

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

UNIVERSITÉ BADJI MOKHTAR - ANNABA
BADJI MOKHTAR- ANNABA UNIVERSITY



جامعة باجي مختار - عنابة

Faculté : Science de l'ingénierie
Département : Génie Civil
Domaine : Science et technologie
Filière : Génie Civil
Spécialité : Structure

Mémoire

Présenté en vue de l'obtention du Diplôme de Master

Thème :

Stage de suivi d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14 et dimensionnement d'un centre commercial R+2 en charpente métallique avec plancher mixte

Présenté par :

Hadid Mouna

Boudjatit Douha

Encadrant : *Kebaili Bachir*

Université Badji Mokhtar Annaba

Jury de Soutenance :

Nom et prénom	Grade	Université	Président
Kebaili Bachir	MC	Université	Encadrant
Menadi souad	MAA	Université	Examinatrice
Hacene Chaouch Yousria	MAA	Université	Présidente du jury

Année Universitaire : 2019/2020

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ



Remerciement

Nous remercions tout d'abord ALLAH le tout puissant qui nous a guidé et qui nous a donné la force et la volonté de réaliser ce travail.

Nos vifs remerciements vont à nos chers parents, pour leurs encouragements et soutien inconditionnel durant toute la période de nos études.

*Au terme de ce travail, il nous est très agréable d'exprimer toute notre gratitude, notre reconnaissance et nos très vifs remerciements à notre encadreur monsieur **KEBAILI Bachir** Maître de conférences à l'Université d'Annaba d'avoir accepté de diriger ce travail avec beaucoup de disponibilité et d'efficacité ainsi que pour ces orientations et ses conseils tout au long de notre parcours, pour nous avoir fait partager son expérience, ces encouragements et son amour pour le domaine du génie civil qu'il a su nous transmettre.*

Toute notre gratitude va à tous les enseignants qui ont contribué à notre formation plus particulièrement messieurs Djeghaba Kamel et Athmani Allaeddine.

Nos plus sincères remerciements vont également aux membres du jury, qui ont accepté d'examiner ce mémoire.

Toutes notre sympathie va à nos collègues pour le temps passé en leurs compagnies et nos amis avec qui on a partagé des moments inoubliables durant notre parcours universitaire et en particulier Imene et Roumaïssa.

Sans oublier madame Chorfi Mouna ingénieur génie civil au sein du bureau d'étude HYBATP, qui nous a accordé un peu de son temps afin de nous aider dans notre travail.

*A tous ceux qui nous ont répété
tous les matins, au choix selon
l'humeur du jour :*

-Et alors ! elle avance ta thèse !?

*-Et ta thèse quand est-ce que tu
le soutien !?*

*-Alors toujours pas finis cette
thèse !? **MERCI***

MOUNA , DOUA

Résumé

Ce projet concerne un mémoire de fin d'étude qui comprend deux principales parties :

- Une première partie qui englobe un stage d'une durée d'un mois qui s'inscrit de manière logique dans notre parcours d'ingénieur afin de concrétiser notre formation durant lequel on a établi le suivi d'un chantier et principalement une extension d'un parking sous-sol.
- Une deuxième partie dans laquelle on a élaboré le dimensionnement d'un centre commercial R+2 en charpente mixte et une étude du même ouvrage mais en béton armé afin de faire une comparaison estimative entre les deux.

Mots clés

Béton armé, chantier, RPA, charpente, parking, centre commercial, ETABS, ELU, ELS, poutres mixtes, plancher mixte.

Summary

This master's project concerns a final report which includes two mainly parts:

- A first part including an internship of one month in order to achieve our training during which we have follow-up different stage of construction site, mainly an extension of a parking.
- A second part in which we design a steel commercial building with composite floor R+2 levels and the design of the same construction but with reinforced concrete in order to compare between the evaluation of both of them.

Keywords

Reinforced concrete, construction site, RPA, frame, parking lot, shopping mall, ETABS, ELU, ELS,

SOMMAIRE

CHAPITRE INTRODUCTIF

Introduction général	11
1. Présentation du bureau d'étude	13
2. Présentation des entreprises	15
2.1. EURL KIV-Concessionnaire	15
2.2. SARL CHINA PING DING	15

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

1. Introduction	17
2. Présentation du projet	17
2.1 Implantation de l'ouvrage	20
3. Suivi du chantier	20
3.1 Lecture et étude des plans	20
3.2 Ce que l'on a appris à vérifier dans une construction	28
a. Contrôle du coffrage et du ferrailage sur site	29
b. Control de l'épaisseur de la dalle avec un niveau laser	33
c. Ferrailage des poutres et des poteaux	34
d. Coulage du béton	37
4. Anomalies remarqués lors du suivi	40
CONCLUSION	40

CHAPITRE II : Dimensionnement d'un centre commercial R+2 en charpente métallique avec plancher mixte

1. Présentation du projet	42
2. Caractéristique de la structure	43
a. Dimension en élévation	43
b. Dimension en plan	43
c. Ossature	44
d. Planchers	44
e. Treillis porte à faux	44

CHAPITRE III : Etude des poutres mixtes

1. Introduction	45
2. Evaluation des charges et surcharges	45
2.1 Charges permanentes	45
2.2 Charges d'exploitation	45
3. Vérification des poutres mixtes	45

3.1 Vérification des solives	46
3.1.1 Solives plancher courants	47
3.1.2 Solives plancher terrasse	51
3.2 Poutre principale du plancher terrasse	55
3.3 Poutre secondaire su plancher terrasse	58
3.4 Poutre principale du plancher courant	59
3.5 Poutre secondaire su plancher courant	62
4. Calcul du ferrailage de la dalle	63

CHAPITRE IV : Etude sismique

1.Introduction	65
2. Objectif de l'étude dynamique	65
3. Critères de classification par le RPA99 version 2003	65
3.1 Classification des zones sismique	65
3.2 Classification de l'ouvrage	65
4. Choix de la méthode de calcul	66
5.Calcul de la force sismique totale	66
6. L'analyse modale	67
6 .1 Période et taux de participation massique	69
7. Régularité en plan	70
8. Vérification des déplacements latéraux	71
8.1 Déplacement max selon x et y	71
8.2 Déplacement relatif	72
9. L'effet P-Δ	73
10. Moment de renversement	74

CHAPITRE V : Vérification de l'ossature

1.Introduction	76
2. Vérification des poteaux	76
2.1 Vérification de la stabilité (Compression)	76
a. Poteau RDC	77
b. Poteau niveau 1^{er} étage Poteau niveau 1^{er} étage	78
c. Poteau niveau 2^{ème} étage	79
2.2 Vérification de la stabilité	80
a. Poteau RDC	80
b. Poteau niveau 1^{er} étage Poteau niveau 1^{er} étage	81
c. Poteau niveau 2^{ème} étage	81
3.Vérification des contreventements	81

CHAPITRE VI : Etude des assemblages

1.Introduction	82
2. Etude des différents assemblages	83
a) Niveau RDC	84
- Assemblages poteau-poutre principale (HEA400-IPE360)	84
- Assemblages poteau-poutre secondaire (HEA400-IPE330)	86
- Assemblages poutre principale-solive (HEA360-IPE240)	89
Niveau 1 ^{er} étage	91
- Assemblages poteau-poutre principale (HEA360-IPE360)	91
- Assemblages poteau-poutre secondaire (HEA360-IPE360)	94
Niveau 2 ^{ème} étage	97
- Assemblages poteau-poutre principale (HEA360-IPE330)	97
- Assemblages poteau-poutre secondaire (HEA360-IPE300)	100
- Assemblages poutre principale- solive (HEA330-IPE220)	102
Assemblage poteau-poteau.....	104
Assemblages des contreventements	106
Assemblages de pied de poteau	108

CHAPITRE VII : Calcul des éléments de l'infrastructure

1. Introduction	111
2. Type de fondation	111
3. Choix des fondations	111
4. Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde	111
5. Ferrailage des pieux	113
6. Poutres de liaisons	114
6.1 Pré dimensionnement des poutres	115
6.2 Ferrailage des poutres de liaisons	115

CHAPITRE VIII : Pré dimensionnement du centre en béton armé

1. Introduction	117
2. Pré dimensionnement des éléments résistants	117
3. Evaluations des charges et surcharges	118
4. Les poteaux	120
-Vérification de l'effort réduit	120
5. Calcul des éléments de l'infrastructure	120
5.1 Calcul des contraintes	120
5.2 Ferrailage des pieux	121

5.3 Poutres de liaisons	121
5.3.1 Pré dimensionnement des poutres	121
5.3.2 Ferrailage des poutres de liaisons	

CHAPITRE VIII : Etude comparative estimative

1. Introduction	123
2. Aspect économique	123
3. Comparaison des coûts	125
4. Comparaison des délais	125
4. Avantages et inconvénients de la construction en acier et en béton armé	126
a) Acier	126
b) Béton armé	127
CONCLUSION GENERALE	128

Liste des figures :

Figure I-01 : Plan sous-sol (parking).....	97
Figure I-02 : Plan de 3 niveau commerciaux	18
Figure I-03 : Plan des 11niveaux d'habitations	197
Figure VI-8 :Plan de situation du projet_	20
Figure I-05: Plan de situation de la tour ALN à l'échelle 1/5000	21
Figure I-06: Pland d'alimentation EF et ECS étages des 11 niv d'habitation	22
Figure I-07: Plan de coffrage niv Sous-Sol radier	23
Figure I-08: Plan de coffrage niv Sous-sol	24
Figure I-09: Plan de ferrailage radier sous-sol.....	25
Figure I-10: Plan de ferrailage dalle niv sous-sol nappe supérieur.....	25
Figure I-11: Plan de ferrailage dalle niv sous-sol nappe inferieur	26
Figure I-12: Coffrage lors de l'exécution (platelage et lisses en bois).....	30
Figure I-13: Début du ferrailage nappe inférieur radier dalle après traçage des axes	31
Figure I-14:Ferrailage final du radier dalle après mise en place de la nappe sup et inf et des attentes des poteaux	32
Figure I-15: Vérification du niveau du radier dalle à l'aide d'un appareil optique sur trépied	33
Figure I-16:Ferrailage des poutres et la nappe inferieur ep=18cm	34
Figure I-17: Ferrailage des poteaux et voile périphérique	35
Figure I-18: Mise en place de joint Water stop	36
Figure I-19:Réception du béton et mise en place à l'aide d'une pompe girafe.....	37
Figure I-20: Vibration du béton	39
Figure I-21: Surfaçage de la dalle.....	39
Figure II-1 : Plan de situation du centre commercial.....	42
Figure II-2: Vue de la structure en 3D	42
Figure II-3: Vue en élévation	43
Figure II-3: Vue en plan de la structure.....	43
Figure II-4:Contreventement en X et V	44
Figure II-5: Treillis porte à faux.....	44
Figure III-2:Dimension minimales des goujons à tete	49
Figure III-1:Goujon à tete	49
Figure IV-1:Spectre de réponse	68
Figure IV-2:Le 1er mode de vibration	69
Figure IV-3:Déplacement max selon x	72
Figure IV-4: Déplacement max selon y	72
Figure VI-1: Exemple d'assemblage poteau-poutre.....	82
Figure VI-2: Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée	83
Figure VI-3:Assemblage poteau HEA400-poutre principale IPE360	84
Figure VI-4: Assemblage poteau HEA400-poutre secondaire IPE330.....	86
Figure VI-5: Assemblage poutre principale IPE360-solivelPE240	89
Figure VI-6: Assemblage poteau HEA360-poutre principale IPE360	91

Figure VI-7: Assemblage poteau HEA360-poutre secondaire IPE330.....	94
Figure VI-8 : Assemblage poteau HEA360 -poutre principale IPE360.....	97
Figure VI-9: Assemblage poteau HEA360-poutre secondaire IPE300.....	100
Figure VI-10: Assemblage poutre principale IPE330-solive IPE220.....	102
Figure VI-11: Assemblage de contreventement.....	107
Figure VI-12: Assemblage pied de poteau	109
Figure VII-1 : Rapport du sol	112
Figure VII-2 : Ferrailage des pieux	113
Figure VII-3 : Plan d'implantation des pieux	114
Figure VII-4 : Ferrailage des poutres de liaisons	115
Figure VII-5 : Réalisation d'un pieu foré à la boue.....	115
Figure VIII-1 : Ferrailage des poutres de liaisons	121

