La longueur du plan de traction $l = 200 \text{ mm}$
- Le diamètre de trou $d_0 = 18 \text{ mm}$

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{t(l - d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - d_0) \times f_y} = 29903.24 \times \frac{1.25}{(200 - 18) \times 235} = 8.74 \text{ mm}$$

On prend $t = 16 \text{ mm}$

VII.3.5.1.3. Soudure du gousset

• Cordon de soudure

Epaisseur du gousset : $\text{ép} = 16 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 11 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 280 : $t_w = 8 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 5.5 \text{ mm}$

On prend une valeur commune : $a = 5 \text{ mm}$

• Vérification de la soudure a la traction

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

- La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

- La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 600 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{5 \times 600 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 76367.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 29903.24 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 76367.5 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5.1.4. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec une file de 3 boulons $\varnothing 16$ classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_w ; t_{\text{gousset}}) = \min(7 ; 16) = 7 \text{ mm}$$

$$d_0 = \varnothing + 2 = 18 \text{ mm}$$

- **Entraxes (p_1)**

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

- **Pinces (e_1)**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 40 \text{ mm}$.

VII.3.5.1.5. Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,Rd} \quad \text{avec } n \text{ le nombre de boulons } n = 3$$

$$3 \times F_{v,Rd} = 3 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 3 \times 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 18086.4 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 14951.62 \text{ daN} < 3 \times F_{v,Rd} = 18086.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5.1.6. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.74; 0.86; 2.22; 1) = 0.74$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.74 \times 360 \times 16 \times 16}{1.25} = 13639.63 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{3} = 9967.74 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 13639.63 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII.3.5.2. Contreventement en V inversé (CIRC 114.6×10)

Cet assemblage est réalisé on soudant le profilé tubulaire dans les deux extrêmes avec des connecteurs percés pour permettre le boulonnage avec le gousset soudé avec les éléments de la structure de tel sort que les barres assemblées forment un V inversé.

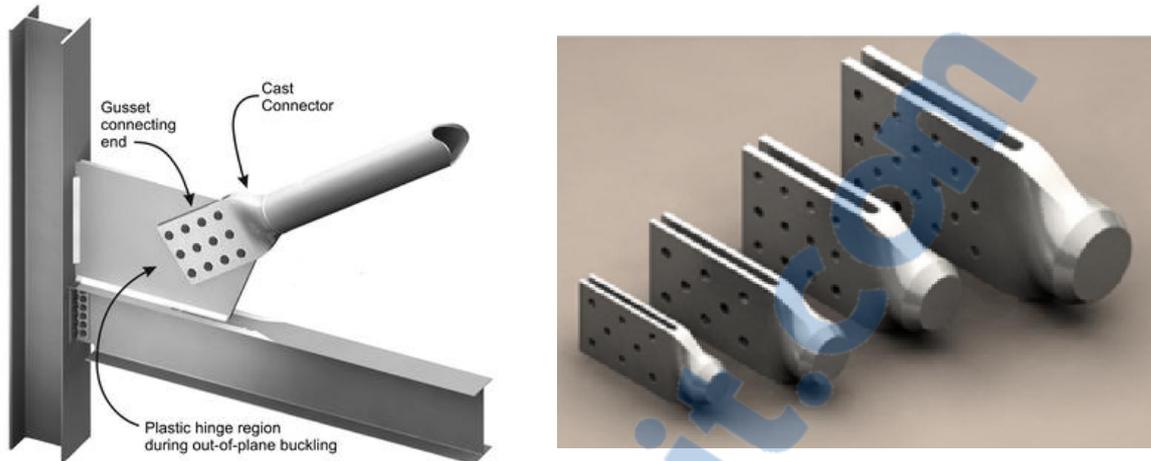


Figure VII.6. Assemblage contreventement tubulaire avec connecteurs.

VII.3.5.2.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison G + Q + 1.2 EX :

$$N_{sd} = 35294.652 \text{ daN}$$

VII.3.5.2.2. Epaisseur du gousset

- La dimension du gousset : gousset supérieur 600×300 mm²
gousset inférieur 300×300 mm²
- Le gousset est sollicité en traction
- La longueur du plan de traction l = 203.6 mm
- Le diamètre de trou d₀ = 18 mm

$$N_{sd} \leq N_{u.Rd} = \frac{t(l - 2d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq N_{sd} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times f_y} = 352946.52 \times \frac{1.25}{(203.6 - 2 \times 18) \times 235} = 11.20 \text{ mm}$$

On prend t = 16 mm

VII.3.5.2.3. Epaisseur du connecteur

- La dimension du connecteur : 200×160 mm²
- Le connecteur est sollicité en traction
- La longueur du plan de traction l = 160 mm
- Le diamètre de trou d₀ = 18 mm

$$\frac{N_{sd}}{2} \leq N_{u.Rd} = \frac{t(l - 2d_0) \times f_y}{\gamma_{m2}}$$

$$t \geq \frac{N_{sd}}{2} \times \frac{\gamma_{m2}}{(l - 2d_0) \times f_y} = \frac{352946.52}{2} \times \frac{1.25}{(160 - 2 \times 18) \times 235} = 7.57 \text{ mm}$$

On prend t = 10 mm

VII.3.5.2.4. Vérification de la soudure

- **Cordon de soudure**

Epaisseur du gousset : $ép = 16 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 11 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 280 : $t_w = 8 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 5.5 \text{ mm}$

Epaisseur de la semelle IPE 200 : $t_f = 8.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 6 \text{ mm}$

Epaisseur du contreventement tubulaire : $t = 10 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 7 \text{ mm}$

On prend une valeur commune : $a = 5 \text{ mm}$

- **Vérification de la soudure connecteur-barre a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 359.84 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 359.844 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 45800.66 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 35294.652 \text{ daN} < F_{w,rd} = 45800.66 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

- **Vérification de la soudure gousset a la traction**

$$N_{sd} \leq F_{w,rd}$$

$$F_{w,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 600 \text{ mm}$

$$F_{w,rd} = \frac{5 \times 600 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 76367.5 \text{ daN}$$

$$N_{sd} = 35294.652 \text{ daN} < F_{w,rd} = 76367.5 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.3.5.2.5. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 2 boulons $\emptyset 16$ classe 8.8 dans chaque côté de la barre.

$$t = \min(t_{\text{connecteur}} ; t_{\text{gousset}}) = \min(10 ; 16) = 16 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 18 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

2,2 $d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 60 \text{ mm}$.

3 $d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 60 \text{ mm}$.

➤ **Pinces (e_1, e_2) :**

1,2 $d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 50$ mm.

1,5 $d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 50$ mm.

VII. 3.5.2.6. Vérification au cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{2} \leq n F_{v,Rd} \quad \text{avec } n \text{ le nombre de boulons } n = 4$$

$$4 \times F_{v,Rd} = 4 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 4 \times 0.6 \times \frac{157 \times 800}{1.25} = 24115.2 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{2} = 17647.33 \text{ daN} < 4 \times F_{v,Rd} = 24115.2 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VII. 3.5.2.7. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

$$\text{Avec : } \alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.92; 0.86; 2.22; 1) = 0.86$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.86 \times 360 \times 16 \times 16}{1.25} = 15851.52 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{4} = 8823.66 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 15851.52 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

CHAPITRE VIII :

Etude de l'infrastructure

VIII.1. INTRODUCTION

Les fondations d'une construction sont faites pour transmettre toutes les sollicitations de la superstructure au sol, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage car elle assure la stabilité générale de la structure.

Le calcul va se faire au début sur les pieds de poteaux en déterminant tous les dimensions et paramètres, ensuite l'étude de l'infrastructure qui demande la reconnaissance géologique et géotechnique du terrain, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VIII.2. CHOIX DE TYPE DE FONDATION

Le choix du type de fondation s'effectue en respectant deux critères essentiels à savoir :

- Stabilité totale du bâtiment.
- Solution économique et facile à réaliser.
- Type de construction.
- Caractéristique du sol.
- Charge apportée par structure.

VIII.3. LE RAPPORT GEOTECHNIQUE

VIII.3.1. investigation In-situ

Les investigations en matière géologique et géotechnique ont porté par SARL ECOBAT :

- Neuf (9) essais pénétrométriques réalisés à l'aide du pénétromètre dynamique donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.
- Trois (3) sondage carottés à partir de 14 m de profondeur, réalisé à l'aide d'une sondeuse qui nous permet d'établir une coupe géologique des sols rencontrés.

VIII.3.2. Aperçu géologique du site

Les sondages nous donnent un sol relativement homogène, il est constitué d'une argile limoneuse beige à jaunâtre peu sableuse, surmontée de galets centimétrique à décimétrique avec le sable noirâtre peu compact, le tout est masqué par des limons sableux beige à jaunâtre, le remblai est de faible épaisseur.

VIII.3.3. caractéristique géotechnique

D'après le rapport géotechnique effectué :

- $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bar}$
- $\gamma = 1.7 \text{ t/m}^3$
- $C = 0.16 \text{ bar}$
- $\varphi = 13.66^\circ \rightarrow N_\gamma = 1.69; N_q = 3.26; N_c = 9.80$

VIII.3.4. Recommandations

- Les fondations seront superficielles de type filantes ou radier général.
- Les ancrer à 4.5 m de profondeur.
- Prendre en considération l'effet interaction entre les tours.
- Un drainage en périphérie des blocs pour protéger les fondations.
- Prendre en conscience l'effet de décaissement des fondations sur le voisinage.

VIII.4. PIED DE POTEAU

Les pieds de poteaux constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations en béton armé. Ils sont admis soit articulés, soit encastrés.

Les pieds de poteaux sont constitués d'une plaque d'assise (la platine) soudée au poteau et des types d'ancrage noyées dans le béton.

Pour notre structure, on a opté pour le type articulé.

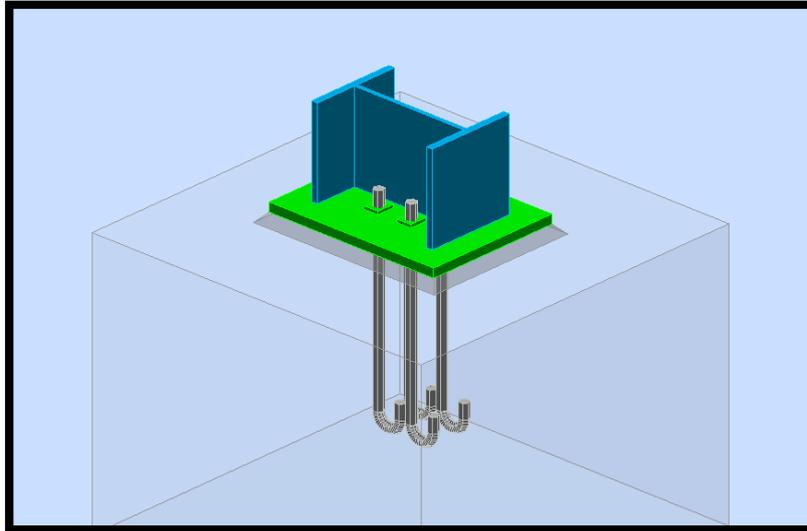


Figure VIII.1. Assemblage pied de poteau.

VIII.4.1. Efforts sollicitant

Les efforts sollicitant de l'assemblage sous la combinaison 0.8 G - EX :

$$N_{t,sd} = 36141.171 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13651.689 \text{ daN}$$

VIII.4.2. Dimensionnement de la plaque d'assise

La plaque d'assise doit être dimensionnée de tel sort à résister à l'effort de compression.

➤ **L'effort à prendre en compte :**

L'effort le plus défavorable à tenir en compte sous la combinaison G + Q + 1.2 EY est :

$$N_{c,sd} = 333252.244 \text{ daN}$$

➤ **Résistance du matériau de scellement :**

$$f_j = \beta_j \times k_j \times f_{cd}$$

➤ β_j : Coefficient relative à la liaison pris égal à 2/3

➤ k_j : Le facteur de concentration peut être pris égal à 1.5

➤ f_{cd} : La résistance du béton à la compression égal a $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{25}{1.5} = 16.67 \text{ MPa}$

$$f_j = \frac{2}{3} \times 1.5 \times 16.67 = 16.67 \text{ MPa}$$

➤ **Estimation de l'aire de la plaque d'assise :**

Une première estimation de l'aire requise de la plaque d'assise est obtenue en retenant la plus élevée des deux valeurs suivantes :

$$A_{c0} = \max\left(\frac{1}{h \times b} \times \left[\frac{N_{j,sd}}{f_j}\right]^2; \frac{N_{j,sd}}{f_j}\right) = \max\left(\frac{1}{440 \times 300} \times \left[\frac{3332522.44}{16.67}\right]^2; \frac{3332522.44}{16.67}\right)$$

$$A_{c0} = 302761.76 \text{ mm}^2$$

➤ **Choix du type de la plaque d'assise :**

$A_{c0} \geq 0.95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection étendue

$A_{c0} < 0.95 h \times b \rightarrow$ Adopter une plaque d'assise à projection courte.

$A_{c0} > 0.95 \times 440 \times 300 = 125400 \text{ mm}^2 \rightarrow$ plaque d'assise à projection étendue

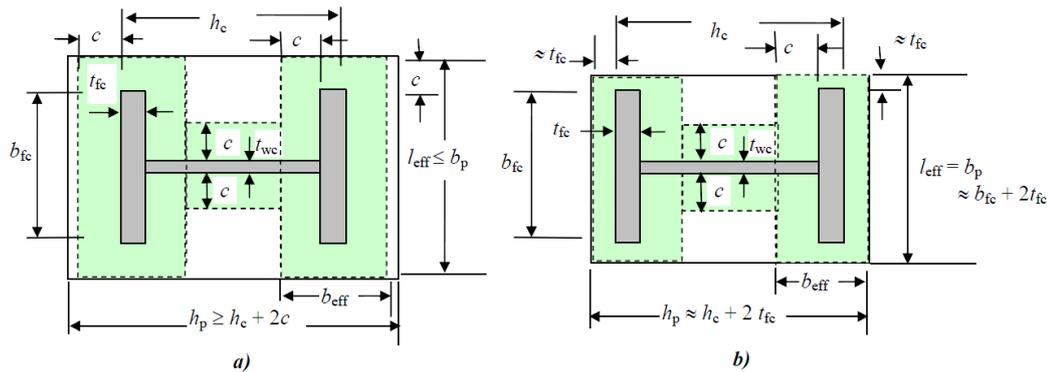


Figure VIII.2. Plaque d'assise à projection étendue (a) et a projection courte (b).

➤ **Détermination de la largeur d'appui additionnelle :**

La valeur de la largeur d'appui additionnelle c est obtenue en satisfaisant la résistance de calcul pertinente d'une plaque d'assise de poteau symétrique soumise à un effort normal de compression centré comme suit

$$c = \frac{-B + \sqrt{B^2 - 4AC}}{2A}$$

Les constantes A , B et C , sont déterminées en fonction de type de la plaque d'assise

$$\text{Plaque d'assise à projection étendue : } \begin{cases} A = 2 \\ B = 2b - t_w + h \\ C = (b t_f + 0.5 h t_w - t_f t_w) - \frac{N_{j,sd}}{2 f_j} \end{cases}$$

$$\begin{cases} A = 2 \\ B = 2 \times 300 - 11.5 + 440 = 1028.5 \\ C = (300 \times 21 + 0.5 \times 440 \times 11.5 - 21 \times 11.5) - \frac{3332522.44}{2 \times 16.67} = -91367.18 \end{cases}$$

$$c = \frac{-1028.5 + \sqrt{1028.5^2 - 4 \times 2 \times (-91367.18)}}{2 \times 2} \approx 80 \text{ mm}$$

➤ **Détermination des dimensions de la plaque d'assise**

Les dimensions de la plaque d'assise a projection étendue ce calculent comme suite :

$$b_p \geq b + 2c = 300 + 2 \times 80 = 460 \text{ mm}$$

$$h_p \geq h + 2c = 440 + 2 \times 80 = 600 \text{ mm}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la plaque d'assise**

L'épaisseur de la plaque devra satisfaire aux conditions suivantes

$$t_p \geq t_{p,min} = c \sqrt{\frac{3 \times f_j \times \gamma_{m0}}{f_y}} = 80 \times \sqrt{\frac{3 \times 16.67 \times 1.1}{235}} = 38.7 \text{ mm}$$

Adopter une épaisseur de la plaque d'assise de : $t_p = 40 \text{ mm}$

VIII.4.3. Disposition constructive

L'assemblage est réalisé avec deux files de 2 tiges d'encrage Ø33 classe 4.6

$$t = t_p = 40 \text{ mm}$$

$$d_0 = \emptyset + 2 = 35 \text{ mm}$$

➤ **Entraxes (p_1, p_2)**

$2,2 d_0 \leq p_1 \leq 14t$ Alors on prend $p_1 = 120 \text{ mm}$.

$3 d_0 \leq p_2 \leq 14t$ Alors on prend $p_2 = 150 \text{ mm}$.

➤ **Pinces (e_1, e_2)**

$1,2 d_0 \leq e_1 \leq 12t$ Alors on prend $e_1 = 240 \text{ mm}$.

$1,5 d_0 \leq e_2 \leq 12t$ Alors on prend $e_2 = 155 \text{ mm}$.

VIII.4.4. Vérification de la résistance de pied de poteau

VIII.4.4.1 Vérification de la résistance à la compression

La résistance d'un pied de poteau sur sa fondation est assurée par trois tronçons en T équivalents comprimés, un pour chaque semelle et un pour l'âme du poteau

Pour chaque tronçon en T équivalent, la résistance de calcul à l'écrasement est déterminée en multipliant sa surface d'appui par la résistance du matériau de scellement.

$$F_{c,Rd} = (2 A_f + A_w) f_j$$

$$\text{Où : } A_f = (b + 2 c)(2 c + t_f) = 83260 \text{ mm}^2$$

$$A_w = (h - 2 c - 2 t_f)(2 c + t_w) = 40817 \text{ mm}^2$$

$$F_{c,Rd} = (2 \times 83260 + 40817) \times 16.67 = 345630.779 \text{ daN}$$

$$N_{c,Sd} = 333252.244 \text{ daN} < F_{c,Rd} = 345630.779 \text{ daN}$$

Condition vérifiée.

VII.4.4.2. Vérification de la résistance à la traction

Pour déterminer la résistance de l'assemblage à la traction provoquée par les efforts de soulèvement on modélise se dernier par un tronçon en T équivalent tendu de l'âme. Cette résistance correspondra à la plus petite des résistances des modes de ruines de ce dernier.

VII.4.4.2.1. Résistance des tiges d'encrage

La résistance de calcul des boulons d'ancrage $F_{t,Rd,anchor}$ égale à la plus petite des valeurs de la résistance de calcul à la traction du boulon d'ancrage $F_{t,Rd}$, et de la résistance de calcul de l'adhérence entre le béton et le boulon d'ancrage $F_{t,bond,Rd}$.

$$F_{t,Rd,anchor} = \min(F_{t,bond,Rd} ; F_{t,Rd})$$

où :

- $F_{t,bond,Rd}$: Résistance de l'adhérence de la tige avec le béton

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{\pi d l_b 0.36 \sqrt{f_{ck}}}{1.5 \alpha} \times \frac{132 - d}{100}$$

- d : Diamètre de la tige $d = 33 \text{ mm}$
- l_b : L'encrage dans le béton $l_b = 550 \text{ mm}$
- f_{ck} : résistance du béton $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
- α : Facteur tenant en compte la forme de la tige : crochet $\rightarrow \alpha = 0.7$

$$F_{t,bond,Rd} = \frac{3.14 \times 33 \times 550 \times 0.36 \sqrt{25}}{1.5 \times 0.7} \times \frac{132 - 33}{100} = 9672.18 \text{ daN}$$

- $F_{t,Rd}$: Résistance de la tige a la traction

$$F_{t,Rd} = 0.9 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 0.9 \times \frac{694 \times 400}{1.5} = 16656 \text{ daN}$$

$$F_{t,Rd,anchor} = F_{t,bond,Rd} = 9672.18 \text{ daN}$$

VIII.4.4.2.2. Longueurs participantes du tronçon en T équivalent tendu

La longueur participante du tronçon en T est la suivante

- Mécanisme circulaire : $l_{eff,cp} = 2 \pi m$
- Mécanisme non circulaire : $l_{eff,nc} = 4 m + 1.25 e$

Avec : $m = \frac{p_2}{2} - \frac{t_w}{2} - 0.8 \sqrt{2 a} \quad e = e_2$

- a : cordon de soudure pris égal $a_w = 7 \text{ mm}$

$$m = \frac{150}{2} - \frac{11.5}{2} - 0.8 \sqrt{2 \times 7} = 66.25 \text{ mm} \quad e = 155 \text{ mm}$$

$$l_{eff,cp} = 2 \times 3.14 \times 66.25 = 416.05 \text{ mm}$$

$$l_{eff,nc} = 4 \times 66.25 + 1.25 \times 155 = 458.75 \text{ mm}$$

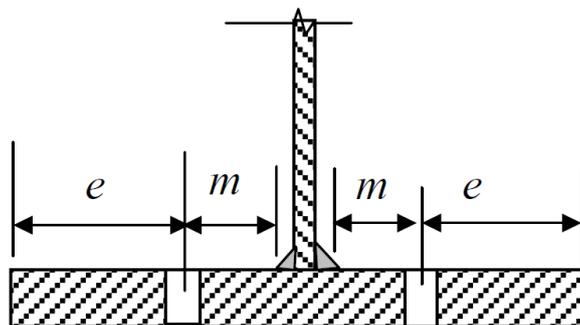


Figure VIII.3. Paramètres géométriques pour le tronçon en T équivalent tendu.

VIII.4.4.2.3. Modes de ruine

Les modes de ruine possibles d'un tronçon en T équivalent tendu sont illustrés sous forme de schémas à la Tableau 5.2.

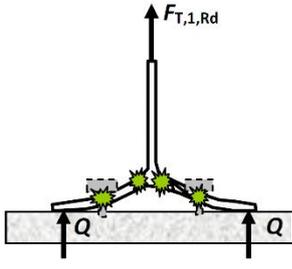
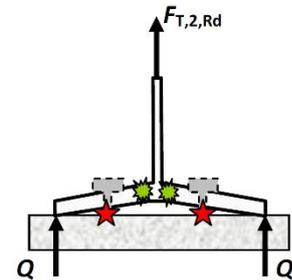
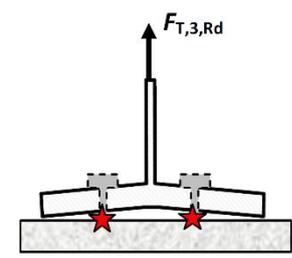
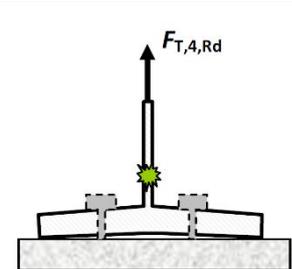
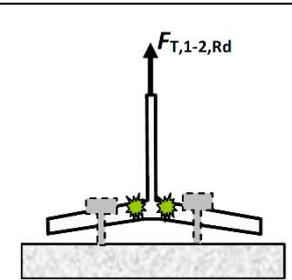
Mode	Description	schéma	Résistance
Mode 1	Mécanisme plastique complet		$F_{t,1,Rd} = \frac{4 M_{pl,1,Rd}}{m}$
Mode 2	Mécanisme plastique partiel avec ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,2,Rd} = \frac{4 M_{pl,2,Rd}}{m + n} + \frac{2 n F_{t,Rd,anchor}}{m + n}$
Mode 3	Ruine du boulon d'ancrage		$F_{t,3,Rd} = 2 F_{t,Rd,anchor}$
Mode 4	Plastification de l'âme tendue		$F_{t,4,Rd} = \frac{b_{eff,t} t_w f_y}{\gamma_{m0}}$ $b_{eff,t} = l_{eff,1}$
Mode 1-2	Ruine par plastification en flexion de la semelle conjointement avec la séparation de la plaque d'assise de la fondation du fait de l'allongement du boulon d'ancrage (effort de levier annulé). Ce mode de ruine remplace les premier et deuxième modes de ruine.		$F_{t,1-2,Rd} = \frac{2 M_{pl,1,Rd}}{m}$
$M_{pl,1,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,1} ; \quad m_{pl,Rd} = \frac{t_p^2 f_{yp}}{4 \gamma_{m0}} ; \quad l_{eff,1} = \min(l_{eff,cp} ; l_{eff,nc})$ $M_{pl,2,Rd} = m_{pl,Rd} l_{eff,2} ; \quad l_{eff,2} = l_{eff,nc} ; \quad n = \min(e ; 1.25 m)$			

Tableau VIII.1. Modes de ruine pour un tronçon en T tendu.