Liste des tableaux :

Tableau III-1: Vérification de la condition de résistance de la solive IPE240 dans les deux phases	47
Tableau III-2: Vérification de la flèche totale et la vibration de la solive IPE240	48
Tableau III-3: Propriétés des sections	49
Tableau III-4: Vérification de la condition de résistance de la solive IPE220 dans les deux phases	51
Tableau III-5: Vérification de la flèche totale et la vibration de la solive IPE220	52
Tableau III-6: Propriétés des sections	52
Tableau III-7: Vérification de la condition de résistance de la poutre principale IPE330 (la phase de construction)	55
Tableau III-8: Vérification de la condition de résistance de la poutre principale IPE330 (phase finale)	57
Tableau III-9: Vérification de la flèche totale	57
Tableau III-10: Vérification de la condition de résistance de la poutre secondaires IPE300 dans les deux phases	58
Tableau III-11: Vérification de la flèche totale et la vibration de la poutre secondaire IPE300	59
Tableau III-12: Vérification de la condition de résistance de la poutre principale IPE360 (phase de construction)	59
Tableau III-13: Vérification de la condition de résistance de la poutre principale IPE360 (phase finale)	61
Tableau III-14: La flèche totale de la poutre principale IPE360	61
Tableau III-15: Vérification de la condition de résistance de la poutre secondaire IPE330 dans les deux phases	62
Tableau III-16: La flèche totale et la vibration de la poutre secondaire IPE330	63
Tableau V-1: Vérification de la condition de résistance (Poteau RDC)	77
Tableau V-2: Vérification de la condition de résistance (Poteau 1er étage)	78
Tableau V-3: Vérification de la condition de résistance (Poteau 2eme étage)	79
Tableau VIII-1: Devis estimatif structure en charpente mixte	123
Tableau VIII-1: Devis estimatif des pieux de la structure CM	123
Tableau VIII-3: Devis estimatif structure en béton armé	124
Tableau VIII-4: Devis estimatif des pieux de la structure en béton armé	124

Introduction générale

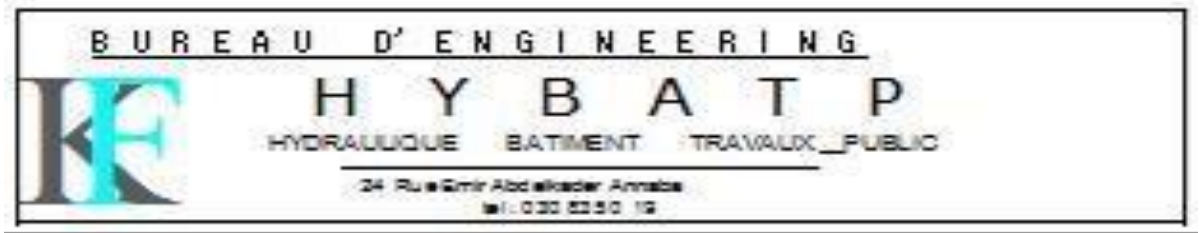
La construction en charpente présente d'énormes avantages sur les plans fonctionnels, architecturaux, en effet l'association entre l'acier et le béton dans les plancher permet de faire travailler ces deux matériaux avec les meilleures performances respectives, atteignant ainsi des portées considérables avec des retombées réduites, des planchers plus minces et des poteaux de sections plus rentables, tout en réduisant le temps de la réalisation.

En effet, La pratique actuelle montre clairement que la construction en charpente avec poutre mixte peut être compétitive, en termes de temps, vis-à-vis des constructions en béton.

Tout l'art de l'ingénieur dans la conception et le calcul de structure mixtes est de savoir faire fonctionner une part de l'élément en béton avec une autre part de cet élément en acier, en associant ces deux matériaux à leur interface au moyen de connecteurs travaillant essentiellement en cisaillement.

Il est à noter qu'un projet de construction nécessite une organisation, un suivi et un contrôle rigoureux, afin de respecter les délais et l'enveloppe financière fixée.

Chapitre introductif

1. PRESENTATION DU BUREAU D'ETUDES :

Le bureau d'études technique HYB ATP (HYDRAULIQUE BATIMENT ET TRAVAUX PUBLICS), a été créé en 2004, et agréé par le ministère des ressources en eau dans le domaine de L'AEP et l'assainissement ainsi que par le ministère de l'habitat et de l'urbanisme dans le génie civil, topographie, viabilisation, stabilité des sites, suivi des travaux des construction, diagnostics, expertises, contre-expertise.



Les fondateurs du bureau sont :

- Ingénieur en génie civil Mme Chorfi Mouna.
- Architecte Kebaili Selma.
- Technicienne supérieure en génie civil Mme DHIF FETIHA.

Domaines d'activité du bureau d'étude HYBATP :

L'exécution des études techniques de tout projet remis par les cabinets d'architectures ou par les maîtres d'ouvrages, et le domaine de travail du bureau est très vaste et englobe ce qui suit :

Génie civil :

- Etude génie civil.
- Topographie
- Viabilisation
- Stabilité des sites.
- Suivi de travaux de construction.
- Diagnostic.
- Expertise et contre-expertise.

Hydraulique :

- Réseau AEP.
- Réseau assainissement.
- Impact de la pollution sur l'eau et l'environnement.
- Réhabilitation et régénération des forages d'eau.
- Qualité des eaux pour l'alimentation en eau potable (AEP), l'alimentation en eau industrielle (AEI), et l'alimentation en eau agricole (AEA).
- Évaluation et protection des ressources en eau souterraines et superficielles.
- Faisabilité des stations de traitement des eaux usées.
- Captage et protection des sources.

Moyens matériels :

- 3 micro-ordinateurs
- Photocopier
- 3 Imprimantes
- Scanner

Logiciels :

- Logiciel de calcul : ETABS, Robot
- Logiciel de projection : AUTO CAD
- Logiciel de traitement de texte : Word ; Excel

2. Présentation des entreprises**EURL KIV-Concessionnaire :**

Cette entreprise représente le maître de l'ouvrage, c'est une entreprise unipersonnelle à responsabilité limitée représentée par son Directeur général Mr KHODJA Riad.

SARL CHINA PING DING :

C'est l'entreprise qui prend en charge les gros œuvres... Ping Ding Construction Co., Ltd., Est une société de construction fondée en 2015 et représentée par son directeur Mr LEE

Ses réalisations :

- Tour en R+9 à BNI MHAFEUR
- BT R+7 à Chapuis
- Travaux de fondation hangar KIV

Résidence EL BAHA 150 logements

*Partie 01 : Suivi et réalisation de l'extension
d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14*

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

1. Introduction :

Dans le cadre de notre stage nous étions quotidiennement sur chantier pendant la durée d'un mois pour suivre la réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'une super structure R+14 étudiée par le bureau d'étude BET HYBATP et réalisée par l'entreprise chinoise SARL CHINA PING DING, et lors de ce stage nous avons pu observer les différentes étapes de réalisation et ce fut une expérience très enrichissante pour notre projet professionnel.

2. Présentation du projet :

Il s'agit d'un projet de construction d'une tour à usage multiple en R+14 avec Sous-sol. Cet immeuble est partagé comme suit :

- ✓ Un sous-sol utilisé comme parking.
- ✓ 3 niveaux à usage commercial.
- ✓ 11 étages comportant 126 logements en haut standing.



Figure I-01 : plan sous-sol (parking)

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol
d'un bâtiment R+14

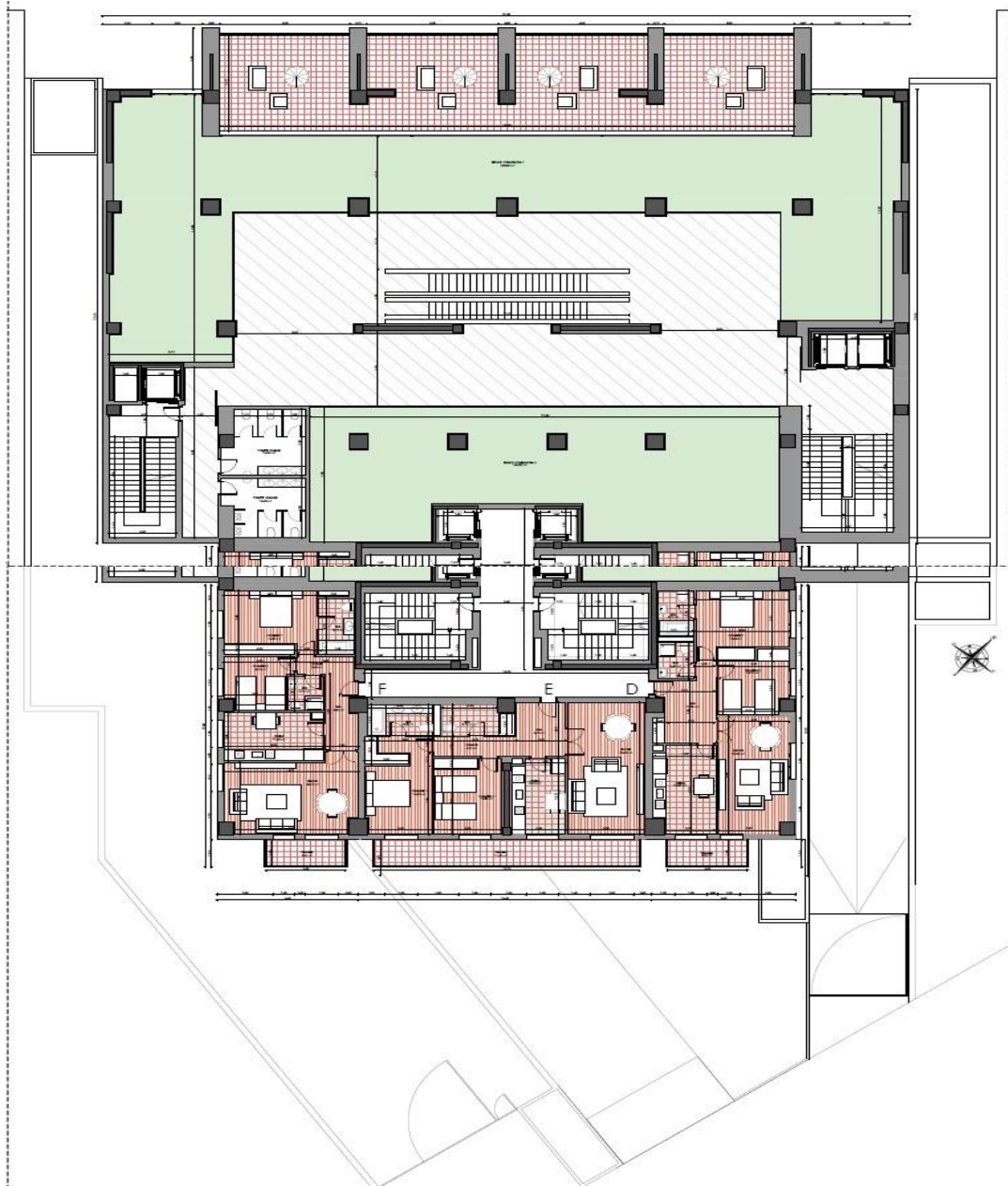


Figure I-02 : Plan 3 niveaux commerciaux

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol
d'un bâtiment R+14



Figure I-03 : Plan des 11 niveaux d'habitation

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

2.1 Implantation de l'ouvrage :

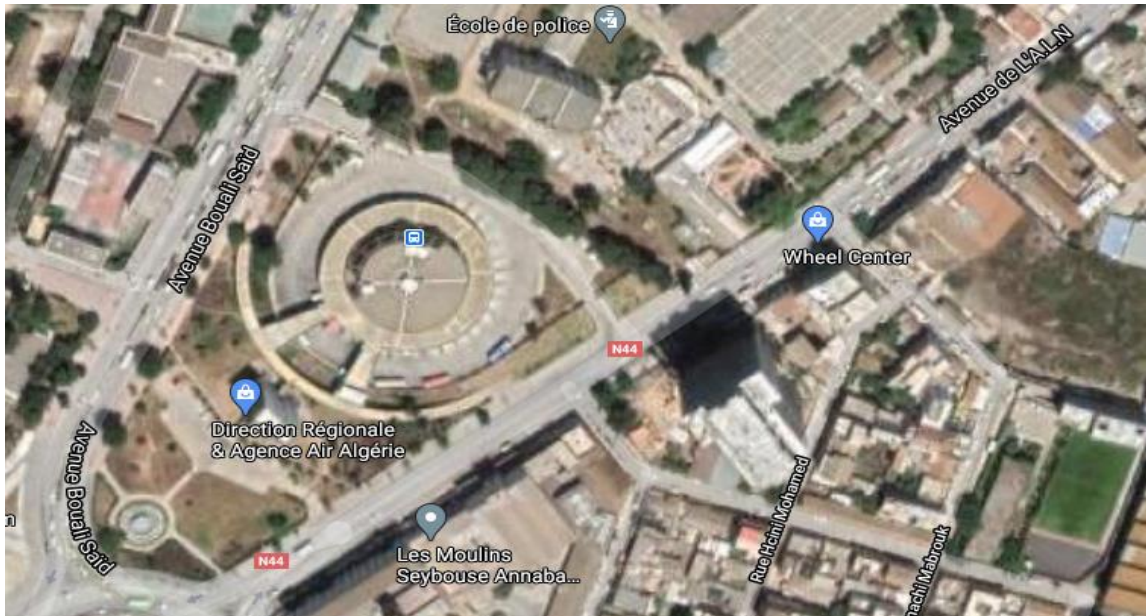


Figure I-04: Plan de situation de projet

3. Suivi du chantier :

Durant les visites quotidiennes effectuées dans ce chantier, on a appris les procédures de suivi de chantier qui sont indiqués ci- dessous :

3.1 Lecture et étude des plans :

➤ Plan de situation :

C'est une vue du dessus (une vue aérienne) du terrain (à bâtir ou avec bâtiment existant) ou de l'ensemble de lots (lotissement) dans son environnement. Il indique la position géographique du terrain et renseigne sur les moyens d'accès au terrain, son environnement et son tracé général.

Conventions utilisées :

Le terrain est repéré par :

- Un cercle en trait fin,
- Un hachurage,
- Une appellation.

Les échelles utilisées sont comprises entre 1 / 5 000 et 1 / 25 000

Le Nord géographique est indiqué par une boussole.

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14



Figure I-05: Plan de situation de la tour ALN à l'échelle 1/5000

➤ **Plan de masse :**

Appelé aussi plan d'implantation, il précise la zone d'implantation de l'ensemble à bâtir sur un terrain isolé (un lot). Le plan de masse indique :

- L'orientation géographique (Nord),
- Le numéro du lot,
- La superficie du terrain,
- Le nom du propriétaire et des riverains,
- Les constructions existantes sur le terrain et les mitoyennetés,
- Les côtes nécessaires à l'implantation,
- Les limites cotées du terrain et l'emplacement des bornes cadastrales,

➤ **Les réseaux :**

- D'alimentation en eau,
- De distribution d'électricité, chauffage, climatisation, de téléphone, etc.,
- D'évacuation des eaux pluviales (EP), usées (EU) ou vannes (EV).

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

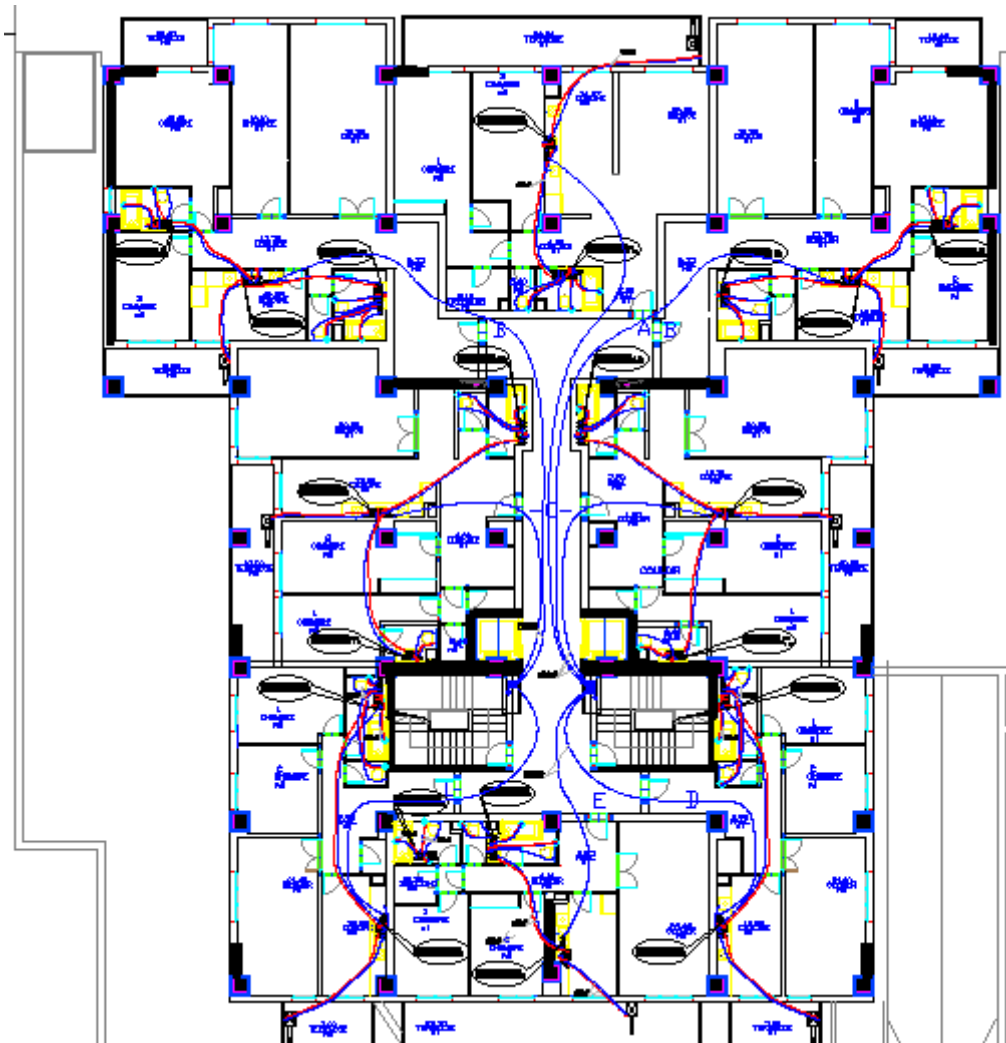


Figure I-06: Plan d'alimentation EF et ECS étages des 11 niv d'habitation

➤ **Plans de coffrage :**

Un plan de coffrage peut être considéré comme étant une vue du dessus du coffrage avant le coulage du béton. Mais les éléments horizontaux (planchers, poutres et linteaux) et les éléments verticaux (murs et poteaux) n'obéissent pas aux mêmes règles :

- Pour les ouvrages horizontaux : on dessine les contours du coffrage des éléments verticaux, le béton étant considéré non coulé,
- Pour les ouvrages verticaux : ils sont représentés comme s'ils étaient coupés par un plan horizontal juste en dessous du niveau des poutres et linteaux.
- Les plans de coffrage (échelle 1/50),
- Les coupes verticales (échelle 1/50),
-

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

- Les dessins de détails (échelle 1/10 ou 1/20, voir 1/5 et 1/2)

- Coupes verticales

Les coupes permettent de renseigner sur les dimensions verticales qui ne peuvent pas apparaître sur les plans.

- Dessin de détail

Il s'agit d'une représentation à grande échelle d'une partie de la construction dont les dimensions sont insuffisamment (et/ou difficilement) précisées sur les plans et les coupes.

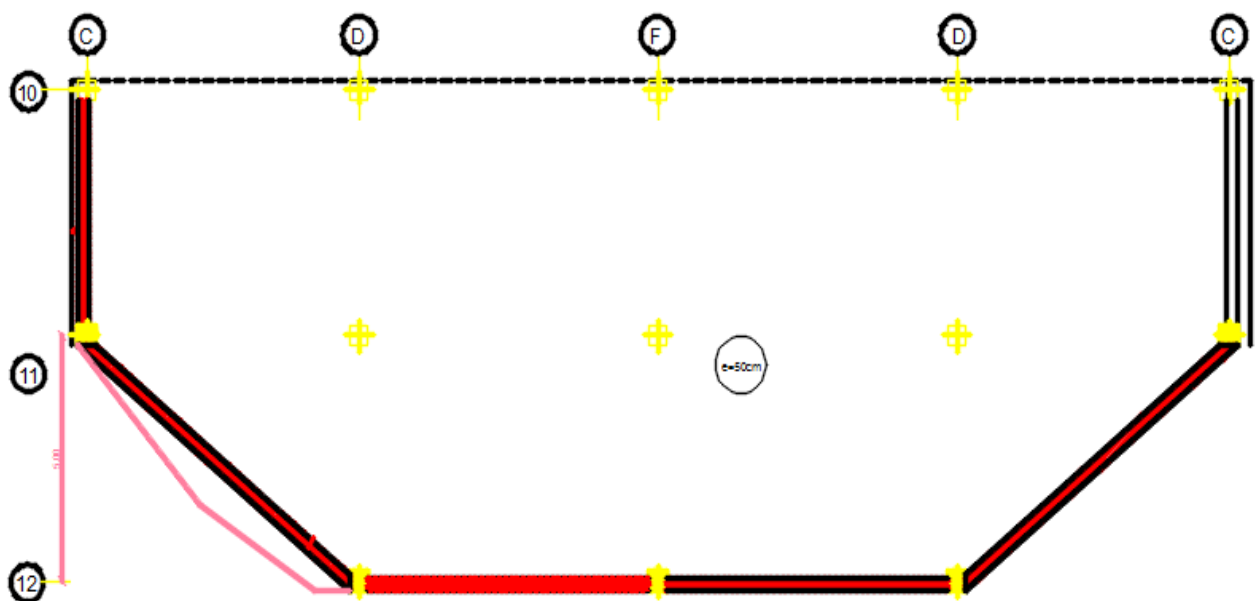


Figure I-07: Plan de coffrage niv Sous-Sol radier

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

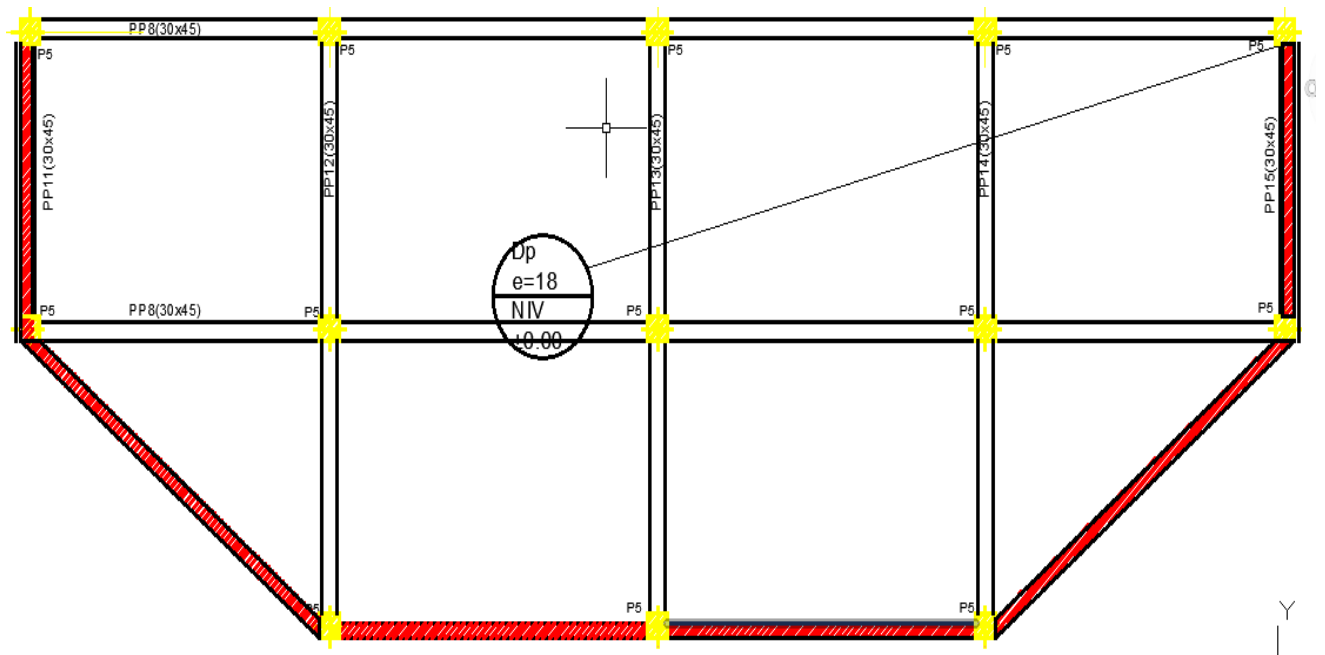


Figure I-08: Plan de coffrage niv Sous-sol

➤ **Plans de ferrailage : (DESSINS D'ARMATURES) :**

Les plans de ferrailage doivent définir complètement les armatures des ouvrages en béton armé. Ils fournissent :