➤ **Vérification de la présence d'un effet de levier**

Le mode de ruine 1-2 peut remplacer les premier et deuxième modes si la condition suivante relative à l'existence d'un effet de levier est satisfaite :

$$L_b > L_b^*$$

➤ L_b : Longueur d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b = 8d + e_m + t_p + t_{wa} + 0.5k$$

- t_{wa} : Epaisseur de la rondelle $t_{wa} = 5 \text{ mm}$
- k : Epaisseur de l'écrou $k = 0.8d$
- e_m : Epaisseur de mortier de calage $e_m = 30 \text{ mm}$

$$L_b = 8 \times 33 + 30 + 40 + 5 + 0.5 \times 0.8 \times 33 = 352.2 \text{ mm}$$

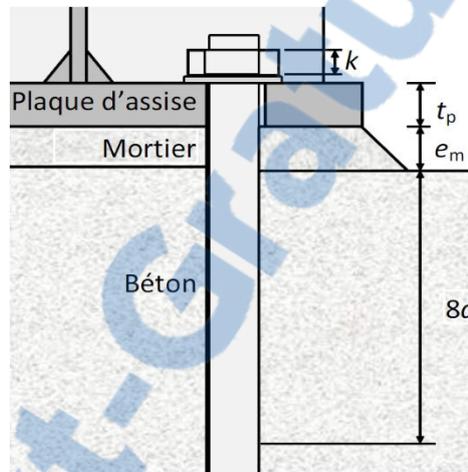


Figure VIII.4. Longueur d'allongement du boulon d'ancrage.

➤ L_b^* : Longueur limite d'allongement du boulon d'ancrage

$$L_b^* = \frac{8.8 \text{ m}^3 A_s}{l_{eff,1} t_p^3} = \frac{8.8 \times 66.25^3 \times 694}{416.05 \times 40^3} = 66.69 \text{ mm} < L_b$$

L'effet de levier ne peut pas être développé et les modes de ruine 1-2, 3 et 4 peuvent être considérés.

VIII.4.4.2.4. Calcul de la résistance de l'assemblage à la traction

La résistance finale de l'assemblage d'un tronçon en T équivalent tendu pris égale à la valeur de résistance la plus petite des modes de ruine.

$$F_{t,Rd} = \min(F_{t,1-2,Rd} ; F_{t,3,Rd} ; F_{t,4,Rd})$$

➤ **Mode 1-2**

$$l_{eff,1} = l_{eff,cp} = 416.05 \text{ mm}$$

$$m_{pl,Rd} = \frac{40^2 \times 235}{4 \times 1.1} = 8545.45 \text{ daN}$$

$$M_{pl,1,Rd} = 8545.45 \times 0.416 = 3554.90 \text{ daN.m}$$

$$F_{t,1,Rd} = \frac{4 \times 3554.90}{0.066} = 215448.48 \text{ daN}$$

➤ Mode 3

$$F_{t,3,Rd} = 2 \times 9672.18 = 19344.36 \text{ daN}$$

➤ Mode 4

$$F_{t,4,Rd} = \frac{416.05 \times 11.5 \times 235}{1.1} = 102215.92 \text{ daN}$$

➤ Valeur de la résistance finale

$$F_{t,Rd} = F_{t,3,Rd} = 19344.36 \text{ daN}$$

Puisque l'assemblage contient 2 rangées de boulons la valeur de la résistance devient :

$$F_{T,Rd} = 2F_{t,Rd} = 38688.72 \text{ daN}$$

$$N_{t,Sd} = 36141.171 \text{ daN} < F_{T,Rd} = 38688.72 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4.2.5. Vérification de la soudure

➤ Cordon de soudure

Epaisseur de la semelle HEA 450 : $t_f = 21 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 3 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 8 \text{ mm}$

Epaisseur de l'âme HEA 450 : $t_w = 11.5 \text{ mm} \rightarrow a_{\min} = 5.5 \text{ mm} \leq a \leq a_{\max} = 15 \text{ mm}$

On prend une valeur commune: $a = 7 \text{ mm}$

➤ soudure de la semelle a la traction

$$F_{T,Sd} \leq F_{w,Rd}$$

$$F_{w,Rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{2} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 530 \text{ mm}$

$$F_{w,Rd} = \frac{7 \times 530 \times 360}{\sqrt{2} \times 0.8 \times 1.25} = 94441.18 \text{ daN}$$

$$N_{t,Sd} = 36141.171 \text{ daN} < F_{w,Rd} = 94441.18 \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4.2.6. Vérification au poinçonnement de la plaque

$$F_{t,Sd} \leq B_{p,Rd}$$

$$B_{p,Rd} = \frac{0.6 \times \pi \times d_m \times t_p \times f_u}{\gamma_{mb}} = \frac{0.6 \times 3.14 \times 49.6 \times 40 \times 360}{1.25} = 31904.4 \text{ daN}$$

$$\frac{N_{t,Sd}}{4} = 9035.29 \text{ daN} < B_{p,Rd} = 31904.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4.3. Vérification au cisaillement

Pour assurer la transmission des efforts de cisaillement au bloc de béton on doit vérifier :

- Le cisaillement des boulons d'ancrage
- La résistance par frottement entre la plaque d'assise et le béton

Si les deux conditions ne sont pas suffisantes on peut aller à l'utilisation des bèches de cisaillement.

Dans le cas des assemblages sollicités a la traction, aucune résistance au cisaillement par friction ne peut se développer ce qu'il est notre cas.

VIII.4.4.3.1. Vérification des tiges d'encrage

$$V_{sd} < n F_{v,Rd} \text{ Avec : } n \text{ Nombre de tiges d'encrage}$$

$$8 \times F_{v,Rd} = 8 \times 0.6 \times \frac{A_s \times f_{ub}}{\gamma_{mb}} = 8 \times 0.6 \times \frac{694 \times 400}{1.25} = 106598.4 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13651.689 \text{ daN} < F_{v,Rd} = 106598.4 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4.3.2. Vérification de la soudure

$$V_{sd} \leq F_{v,rd}$$

$$F_{v,rd} = \frac{a \times \sum l \times f_u}{\sqrt{3} \times \beta_w \times \gamma_{mw}}$$

➤ La nuance d'acier utilisé est S 235 donc $\begin{cases} \beta_w = 0.8 \\ \gamma_{mw} = 1.25 \end{cases}$

➤ La longueur totale des cordons de soudure de la semelle $\sum l = 680 \text{ mm}$

$$F_{v,rd} = \frac{7 \times 680 \times 360}{\sqrt{3} \times 0.8 \times 1.25} = 98934.74 \text{ daN}$$

$$V_{sd} = 13651.689 \text{ daN} < F_{v,rd} = 98934.74 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4.3.3. Vérification de la pression diamétrale

$$\frac{V_{sd}}{n} \leq F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times \alpha \times f_u \times d \times t}{\gamma_{mb}}$$

Avec : $\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right) = \min(0.47; 0.7; 1.11; 1) = 0.47$

$$F_{b,Rd} = \frac{2.5 \times 0.47 \times 360 \times 33 \times 30}{1.25} = 33501.6 \text{ daN}$$

$$\frac{V_{sd}}{8} = 1706.46 \text{ daN} < F_{b,Rd} = 33501.6 \text{ daN} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

VIII.4.4.4. Vérification de la combinaison traction cisaillement

$$\frac{V_{sd}}{n \times F_{v,Rd}} + \frac{F_{t,Sd}}{1.4 \times F_{t,Rd}} \leq 1$$

$$\frac{13651.689}{106598.4} + \frac{36141.171}{1.4 \times 38688.72} = 0.79 < 1 \quad \text{condition vérifiée}$$



VIII.5. CALCUL DES FONDATIONS

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

VIII.5.1. Semelle filante

VIII.5.1.1. Les sollicitations aux fondations

Les efforts normaux de la super structure sur les poteaux, ainsi que le moment qui est le résultant de 3 types de moments : la somme de moment appliqué aux pieds de poteaux, le moment due aux efforts normaux par rapport au centre de gravité de la semelle, et le produit de l'effort tranchant par le bras de levier « qui est le profondeur d'ancrage ».

$$ELU: \quad \sum N_{ELU} = -2032147.668 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{ELU} = 361150.585 \text{ daN.m}$$

$$ELS: \quad \sum N_{ELS} = -1472883.128 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{ELS} = 241074.843 \text{ daN.m}$$

$$RPA: \quad \sum N_{RPA} = -1964119.488 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{RPA} = 365672.829 \text{ daN.m}$$

VIII.5.1.2. Calcul de la surface des semelles filantes

Le calcul de la largeur « b » se fait dans le sens (X-X) qui est le plus défavorable, à travers les combinaisons les plus prépondérantes de l'ELS et celles aussi du RPA.

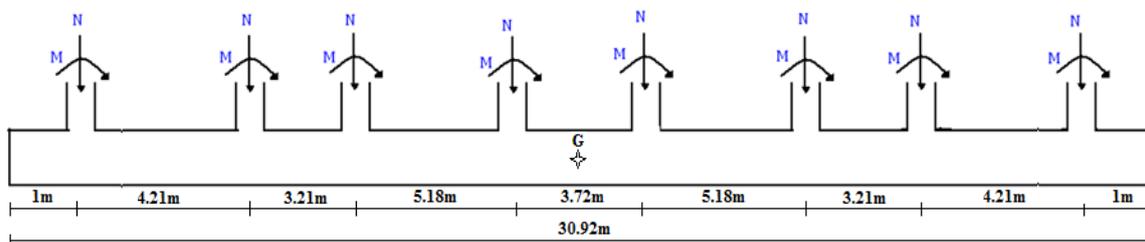


Figure VIII.5. Schéma statique de la semelle filante (sens X-X)

➤ La larguer peut être déterminé par la condition suivante : (l = 30.92 m)

$$\sigma = \frac{\sum N_i}{b \times l} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow b \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol} \times l}$$

À l'ELS: $G + 0.9Q + 0.9V2$

$$\sum N_{ELS} = -1472883.128 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{ELS} = 241074.843 \text{ daN.m}$$

$$b \geq \frac{1472883.128}{0.18 \times 30920} = 2646.40 \text{ mm}$$

En RPA : $G + Q + EX$

$$\sum N_{RPA} = -1964119.488 \text{ daN} \quad ; \quad \sum M_{RPA} = 365672.829 \text{ daN.m}$$

$$b \geq \frac{1964119.488}{0.18 \times 30920} = 3529.03 \text{ mm}$$

La largeur maximale des deux valeurs précédentes est prise $b = 3.6 \text{ m}$

Donc il y a un risque de chevauchement des semelles, et qui nous mène à écarter l'idée des semelles filantes et d'envisager un radier général comme fondation.

VIII.5.2. Radier général

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans notre cas on opte pour un radier de dalle massive.

VIII.5.2.1. calcul de l'épaisseur du radier

Le radier est assimilé à un plancher renversé appuyé sur les poteaux de l'ossature, ce radier est supposé infiniment rigide et soumis à la réaction uniforme du sol.

L'épaisseur (h_r) du radier est définie comme suite :

➤ **Condition forfaitaire**

$$\frac{l_{max}}{8} \leq h_r \leq \frac{l_{max}}{5}$$

Avec l_{max} : la plus grande distance entre deux poteaux qui est égale à 5.18 m

Donc :
$$0.64 \text{ m} \leq h_r \leq 1.03 \text{ m}$$

➤ **Condition de rigidité**

$$l_{max} = \frac{\pi}{2} l_e \quad \text{avec} \quad l_e = \left(\frac{4EI}{Kb} \right)^{\frac{1}{4}} = \left(\frac{4E \frac{bh_r^3}{12}}{Kb} \right)^{\frac{1}{4}}$$

Avec : l_e : Longueur élastique .

E : Module d'élasticité du béton

b : Largeur du radier.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen ($K = 40 \text{ MPa}$).

D'où :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2l_{max}}{\pi} \right)^4 \times \frac{3K}{E}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2 \times 5.18}{3.14} \right)^4 \times \frac{3 \times 40}{32000}} = 0.763$$

➤ **Condition de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau} = 0.05 f_{c28}$$

On prend le plus grand panneau de notre structure $\begin{cases} l_x = 5.18 \text{ m} \\ l_y = 4.47 \text{ m} \end{cases}$

$$V_{ux} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{2l_y + l_x} = 0.295 \text{ MN} \quad \text{et} \quad V_{uy} = \frac{\sigma_{sol} \times l_x \times l_y}{3l_y} = 0.310 \text{ MN}$$

$$\frac{0.310}{0.9h \times 1} \leq 1.25 \Leftrightarrow h \geq 0.275 \text{ m}$$

➤ **Condition de non poinçonnement**

Nous effectuons la vérification pour le voile reprenant la plus grande proportion de charges verticales :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h_r \times f_{c28}$$

Avec :

N_u : Charge de calcul à l'ELU sous le poteau le plus sollicité ($N_u = 333252.244 \text{ daN}$)

U_c : Périmètre du contour projeté sur le plan moyen du radier d'où :

$$U_c = 2 \times (a + b + 2h_r)$$

Avec les dimensions de la plaque d'assise : $\begin{cases} a = 460 \text{ mm} \\ b = 600 \text{ mm} \end{cases}$

On trouve : $h_r \geq 86.02 \text{ cm}$

➤ **Choix final**

L'épaisseur qui répond aux trois conditions citées ci-dessus est : $h = 90 \text{ cm}$

VIII.5.2.2. Calcul du débord du radier

La surface du radier doit être au moins égale à celle du bâtiment augmentée de bord pour les conditions de coffrage.

$$l_d = \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) = \max(43.5; 30 \text{ cm}) = 43.5 \text{ cm}$$

On prend $l_d = 45 \text{ cm}$

VIII.5.2.3. Caractéristiques géométriques du radier

Donc la surface du radier sera comme suite :

$$S_r = S_B + S_d = 740.118 \text{ m}^2$$

Donc les dimensions du radier sont : $\begin{cases} l_x = 30.42 \text{ m} \\ l_y = 24.33 \text{ m} \end{cases}$

➤ **Centre de gravité du radier**

$$\begin{cases} x_{Gr} = 15.21 \text{ m} \\ y_{Gr} = 12.16 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Centre de masse de la structure**

$$\begin{cases} x_{Gs} = 14.76 + 0.45 = 15.21 \text{ m} \\ y_{Gs} = 11.87 + 0.45 = 12.32 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Excentricité**

$$\begin{cases} e_x = |x_{Gr} - x_{Gs}| = |15.21 - 15.21| = 0 \text{ m} \\ e_y = |y_{Gr} - y_{Gs}| = |12.16 - 12.32| = 0.16 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des inerties**

$$\begin{cases} I_x = 36509.365 \text{ m}^4 \\ I_y = 57074.023 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VIII.5.2.4. Vérification à l'effort hydrostatique

Pour qu'il n'y aura pas de soulèvement sous l'effet de la pression hydrostatique, il faut que :

$$W \geq 1.5 \times \gamma_w \times D \times S_r$$

Avec :

- W : poids total du bâtiment.
- γ_w : poids volumique de l'eau
- D : profondeur de la fondation
- S_r : surface du radier

$$7517712.145 \geq 1.5 \times 1000 \times 4.5 \times 740.118$$

$$7517712.145 \text{ daN} > 4995800.55 \text{ daN}$$

Condition vérifiée

VIII.5.2.5. Evaluation des charges agissantes sur le radier

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

➤ Effort normal du au charges verticales

La charge sera calculée comme suite :

$$\text{ELU : } N_{ELU} = N_u + 1.35 \times (N_{radier} + N_{voile})$$

$$\text{ELS : } N_{ELS} = N_s + N_{radier} + N_{voile}$$

- **Masse superstructure**

$$\text{ELU : } N_u = 12008787,290 \text{ daN}$$

$$\text{ELS : } N_s = 8720635,926 \text{ daN}$$

- **Masse du voile périphérique**

Le voile est d'épaisseur de 20 cm le long de la structure d'une longueur de $l = 104.94$ m sur une hauteur de 3,60 m

$$N_{voile} = e \times l \times h \times \gamma_b = 0.2 \times 104.94 \times 3.60 \times 2500 = 190466.1 \text{ daN}$$

- **Masse du radier**

$$N_{radier} = S_r \times h_r \times \gamma_b = 740.118 \times 0.90 \times 2500 = 1665265.5 \text{ daN}$$

Enfin on aura :

$$\text{ELU : } N_{ELU} = 12008787,290 + 1.35(1665265.5 + 190466.1)$$

$$N_{ELU} = 14514024.95 \text{ daN}$$

$$\text{ELS : } N_{ELS} = 8720635.926 + 1665265.5 + 190466.1$$

$$N_{ELS} = 10576367.53 \text{ daN}$$

➤ **Moment d'excentricité dus aux charges verticales**

On a la formule suivante :

$$M = \bar{N} \times e$$

Avec : $\bar{N} = N_T - N_{radier}$

Donc :

$$ELU : \begin{cases} M_{ux} = \bar{N}_{ELU} \times e_x = 12265916.525 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{uy} = \bar{N}_{ELU} \times e_y = 12265916.525 \times 0.16 = 1962546.644 \text{ daN.m} \end{cases}$$

$$ELS : \begin{cases} M_{sx} = \bar{N}_{ELS} \times e_x = 8911102.026 \times 0 = 0 \text{ daN.m} \\ M_{sy} = \bar{N}_{ELS} \times e_y = 8911102.026 \times 0.16 = 1425776.324 \text{ daN.m} \end{cases}$$

➤ **Moment de renversement dus au séisme**

$$M_E = M_0 + V_0 D$$

Avec

$$\begin{cases} M_0 : \text{Moment sismique à la base de la structure} \\ T_0 : \text{effort tranchant à la base de la structure} \\ D : \text{profondeur de l'infrastructure} \end{cases}$$

Sens X-X :

$$M_0 = 13259221,482 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 426982.32 \text{ daN}$$

Donc $M_{Ex} = 13259221,482 + 426982.32 \times 4.5 = 15180641.92 \text{ daN.m}$

Sens Y-Y:

$$M_0 = 11252622,374 \text{ daN.m}$$

$$V_0 = 377583.65 \text{ daN}$$

Donc $M_{Ey} = 11252622,374 + 377583.65 \times 4.5 = 12951748.8 \text{ daN.m}$

VIII.5.2.6. Stabilité au renversement

Sa vérification est donnée par la formule suivante :

$$\frac{M_{stat}}{M_E} \geq 1.5$$

Avec $\begin{cases} M_{stat} : \text{moment statbilisant du radier} \\ M_E : \text{moment de renversement dus aux forces sismique} \end{cases}$

Sens X-X

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (x_{Gr} - e_x) = 10576367.53 \times (15.21 - 0) = 160866550.1 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ex} = 15180641.92 \text{ daN.m}$$

$$\frac{160866550.1}{15180641.92} = 10.60 \geq 1.5$$

Sens Y-Y

$$M_{stat} = N_{ELS} \times (y_{Gr} - e_y) = 10576367.53 \times (12.16 - 0.16) = 126916410.4 \text{ daN.m}$$

$$M_{Ey} = 12951748.8 \text{ daN.m}$$

$$\frac{126916410.4}{12951748.8} = 9.80 \geq 1.5$$

Donc il n'y a pas un risque de renversement.

VIII.5.2.7. Evaluation et Vérification des contraintes sous le radier

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles 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, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdal. Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4}$$

σ_{max} et σ_{min} sont respectivement les contraintes de compression maximale et minimale normales au radier.

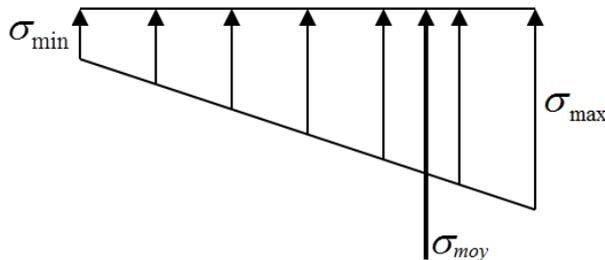


Figure VIII.6. Distribution de contrainte se le radier

Nous avons une contrainte admissible du sol $\sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$, qui en aucun cas ne doit être dépassée par les contraintes moyennes, les contraintes devront donc vérifier les conditions suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol} = 0.239 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS : } \sigma_{moy} \leq \sigma_{sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA : } \sigma_{moy} \leq 1.33 \sigma_{sol} = 0.239 \text{ MPa}$$

$$\text{ELU : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELU}}{S_r} + \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0.201 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELU}}{S_r} - \frac{M_{ux}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{uy}}{I_y} x_{Gr} = 0.190 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.198 < 0.239 \text{ MPa}$$

condition vérifiée

$$\text{ELS : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0.146 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} = 0.139 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.144 < 0.18 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens X-X

$$\text{RPA : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0.181 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ey}}{I_y} x_{Gr} = 0.104 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.161 < 0.239 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

Sens Y-Y

$$\text{RPA : } \begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N_{ELS}}{S_r} + \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} + \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} + \frac{M_{Ex}}{I_x} y_{Gr} = 0.197 \text{ MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N_{ELS}}{S_r} - \frac{M_{sx}}{I_x} y_{Gr} - \frac{M_{sy}}{I_y} x_{Gr} - \frac{M_{Ex}}{I_x} y_{Gr} = 0.088 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{(3\sigma_{max} + \sigma_{min})}{4} = 0.169 < 0.239 \text{ MPa} \quad \text{condition vérifiée}$$

VIII.5.2.8. Calcul du ferrailage du radier

Le radier est assimilé à un planché renversé chargé par la réaction uniforme du sol, il est composé de plusieurs panneaux simplement appuyés sur 4 cotés.

Le calcul se fera en flexion simple, en considérant la fissuration préjudiciable en raison du contact avec l'eau.

On prend le panneau le plus défavorable $\begin{cases} l_x = 4.47 \text{ m} \\ l_y = 5.18 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que $\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

Avec
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.47}{5.18} = 0.86$$

Donc la dalle du radier porte sur les deux sens

Le chargement des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes calculées.