- Une description complète de chaque acier : diamètre, longueur et forme,
- Toutes les indications nécessaires à la mise en place dans les coffrages des aciers façonnés :

Nombre d'armatures identiques, position des armatures entre elles, cotes d'enrobage et recouvrements éventuels des barres d'acier. Les dessins d'armatures sont essentiellement des dessins de détails (échelle 1/10 ou 1/20) où chaque élément (poteau, poutre, linteau, escalier, ...) fait l'objet d'un dessin comportant une élévation et une ou plusieurs coupes. Mais les planchers font généralement l'objet de dessin à l'échelle 1/50.

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol
d'un bâtiment R+14

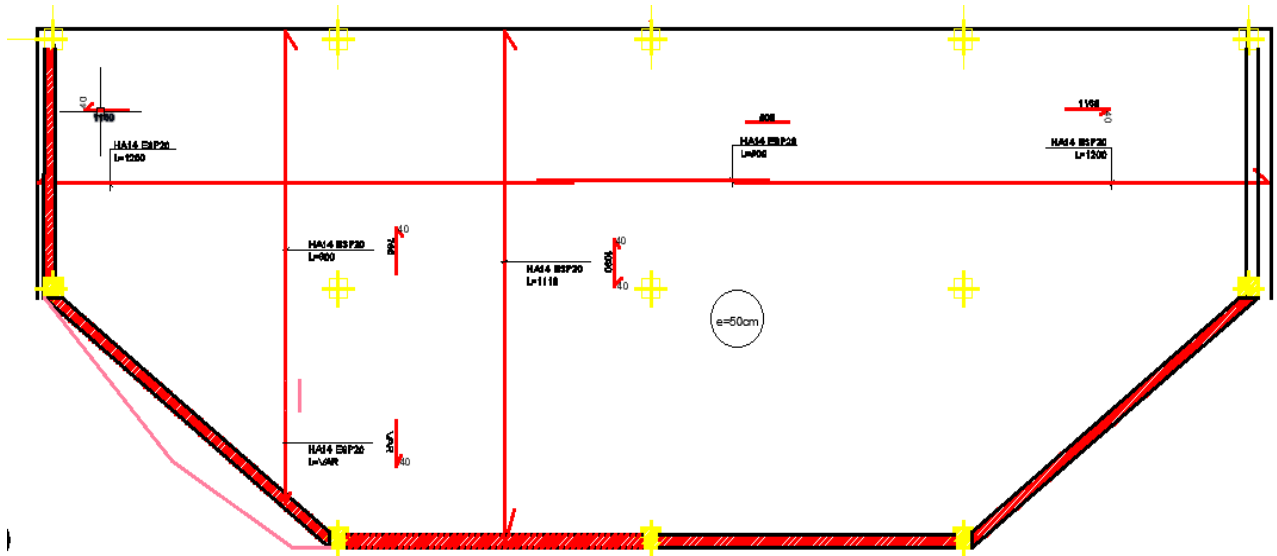


Figure I-09: Plan de ferrailage radier sous-sol

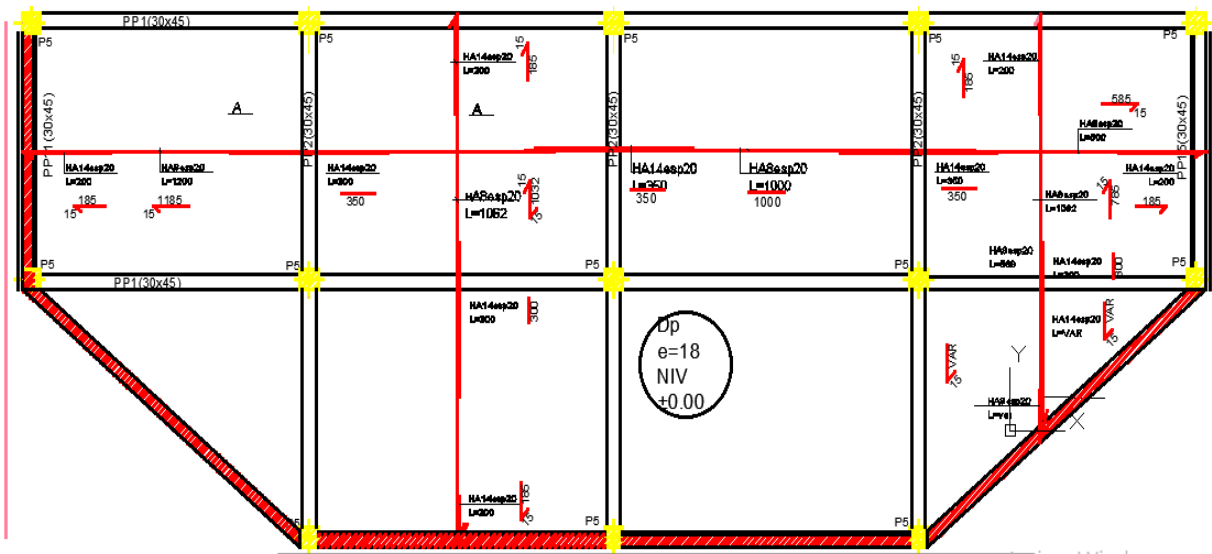


Figure I-10: Plan de ferrailage dalle niv sous-sol nappe supérieur

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

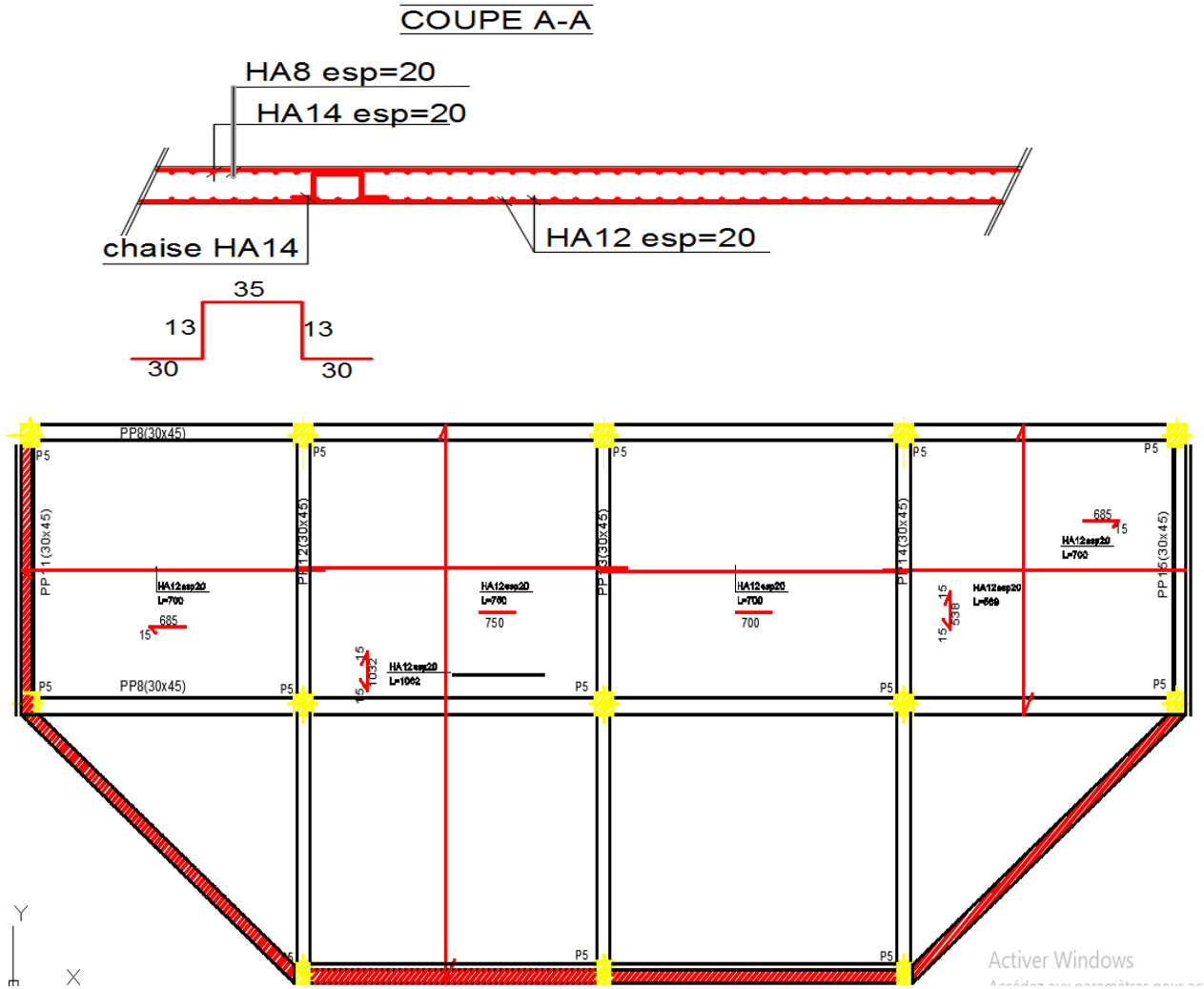
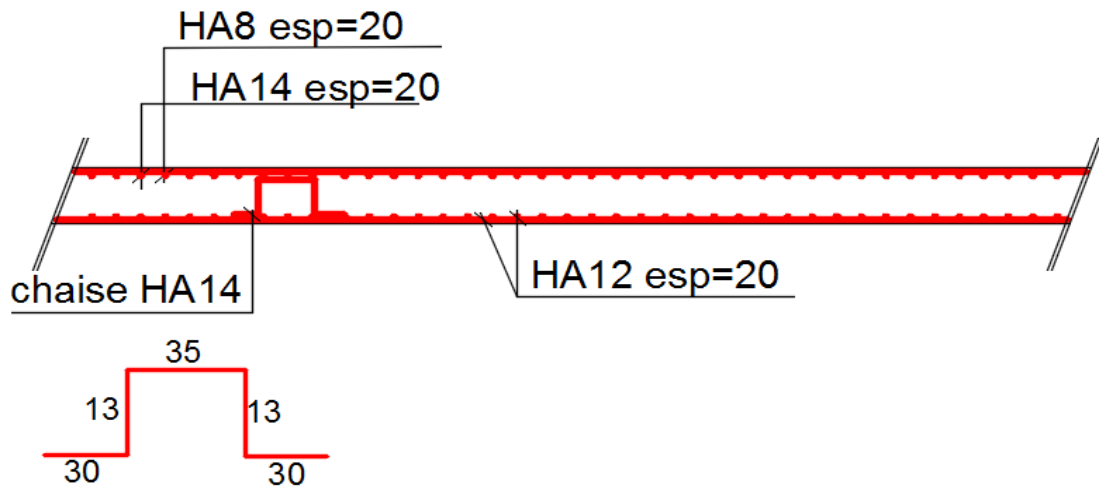