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Les chargements des panneaux du radier seront équivalents aux contraintes moyennes.

$$\text{ELU : } q_{ELU} = \sigma_{moy} = 0.198 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS : } q_{ELS} = \sigma_{moy} = 0.144 \text{ MPa}$$

$$\text{RPA : } q_{RPA} = \sigma_{moy} = 0.169 \text{ MPa}$$

➤ **Sens de la petite portée (Y-Y)**

ELU :

$$M_x = 0.0495 \times 0.198 \times 4.47^2 = 19583.28 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 14687.46 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.147}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.016$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.147}{0.804 \times 348} = 0.525 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.25 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.020) = 0.804 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.016}) = 0.020 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0.5M_x = 9791.64 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.097}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.010$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392$ → Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.097}{0.806 \times 348} = 0.345 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 3.45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.806 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.013 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ELS :

$$M_x = 0.0566 \times 0.144 \times 4.47^2 = 16285.232 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 12213.924 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.122}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.013$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.122}{0.805 \times 348} = 0.435 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 4.35 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.016) = 0.805 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}) = 0.016 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0.5M_x = 8142.616 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.081}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.009$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.081}{0.806 \times 348} = 0.288 \times 10^{-3} m^2 = 2.88 cm^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.011) = 0.806 m \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.009}) = 0.011 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} m^2 = 9.78 cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 cm^2/ml$

RPA :

$$M_x = 0.0566 \times 0.169 \times 4.47^2 = 19112.530 daN.m/ml$$

a) En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 14334.397 daN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.143}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.015$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 MPa \\ d = 0.9h = 0.81 m \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.143}{0.804 \times 348} = 0.510 \times 10^{-3} m^2 = 5.10 cm^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.019) = 0.804 m \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.015}) = 0.019 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} m^2 = 9.78 cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 cm^2/ml$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0.5M_x = 9556.265 daN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.096}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.010$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 MPa \\ d = 0.9h = 0.81 m \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.096}{0.806 \times 348} = 0.342 \times 10^{-3} m^2 = 3.42 cm^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.806 m \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.013 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} m^2 = 9.78 cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 cm^2/ml$

➤ **Sens de la petite portée (X-X)**

ELU :

$$M_y = 0.7052 \times 19583.28 = 13810.129 daN.m/ml$$

a) En travée :

$$M_{ty} = 0.75M_y = 10357.596 daN.m$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.104}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.011$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 MPa \\ d = 0.9h = 0.81 m \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.104}{0.805 \times 348} = 0.371 \times 10^{-3} m^2 = 3.71 cm^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = 0.805 m \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = 0.014 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} m^2 = 9.78 cm^2/ml$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 cm^2/ml$

b) En appuis :

$$M_{ty} = 0.5M_y = 6905.065 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.069}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.007$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.069}{0.807 \times 348} = 0.246 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.009) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.007}) = 0.009 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ELS :

$$M_y = 0.7933 \times 16285.232 = 12919.074 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{ty} = 0.75M_y = 9689.305 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.097}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.010$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.097}{0.806 \times 348} = 0.346 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 3.46 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.013) = 0.806 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.010}) = 0.013 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0.5M_y = 4844.652 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.048}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.005$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.048}{0.808 \times 348} = 0.171 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 1.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.006) = 0.808 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.005}) = 0.006 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

RPA :

$$M_y = 0.7932 \times 19112.530 = 15160.059 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{ty} = 0.75M_y = 11370.443 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.114}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.012$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.114}{0.805 \times 348} = 0.406 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 4.06 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.012) = 0.805 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.012}) = 0.015 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{ty} = 0.5M_y = 7580.295 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.076}{1 \times 0.66 \times 14.16} = 0.008$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.81 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.076}{0.807 \times 348} = 0.271 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.81 \times (1 - 0.4 \times 0.010) = 0.807 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.010 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times f_{t28} \times b \times d}{f_e} = \frac{0.23 \times 2.1 \times 1 \times 0.81}{400} = 0.978 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 9.78 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T16 avec $A_{st} = 10.05 \text{ cm}^2/\text{ml}$

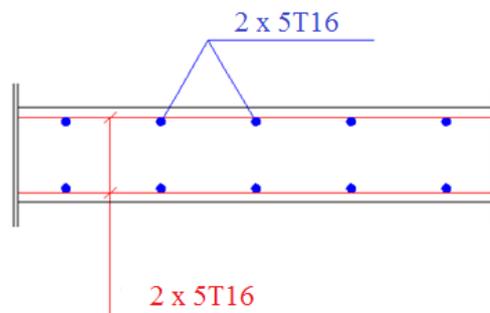


Figure VIII.7. Schéma statique du ferrailage du radier.

VIII.5.3. Voile périphérique

Le voile d'infrastructure est une paroi verticale de 0,2m d'épaisseur en béton orné, rectiligne effectué sur une profondeur de 3,06m pour permettre la réalisation d'un sous-sol

Les voiles d'infrastructures assurent :

- L'encastrement de la structure dans le sol.
- Augmentation de la rigidité de la structure.
- Protection contre les eaux agressives.

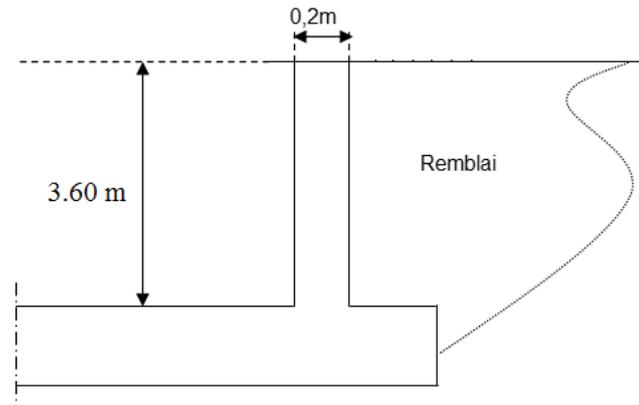


Figure VIII.8. Schéma d'un voile périphérique.

Selon le RPA 99 : (Art-10-1-2), le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Epaisseur ≥ 15 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 d'une manière importante

VIII.4.3.1. Evaluation des charges agissantes sur le voile

Le voile est soumis à une contrainte permanente due à la poussée des terres

$$P = \frac{1}{2} \times \gamma \times h^2 \times \operatorname{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

Avec

$$\begin{cases} \gamma : \text{poids volumique du remblai} \\ h : \text{hauteur du voile} \\ \varphi : \text{l'angle de frottement du remblai} \end{cases}$$

$$P = \frac{1}{2} \times 1700 \times 3.6^2 \times \operatorname{tg} \left(\frac{180}{4} - \frac{13.66}{2} \right) = 8659.401 \text{ daN/ml}$$

Donc :

$$\text{ELU} : Q_{ELU} = 1.35P = 1.35 \times 8659.401 = 11690.191 \text{ daN/ml}$$

$$\text{ELS} : Q_{ELS} = P = 8659.401 \text{ daN/ml}$$

VIII.4.3.2. Détermination du ferrailage du voile

Le calcul du voile d'infrastructure se fera comme le calcul des dalles simplement appuyées sur leur contour. Nous effectuons ce calcul pour le panneau ayant la plus grande portée dans l'une de ses deux dimensions en fissuration préjudiciable

On prend le panneau le plus défavorable $\begin{cases} l_x = 3.60 \text{ m} \\ l_y = 5.18 \text{ m} \end{cases}$

On doit vérifier que $\begin{cases} 0 < \alpha < 0.4 \rightarrow \text{la dalle porte sur un seul sens} \\ 0.4 < \alpha < 1 \rightarrow \text{la dalle porte sur deux sens} \end{cases}$

Avec
$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.47}{5.18} = 0.69$$

Donc la dalle du voile porte sur les deux sens

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour valeurs :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q \times l_x^2$

- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

➤ **Bande de largeur 1,00m parallèle à l_x**

ELU :

$$M_x = 0.0697 \times 11690.191 \times 3.60^2 = 10559.889 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 7919.917 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.079}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.017$$

Avec $\begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.079}{0.178 \times 348} = 1.28 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 12.28 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Avec $\begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.021) = 0.178 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.017}) = 0.021 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T20 avec $A_{st} = 12.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0.5M_x = 3959.958 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.039}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.086$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.039}{0.172 \times 348} = 0.652 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 6.52 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.11) = 0.172 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.086}) = 0.11 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 5T14 avec $A_{st} = 7.70 \text{ cm}^2/\text{ml}$

ELS :

$$M_x = 0.0755 \times 8659.401 \times 3.60^2 = 8473.05 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{tx} = 0.75M_x = 6354.788 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{tx}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.064}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.141$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.064}{0.166 \times 348} = 1.108 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 11.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.191) = 0.166 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.141}) = 0.191 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T20 avec $A_{st} = 15.57 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b) En appuis :

$$M_{tx} = 0.5M_x = 3177.394 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ax}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.032}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.071$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.032}{0.173 \times 348} = 0.532 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.32 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.092) = 0.173 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.071}) = 0.092 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Donc on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ Bande de largeur 1,00m parallèle à ly

ELU :

$$M_y = 0.4181 \times 10559.889 = 4415.089 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{ty} = 0.75M_y = 3311.317 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.033}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.073$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.033}{0.173 \times 348} = 0.548 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.48 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.095) = 0.173 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.073}) = 0.095 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/ml$

b) En appuis :

$$M_{ty} = 0.5M_y = 1655.659 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.017}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.036$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.017}{0.177 \times 348} = 0.276 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.76 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.009) = 0.177 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.036}) = 0.046 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on opte pour 3T12 avec $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2/ml$

ELS :

$$M_y = 0.5704 \times 8473.05 = 4833.028 \text{ daN.m/ml}$$

a) En travée :

$$M_{ty} = 0.75M_y = 3624.771 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{ty}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.036}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.079$$

$$\text{Avec } \begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Travée}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.036}{0.173 \times 348} = 0.598 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 5.98 \text{ cm}^2/ml$$

$$\text{Avec } \begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.103) = 0.173 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.079}) = 0.103 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on opte pour 4T14 avec $A_{st} = 6.16 \text{ cm}^2/ml$

b) En appuis :

$$M_{ty} = 0.5M_y = 1812.385 \text{ daN.m}$$

$$\mu_u = \frac{M_{Ay}}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{0.018}{1 \times 0.032 \times 14.16} = 0.040$$

Avec $\begin{cases} f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.16 \text{ MPa} \\ d = 0.9h = 0.18 \text{ m} \end{cases}$

Dans ce cas $\mu_u < \mu_R = 0.392 \rightarrow$ Section à simple armatures

$$A_{st} = \frac{M_{Appuis}}{z \times \sigma_{st}} = \frac{0.018}{0.176 \times 348} = 0.294 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 2.94 \text{ cm}^2/ml$$

Avec $\begin{cases} z = d \times (1 - 0.4\alpha) = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.051) = 0.176 \text{ m} \\ \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.040}) = 0.051 \\ \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$

La section d'armature minimale :

$$A_{min} = 0.1\%B_{voile} = 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2/ml$$

Donc on opte pour 3T12 avec $A_{st} = 3.39 \text{ cm}^2/ml$

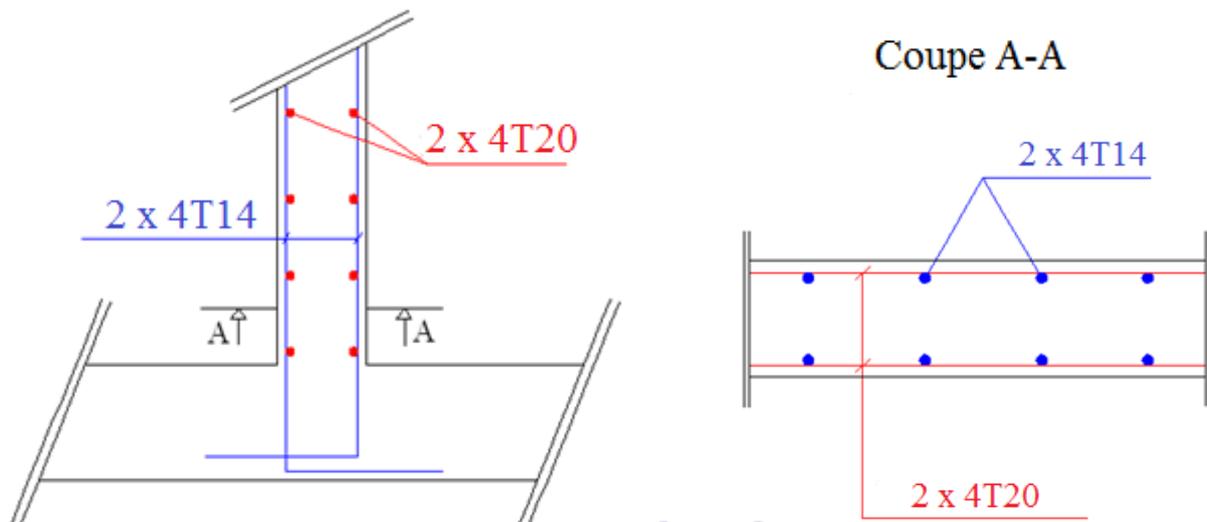


Figure VIII.9. Schéma statique du ferrailage du voile périphérique.

CHAPITRE IX :

*Application des systèmes
d'isolation à la base*

IX.1. INTRODUCTION

Le terme d'isolation se réfère au degré d'interaction entre les objets. L'acte d'isoler un objet consiste à fournir une interface entre l'objet et ses voisins, ce qui minimise l'interaction. C'est le cas des ouvrages sujets à des excitations sismiques. Bien que l'isolation comme stratégie de conception pour le montage d'équipements mécaniques fût utilisée pendant plus de soixante-dix ans, ce que récemment le concept a été sérieusement envisagé pour les structures, telles que les bâtiments et les ponts, soumis à des mouvements du sol. Ce type d'excitation interagit avec la structure au niveau de la fondation et est amorti vers le haut par le biais des caractéristiques de système d'isolation. Il est donc logique d'isoler la structure à sa base et d'empêcher le mouvement du sol d'agir sur la structure.

IX.2. GENERALITE SUR LE SYSTEME D'ISOLATION SISMIQUE

IX.2.1. Historique

Depuis des milliers d'années, des civilisations se trouvant partout dans le monde ont établi des édifices ayant résisté à de nombreux séismes tels que le palais impérial de Tokyo ou encore le site andin de Machu - Picchu. Malgré la séparation par plusieurs milliers de kilomètres entre ces civilisations, les techniques qu'ils utilisaient étaient fortement similaires.

L'isolation sismique à la base est un concept simple remontant au début du 20ème siècle. L'idée d'isolation parasismique est intervenue après plusieurs enquêtes faites par l'anglais Johannes A. Calantarientis, en 1897 qui a été à l'origine d'une méthode de conception d'un bâtiment construit sur joint libre. Cette idée simple est un exemple de stratégie parasismique de conception connu sous le nom d'isolation à la base ou isolation parasismique.

Cependant, les premières applications modernes dans le monde n'ont été réalisées que dans les années 70 à 80. La première application de la technologie moderne de l'isolation sismique à la base a été réalisée en 1969 sur une école élémentaire à Skopje (ex-Yougoslavie).

Aujourd'hui, l'utilisation de cette technique est en progression rapide dans le monde. [19]

IX.2.2. Définition des systèmes d'isolation sismique

Les appuis parasismiques ou les isolateurs parasismiques sont des dispositifs permettant une isolation partielle entre la fondation et la superstructure, ils ne laissent passer que des efforts déterminés par leurs propres caractéristiques. Ils doivent permettre des déplacements horizontaux importants grâce à leur faible rigidité horizontale devant celle de la structure, par ailleurs ils présentent une grande rigidité verticale avec une capacité de supporter les charges gravitaires de la structure pendant et hors séisme. La structure qui repose sur des appuis parasismiques s'appelle une structure isolée. [21]

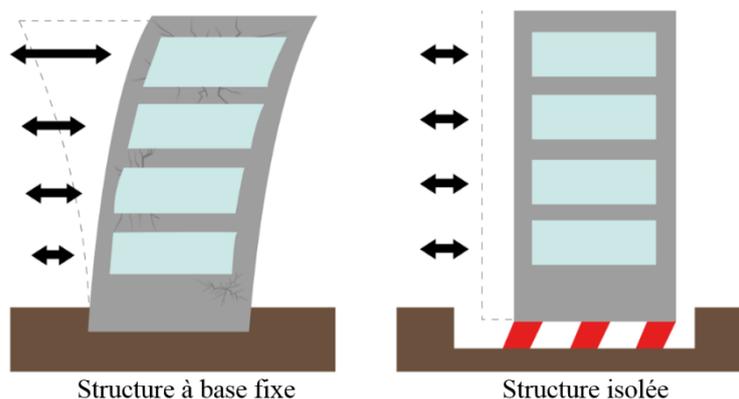


Figure IX.1. Comportements des structures lors d'un séisme avec et sans isolation [21].

IX.2.3. PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT

L'isolation à la base repose sur le principe que si la période de vibration est augmentée suffisamment pour s'éloigner de la période d'excitation prédominante du tremblement de terre, les accélérations transmises à la structure (et par conséquent les forces d'inertie) sont considérablement réduites. En revanche, l'augmentation de la période engendre des déplacements plus importants concentrés au niveau de l'isolateur. Dès lors l'incorporation d'un dispositif de dissipation d'énergie (amortissement) à l'isolateur est requise afin de contrôler les déplacements et réaliser un compromis satisfaisant entre la réduction de la force et l'accroissement du déplacement.

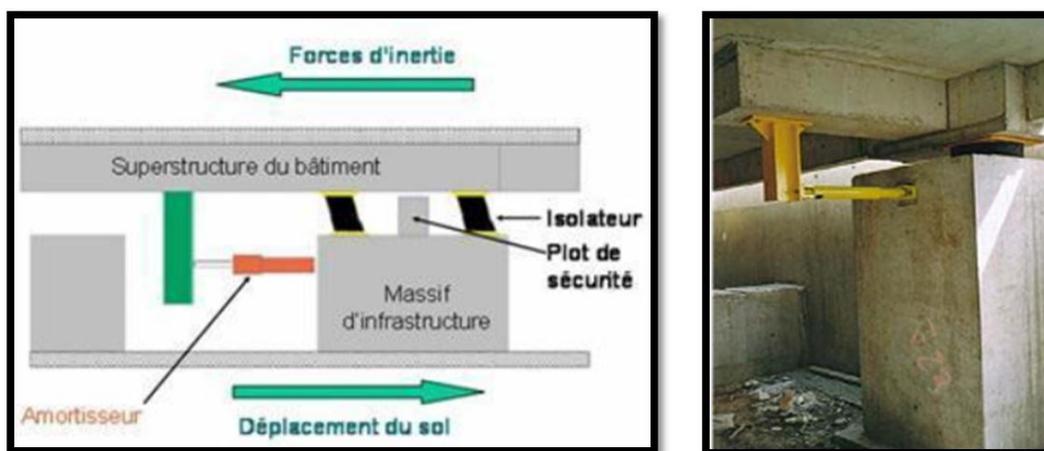


Figure IX.2. Principe de l'isolation parasismique [21].

IX.2.4. Caractéristiques des systèmes d'isolation

Les isolateurs à la base présentent généralement les caractéristiques suivantes [22] :

- Mouvement de basse fréquence avec amortissement élevé.
- Mécanisme sans entretien de déplacement latéral du bâtiment, réduisant la charge transférée du sol vers la structure du bâtiment et permettant de retrouver la position d'origine après le séisme.
- Suffisamment flexible pour se déplacer latéralement et suffisamment rigide pour atténuer les charges au centre de gravité et rester immobile malgré des surcharges de vent et faibles séismes.

IX.2.5. Exigences assurées par les systèmes d'isolation

- Critère sécuritaire : assurer la sécurité et la fiabilité des structures.
- Critère fonctionnel : le bâtiment reste opérationnel après un tremblement de terre.
- Critère économique : l'isolement sismique peut être la solution la plus économique, Perte économique à long terme réduite.
- Critère du contenu : conservation historique du bâtiment, la valeur du contenu peut être supérieure à la structure.

IX.2.6. Avantages et inconvénients

IX.2.6.1. Avantages

- Les vies humaines sont protégées et les accidents secondaires dus aux meubles en chute sont réduits. La peur du séisme peut être allégée et l'effet du choc psychologique est réduit.
- Ils assurent une protection des équipements dans le cas des bâtiments stratégiques tels que les (hôpitaux, les centres de gestion des catastrophes, les bâtiments industriels...) qui représentent parfois un investissement très important.
- Une bonne protection des éléments non structuraux (tels que les cloisons, menuiseries, revêtements...) qui sont incapables d'absorber l'énergie due aux mouvements de flexion globale et des déplacements inter-étages à cause de leurs rigidités élevés.
- L'accroissement de la durée de service de l'ouvrage, et aussi par la suite la possibilité de sa réhabilitation.

IX.2.6.2. Inconvénients

- Tous les ouvrages traversant le plan des appuis (escaliers, tuyauterie,...) ou reliant le bâtiment avec ses abords immédiats (réseaux, marches extérieures,...) doivent être conçus de manière à tolérer sans dommages les déplacements relatifs de la superstructure et des fondations. Ces mesures sont impératives dans le cas des réseaux de gaz, de protection contre l'incendie et des réseaux contenant des fluides polluants.
- Les joints de séparation entre deux bâtiments ou parties de bâtiment sur isolateurs nécessitent des largeurs importantes en raison des déplacements de chaque bloc, pouvant atteindre des valeurs décimétriques.
- Les transformations ultérieures de la structure, des cloisons, des façades et d'autres éléments lourds ou rigides ne doivent pas modifier d'une manière significative le comportement dynamique initial du bâtiment pris en compte pour le dimensionnement des isolateurs, sous peine d'entraîner des coûts d'adaptation élevés.

IX.2.7. Application des systèmes d'isolation dans le monde

D'après un recensement qui a été effectué par MARTELLI et al en 2008, on dénombre aujourd'hui jusqu'à 8000 à 10'000 structures isolées existantes situées dans plus de 30 pays [23].

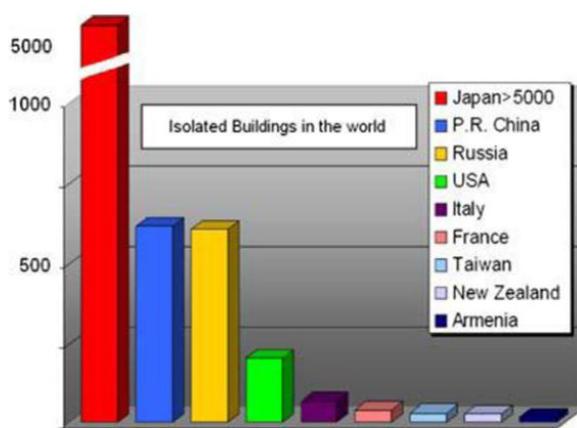


Figure IX.3. Le nombre de bâtiments isolés dans les pays les plus actifs (Martelli et Al, 2008).

IX.2.7.1. Au Japon

Au Japon, où les séismes sont fréquents, mais le grand séisme de Kobe qui a fait plus de 6000 victimes en 1995, a rappelé au Japon le danger que représentaient encore les constructions a identifié un besoin de compléter les codes parasismiques existants avec les conditions de conception développées spécifiquement pour les structures isolée [23] .



Figure IX.4. Effondrement d'un bâtiment dû au séisme de Kobé.

Aujourd'hui on trouve le plus grand nombre de structures isolées: quelque 2000 édifices de haute taille, 3000 à 4000 maisons plus petites à ossature en bois, ainsi que plusieurs milliers de ponts. Outre les centaines de tours résidentielles japonaises [23] .

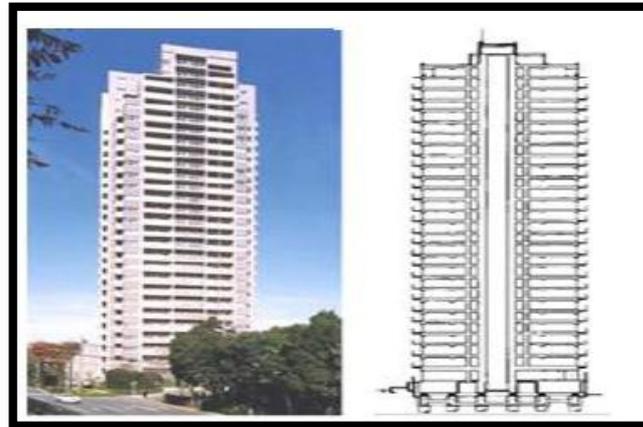


Figure IX.5. Application du système d'isolation japonaise aux gratte-ciels [23].

IX.2.7.2. Au Etats Unis

Aux Etats-Unis, la croissance de l'utilisation des systèmes d'isolation sismique a été très lente au cours des dernières années.

Les États-Unis n'ont installé la technologie que sur 150 constructions environ, principalement de grands bâtiments publics qui ont une importance historique ou une fonction stratégique, comme les hôpitaux, les casernes de pompier ou les commissariats de police [23] .



Figure IX.6. Bâtiments isolés aux états unis [23].

a. Foothill Communities Law & Justice Center, Californie, c'est le premier bâtiment aux ÉTATS-UNIS utilisant les systèmes d'isolation a la base composés de 98 isolateurs il peut supporter des secousses allant jusqu'à 8.3 Richter,

b. Hôtel de ville de San Francisco, construit en 1912 et qui a été endommagé par le séisme de LomaPrietaen1989, puis il a été isolé au moyen de 530 isolateurs en 2000.

IX.2.7.3. En Algérie

En Algérie, Le CTC-Chlef a été le premier à introduire la technique d'isolation parasismique des structures à travers la construction du siège de son agence à Ain-Defla, située dans une zone à forte sismicité, Le projet été un immeuble de bureaux de deux étages avec sous-sol, d'une surface de 280 mètre carrés, hauteur de 11 mètres. Dans la conception de ce projet, ils ont tenu à prévoir un sous-sol qui servirait de vitrine pédagogique pour pouvoir voir les isolateurs de fondations installes et toute les innovations qui seront introduites au niveau des systèmes de canalisations et de réseaux (électricité, gaz, etc.) [21] .



Figure IX.7. Installation des appuis parasismiques à CTC Chlef agence Ain Defla [17].

En 2012, la construction du projet de la grande mosquée à Alger a commencée et qui est toujours en cours de la réalisation, la salle de prière qui s'étend sur 20 000 mètres carrés dans son intégralité repose sur 264 isolateurs sismique FPS couplé à des amortisseurs visqueux.

En cas de secousses, les isolateurs sont capables de se déplacer sur deux axes de 65 cm pour réduire les déformations induites par le séisme. Quant aux amortisseurs, ils absorbent la force horizontale et remettent la structure dans sa position initiale. Ce dispositif, capable d'absorber jusqu'à 70% de la force sismique, divise une secousse par trois. En d'autres termes : si le séisme est de 9 sur l'échelle de Richter, le ressenti sera de 3 pour la mosquée.



Figure IX.8. La grande mosquée d'Alger.



Figure IX.9. Isolation sismique sous la grande mosquée d'Alger [17].

IX.2.8. Réglementation de structures isolées à la base

L'objectif de la conception et du dimensionnement des structures selon les règlements parasismiques est d'assurer à l'ouvrage, une résistance au moins équivalente à celle demandée par le niveau sismique de calcul. Et une ductilité suffisante pour absorber l'énergie sismique par déformations post-élastiques, en acceptant un niveau de dommages réparables des éléments non structuraux.

Les règles parasismiques algériennes RPA 99 version 2003 décrivent les principes généraux de conception et de calcul requis pour l'étude des ouvrages résistants aux séismes.

Ces règles sont applicables à toutes les constructions courantes.

Le RPA 99 version 2003 ne donne aucune méthode de calcul des bâtiments sur appuis parasismique.

C'est pour cette raison on peut utiliser d'autre règlements internationaux, parmi les code les plus connus dans le monde et le UBC 1997 et IBC 2000, FEMA, EUROCODE 8 [21].

IX.3. APPLICATION DE SYSTEME D'ISOLATION FPS

IX.3.1. Description du système d'isolation en pendule à friction FPS

L'isolateur en pendule à friction FPS (Friction Pendulum System) est un des systèmes d'isolation à la base les plus récents pour améliorer l'isolation sismique des structures. Il est composé d'une surface sphérique d'acier inoxydable et d'un glisseur articulé en matériaux composites à base de Téflon. Ce mécanisme permet le retour à la stabilité initiale grâce à sa géométrie concave [21].

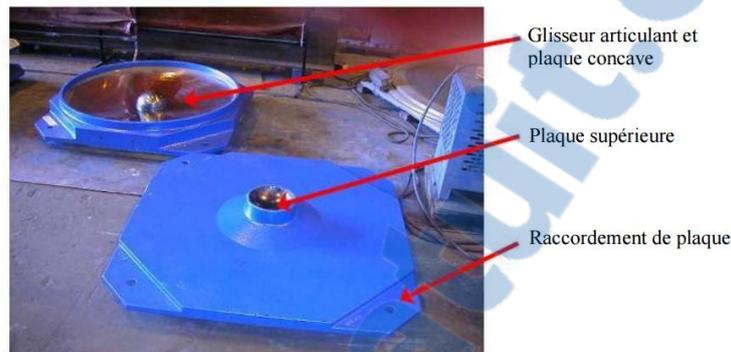


Figure IX.10. Isolateur en pendule à friction FPS [22].

Les FPS travaillent sur le principe qu'un pendule simple, lors d'un tremblement de terre le glisseur articulé se déplace le long de la surface concave faisant déplacer la structure de petits mouvements harmoniques et augmentant la période normale de la structure afin d'éviter les forces de tremblements de terre les plus fortes. Ils réduisent les charges latérales et les mouvements de vibration transmise à la structure et peuvent protéger les structures et leur contenu pendant des séismes forts [17].

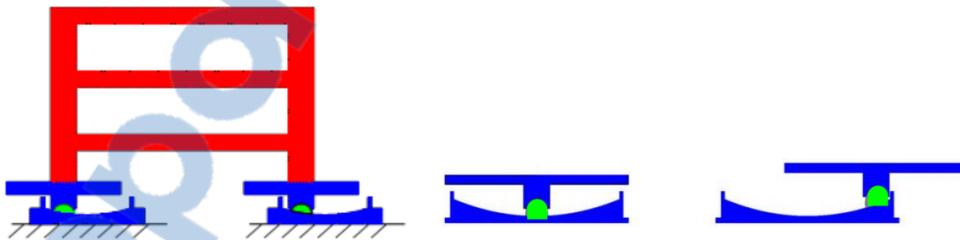


Figure IX.11. Fonctionnement d'un isolateur FPS [22].

IX.3.2. Caractéristique mécaniques de l'isolateur FPS

Les méthodes de calcul de différentes caractéristiques mécaniques sont tirées du code américain IBC2000.

➤ Si la charge sur un isolateur FPS est W , et le rayon de courbure de la parabole FPS est R , alors la rigidité horizontale de l'isolateur peut être définie pour la conception que :

$$K_p = \frac{W}{R}$$

Donc la rigidité élastique peut se calculé comme suite : $K_e = 50 \times K_p$

➤ La période naturelle du FPS du système isolé est seulement une fonction de R :

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{R}{g}}$$

- La rigidité vertical et donné par :

$$K_v = \frac{E_c A_c}{H}$$

Avec E_c est le module de compression composite caoutchouc-acier, A_c est l'aire de contact du glisseur avec la surface concave et H la hauteur de l'isolateur.

- La rigidité effective (crête-à-crête) de l'isolateur est donnée par :

$$K_{eff} = \frac{W}{R} + \frac{\mu W}{D}$$

Ou μ et le coefficient de frottement et D le déplacement.

- L'amortissement β fournies par le système, peut être obtenu à partir de :

$$\beta = \frac{2}{\pi} \times \frac{\mu}{\mu + D/R}$$

- Une estimation de la montée de la structure (déplacement vertical) à la suite d'un mouvement le long de la surface courbe de l'isolateur peut être obtenu à partir de :

$$\delta_v = \frac{1}{2} \frac{D^2}{R}$$

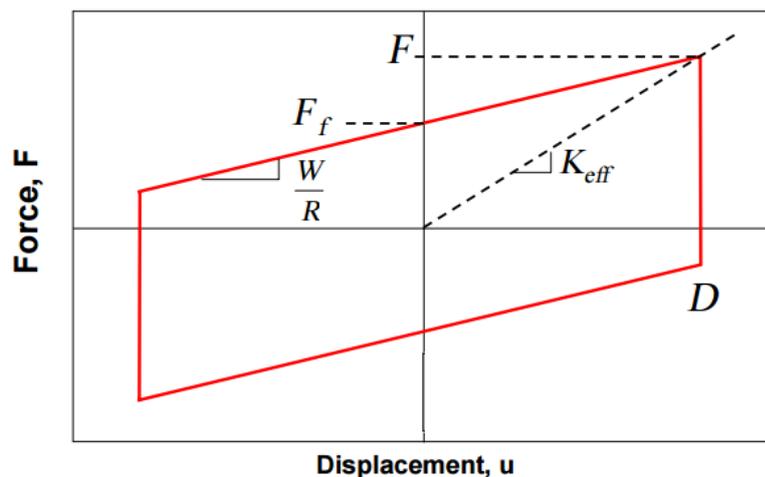


Figure IX.12. Diagramme force déplacement de l'isolateur FPS [18].

Caractéristiques	Valeur
Dimensions (mm)	1100×150
$K_{eff}(KN/m)$	280.74
$K_p(KN/m)$	501.8
$K_e(KN/m)$	25090
$K_v(KN/m)$	24727500
$R(m)$	4
μ_{min}	0.04
μ_{max}	0.06
Rate paramètre (s/m)	40

Tableau IX.1. Caractéristique mécanique et géométriques de l'isolateur FPS utilisé.

IX.3.3. Description des excitations sismiques

Les accélérogrammes à considérer, sont celui de Boumerdes le 21 mai 2003 enregistré à la station de Keddara avec une accélération maximale du sol égale à 0.34g, ainsi de Northridge en 1994 enregistré à la station de Sylmar avec une accélération maximale du sol égale 0,6647g pendant le séisme.

IX.4. ANALYSE ET RESULTATS

IX.4.1. Périodes et pulsations

Mode	Structure contreventée		Structure non contreventée		Structure isolée (FPS)	
	Période sec	Pulsation (rad/s) ²	Période sec	Pulsation (rad/s) ²	Période sec	Pulsation (rad/s) ²
1	1.971	10.158	5.364	1.371	7.272	0.747
2	1.627	14.907	3.527	3.172	5.431	1.339
3	1.278	24.144	2.378	6.976	4.938	1.619
4	0.524	143.385	1.8125	12.016	2.328	7.287
5	0.486	166.462	1.212	26.865	1.711	13.489
6	0.358	306.647	1.053	35.539	1.28	24.081
7	0.253	616.064	0.841	55.736	1.269	24.508
8	0.245	654.215	0.724	75.306	0.897	49.052
9	0.198	1004.621	0.699	80.756	0.852	54.334
10	0.186	1139.656	0.537	136.432	0.635	97.995
11	0.182	1189.645	0.492	162.881	0.618	103.318
12	0.180	1210.936	0.475	174.308	0.585	115.433

Tableau IX.2. Périodes et pulsations des trois cas de la structure.

Les résultats du Tableau IX.2 montrent une augmentation de 72.89% de la période de la structure isolé par rapport à la structure contreventé, ceci montre que les systèmes d'isolation permettent d'assouplir le comportement de la structure.

IX.4.2. Résultats numériques

Les réponses maximal du en déplacement, accélération, vitesse et efforts tranchants à la base ainsi que les sollicitations maximales de la structure sont représenté dans le tableau IX.3 et IX.4.

Cas	Déplacement (cm)	Accélération (m/s ²)	Vitesse (m/s)	Effort tranchant à la base (KN)	Sollicitations		
					N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
Contreventée	9.76	5.435	0.420	9547.95	884.44	61.65	204.90
Non contreventée	6.81	3.824	0.365	2572.78	168.81	43.25	168.56
Isolée (FPS)	3.63	3.515	0.198	360.67	47.69	6.40	24.63

Tableau IX.3. Réponse maximale (accélérogramme de Keddara).

Cas	Déplacement (cm)	Accélération (m/s ²)	Vitesse (m/s)	Effort tranchant à la base (KN)	Sollicitations		
					N (KN)	T (KN)	M (KN.m)
Contreventée	85.87	24.659	3.383	56391.57	3247.1	345.4	1201.9
Non contreventée	93.51	20.972	3.043	31157.27	2383.4	519.1	2039.7
isolée	61.8	10.206	1.480	6049.02	594.19	105.1	433.08

Tableau IX.4. Réponse maximale (accélérogramme de Sylmar).

IX.4.3. Analyse des réponses temporelles du système FPS

IX.4.3.1. Station de Keddara

IX.4.3.1.1. Variation du déplacement, accélération et vitesse en fonction du temps

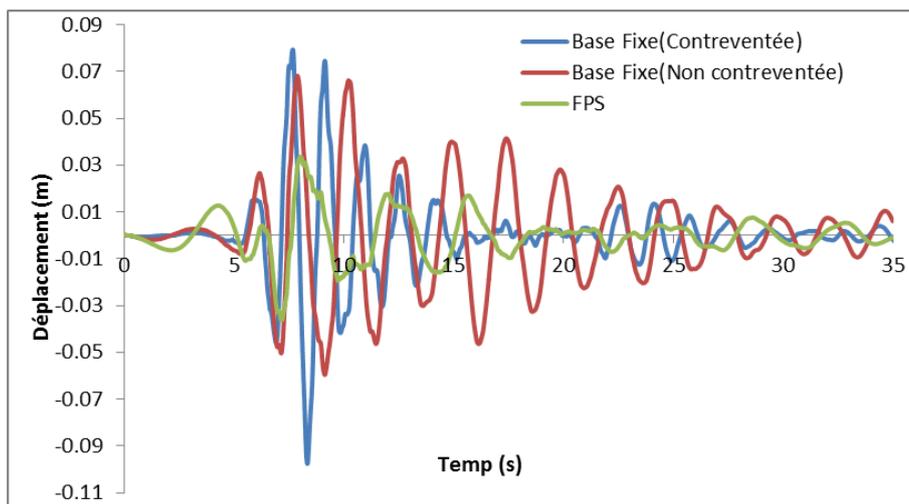


Figure IX.13. Réponse temporelle en déplacement.

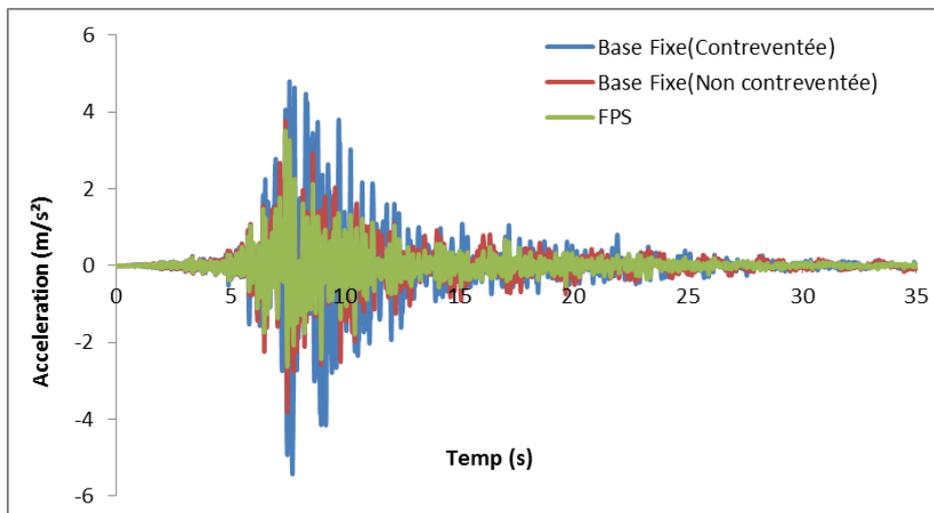


Figure IX.14. Réponse temporelle en accélération.

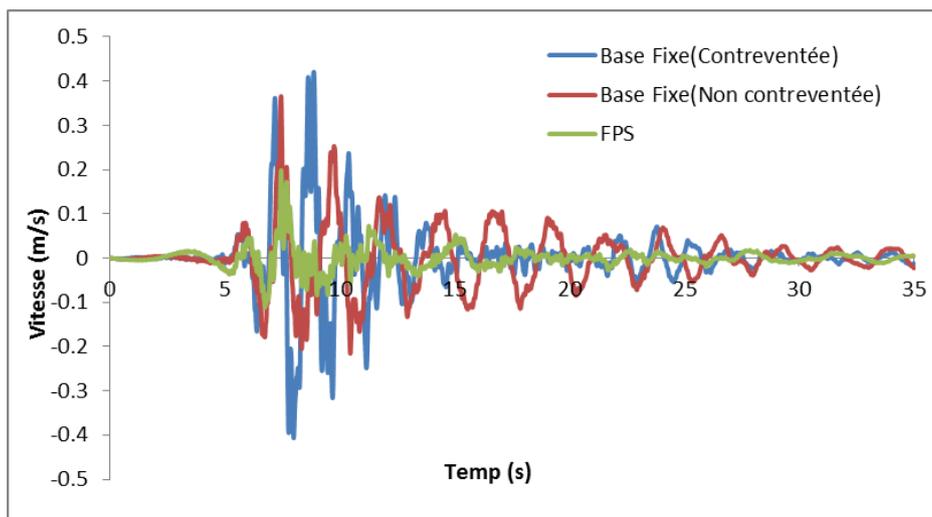


Figure IX.15. Réponse temporelle en vitesse.

Après analyse de la variation des déplacements maximaux montrés dans la figure IX.13 on constate que de la structure isolée donne une diminution de 62.8% par rapport à la structure à base fixe (contreventée).

L'analyse de la Figure IX.14 montre que l'accélération de la structure isolée et réduit de 35% et cela est due au découplage entre le mouvement du sol et celui de la structure, et par conséquent la vitesse d'oscillation de la superstructure (Figure IX.15) et atténué jusqu'à 73.57%.

IX.4.3.1.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps

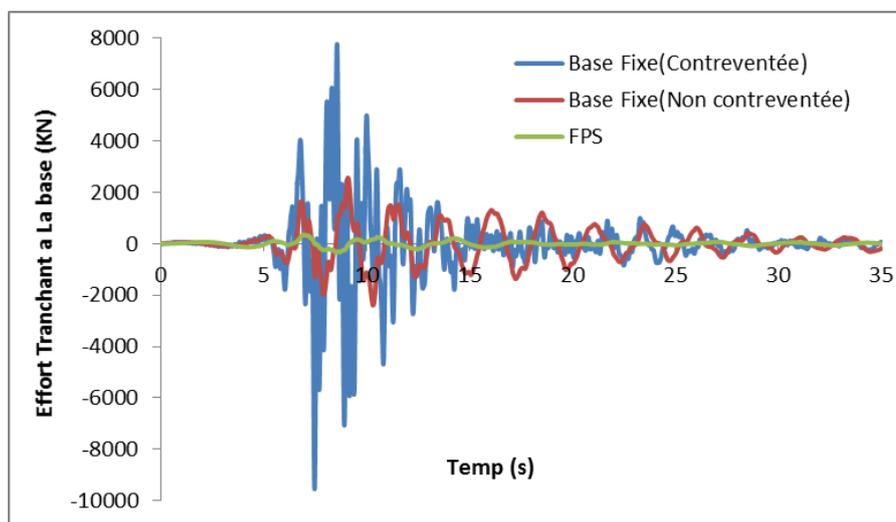


Figure IX.16. Réponse temporelle en effort tranchant à la base.

La Figure IX.16 montre une comparaison des trois modèles en terme d'effort tranchant à la base, après analyse on admet l'efficacité du FPS pour la réduction des efforts tranchant à la base, elle est considérablement réduite de 96.22%.

IX.4.3.1.3. Variation des sollicitations en fonction du temps

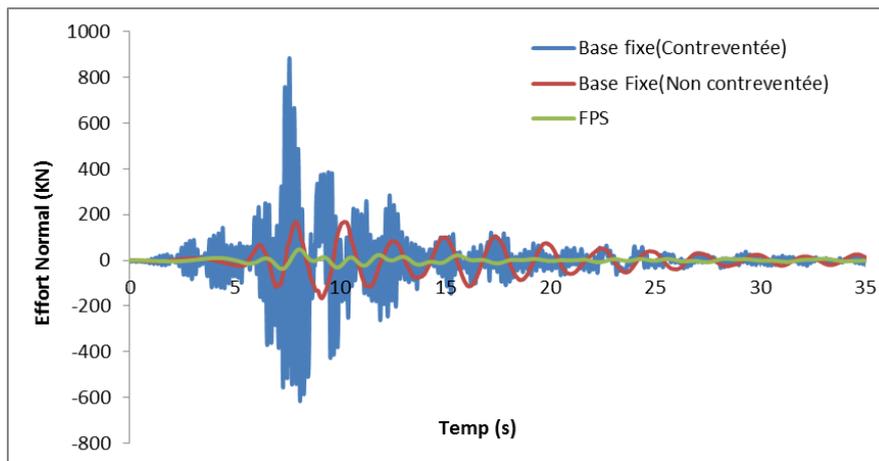


Figure IX.17. Réponse temporelle en effort normal.

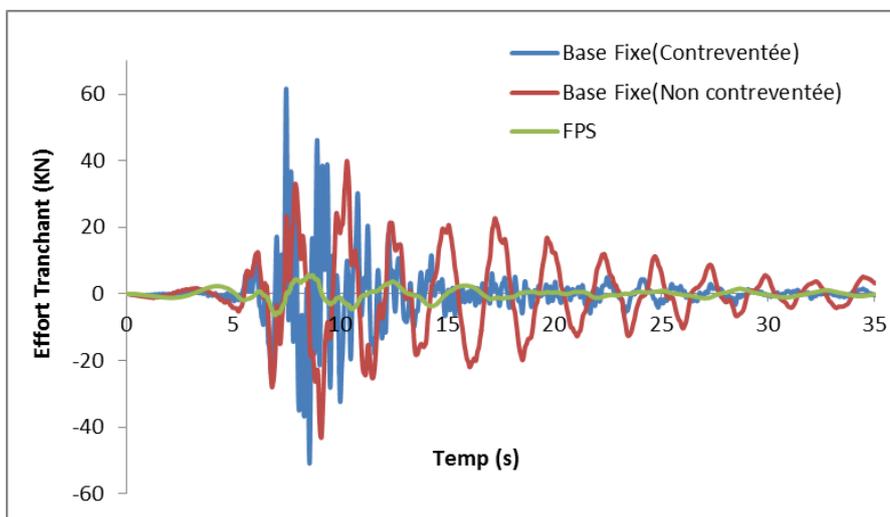


Figure IX.18. Réponse temporelle en effort tranchant.

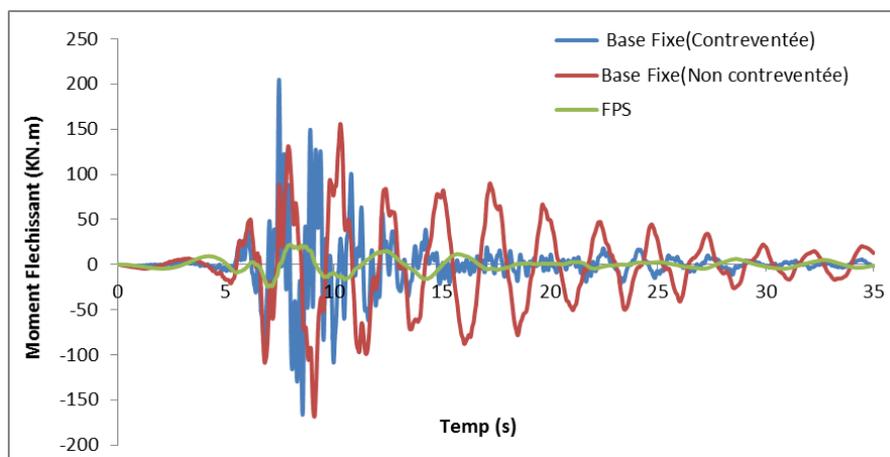


Figure IX.19. Réponse temporelle en moment fléchissant.

Une grande diminution a été constatée lors de l'analyse des sollicitations M (Figure IX.19), N (Figure IX.17) et T (Figure IX.18), avec 94.6% de l'effort normal, 89.61% de l'effort tranchant et a 87.97% du moment fléchissant.