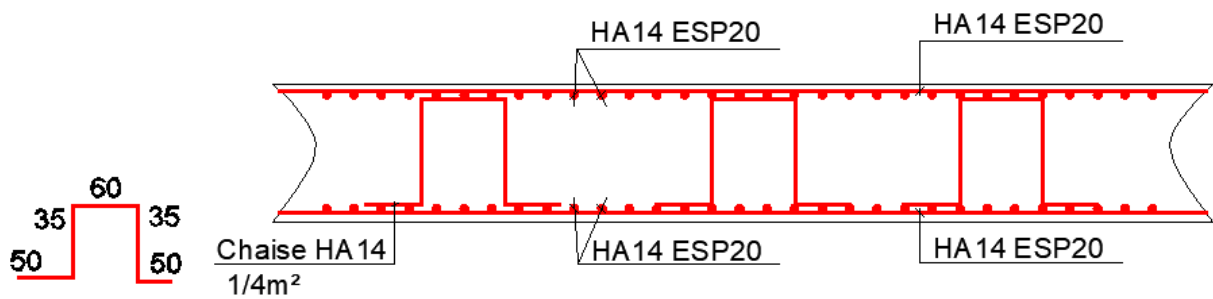
Figure I-11: Plan de ferrailage dalle niv sous-sol nappe inferieur

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

COUPE A-A

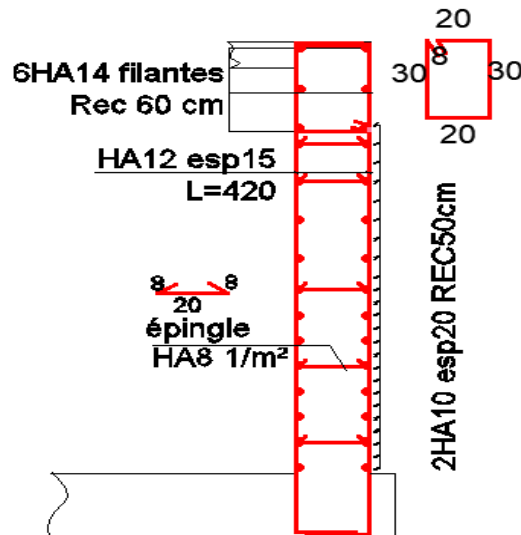


FERRAILLAGE COUPE RADIER

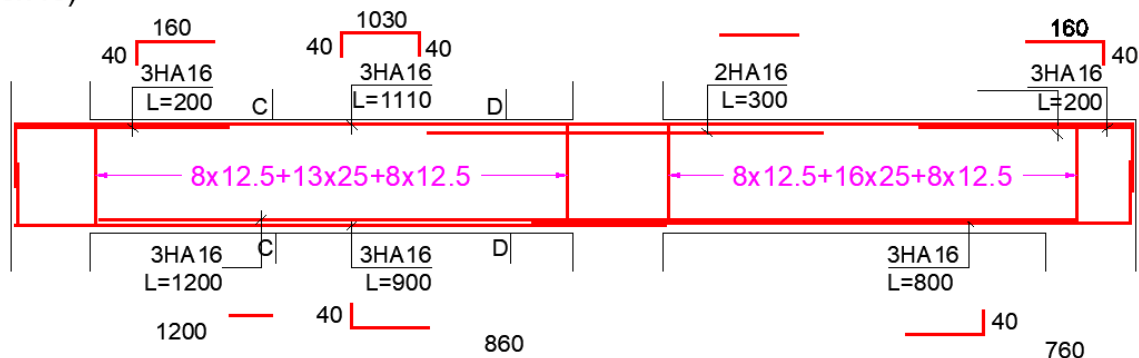


CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

FERRAILLAGE VOILE PEREPHERIQUE



PP2(30x45)



3.2 Ce que l'on a appris à vérifier dans une construction :

Dans le control des bâtiments on doit vérifier tous les éléments dalle en corps creux, plein, les poteaux, les poutres, balcon et les escaliers selon les plans de coffrages, ferrailages et les règles de construction. Ce qui est nécessaire de vérifier en premier c'est :

- Diamètre des armatures (cadre, barre, épingle)
- Le nombre
- Espacement
- La longueur de recouvrement
- Le façonnage
- La position

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

- Fixation
- Ancrage

a. Contrôle du coffrage et du ferrailage sur site :

Coffrage :

- Contrôle du matériel (pour transporter, couler, rendre compact le béton)
 - Contrôle de la fixation du coffrage (avant et pendant le coulage du béton)
 - Contrôle de la résistance du coffrage (enlèvement par choc)
 - ✓ Vérifications avant le montage du coffrage
 - Type de structure
 - Taille
 - Espacement des éléments de fixation
 - Positionnement
 - ✓ Coffrage : condition primordiale pour obtenir une structure conforme.
- ➔ Il est important que le superviseur fasse une inspection complète du coffrage avant le bétonnage.
- ✓ Points à vérifier lors du contrôle :
 - Respecte-t-il les plans ?
 - Est-ce qu'il empêche les mouvements du béton dans toutes les directions ?
 - Est-il correctement aligné et de niveau ?
 - Peut-il être frappé sans endommager le béton ?
 - Y a-t-il suffisamment d'accès pour couler le béton et le compacter ?
 - Vérification de la propreté du coffrage
 - Pas de débris dans le coffrage
 - Vérification ultérieure par l'ingénieur responsable

**CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol
d'un bâtiment R+14**



Figure I-12: Coffrage lors de l'exécution (platelage et lisses en bois)

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

Ferraillage :

- Les spécifications doivent être étroitement respectées, et le découpage, le pliage et la mise en place des armatures doivent être faits méticuleusement
- Les armatures doivent être immobiles jusqu'à solidification du béton
- Vérifier que les armatures soient bien placées (enrobage min, espacement entre les armatures, formes ...) est très éprouvant mais nécessaire pour la sécurité de la structure, et pour la longévité du béton.
- L'enrobage minimum des armatures est assuré par des « cales ».
- Les cales sont généralement en plastique, ou en mortier.
- Les cales sont disponibles en toutes tailles pour s'adapter correctement à chaque diamètre de barre.
- L'enrobage de chaque armature doit être vérifié pour qu'il respecte les conditions du dessin de fixation.
- Les barres doivent correctement espacées entre-elles.

➤ **Ferraillage du radier dalle :**

- Nappe inférieure et supérieure
- Dispositions des chaises pour mettre la nappe supérieure
- Disposition des cales à béton pour assurer l'enrobage
- Vérifier l'espacement des armatures

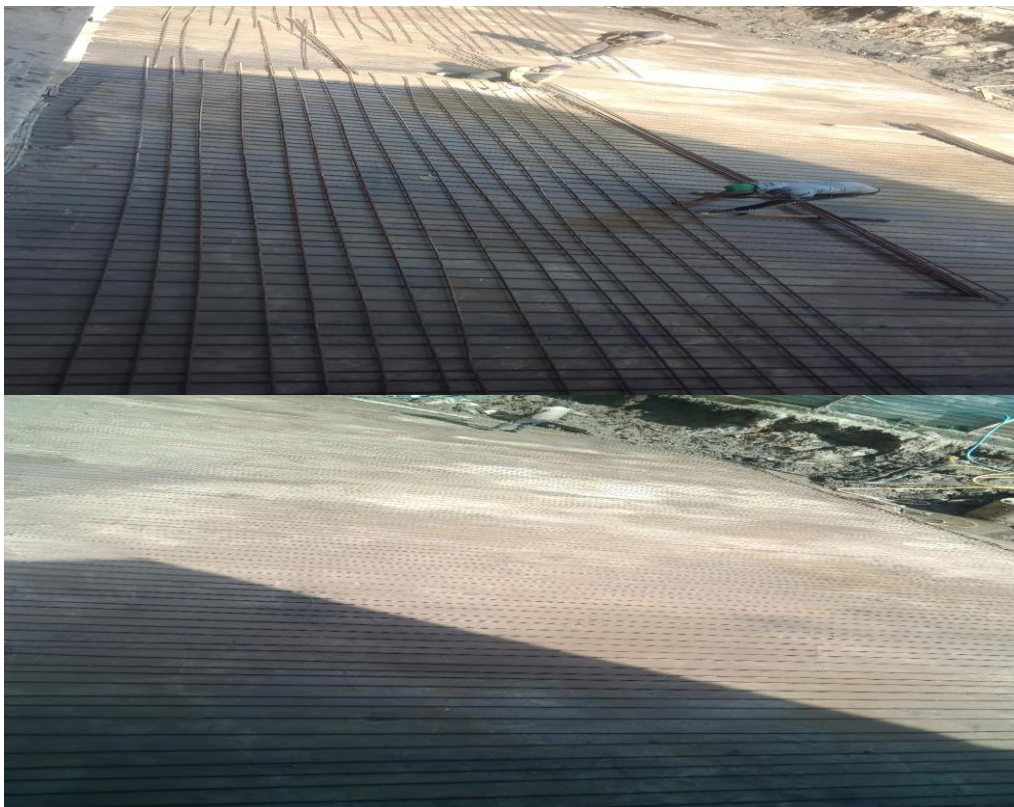


Figure I-13: Début du ferraillage nappe inférieure radier dalle après traçage des axes

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14



Figure I-14: Ferrailage final du radier dalle après mise en place de la nappe sup et inf et des attentes des poteaux

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

b. Control de l'épaisseur de la dalle avec un niveau laser :

Dans notre chantier on a appris à utilise le niveau laser dont le procédé est le suivant :

- ✓ On fixe le niveau sur les trépieds et le récepteur sur la mire
- ✓ L'appareil se met à niveau automatiquement
- ✓ On prend la cote du point de repère
- ✓ On vérifie les autres points par rapport à la cote de référence

Et on a appris à prendre le niveau à l'aide d'un appareil optique sur trépied et de vérifier la planéité du coffrage et la verticalité des éléments verticaux à l'aide d'un fil à plomb et d'un niveau à bulle.



Figure I-15: Vérification du niveau du radier dalle à l'aide d'un appareil optique sur trépied

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

c. Ferrailage des poutres et des poteaux

Ferrailage des poutres :

On a appris à vérifier :

- Armatures inférieures et supérieures
- Barres de renfort inférieures et supérieures
- Cadres et étriers
- Armatures de peaux
- Enrobage inférieur et latéral
- Longueur et zone de recouvrement barres inférieures (au droit des poteaux)
- Epingle de liaison
- Position de la poutre / poteaux (axée ou désaxée)



Figure I-16: Ferrailage des poutres et la nappe inférieure $e_p=18\text{cm}$

Ferrailage des poteaux : on a appris à vérifier

- **Armatures longitudinales :**
- Diamètre \emptyset , nombre des barres, espacement des barres, longueur de recouvrement
- **Armatures transversales :**
- Diamètre \emptyset , espacement des cadres, nombre des cadres, épingles
- Position nouvelle barres avec anciens barres
- Façonnage des crochets

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14



Figure I-17: Ferrailage des poteaux et voile périphérique

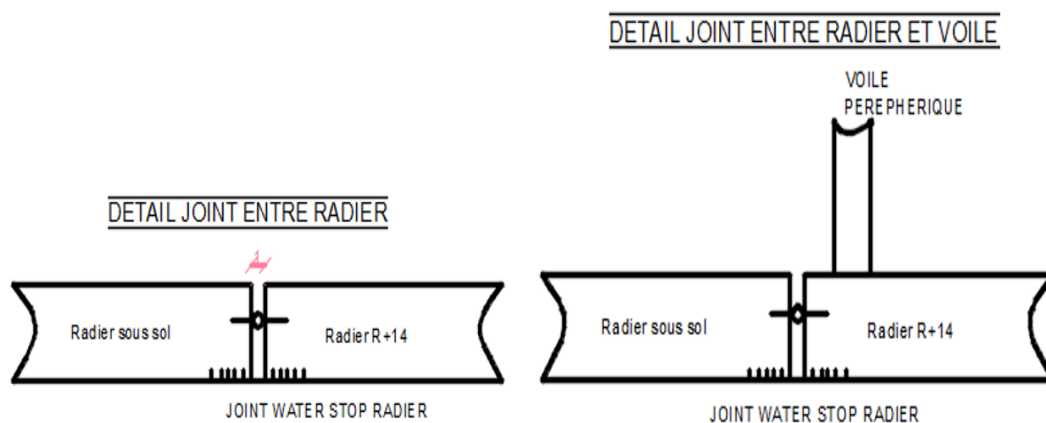
CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

Joint water stop :

Autour du radier dalle on a mis un joint water stop de 43 ml pour empêcher les infiltrations et remontées d'eau et assurer une parfaite étanchéité en s'assurant de la bonne liaison entre ceux-ci avec les files d'attache et une colle spéciale.