IX.4.3.1.4. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps

Hauteur (m)	Base fixe (contreventé) (m)	Base fixe (non contreventé) (m)	Isolée (FPS) (m)
0	0	0	0
3.125	0.002158845	0.001964474	0.000294315
6.25	0.00368711	0.003968396	0.000480788
9.375	0.004149031	0.004681755	0.000521636
12.5	0.004150003	0.004795823	0.000492358
15.625	0.003986099	0.00495264	0.000459545
18.75	0.004799881	0.004463233	0.000374146
21.875	0.005774242	0.003945079	0.000519316
25	0.006593985	0.004017516	0.001357966
28.125	0.007792533	0.005120215	0.001579422
31.25	0.007989412	0.005260598	0.001535336
34.375	0.007734853	0.005158344	0.001436895
37.5	0.007293311	0.004216194	0.001325771
40.625	0.007375752	0.004928098	0.001460055
43.75	0.007796568	0.00441059	0.001184295
46.875	0.008186857	0.003416654	0.000883127
50	0.008208693	0.002816965	0.000709067

Tableau IX.5. Déplacement inter-étage.

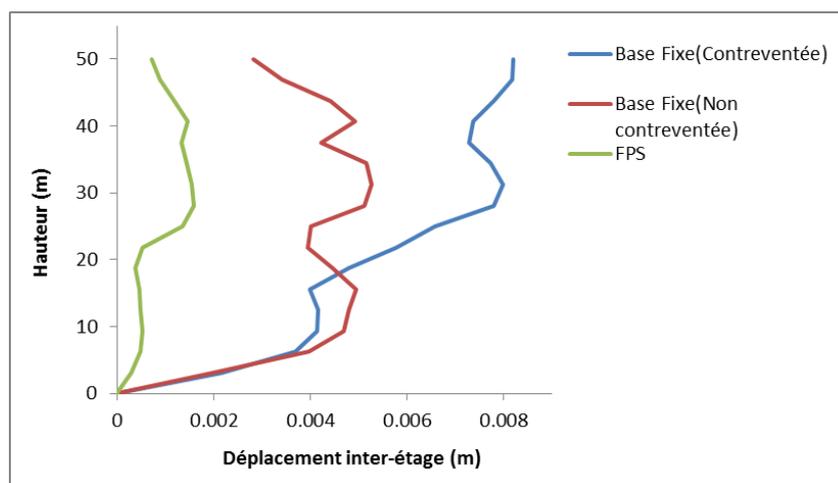


Figure IX.20. Déplacement inter-étage.

On remarque bien que la courbe de déplacement inter étage (Figure IX.20) de la structure isolée est presque nul, et ça prouve l'efficacité de l'isolateur qui donne un déplacement de façon uniforme.

IX.4.3.2. Station de Sylmar

IX.4.3.2.1. Variation du déplacement, accélération et vitesse en fonction du temps

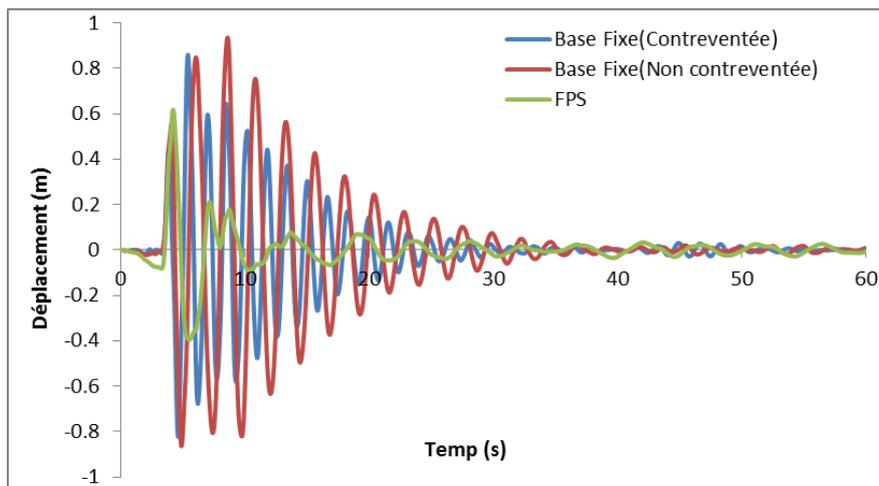


Figure IX.21. Réponse temporelle en déplacement.

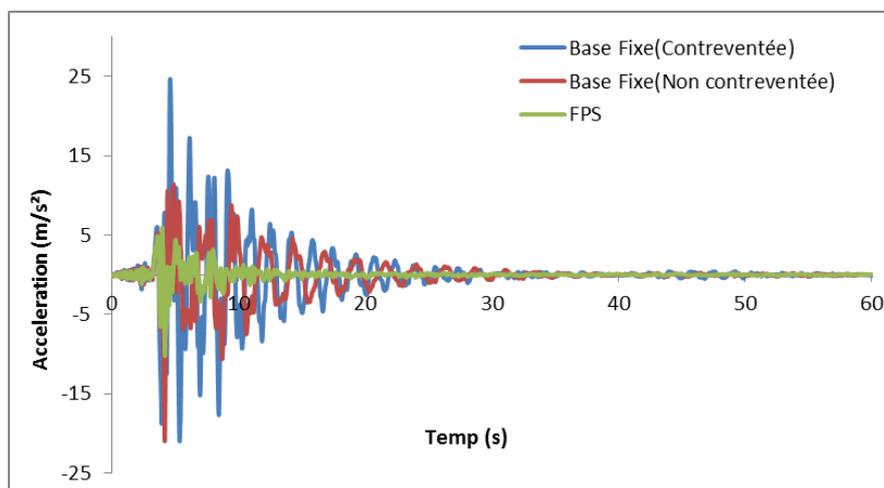


Figure IX.22. Réponse temporelle en accélération.

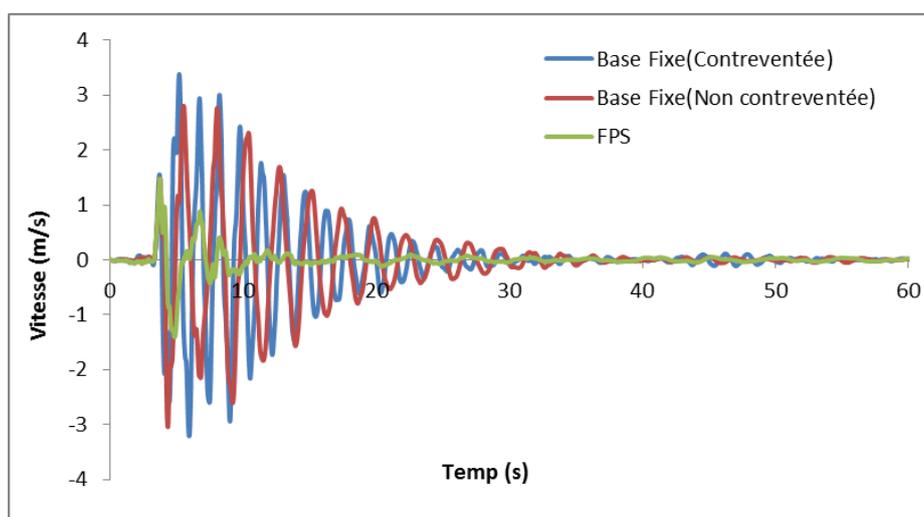


Figure IX.23. Réponse temporelle en vitesse.

L'analyse de la Figure IX.21, Figure IX.22 et Figure IX.23 montre que le déplacement de la structure isolée est réduit de 28%, l'accélération de 58.61% et la vitesse de 56.25%.

IX.4.3.2.2. Variation de l'effort tranchant à la base en fonction du temps

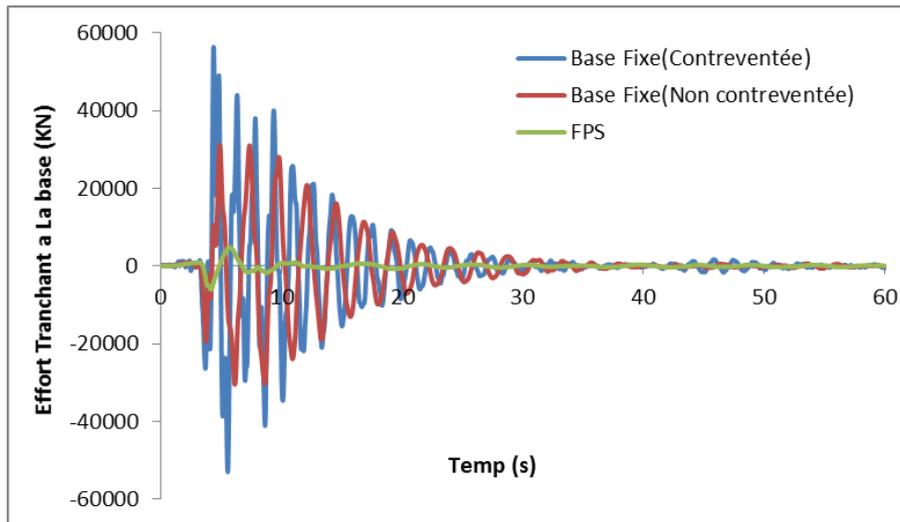


Figure IX.24. Réponse temporelle en effort tranchant à la base.

La figure IX.24 montre la très grand réduction du l'effort tranchant à la base de 89.27%

IX.4.3.2.3. Variation des sollicitations en fonction du temps

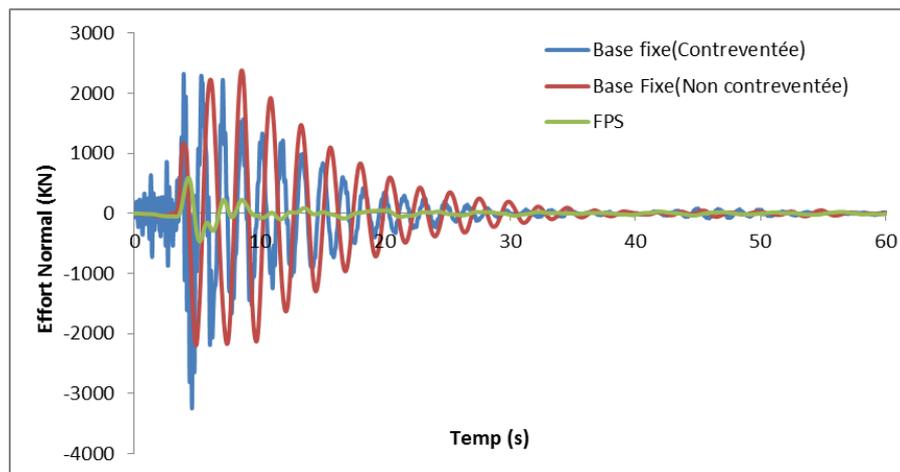


Figure IX.25. Réponse temporelle en effort normal.

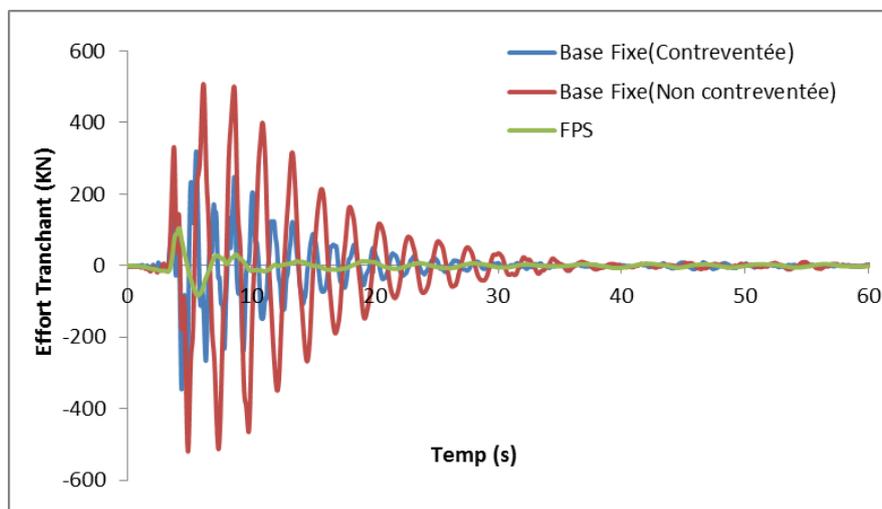


Figure IX.26. Réponse temporelle en effort tranchant.

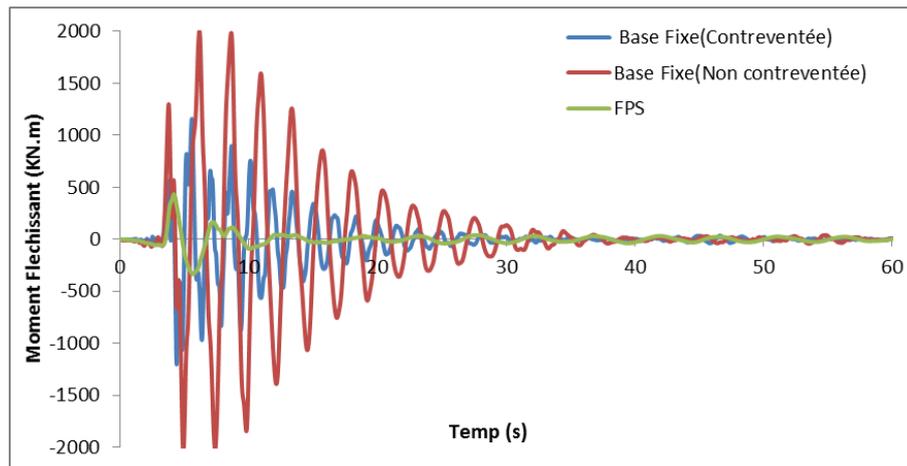


Figure IX.27. Réponse temporelle en moment fléchissant.

Les résultats obtenus des sollicitations ont révélé que l'effort normal (Figure IX.25) est diminué de 81.7%, et que l'effort tranchant (Figure IX.26) est réduit à 69.57% et le moment fléchissant (Figure IX.27) à 63.96%

IX.4.3.2.4. Variation du déplacement inter-étage en fonction du temps

Hauteur (m)	Base fixe (contreventé) (m)	Base fixe (non contreventé) (m)	Isolé (FPS) (m)
0	0	0	0
3.125	0.015526956	0.025754148	0.006512149
6.25	0.029902123	0.052555805	0.012134899
9.375	0.038135093	0.062971555	0.0146451
12.5	0.043698042	0.065860119	0.015590434
15.625	0.049476101	0.070199094	0.017174159
18.75	0.052552684	0.071188192	0.017058698
21.875	0.055067852	0.071207199	0.016596221
25	0.056158109	0.070271151	0.01606928
28.125	0.060662382	0.078606835	0.018147643
31.25	0.062557707	0.072306223	0.017379989
34.375	0.064836393	0.063488058	0.015984259
37.5	0.06608725	0.054481375	0.014464696
40.625	0.06850166	0.056068139	0.015360603
43.75	0.066949982	0.047688076	0.013127605
46.875	0.065001743	0.038764757	0.009856519
50	0.063586691	0.033703599	0.008000557

Tableau IX.6. Déplacement inter-étage.

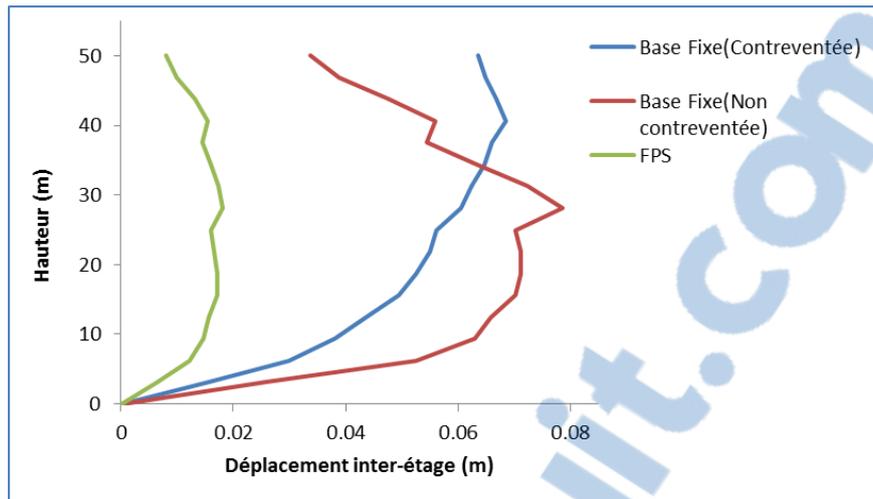


Figure IX.28. Déplacement inter-étage.

La figure IX.28 montre que les déplacements inter étages de la structure isolée sont presque nuls, cela veut dire que la structure vibre presque comme un corps rigide et subit moins de déformations.

IX.5. CONCLUSION

Les résultats obtenus montrent l'efficacité du système d'isolation FPS pour réduire les sollicitations, les accélérations ainsi que les vitesses d'un bâtiment soumis aux efforts dynamiques, ce qui démontre l'apport de ce système pour dissiper l'énergie sismique à la quelle est soumis le bâtiment en charpente métallique de R+15.

CONCLUSION GENERALE

Ce projet fin d'étude nous a donné l'occasion de lier et synthétiser les différentes connaissances théoriques acquises durant la formation universitaire, ainsi de se familiariser avec les différents règlements de conception et de calcul dans le domaine du génie civil, en procédant à leurs exigences sur un cas réel, toutefois, nous enregistrons des difficultés sur quelques points, mais, c'est à travers nos recherches et documentations que nous avons pu prendre en charge certains problèmes techniques que nous l'espérions ont abouti.

L'évolution actuelle que connaît le domaine parasismique a permis le développement des conceptions et méthodes de construction qui permettent la réalisation des bâtiments plus stables et confortables. Dans notre cas l'isolateur parasismique à pendule à friction (FPS), après son application sur notre structure de R+15, se révèle très efficace par des résultats trouvés satisfaisants dans la réduction des réponses dynamiques du bâtiment par rapport au système traditionnel de contreventement en respectant les normes et les exigences de sécurité.

Les principaux résultats sont résumés ci-dessous :

- Le déplacement a diminué de 28%.
- L'accélération est réduite de 58.61% et la vitesse de 56.25%.
- L'effort tranchant à la base est atténué considérablement de 89.27%.
- Les sollicitations (M, N, T) sont réduites respectivement de 63.96% ; 69.57% ; 81.7%.
- Les déplacements inter étages sont presque nuls.

Le génie parasismique en Algérie devrait faire une adoption des isolateurs parasismiques dans les futurs règlements, car cela serait très utile dans la construction des bâtiments les plus complexes, vu les performances qu'offre cette technologie.

Enfin, il est important de mentionner que beaucoup reste à faire pour enrichir nos connaissances, pour cela, seul le travail continu par une volonté de développer l'esprit de recherche pourra nous aider à atteindre tous les objectifs tracés.

Nous souhaitons que ce travail soit bénéfique pour les promotions à venir.

Références bibliographiques

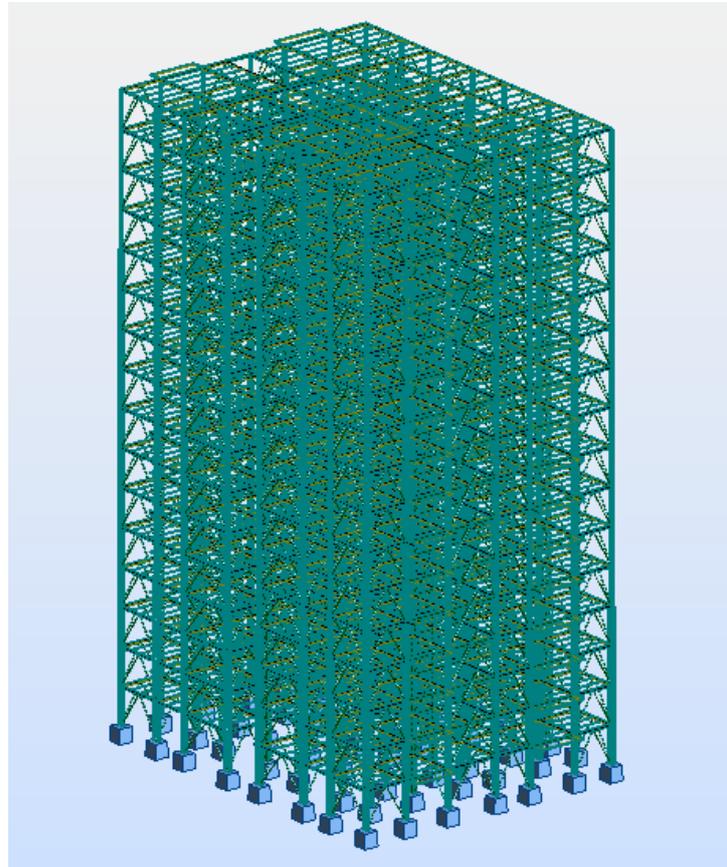
1. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2.2 ; CHARGE PERMANENTE ET CHARGE D'EXPLOITATION, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
2. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-C-2-47 ; REGLEMENT NEIGE ET VENT RNV 99/version 2013, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, (Algérie).
3. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-44 ; REGLES DE CONCEPTION ET DE CALCUL DES STRUCTURES EN ACIER « CCM 97 », Centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 1997, (Algérie).
4. Document Technique Réglementaire Algérienne D.T.R-BC-2-48 ; REGLES PARASISMIQUES ALGERIENNES « RPA 99/ VERSION 2003 ». Par le centre national algérien de recherche appliquée en génie parasismique, 2003, (Algérie).
5. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et des constructions en béton armé suivant la méthode des états limites « BAEL 91 révisées 99 » MINISTERE DE L'HABITAT ET DE L'URBANISME, Ed : CSTB 2000, (Algérie).
6. Eurocode 3, 4.
7. Documents « access steel eurocodes made easy ».
8. Lahlou Dahmani « CALCUL DES ELEMENTS DE CONSTRUCTION METALLIQUE SELON L'EUROCODE 3 ».
9. Ph. Beguin « NOTIONS DE CONSTRUCTION MIXTE ACIER-BETON ».
10. FAKIR Imadeddine, GOURMALA Ismail, 2016, etude d'un bâtiment en charpente métallique (R.D.C + 4) a remchi (bloc angle en u) Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
11. GAOUAR Fadia, 2016, etude et dimensionnement d'une halle a maree avec un pont roulant au port de bouzedjar Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
12. Med.OURAGHI, M.DEKHISSI, 2013, Etude et dimensionnement d'un marché couvert à Maghnia. Université ABOU BEKR BELKAID, (Algérie).
13. AHMED BEY Abdelheq, YAHIAOUI Yahia, 2006, Etude d'un Bâtiment Administratif en Charpente Métallique, Ecole Nationale des Travaux Publics-Alger.
14. International Building Code 2000 (IBC2000)
15. FEMA 356 Prestandard November 2000 « PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS »
16. Catalin Stefan Teodorescu, Commande de systèmes d'isolation antisismique mixte.
17. Dr. RAS Abdelouahab Abderrezzak, thèse de doctorat « ETUDE DU COMPORTEMENT DES STRUCTURES EN ACIER SOUS SOLLECITATIONS SISMQUES CONTREVENTÉES PAR AMORTISSEURS À FLUIDES VISQUEUX » Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.