Figure I-18: Mise en place de joint Water stop



CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

d. Coulage du béton :

On a calculé la quantité nécessaire pour le bétonnage soit :

- 98m³ pour une superficie de 243.46 m² et une épaisseur du radier de 40cm
- 31m³ pour le voile périphérique
- 7m³ pour les poteaux
- 43m³ pour la dalle d'une épaisseur de 18cm.

Suite à cela on a utilisé un béton prêt à l'emploi de classe S4 (Béton pompable) ramené de la centrale et dosé à 400kg/m³.

Il est indispensable de refaire des vérifications avant d'entamer le coulage proprement dit. La première vérification devra se porter sur le coffrage. Il faut vérifier notamment les dimensions, la solidité, l'étanchéité, la propreté et enfin l'humidification des parois par les produits qui facilitent le démoulage.

Ensuite, il faudra révéifier la disposition des ferrillages et le respect de l'enrobage ou la distance des armatures par rapport aux parois.

Après avoir effectué toutes les vérifications, le coulage proprement dit peut alors être démarré sans aucun problème.



Figure I-19: Réception du béton et mise en place à l'aide d'une pompe girafe

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14



Après le coulage, il faudra également s'assurer de la bonne répartition du béton dans le coffrage et de l'expulsion des bulles d'air à travers la vibration.

C'est le moyen le plus couramment utilisé pour garantir la mise en place du béton dans le coffrage.

La fonction principale de la vibration est l'arrangement optimal des grains qui sont présents dans le béton.

La vibration permet ainsi l'obtention d'un matériau plus homogène et plus compact, rendant la porosité du béton aussi faible que possible par l'effet de serrage. Elle permet de remplir intégralement les coffrages et les moules.

La vibration a pour effet d'améliorer la viscosité du béton : il est donc possible et même conseillé de réduire l'eau de gâchage. Une bonne vibration du béton est donc indispensable du fait qu'elle accroît à la fois les caractéristiques mécaniques, la durabilité mais également l'aspect du béton.

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14



Figure I-20: Vibration du béton



Figure I-21: Surfaçage de la dalle

CHAPITRE I : Suivi et réalisation de l'extension d'un parking sous-sol d'un bâtiment R+14

4. Anomalies remarqués lors du suivi :

Dès notre arrivée et après avoir lu les plans nous sommes passé à la partie exécution, et durant le suivi nous avons trouvés quelques anomalies et on en a fait part à l'ingénieur sur site afin de les régler tel que :

- Lors du traçage, les poteaux étaient complètement désaxés malgré cela ils ont commencé la mise en œuvre du ferrailage des poteaux
- Lors du ferrailage du radier dalle ils allaient faire un recouvrement de 70cm ce qui n'est pas du tout économique
- On a remarqué que le coffrage établie pour la dalle était faux avec une épaisseur de 24cm au lieu de 18cm suite à cela le coffrage a entièrement été fait.
- Dans le plan de ferrailage du radier et de la dalle les chaises étaient censé avoir un diamètre HA14 hors que lors de l'exécution le ferrailage a été fait avec des chaises HA8.



CONCLUSION :

L'ingénieur surveillant doit s'assurer de la conformité des travaux avec les plans Il doit également assurer l'intégrité et la sécurité de l'ouvrage et de son environnement lorsque les travaux sont effectués. À cette fin, il doit faire la vérification de la conformité des travaux aux plans et la vérification de ferrailage et des devis ainsi que la gestion technique et le suivi des modifications effectuées en cours de construction. Grace à ce stage nous avons pu avoir une meilleure maitrise du suivie de chantier et cela nous sera très bénéfique pour la suite de notre parcours professionnel.

*Partie 2 : Dimensionnement d'un centre
commercial R+2 en charpente avec plancher
mixte*

1. Présentation du projet :

L'ouvrage est une structure à usage commercial qui n'a pas encore été réalisée, elle présente une forme en plan semblable à un carré, cette structure est composée d'un RDC et 2 étages, situés à la RN44. Elle sera implantée dans une zone sismique moyenne ZONE (**IIa**) selon le classement des zones établi par l'**RPA99 (version 2003)** et de site S4.

Maitre de l'ouvrage : EURL KIV groupe

Il y a en tout 39 locaux soit :

- ✓ 27 locaux commerciaux de 68m²
- ✓ 6 locaux commerciaux de 146m²
- ✓ 6 locaux commerciaux de 81m²



Figure II-1 : Plan de situation du centre commercial

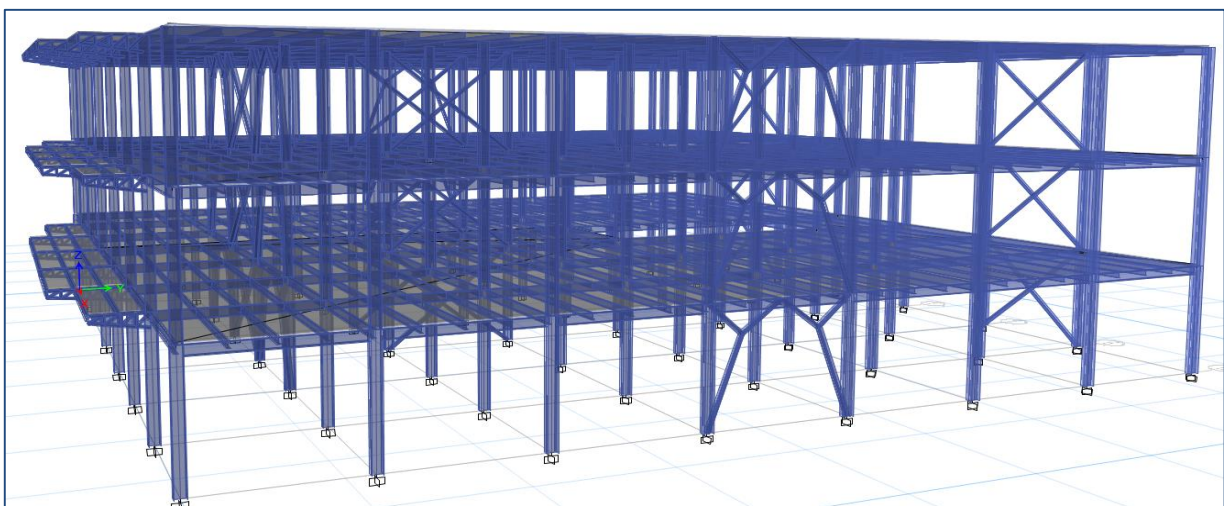


Figure II-2: Vue de la structure en 3D

2. Caractéristique de la structure :

a) Dimensions en élévation :

- ✓ Hauteur de RDC : 5m
- ✓ Hauteur d'étage courant : 5m
- ✓ Hauteur du bâtiment : 15 m

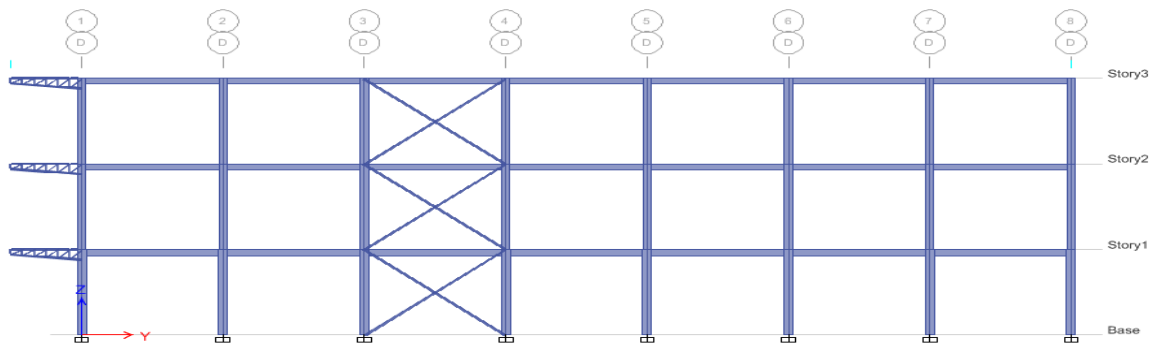


Figure II-3: Vue en élévation

b) Dimension en plan

- ✓ Longueur totale $L_x = 42\text{ m}$
- ✓ Largeur totale $L_y = 42\text{ m}$

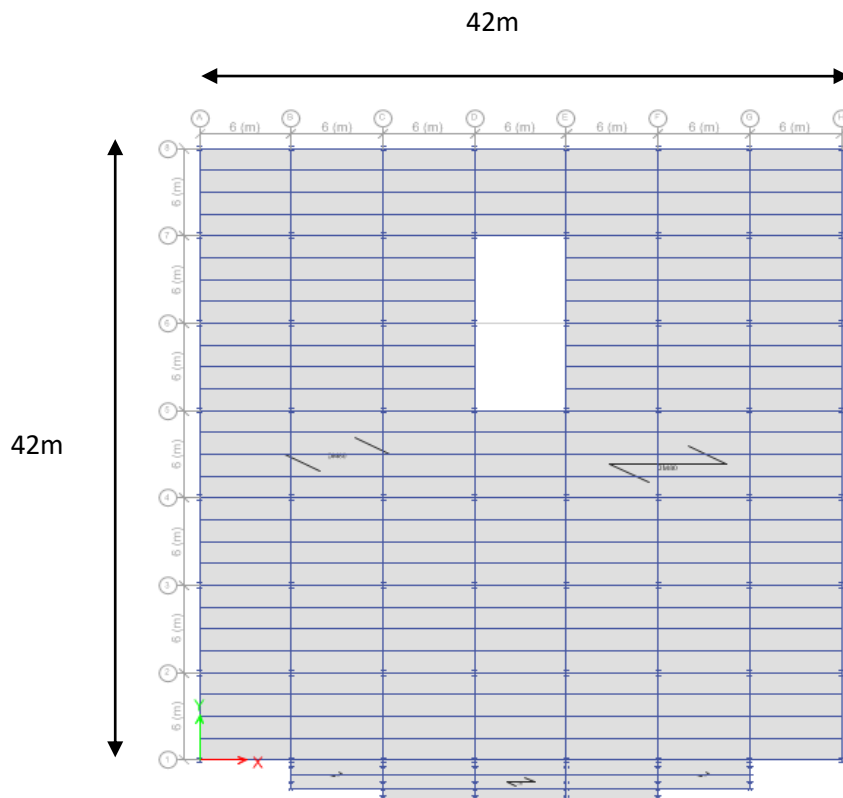


Figure II-3: Vue en plan de la structure

c) Ossature de l'ouvrage :

Le système de contreventement de la structure est assuré par un ensemble de portiques (poteau-poutre) et de contreventement en X et contreventement en V.

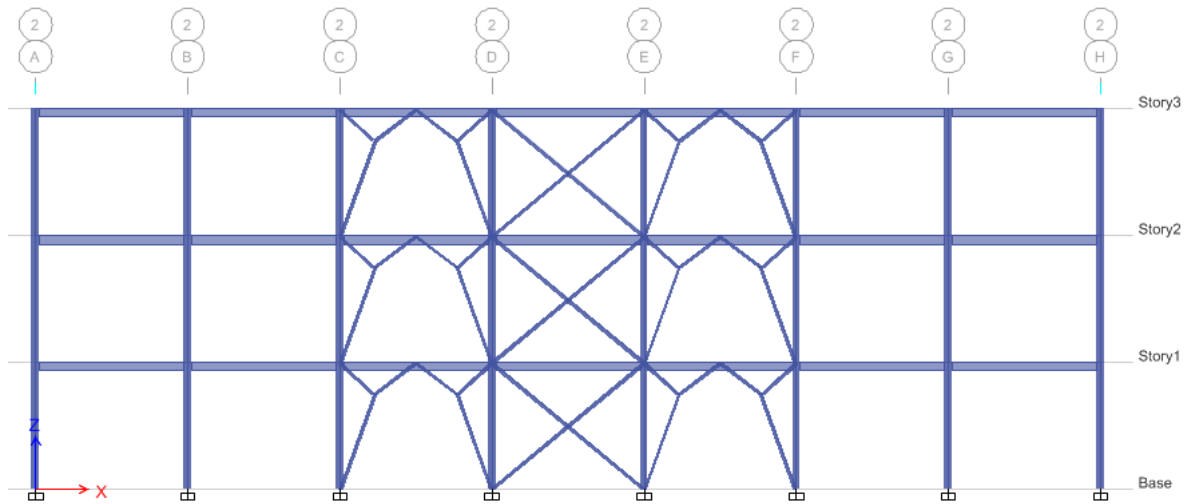
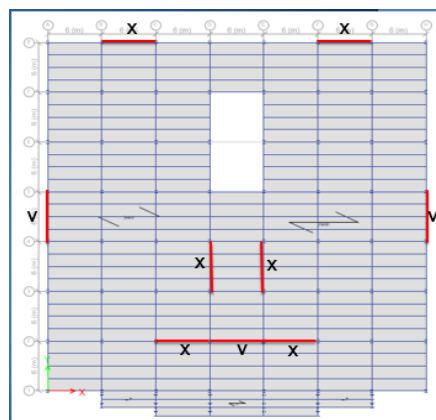


Figure II-4: Contreventement en X et V



d) Planchers :

Les planchers d'étage courant et de terrasse inaccessible sont de type poutre mixte.

e) Treillis porte à faux

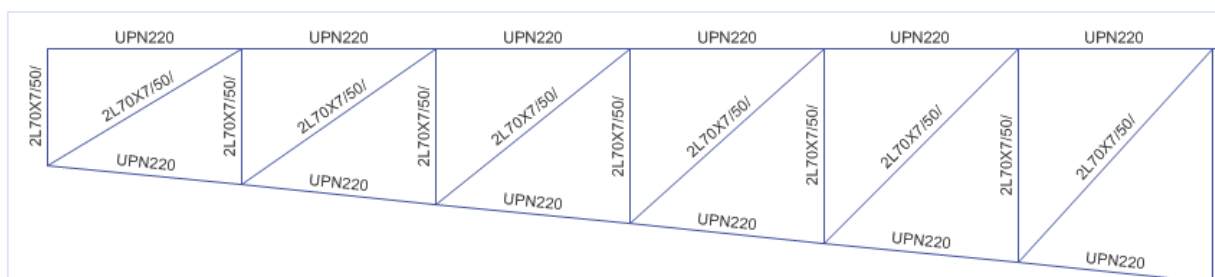


Figure II-5: Treillis porte à faux

1. Introduction :

Après avoir fait le choix de la structure porteuse et la modélisation sur logiciel Etabs ; on dimensionne les éléments résistants suivant ces conditions :

- Vérification de la flèche
- Vérification de la résistance
- Vibration

2. Evaluation des charges et surcharges :

2.1 Charges permanentes

$$G_b = 0,08 \times 2,5 = 2 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{acc} = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{VERRE} = 1,5 \text{ KN/m}$$

$$G_{garde\ corps} = 0,6 \text{ KN/m}$$

2.2 Charges d'exploitations

Plancher terrasse (inaccessible) : $Q_t = 1 \text{ KN/m}^2$

Plancher d'étage courant : $Q_e = 5 \text{ KN/m}^2$

Balcon : 5 KN/m^2

3. Vérification des poutres mixtes

Le calcul des poutres pour se fait par deux différentes phases :

Phase de construction : Poutre en charpente sans interaction du béton, l'acier travail seul.

Les charges de la phase de construction :

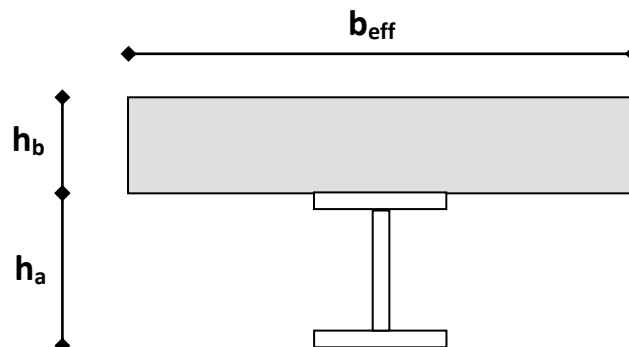
- poids propre du profilé
- poids propre du béton frais
- surcharge de construction

Phase finale: calcul du plancher en section mixte, c'est à dire avec interaction du béton.

Les charges de la phase finale :

- poids propre du profilé
- poids propre du béton
- surcharge d'exploitation
- finition

3.1 Vérification des solives :



On prend une épaisseur de 8 cm pour la dalle

Les solives sont des poutrelles en IPE qui travaillent à la flexion simple leur écartement est déterminé par : $b_{eff} = L_0 / 4$

$$L_0 = 6 \text{ m} \rightarrow b_{eff} = 6/4 = 1,5 \text{ m}$$

Ou par la règle empirique de pré dimensionnement suivante : $0,7\text{m} \leq e \leq 1,5\text{m}$

Les charges de la phase de construction :

- Poids propre du profil G_p
- Poids propre du béton frais G_b
- Surcharge de construction Q_c

Les charges de la phase finale :

- Poids propre du profil G_p
- Poids propre du béton G_b
- Surcharge d'exploitation Q
- Finition G_{acc}

3.1.1 Solives planches courant :

$h_a = L/30 = 6000/30=200\text{mm}$

On prend un IPE 240

D’après les résultats du logiciel :

	Combo	E _d	R _d	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	ELU	54,7840	218,8281	0,250	✓
Construction Bending (kN-m)	ELUC	27,3074	100,9250	0,271	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	ELU	92,2674	171,8129	0,537	✓
Full composite (plastic)	ELU	92,2674	174,2443	0,530	✓

Tableau III-1: Vérification de la résistance de la solive IPE240 dans les deux phases

a) Phase de construction :

Le profilé d'acier travaille seul

L’entraxe entre les solives est de 1,5m

Vérification de résistance à la flexion :

Le moment appliqué : $M_{max} = M_{sd} = 27,30\text{KN.m}$

$M_{pl.Rd} = \frac{W_{ply} f_y}{\gamma_{M0}} = 100,92\text{KN.m} > M_{sd}=27,30\text{KN.m} \rightarrow$ Condition vérifiée

b) Phase finale :

Le béton ayant durci, le profilé et la dalle travaillent ensemble la section étant mixte.

Vérification de résistance à la flexion :

Il faut que : $M_{sd} < M_{pl.Rd}$

D’après les résultats du logiciel :

$M_{max} = M_{sd} = 92,267\text{KN.m}$

$M_{pl.Rd} = 174,244\text{KN.m} > M_{sd} = 92,267\text{KN.m} \rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

Il faut que :

$$V_{sd} < V_{pl.Rd} = A_v \frac{f_y / \sqrt{3}}{\gamma_{M0}}$$

D'après les résultats du logiciel :

$$V_{sd} = 54,78KN$$

$$V_{pl.Rd} = 218,82KN$$

$$V_{sd} = 54,78KN < V_{pl.Rd}=218,82KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

Il est à noter que le moment résistant M_R dépend aussi des efforts appliqués, alors il faut voir la condition suivante :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl.Rd}$$

$$0,5 V_{pl.Rd} = 109,41KN$$

$$V_{sd} = 54,78KN$$

$$V_{sd} = 54,78KN < 0,5V_{pl.Rd}=109,41KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{EI}$$

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Pre-composite Defl. (mm)	14,3	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (mm)	5,2	25	0,209	✓
Live Load Defl. (mm)	5,2	16,7	0,314	✓
Total Defl. (mm)	19,5	25	0,780	✓
Walking Acceleration ap/g	0,004365	0,015	0,291	✓

Tableau III-2: Vérification de la flèche totale et la vibration de la solive IPE240

	Y1 (mm)	Y2 (mm)	I (cm ⁴)	M _{Rd} (kN-m)	N _{pl,a} N _{c,f} or N _c (kN)
Steel (L _b = 6 m C _b = 1,138)	120	N/A	3892	100,925	1075,3
Full composite (plastic)	0	42	N/A	174,2443	1075,3
Full composite (elastic)	0,2	N/A	12041,7	N/A	N/A
Partial composite (82%)	3	48,9	11265,4	171,8129	19 * 46,3 = 880,2
Vibrations Check (f = 6,76Hz)	8,5	N/A	12780,5	N/A	N/A

Tableau III-3: Propriétés des sections

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{7 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 3892 \times 10^4} = 14,3mm$$

$$f_Q = \frac{5}{384} \times \frac{7,5 \times 6000^4}{2,1 \times 10^5 \times 12041,7 \times 10^4} \approx 5,2mm$$

$$f_{max} = f_G + f_Q = 14,3 + 5,2 = 19,5mm$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{max} = 19,5mm < f_{adm} = 24mm$$

Calcul des connecteurs :

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.

Choix des connecteurs :

La connexion utilisée est de type goujon à tête :

Hauteur : h = 60 mm

Diamètre: d=16mm

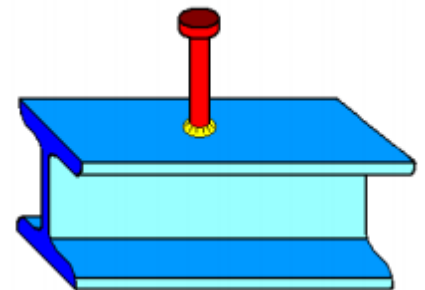


Figure III-1: Goujon à tête

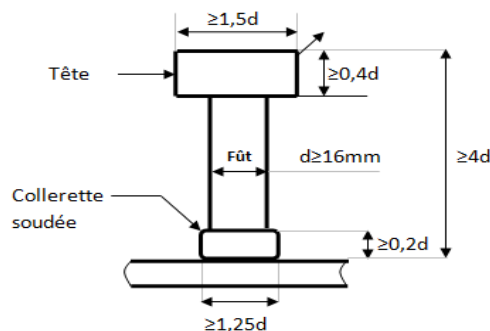


Figure III-2: Dimension minimales des goujons à tête

Résistance des connecteurs au cisaillement :

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots\dots\dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots\dots\dots \text{Force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \quad \text{Si} \quad 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

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

$$\frac{h}{d} = \frac{60}{16} = 3,75$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{60}{16} + 1 \right) = 0,95$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 0,95 \cdot 16^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25} = 49670,90N = 49,67KN \\ 0,8 \cdot 430 \cdot \frac{3,14 \cdot 16^2}{4 \cdot 1,25} = 55304,1N = 55,30KN \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 49,67KN$$

L'effort de cisaillement longitudinal exigé pour une connexion

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \\ \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right\}$$

$$\frac{A_a f_y}{\gamma_a} = \frac{39,1 \cdot 10^2 \cdot 275}{1,1} = 977500N = 977,5KN$$

$$\frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} = \frac{1,5 \cdot 10^3 \cdot 80 \cdot 0,85 \cdot 25}{1,5} = 17 \cdot 10^5 \text{ N} = 1700 \text{ KN}$$

Le nombre de connecteurs nécessaire pour une connexion complète

$$N = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{977,5}{49,67} = 19,6 \rightarrow N = 20 \text{ Connecteurs (C'est-à-dire 40 connecteurs sur toute la portée de la poutre L=6m)}$$

Espacement entre deux connecteurs successifs S:

$$s = \frac{L_{cr}}{n}$$

s : L'espacement entre 2 goujons successifs.