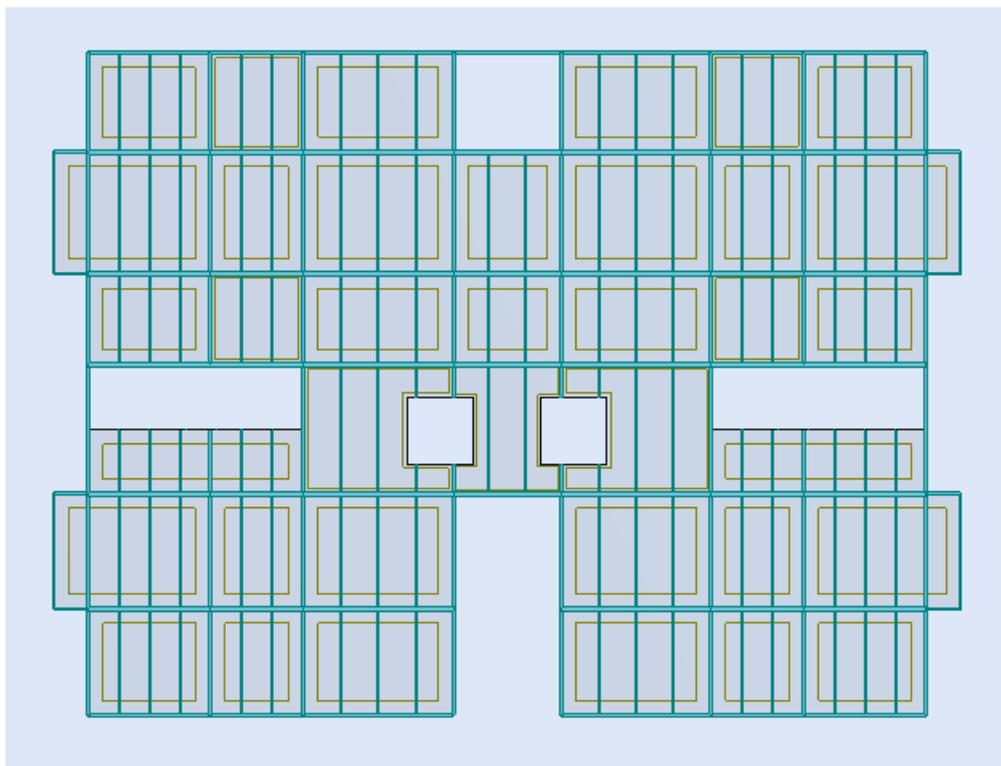
18. Michael D. Symans, « SEISMIC PROTECTIVE SYSTEMS: SEISMIC ISOLATION ».
19. Charles A.Kircher, P.E, « Seismically Isolated Structures ».
20. Ronald LMayer, Chapter 14, « Design of Structures with Seismic Isolation ».
21. NAIT ZERRAD ilyas, BENMOUNA nabil, 2014, analyse de l'effet des systèmes de dissipation passive dans le contreventement des bâtiments Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.
22. DJELLOULI Lynda, 2012, modélisation de système d'isolation parasismique pour le contrôle de la réponse dynamique des structures, Université Mohamed Khider Biskra.
23. BENAYAD Karim, 2013, comportement dynamique des ouvrages sur isolateurs de base, Université Abou Bekr Belkaid de Tlemcen.

ANNEXES

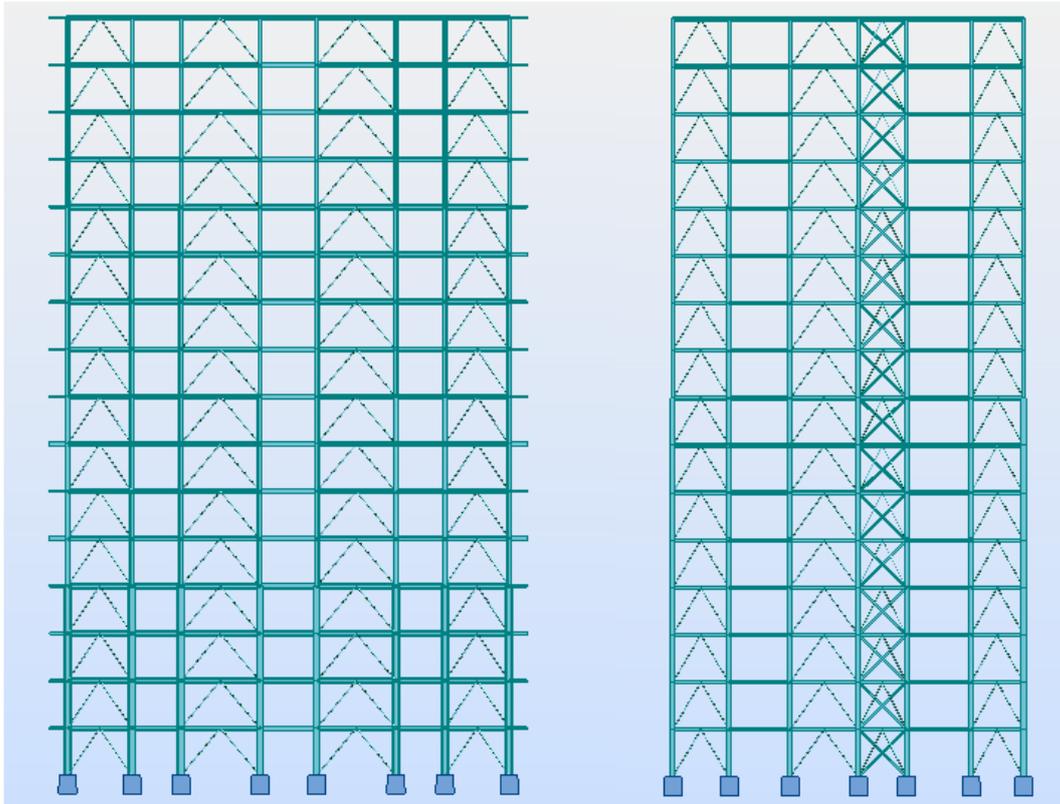
ANNEXE A : MODELISATION (LOGICIEL ROBOT)



Vue en 3D

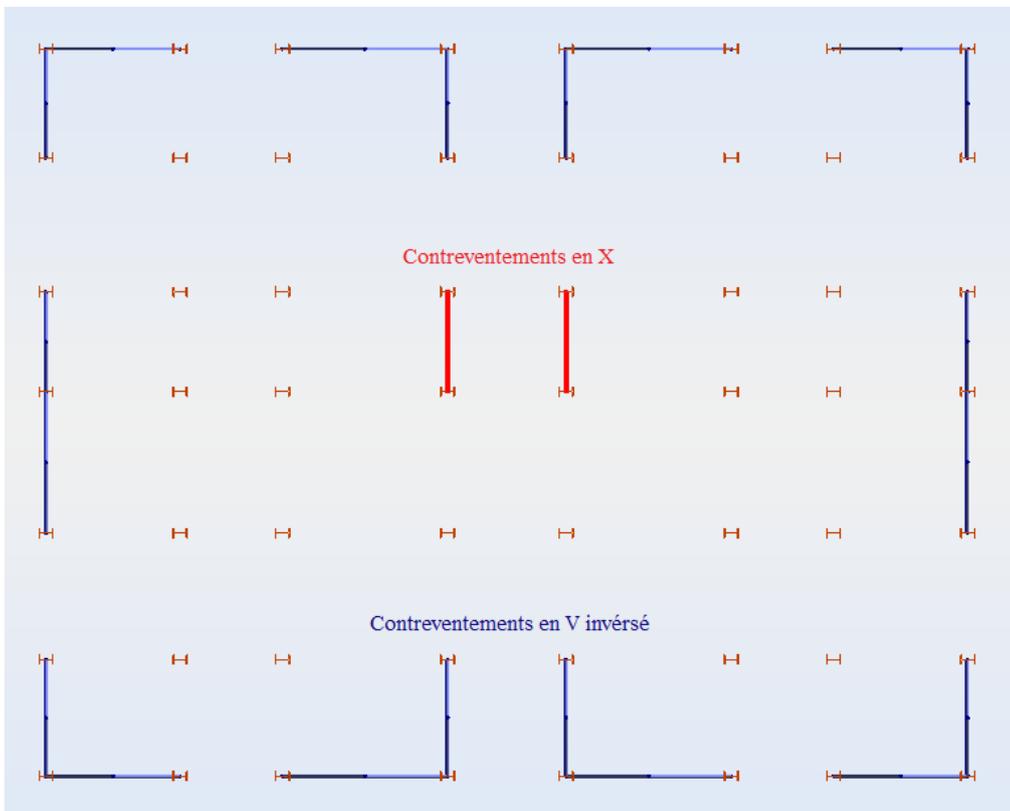


Vue plancher



Vue de face

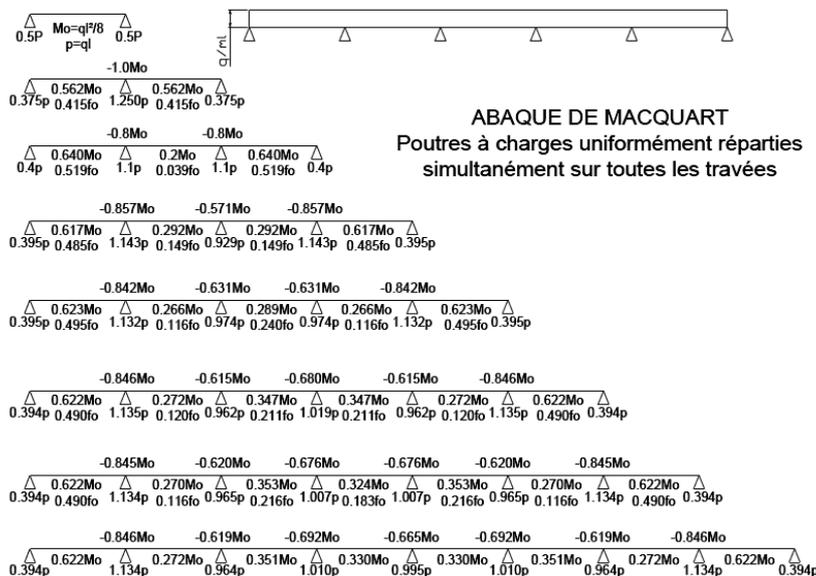
Vue de coté



Disposition des contreventements

ANNEXE B : ETUDE PLANCHER MIXTE

ABAQUE DE MACQUART



dans cette abaque on calcule le moment maximum M_0 , les réactions et la flèche maximum de la travée simple considérée comme isostatique, puis on applique les coefficients donnés ci-dessus pour trouver les différents moments, flèches et réactions des poutres hyperstatiques

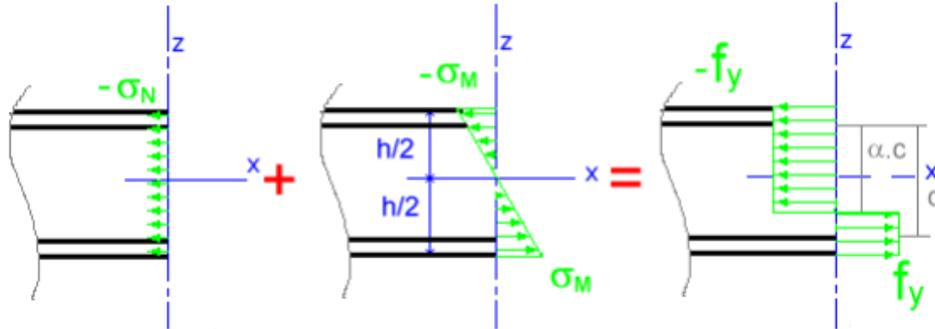
Tableau 6.2 : Limites supérieures $k_{t,max}$ pour le facteur de réduction k_t

Nombre de goujons par nervure	Epaisseur t de la plaque (mm)	Goujons d'un diamètre n'excédant pas 20 mm et soudés à travers la plaque nervurée en acier	Plaques nervurées avec trous et goujons d'un diamètre de 19 mm ou 22 mm
$n_r = 1$	$\leq 1,0$	0,85	0,75
	$> 1,0$	1,0	0,75
$n_r = 2$	$\leq 1,0$	0,70	0,60
	$> 1,0$	0,8	0,60

ANNEXE C : DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Calcul de α selon la distribution de contraintes dans l'ame à la flexion composée

(Tableau 53.1 feuille 1 du CCM 97)



$$\begin{cases} -\sigma_N + (-\sigma_M) = -f_y \\ -\sigma_N + (+\sigma_M) = +f_y \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{N}{t_w \times c} - \frac{M}{I} z = -\frac{F}{t_w \times \alpha c} \\ -\frac{N}{t_w \times c} + \frac{M}{I} z = +\frac{F}{t_w \times (c - \alpha c)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -\frac{3057106.6}{11.5 \times 344} - \left(\frac{93974870}{11.5 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = -\frac{F}{11.5 \times 344\alpha} \\ -\frac{3057106.6}{11.5 \times 344} + \left(\frac{93974870}{11.5 \times 344^3} \times \frac{344}{2} \right) = +\frac{F}{11.5 \times (344 - 344\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -1187.108 = -\frac{F}{3956\alpha} \\ -358.445 = +\frac{F}{(3956 - 3956\alpha)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} -4696199.248\alpha = -F \\ -1418008.42 + 1418008.42\alpha = +F \end{cases}$$

$$-F = F \Leftrightarrow -4696199.248\alpha = -1418008.42 + 1418008.42\alpha$$

$$-6114207.668\alpha = -1418008.42 \Leftrightarrow \alpha = \frac{-1418008.42}{-6114207.668} = 0.23$$

Détermination du facteur de moment uniforme équivalent

Les facteurs de moment uniforme équivalent β_{My} β_{Mz} doivent être calculés d'après la figure 55.4 du CCM 97 en fonction de l'allure du diagramme des moments fléchissants entre points de maintien

Suivant l'allure du diagramme du moment fléchissant on tire la formule suivante :

$$\beta_{My-z} = 1.8 - 0.7\Psi_{y-z} \quad \text{avec} \quad \Psi_y = \frac{M_{y1}}{M_{y2}} ; \Psi_z = \frac{M_{z1}}{M_{z2}}$$

A.2.1. Poteau HEA 220

$$M_{y1} = 1459.34 \text{ daN.m}$$

$$M_{y2} = -1631.487 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_y = \frac{1459.34}{-1631.487} = -0.89$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.89) = 2.43$$

$$M_{z1} = 264.234 \text{ daN.m}$$

$$M_{z2} = -287.272 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_z = \frac{264.234}{-287.272} = -0.92$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.92) = 2.44$$

A.2.2. Poteau HEA 280

$$M_{y1} = 2079.967 \text{ daN.m}$$

$$M_{y2} = -2193.262 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_y = \frac{2079.967}{-2193.262} = -0.94$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.94) = 2.46$$

$$M_{z1} = 335.378 \text{ daN.m}$$

$$M_{z2} = -349.505 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_z = \frac{335.378}{-349.505} = -0.96$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.96) = 2.47$$

A.2.3. Poteau HEA 300

$$M_{y1} = 1389.332 \text{ daN.m}$$

$$M_{y2} = -1758.928 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_y = \frac{1389.332}{-1758.928} = -0.79$$

$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.79) = 2.35$$

$$M_{z1} = 207.035 \text{ daN.m}$$

$$M_{z2} = -215.219 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_z = \frac{207.035}{-215.219} = 0.96$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.96) = 2.47$$

A.2.4. Poteau HEA 450

$$M_{y1} = 497.691 \text{ daN.m}$$

$$M_{y2} = -997.022 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_y = \frac{497.691}{-997.022} = -0.5$$

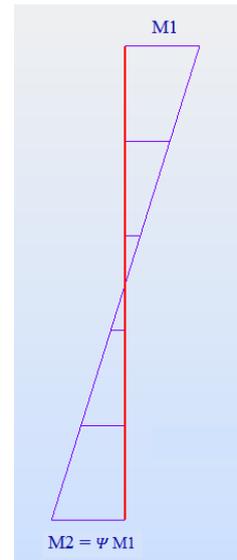
$$\beta_{My} = 1.8 - 0.7 \times (-0.5) = 2.15$$

$$M_{z1} = 342.216 \text{ daN.m}$$

$$M_{z2} = -687.236 \text{ daN.m}$$

$$\Psi_z = \frac{342.216}{-687.236} = -0.5$$

$$\beta_{Mz} = 1.8 - 0.7 \times (-0.5) = 2.15$$



ANNEXE D : ETUDE DES ASSEMBLAGES

Diamètre nominal d	Pas P	Clef	Diamètre du noyau de la vis d3	Diamètre intérieur de l'écrou d1	Diamètre de la rondelle	Section résistante As	Diamètre moyen dm	Tôle usuelle	Cornière usuelle
8	1.25	13	6.466	6.647	16	36.6	14	2	30
10	1.5	17	8.160	8.376	20	58.0	18.3	3	35
12	1.75	19	9.853	10.106	24	84.3	20.5	4	40
14	2	22	11.546	11.835	27	115	23.7	5	50
16	2	24	13.546	13.835	30	157	24.58	6	60
18	2.5	27	14.933	15.294	34	192	29.1	7	70
20	2.5	30	16.933	17.294	36	245	32.4	8	80
22	2.5	32	18.933	19.294	40	303	34.5	10.14	120
24	3	36	20.319	20.752	44	353	38.8	>14	>120
27	3	41	23.319	23.752	50	459	44.2	-	-
30	3.5	46	25.706	26.211	52	561	49.6	-	-
33	3.5	50	28.706	29.211		694		-	-
36	4		31.093	31.670		817		-	-

Tableau 1 : Principales caractéristiques géométriques

Classe	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (MPa)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (MPa)	400	400	500	500	600	800	1000

Tableau 2 : Caractéristiques mécaniques correspondant aux différentes classes

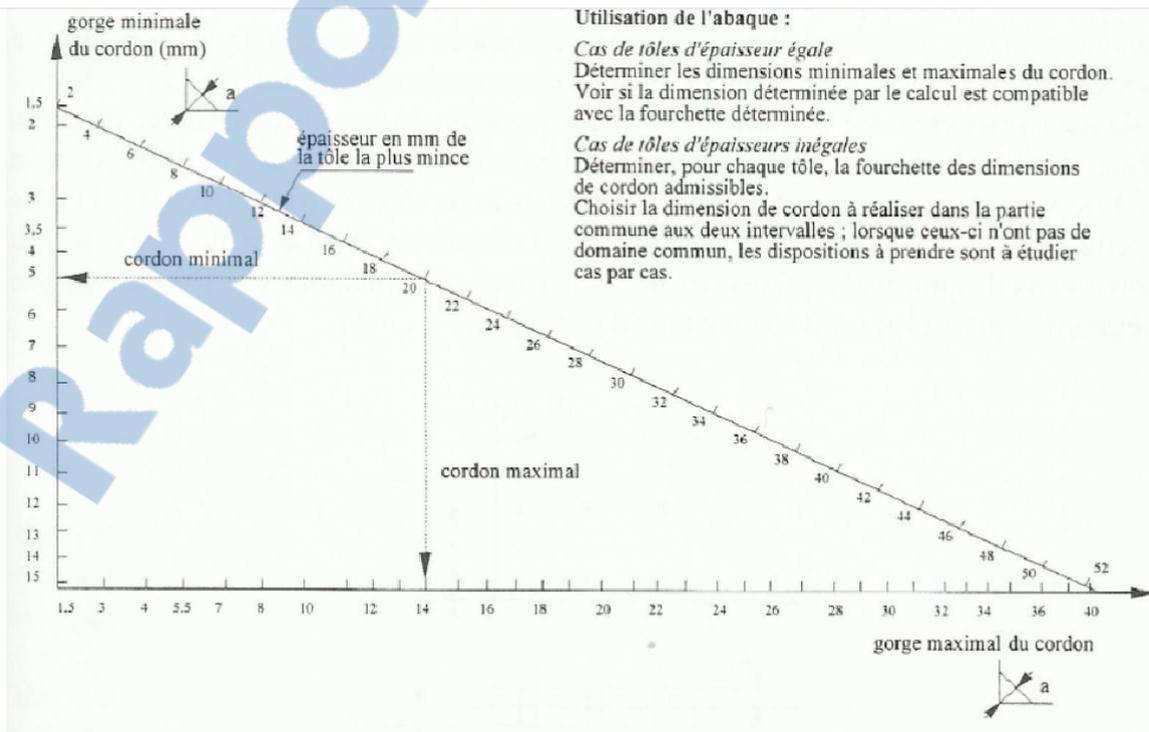


Figure 19 : Abaque de pré-dimensionnement de la gorge a

Acier	f_u (MPa)	β_w	γ_{Mw}
S 235	360	0,8	1,25
S 275	430	0,85	1,30
S 355	510	0,9	1,35

β_w γ_{mw} variables selon la nuance d'acier

Coefficients	trou nominal	trou surdimensionné	trou oblong
k_s	1	0.85	0.7
$\gamma_{Ms,ser}$ ELS	1.20	1.20	1.20
$\gamma_{Ms,ult}$ ELU	1.10	1.25	1.25

Classe de surface	μ coefficient de frottement	état de surface
A	0.5	Grenailé ou sablé
B	0.4	Grenailé, sablé et peint
C	0.3	Brossé
D	0.2	Non traité

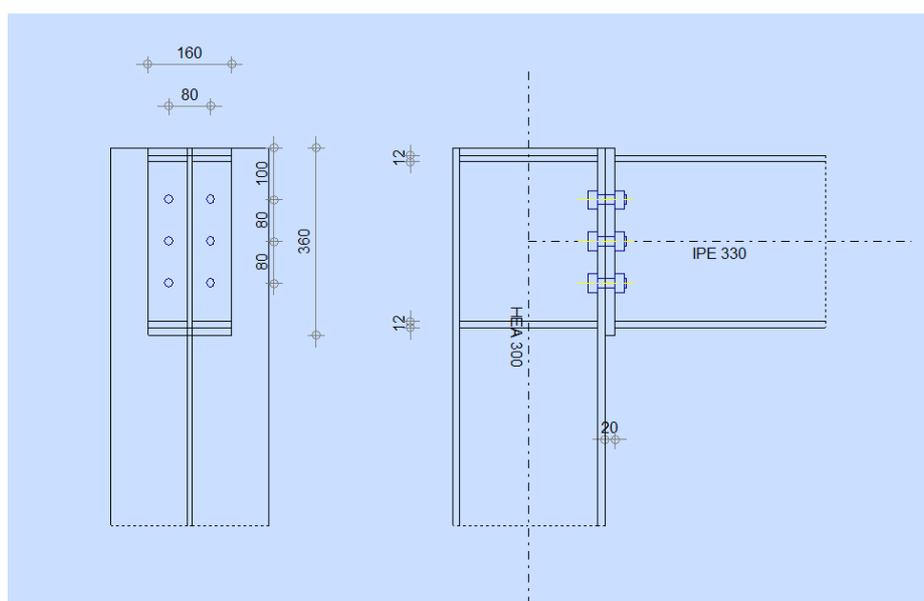


Figure.E.1. Assemblage poteau – poutre

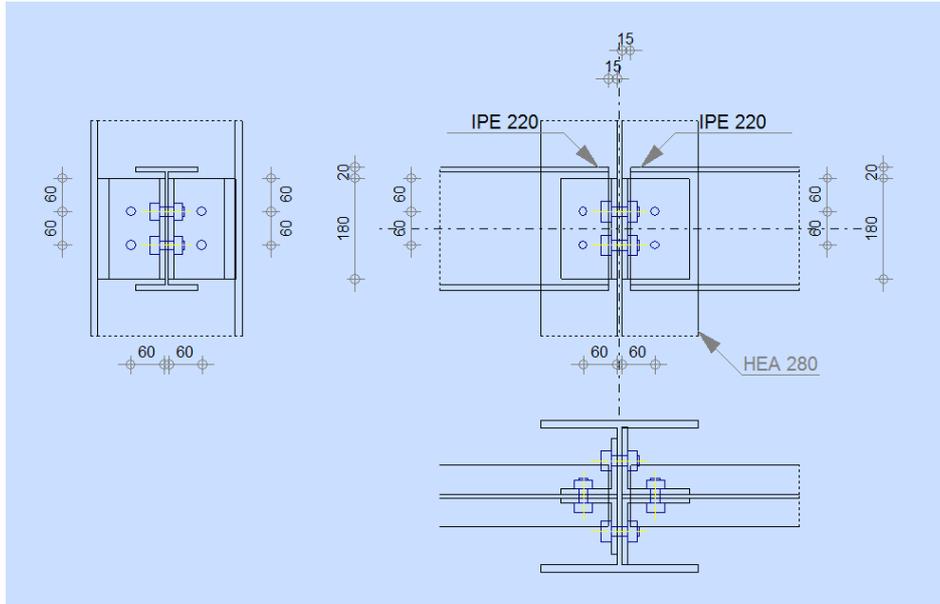


Figure.E.2. Assemblage poteau – poutre secondaire

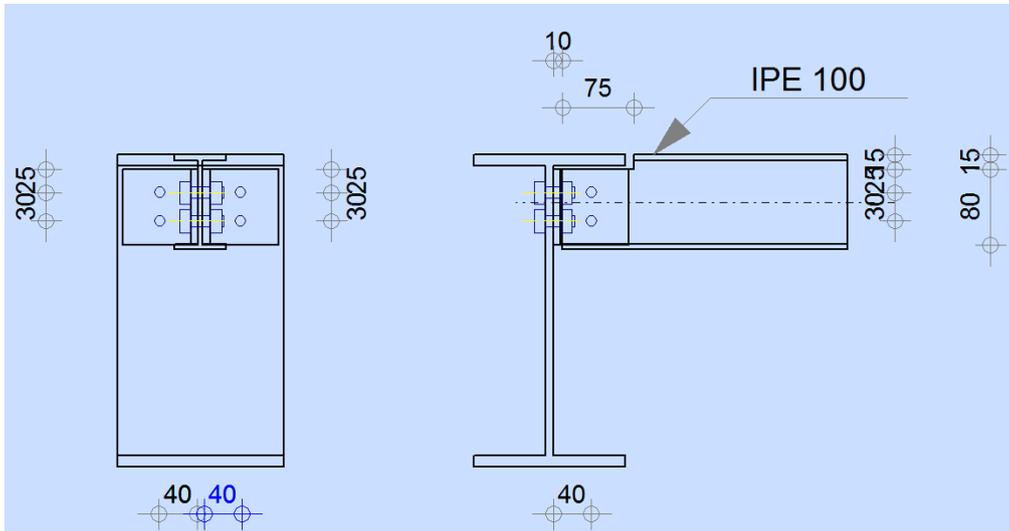


Figure.E.3. Assemblage poutre – solive

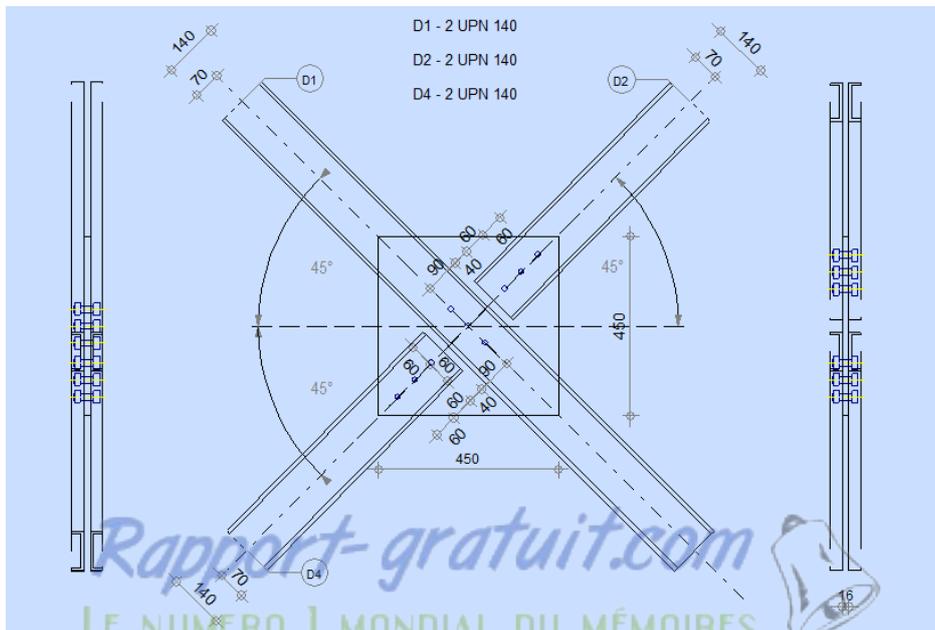


Figure.E.4. Assemblage contreventement X (gousset central)

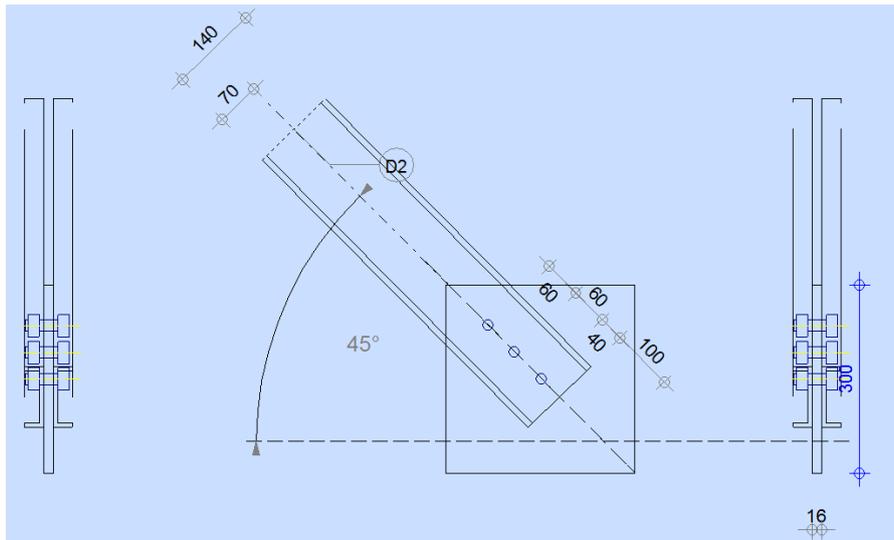


Figure.E.5. Assemblage contreventement X (gousset d'extrémité)

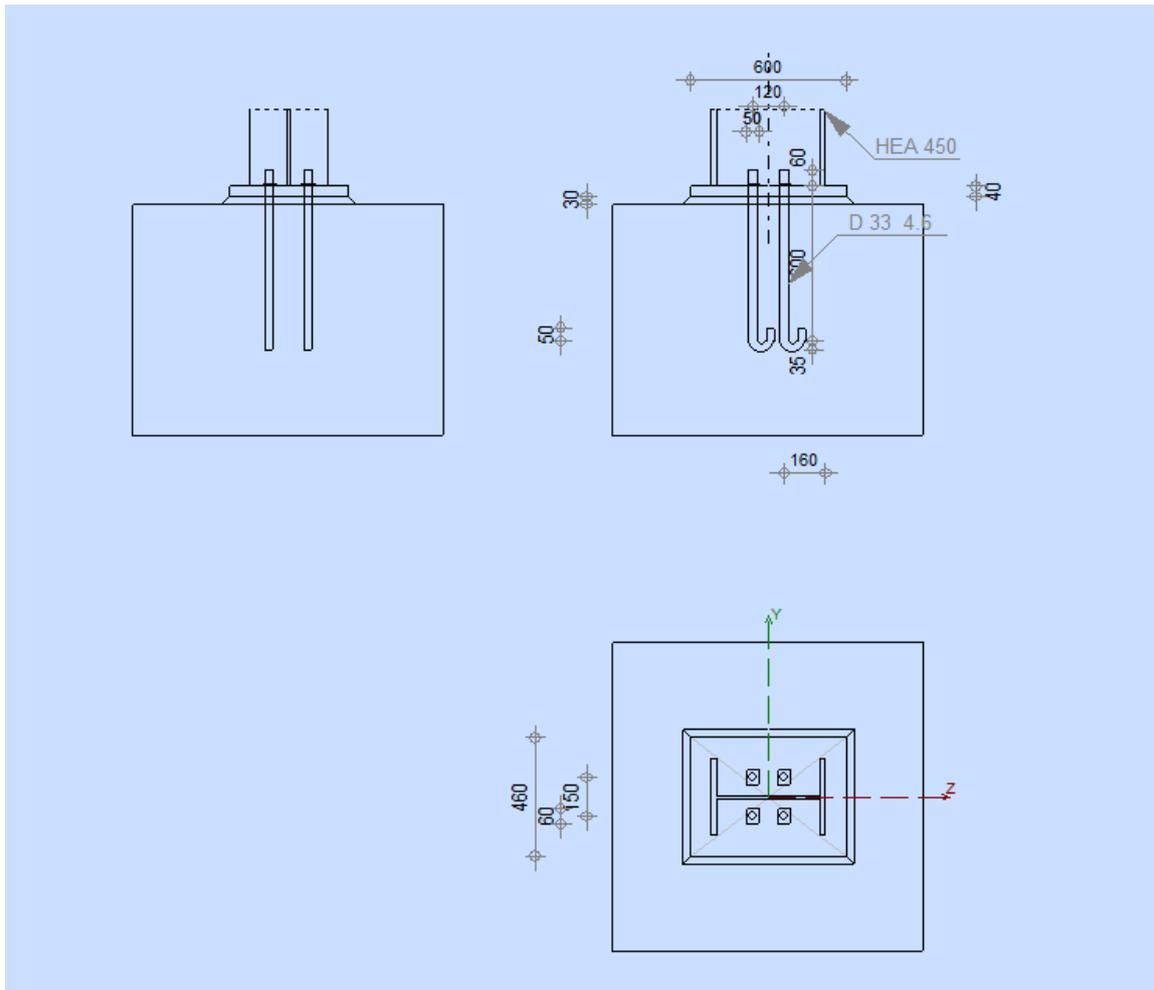


Figure.E.6. Assemblage pied de poteau

ANNEXE E : RAPPORT GEOTECHNIQUE



SARL. GETPRIM . *Filiale Labo*

LABORATOIRE DE BETON ET D'ETUDE DE SOL

SOCIETE PAR ACTION A RESPONSABILITE LIMITE D'UN CAPITAL DE 1000 00,00 Da.

Tel/Fax (048 56 93 30) Port : (06 66 30 29 50) Email: GETPRIM@GMAIL.COM

Adresse : 08 Rue Obada Ibn Essamit résidence Amarna el koutla Sigi Bel Abbes.

ETUDE DE SOL

155 LOGTS PROMOTIONNELS A SIDI BEL ABBES (MILLINIUM)

S.A.R.L ECOBAT

DOSSIER N° 53/2012
RAPPORT 39/12
JUN 2012

INTRODUCTION:

Faisant suite au bon du 02/05/2012 référencé sous le N° 009/2012, émanant de la SARL E C O B A T de Sidi bel abbés. Le Laboratoire de béton et d'étude de sol SARL. GETPRIM de Sidi Bel Abbas a procédé à une étude géotechnique de l'assiette réservée pour la réalisation de 155 logements promotionnels (Millenium) à Sidi bel abbés.

Les ouvrages ont une ossature en béton armé en R+15 et RDC.

Situation :

Le projet se situe au centre ville de la ville de Sidi Bel Abbas. Il est délimité à l'ouest par CCLS, au nord par une voie secondaire et la gare ferroviaire de la wilaya et à l'est et au sud par des habitations individuelles en RDC et des logements en R+4. (Voir plan d'implantation des essais in-situ joint en annexe).

INVESTIGATIONS IN-SITU :

Nos investigations en matière géologique et géotechnique ont porté sur :

- Neuf (09) essais pénétrométriques réalisés à l'aide d'un pénétromètre dynamique lourd «Borro» type B2 donnant la résistance du sol en fonction de la profondeur.
- Trois (03) sondages carottés à partir 14,0 m de profondeur (voir remarque ci-après), réalisés à l'aide d'une sondeuse de marque FORACO de type M 65 qui nous ont permis d'établir une coupe géologique des sols rencontrés.

Remarque : Le sondage 01 et 02 et les essais de pénétration dynamiques sont réalisés à partir d'environ 3,0 m par rapport au terrain naturel.

APERCU GEOLOGIQUE DU SITE :

Les sondages réalisés nous donnent un terrain relativement homogène, il est constitué d'une argile limoneuse beige à jaunâtre peu sableuse; surmontée de galets centimétrique à décimétriques avec le sable noirâtre peu compact, le tout est masqué par des limons sableux beige à jaunâtre. Le remblai est d'une faible épaisseur.

Hydrogéologie :

Nous signalons la présence d'eau à partir d'environ 6,0 m de profondeur, dont ont fait les analyses chimiques.

Analyse chimique d'eau :

Selon la norme P18-011 l'eau analysée est classée en A2 – moyennement agressive nécessitant un béton compact au niveau des fondations et un enrobage des armatures supérieur ou égale à 4,0 cm.

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES :

a) Essais de pénétration dynamique :

L'ensemble des courbes pénétrométriques montre que le sol est de capacité portante moyenne à bonne. Le refus a été obtenu à moins de 6,20 m de profondeur comme le montre l'essai N°6 c'est-à-dire au contact de la couche de galets et le sable

SARL E C O B A T – SBA-

Etude géotechnique: " 155 LGTS promotionnels –Millenium la gare - Sidi Bel Abbas "

noirâtre peu compact. Les courbes de pénétration dynamiques sont oscillation de dents de scie avec une plage de variation compris entre 50 et 250 bars.

STABILITE DES OUVRAGES :

Nous prévoyons d'ancrer les fondations à partir de un dixième de la hauteur du bloc.

1) Détermination de la contrainte dynamique d'après le PDL :

En utilisant la formule des Hollandais, on a :

$$q_d = \frac{R_d}{K}$$

Où:

R_d ... La résistance dynamique moyenne des formations rencontrées.

K ... Coefficient correcteur qui dépend de la nature du sol, des conditions de l'essai et de la nappe phréatique.

Dans notre cas :

$$R_d = 60 \text{ bars}$$

$$K = 30$$

$$q_d = \frac{60}{30} = 2,0 \text{ bar.}$$

$$q_d = 2,0 \text{ bar.}$$

2) Calcul de la contrainte admissible

La contrainte admissible du sol vis-à-vis de la rupture sous une fondation en fonction des caractéristiques de résistance au cisaillement est donnée par la formule suivante:

Pour une semelle filante:

$$q = \gamma_h \cdot D + \frac{1}{6} [0,5 \cdot \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_h \cdot D (N_q - 1) + c \cdot N_c]$$

Pour une semelle carrée:

$$q = \gamma_h \cdot D + \frac{1}{6} [0,4 \cdot \gamma_h \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_h \cdot D (N_q - 1) + 1,2 \cdot c \cdot N_c]$$

c ... cohésion du sol

φ ... angle de frottement interne du sol

N_γ , N_q , et N_c ... coefficients de portance qui dépend de φ

F ... coefficient de sécurité

D ... encastrement de la fondation

B ... côté de la fondation

SARL E C O B A T - SBA-

Etude géotechnique: " 155 LGTS promotionnels - Millenium la gare - Sidi Bel Abbes "

γ ... poids volumique

Dans notre cas :

$$C = 0,16 \text{ bar}$$

$$\varphi = 13,66^\circ \implies \varphi = 13^\circ \rightarrow N_\gamma = 1,69 ; N_q = 3,26 \text{ et } N_c = 9,80$$

$$\gamma = 1,7 \text{ t/m}^3.$$

$$F = 6 \text{ et } D = 4,5 \text{ m.}$$

Pour une semelle filante:

$$q = 0,17 \cdot D + \frac{1}{6} [0,5 \times 0,17 \times 1,2 \times B + 0,17 \times D \times (2,71 - 1) + 8,8 \times 1,03]$$

nous avons :

$$q_a = 1,95 \text{ Bars.}$$

1,65

Calcul des tassements :

Le calcul de tassement sera fait grâce à la théorie de la consolidation en utilisant les résultats des essais œdométriques.

1) Hypothèses :

* Le sol est représenté par les caractéristiques des couches suivantes :

Entre 4,00m-4,20m

$$\sigma_c = 3,69 \text{ bar}$$

$$c_t = 0,0106$$

$$c_g = 0,022$$

$$\gamma_h = 1,7 \text{ t/m}^3$$

* Le sol est considéré saturé, mais pas de nappe.

* Les fondations sont en semelles de 2,0 m de coté, ancrées à une profondeur de 4,50m et exerçant sur le sol une contrainte de 1,8 bar.

2) Méthode de calcul :

Les couches compressibles sont décomposées en tranches de hauteur h_i croissantes dont on calculera le tassement Δh_i par la formule suivante :

$$\Delta h_i = \frac{\Delta e_i}{1 + e_0} \cdot h_i$$

Où :

Δe_i ... Variation de l'indice des vides du sol sous l'augmentation de contrainte

$\Delta \sigma_i$, calculée au niveau médian de la tranche.

e_0 ... indice des vides initial du sol.

SARL E C O B A T - SBA-

Etude géotechnique: " 155 LGTS promotionnels - Millenium la gare - Sidi Bel Abbas "

Les valeurs des $\Delta\sigma_i$ sous les fondations seront calculées grâce à l'abaque de Streinbrenner. Le tassement total sera la somme des tassements de chaque tranche.

3) Tableau des résultats :

Le décroissement de contrainte est de :

$$\Delta\sigma = q_a - \gamma_h \cdot D = 1,8 - (0,17 \times 4,5) = 1,035 \text{ bar.}$$

D_i	h_i	σ_0	$\Delta\sigma_i$	σ_i	e_0	e_i	Δe_i	Δh_i
4,75	50	0,808	1,032	1,032	0,388	0,385	0,003	0,11
5,25	50	0,8925	1,025	1,025	0,387	0,385	0,002	0,07
5,75	50	0,9775	1,019	1,019	0,386	0,385	0,001	0,04
6,5	50	1,105	1,013	1,013	0,385	0,385	0	0,00
7,5	100	1,275	0,982	0,982	0,385	0,385	0	0,00
8,5	100	1,445	0,928	0,928	0,385	0,385	0	0,00

$$\underline{\Sigma\Delta h = 0,22 \text{ cm}}$$

Donc une contrainte de 1,8 bar donnant un tassement admissible de 0,22 cm.

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS:

Les sondages réalisés nous donnent un terrain relativement homogène, il est constitué d'une argile limoneuse beige à jaunâtre peu sableuse; surmontée de galets centimétrique à décimétriques avec le sable noirâtre peu compact, le tout est masqué par des limons sableux beige à jaunâtre. Le remblai est d'une faible épaisseur.

Tenant compte de la géologie rencontrée et les résultats des essais de pénétration dynamiques et les essais de laboratoire, nous préconisons l'emploi de fondations superficielles de type filantes ou radier, avec une contrainte admissible au sol de 1,8 bar et un ancrage à partir d'un dixième de la hauteur du bloc.

Nous demandons d'éviter les eaux pluviales ou accidentelles en prévoyant un drainage en périphérie des blocs pour protéger les fondations et pour conserver les caractéristiques géotechniques du sol.

Nous conseillons le bureau d'étude chargé de suivi de prendre en considération l'effet de décaissement des fondations sur le voisinage ainsi le placement des surcharges excessives tel que les grues.

Prendre en considération l'effet interaction entre les tours et le bloc qui et en RDC.

Selon la norme P18-011 l'eau analysée est classée en A2 – moyennement agressive nécessitant un béton compact au niveau des fondations et un enrobage des armatures supérieur ou égale à 4,0 cm.

Le Laboratoire GETPRIM et l'Ingénieur chargé de l'étude restent à la disposition du client pour tout renseignement complémentaire.

L'INGENIEUR CHARGE D'ETUDE DE SOL



SARL ECOBAT – SBA-
Etude géotechnique: " 155 LGTS promotionnels – Millenium la gare - Sidi Bel Abbes "



LABORATOIRE GET PRIM DE SIDI BEL ABBES

155 LOGTS PROMOTIONNELS

RAPPORT DE FORAGE Sondage N°: SC 01

ETUDE : 155 LOGTS PROMOTIONNELS

LIEU : SIDI BEL ABBES

CLIENT : S.A.R.L ECOBAT

DATE DEBUT :

DATE FIN :

NIVEAU NAPPE : m

PROFONDEUR TOTALE : 14 ML

COORDONNEES : X = Y =

Z =

BOUE DE FORAGE : EAU

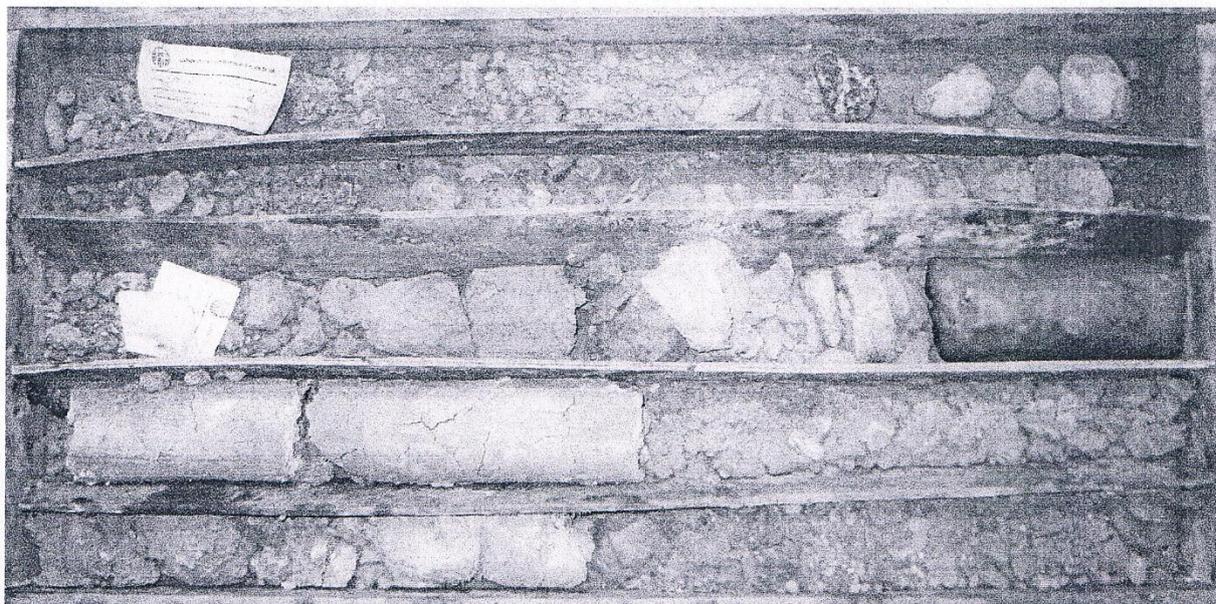
TYPE FORAGE : ROTATION

TYPE DE MACHINE : FORACO M65

Prof (m)	Récupération				S.P.T	R.Q.D	φ Tub	φ Carottier	Echant Profond Ech (m)	Coupe	DESCRIPTION
	0	25	50	75							
0,0											REMBLAI
0,50											LIMONS SABLEUX BEIGE A JAUNATRE
2,60											GALETS DECIMETRIQUE A CENTIMETRIQUE PLUS SABLE NOIRATRE
5,00											LOMONS SABLEUX PEU MARNEUX BEIGE A JAUNATRE AVEC INTERCALLATION DE GALETS
14,00											

Programme: Soltests 2007 ©

CAISSE N°01 DU SONDAGE N° 01



Début du sondage N°01





SARL GETPRIM *Filiale Labo*
LABORATOIRE DE BETON ET D'ETUDE DE SOL

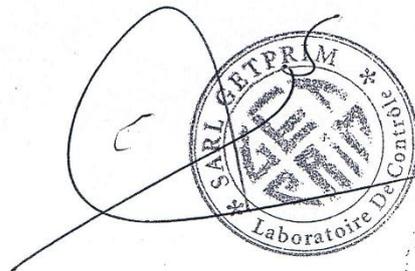
SOCIETE PAR ACTION A RESPONSABILITE LIMITEE D'UN CAPITAL DE 1000 00,00 Da.
Tel/Fax (048 56 93 30) Port: (06 66 30 29 50) Email: GETPRIM@GMAIL.COM
Adresse : 08 Rue Obada Ibn Essamit résidence Amama el koutfa Sidi Bel Abbas.

RESULTATS D'ANALYSE CHIMIQUE D'EAU

CLIENT : SARL ECOBAT S B A	PROJET 155 LOGTS PROMOTIONNELS
--------------------------------------	--

PH	5.93
Les Chlores Cl ⁻ mg/l	852
Les Sulfates SO ₄ ⁻² mg/l	617.325
NaCl mg/l	140.4
H ₂ SO ₄ mg/l	630.24
SO ₃ ⁻ mg/l	514.51
Conductivité µs/cm	24 3999
Minéralisation globale mg/l	3019.24
Classification	Secon la norme P18-011 l'eau analysée est classée en A ₂ : Moyennement agressive. Pour les teneurs en chlorures la norme P18-303 Classe l'eau suivant les valeurs : Béton précontraint par pré-tension < 500 mg/l. Béton précontraint par post-tension 500 mg/l. Béton armé 1000 mg/l. Béton non armé 4500 mg/l.

LE CHARGE D'ETUDE:



Rapport-gratuit.com 
LE NUMERO 1 MONDIAL DU MEMOIRE



LABORATOIRE GET PRIM DE SIDI BEL ABBES

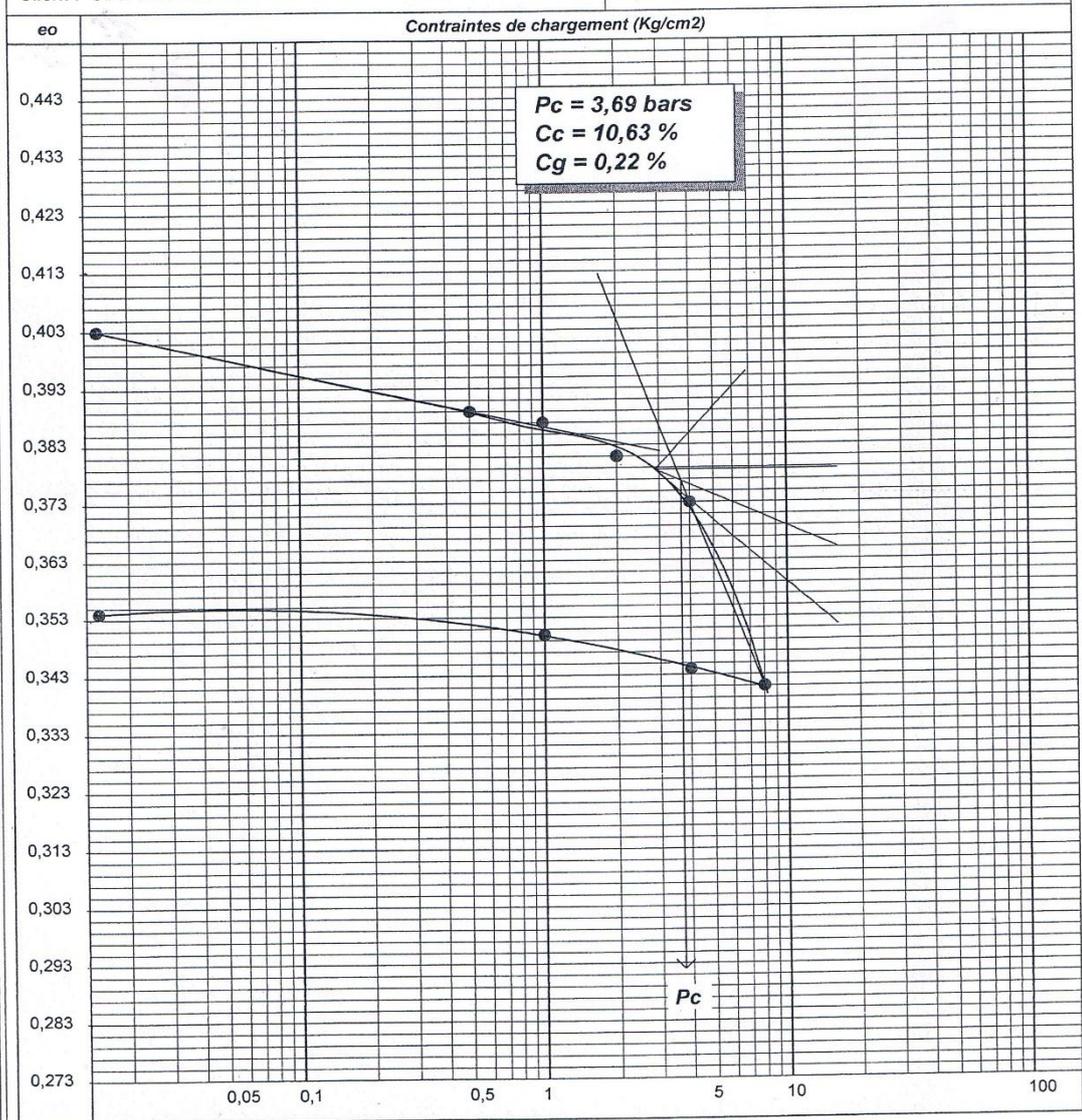
155 LOGTS PROMOTIONNELS

RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE COMPRESSIBILITE A L'OEDOMETRIQUE : XP P 94-090-1

Etude : 155 LOGTS PROMOTIONNELS A SIDI BEL ABBES
N° Dossier : 53/2012
Lieu : SIDI BEL ABBES
Client : S.A.R.L. ECOBAT

Réf. Sondage : SC 02
Profondeur : 4,00 / 4,20
Date essais :
Nature :



Programme: Soltests 2007 ©



155 LOGTS PROMOTIONNELS

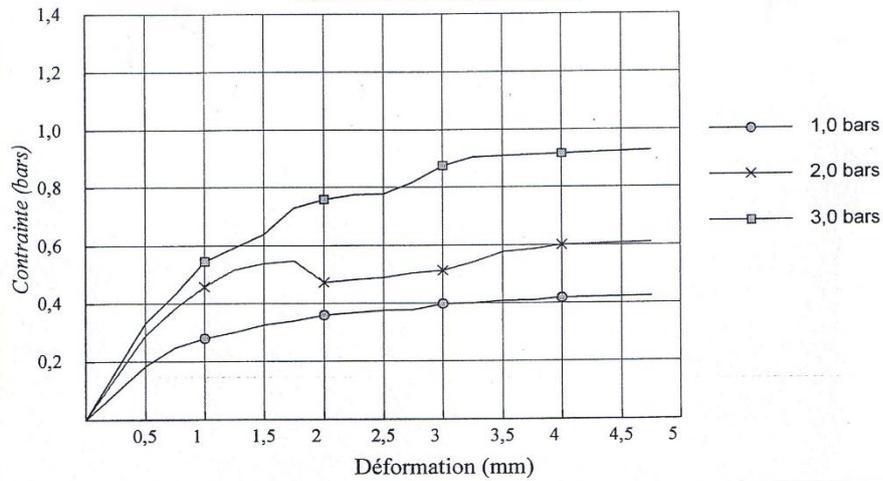
RAPPORT D'ESSAI

ESSAI DE CISAILLEMENT RECTILIGNE: NF P94-071-1 Août 1994

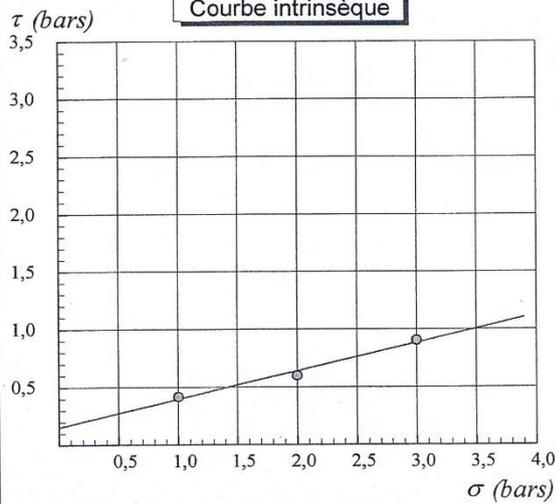
Etude : 155 LOGTS PROMOTIONNELS
Dossier N° : 53/2012
N° Sond : SC 02
Prof : 5.00 / 5.40
Nature sol :

Type d'essai : UU
Vitesse de cisaillement : 1 mm/mn
Date début essais :
Date fin essais :

Contrainte / Déformation



Courbe intrinsèque



Cohésion = 0,16 bars
Frottement = 13,66 degrés

$\sigma_1 = 1,0$ bars $\rightarrow \tau_1 = 0,42$
 $\sigma_2 = 2,0$ bars $\rightarrow \tau_2 = 0,60$
 $\sigma_3 = 3,0$ bars $\rightarrow \tau_3 = 0,91$



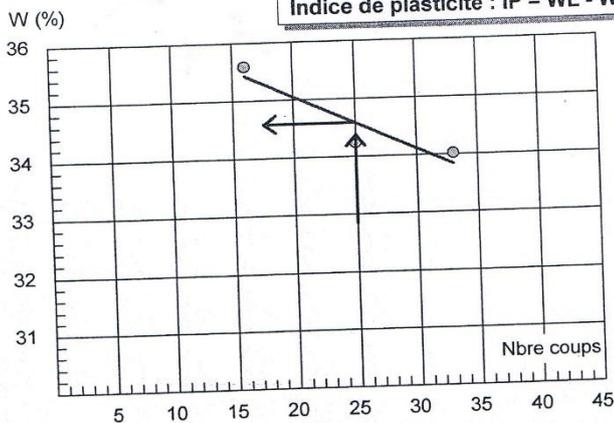
LABORATOIRE GET PRIM. DE SIDI BEL ABBES

155 LOGTS PROMOTIONNELS

RAPPORT D'ESSAI
LIMITES D'ATTERBERG: NF P 94 - 51

Etude : 155 LOGTS PROMOTIONNELS A SIDI BEL ABBES	Réf : SC 02
N° Dossier : 53/2012	Profondeur : 5.50 / 5.90
Lieu : SIDI BEL ABBES	Nature :
Client: S.A.R.L. ECOBAT	Date essais :

Indice de plasticité : $IP = WL - WP = 8,7\%$

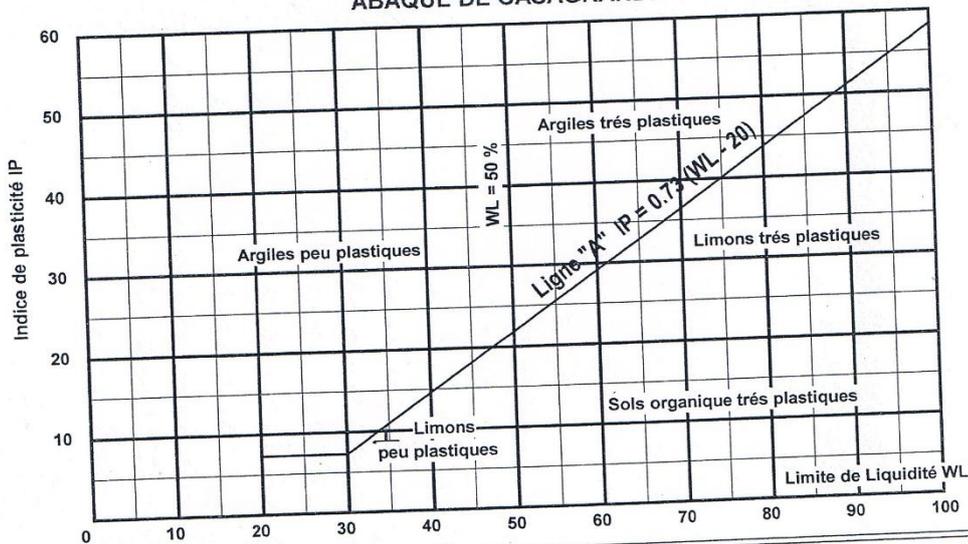


Essai N°	W (%)
1	35,31
2	22,57
3	19,78

**Limite de Plasticité
 WP = 25,89 %**

Limite de Liquidité (WL) = 34,59 %

ABAQUE DE CASAGRANDE

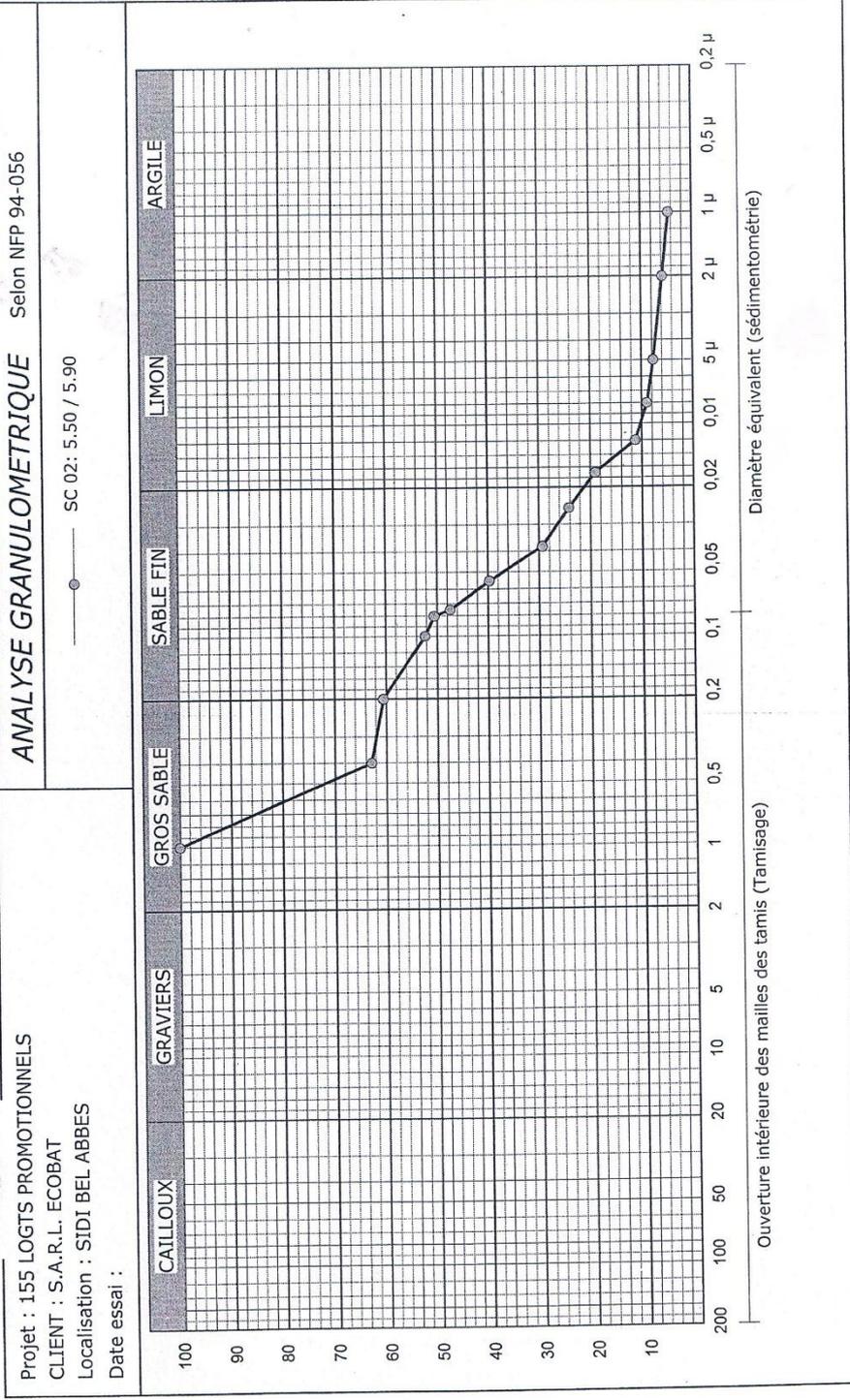


Programme: Soltests 2007 ©



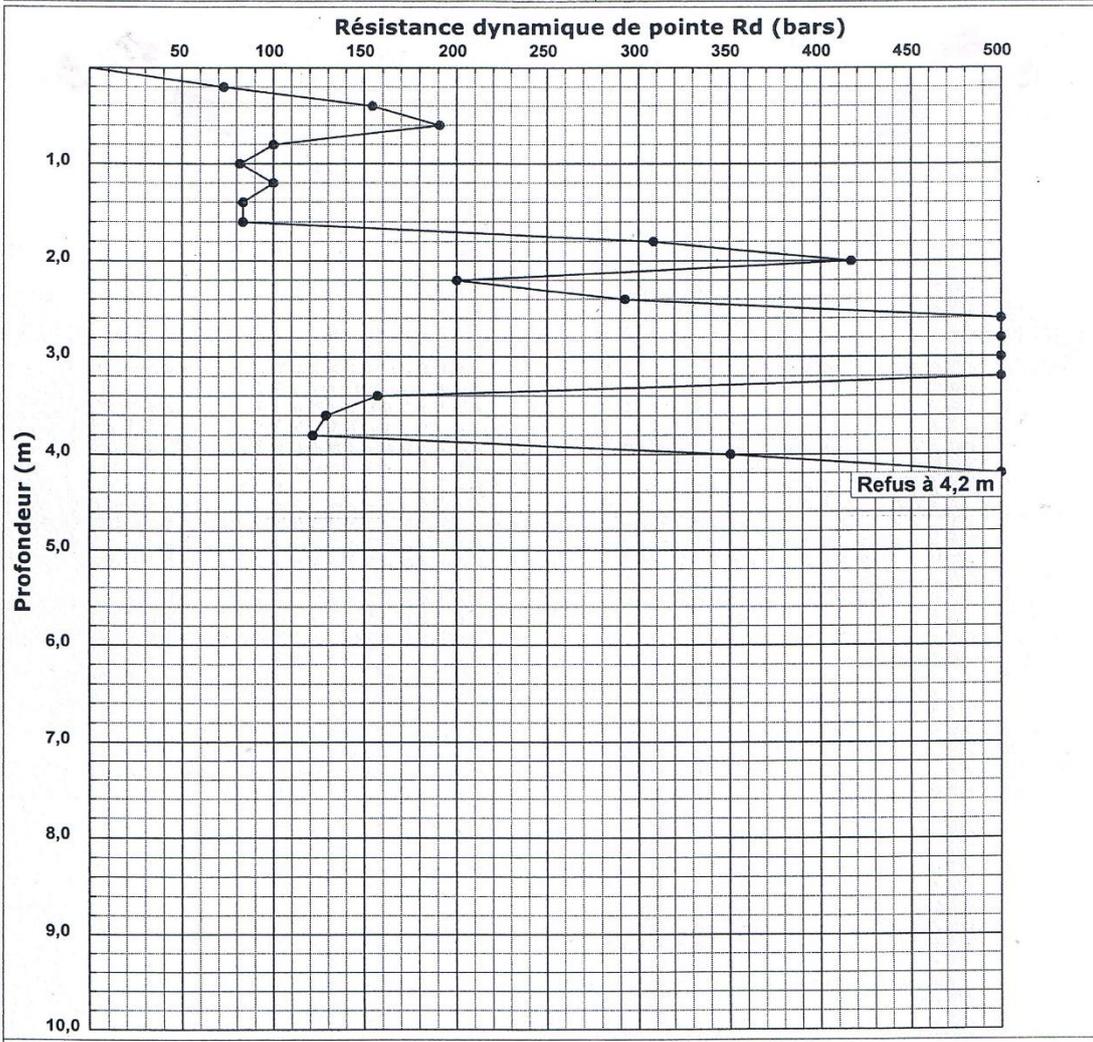
LABORATOIRE GET PRIM DE SIDI BEL ABBES

155 LOGTS PROMOTIONNELS



03 TOUR EN R+15 ECOBAT

INTITULE : 03 TOUR EN R+15 A SBA N°DOSSIER : 53/2012 LIEU : SIDI BEL ABBES CLIENT : ECOBAT DATE ESSAIS :	PENETROMETRE DYNAMIQUE Essai N°: PTS 02
--	---



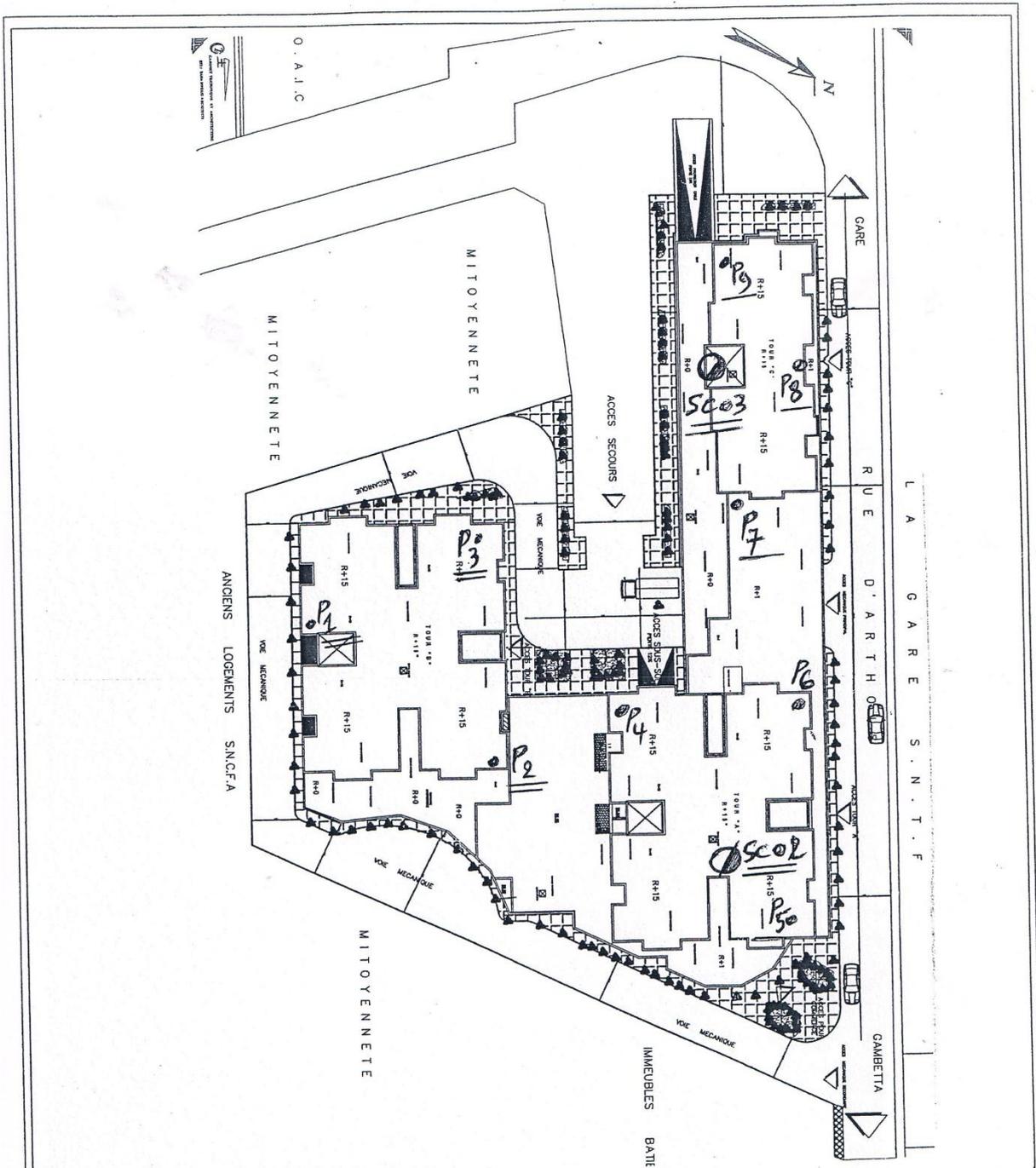
Caractéristiques du pénétromètre dynamique

Masse enclume + guidage Mouton (m) : 0 kg
 Masse du Mouton (m) : 63,5 kg
 Hauteur de chute (H) : 50 cm
 Aire de la section droite de la pointe (A) : 15 cm²

Longueur des tiges : 1 m
 Masse d'une tige (m') : 6,28 kg
 Enfoncement (e) : 20 cm

Formule de Battage :

$$R_d = \frac{m^2 \times H}{A \times e \times (m + \sum m')}$$



SARL. **GEPRIM**
 Laboratoire de béton et d'étude de sol
155 logts promotionnels
Milenium SBA
 Essai de pénétration dynamique
 Sondage caroté

ANNEXE F : PLANS ARCHITECTURAUX