L_{cr} : La longueur entre sections transversales critiques successives.

n : Nombre de goujons.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6000}{2} = 3000 \text{ mm}$$

$$s = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{3000}{20} = 150 \text{ mm} = 15 \text{ cm}$$

3.1.2 Solives plancher terrasse :

On prend IPE 220

D'après les résultats du logiciel :

	Combo	E _d	R _d	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	ELU	30,9298	190,6287	0,162	✓
Construction Bending (kN-m)	ELUC	27,0408	78,3750	0,345	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	ELU	52,0254	123,3544	0,422	✓
Full composite (plastic)	ELU	52,0254	144,7394	0,359	✓

Tableau III-4: Vérification de la résistance de la solive IPE220 dans les deux phases

a) Phase de construction :

Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

Le moment appliqué : $M_{max} = M_{sd} = 27,04KN.m$

$M_{PL.Rd} = 78,375KN.m > M_{sd} = 27,04KN.m \rightarrow$ Condition vérifiée

b) Phase finale :

Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

$M_{max} = M_{sd} = 52,025KN.m$

$M_{PL.Rd} = 144,73KN.m > M_{sd} = 52,025KN.m \rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl.Rd}$$

$V_{sd} = 30,92KN < V_{PL.Rd}=190,62KN \rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl.Rd}$$

$V_{sd} = 30,92KN < 0,5V_{PL.Rd}=95,311KN \rightarrow$ Condition vérifiée

Condition de la flèche :

$$f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$$

$$f_{max} = \frac{5}{384} \times \frac{q_{ser} \times L^4}{EI}$$

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	16	51	0,314	✓
Pre-composite Defl. (mm)	19,9	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (mm)	1,7	25	0,068	✓
Live Load Defl. (mm)	1,7	16,7	0,103	✓
Total Defl. (mm)	21,6	25	0,864	✓
Walking Acceleration ap/g	0,006537	0,015	0,436	✓

Tableau III-5: Vérification de la flèche totale et la vibration de la solive IPE220

	Y1 (mm)	Y2 (mm)	I (cm ⁴)	M _{Rd} (kN-m)	N _{pl,a} N _{c,f} or N _c (kN)
Steel (L _b = 6 m C _b = 1,138)	110	N/A	2772	78,375	918,5
Full composite (plastic)	0	47,6	N/A	144,7394	918,5
Full composite (elastic)	7,2	N/A	9258,3	N/A	N/A
Partial composite (40%)	9,1	66,9	6892,1	123,3544	8 * 46,3 = 370,6
Vibrations Check (f = 5,55Hz)	14	N/A	9835,6	N/A	N/A

Tableau III-6: Propriétés des sections

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{max} = f_G + f_Q = 19,9 + 1,7 = 21,6mm$$

$$f_{max} = 21,6mm < f_{adm} = 24mm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Calcul des connecteurs :

Choix des connecteurs :

La connexion utilisée est de type goujon à tête :

Hauteur : h = 60 mm

Diamètre : d = 16 mm

Résistance des connecteurs au cisaillement :

La résistance de calcul au cisaillement d'un connecteur est donnée par :

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot \alpha \cdot d^2 \cdot \frac{\sqrt{f_{ck} \cdot E_c}}{\gamma_v} \dots\dots \text{Résistance dans le béton qui entoure le goujon} \\ 0,8 \cdot f_u \cdot \frac{\pi \cdot d^2}{4 \cdot \gamma_v} \dots\dots\dots \text{Force dans le goujon.} \end{array} \right.$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \quad \text{Si} \quad 3 \leq \frac{h}{d} \leq 4$$

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

$$\frac{h}{d} = \frac{60}{16} = 3,75$$

$$\alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{h}{d} + 1 \right) \leq 1 \Rightarrow \alpha = 0,2 \cdot \left(\frac{60}{16} + 1 \right) = 0,95$$

$$P_{Rd} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,29 \cdot 0,95 \cdot 16^2 \cdot \frac{\sqrt{25 \cdot 31000}}{1,25} = 4967090N = 49,67KN \\ 0,8 \cdot 430 \cdot \frac{3,14 \cdot 16^2}{4 \cdot 1,25} = 553041N = 55,30KN \end{array} \right.$$

$$P_{Rd} = 49,67KN$$

L'effort de cisaillement longitudinal exigé pour une connexion

$$F_{cf} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{A_a f_y}{\gamma_a} \\ \frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_c} + \frac{A_{se} f_{sk}}{\gamma_s} \end{array} \right\} \rightarrow$$

$$\frac{A_a f_y}{\gamma_a} = \frac{33,4 \cdot 10^2 \cdot 275}{1,1} = 835000N = 835KN$$

$$\frac{A_c \cdot 0,85 \cdot f_{ck}}{1,5} = \frac{1,5 \cdot 10^3 \cdot 80 \cdot 0,85 \cdot 25}{1,5} = 17 \cdot 10^5 N = 1700KN$$

Le nombre de connecteurs nécessaire pour une connexion complète

$$N = \frac{f_{cf}}{P_{Rd}} = \frac{835}{49,67} = 16,8 \rightarrow N = 17 \text{ Connecteurs (C'est-à-dire 34 connecteurs sur toute la portée de la poutre } L=6m)$$

Espacement entre deux connecteurs successifs S:

$$s = \frac{L_{cr}}{n}$$

s : L'espace entre 2 goujons successifs.

L_{cr} : La longueur entre sections transversales critiques successives.

n : Nombre de goujons.

$$L_{cr} = \frac{L}{2} = \frac{6000}{2} = 3000mm$$

$$s = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{3000}{17} = 176,4\text{mm} = 17,6\text{cm}$$

$$s = \frac{L_{cr}}{n} = \frac{3000}{8} = 375\text{mm} = 37,5\text{cm}$$

Les sections étant très petites, nous adapterons un ferrailage de type TS Ø5/5.150/150mm

3.2 Poutre principale du plancher terrasse :

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

$$h_a = L/30 = 6000/30 = 200\text{mm}$$

On prend un IPE330

a) Phase de construction :

D'après les résultats du logiciel :

Location (mm)	V_{Ed} (kN)	V_{Pl,Rd} (kN)	M_{Ed,yy} (kN-m)	M_{Pl,Rd} (kN-m)
0	55,24	489,055	65,25	221,1

Tableau III-7: Vérification de la condition de résistance de la poutre principale IPE330 (phase de construction)

Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

$$M_{Pl,Rd} = 221,1\text{KN.m} > M_{sd} = 65,25\text{KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 55,24KN < V_{pl.Rd} = 489,055KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 55,24KN < 0,5V_{pl.Rd}=244,52KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification du déversement :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{b.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 65,25KN.m$$

$M_{b.Rd}$: la résistance de calcul d'un élément non maintenu latéralement au déversement, elle être prise égale à :

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl.y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$W_{pl} = 804 \text{ cm}^3$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

$$C_1=1,07$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 1309,24 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,411 > 0,4 \Rightarrow \text{Il faut vérifier le déversement.}$$

$$\Rightarrow \phi_{LT} = 0,62 \rightarrow \chi_{LT} = 0,922 \rightarrow M_{b.Rd} = 203,78KN.m$$

$$M_{b.Rd} = 203,78KN.m > M_{sd}=65,25KN.m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

a) Phase finale :

D'après les résultats du logiciel :

Location (mm)	V _{Ed} (kN)	V _{Pl,Rd} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Pl,Rd} (kN-m)
0	106,23	489,055	121,24	221,1

Tableau III-8: Vérification de la condition de résistance de la poutre principale IPE330 (phase finale)

Vérification de résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl,Rd}$$

$M_{pl,Rd} = 221,1 \text{ kN.m} > M_{sd} = 121,24 \text{ kN.m} \rightarrow$ La condition vérifiée

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl,Rd}$$

$V_{sd} = 106,23 \text{ kN} < V_{pl,Rd} = 489,055 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl,Rd}$$

$V_{sd} = 106,116 \text{ kN} < 0,5V_{pl,Rd} = 244,52 \text{ kN} \rightarrow$ Condition vérifiée

Condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

D'après les résultats du logiciel :

Deflection Type	Deflection Value mm	Deflection Limit mm	Deflection Ratio	Load Combo	Station Location mm	Check Status
Dead Load	4,6	50	0,093	ELS	3000	OK
Super DL + Live Load	1,6	50	0,032	ELS	3000	OK
Live Load	1,6	16,7	0,096	ELS	3000	OK
Total Load	6,2	24	0,25	ELS	3000	OK
Total - Camber	6,3	24	0,25	ELS	3000	OK

Tableau III-9: Vérification de la flèche totale

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24 \text{ mm}$$

$$f_{max} = f_G + f_Q = 6,2mm$$

$$f_{max} = 6,2mm < f_{adm} = 24mm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.3 Poutre secondaire de plancher terrasse :

$$ha = L/30 = 6000/30=200mm \rightarrow \text{On prend un IPE300}$$

D'après les résultats du logiciel :

	Combo	E _d	R _d	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	ELU	31,4819	338,1828	0,093	✓
Construction Bending (kN-m)	ELUC	25,4859	172,7000	0,148	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	ELU	48,2508	244,0294	0,198	✓
Full composite (plastic)	ELU	48,2508	266,5321	0,181	✓

Tableau III-10: Vérification de la condition de résistance de la poutre secondaire IPE300 dans les deux phases

a) Phase de construction :

Vérification de résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 25,48KN.m$$

$$M_{Pl.Rd} = 172,5KN.m > M_{sd} = 25,48KN.m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Phase finale :

Vérification de résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 48,25KN.m$$

$$M_{Pl.Rd} = 266,53KN.m > M_{sd} = 48,25KN.m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{Pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 31,48KN < V_{Pl.Rd}=338,18KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = 31,48KN < 0,5V_{pl,Rd} = 196,09KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de flèche : $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

D'après les résultats du logiciel :

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	20	98	0,204	✓
Pre-composite Defl. (mm)	5,6	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (mm)	0,6	25	0,022	✓
Live Load Defl. (mm)	0,6	16,7	0,034	✓
Total Defl. (mm)	6,1	24	0,245	✓
Walking Acceleration ap/g	0,000696	0,005	0,139	✓

Tableau III-11: Vérification de la flèche totale et la vibration de la poutre secondaire IPE300

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{max} = f_G + f_Q = 6,1mm$$

$$f_{max} = 6,1mm < f_{adm} = 24mm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.4 Poutre principale du plancher étages courant :

$$h_a = L/30 = 6000/30=200mm$$

On prend un IPE360

a) Phase de construction :

D'après les résultats du logiciel :

Location (mm)	V _{Ed} (kN)	V _{Pl,Rd} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Pl,Rd} (kN-m)
	57,83	577,41	63,67	280,225

Tableau III-12: Vérification de la condition de résistance de la poutre principale IPE360 (phase de construction)

Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 63,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{pl.Rd} = 280,225 \text{ KN.m} > M_{sd} = 63,67 \text{ KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 57,83 \text{ KN} < V_{pl.Rd} = 577,41 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 57,83 \text{ KN} < 0,5V_{pl.Rd} = 278,70 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification au déversement :

Il faut vérifier que :

$$M_{sd} < M_{b.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 63,67 \text{ KN.m}$$

$$M_{b.Rd} = \frac{\chi_{LT} \cdot \beta_w \cdot W_{pl,y} \cdot f_y}{\gamma_{M1}}$$

$$W_{pl} = 804 \text{ cm}^3.$$

$$f_y = 275 \text{ Mpa.}$$

$$C_1 = 1,075$$

$$\Rightarrow M_{cr} = 1881,69 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow \bar{\lambda}_{LT} = 0,386 > 0,4 \Rightarrow \text{Ya pas de vérification de déversement.}$$

b) Phase finale :

D'après les résultats du logiciel :

Location (mm)	V _{Ed} (kN)	V _{Pl,Rd} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Pl,Rd} (kN-m)
0	189,67	577,41	211,95	280,225

Tableau III-13: Vérification de la condition de résistance de la poutre IPE360 (phase finale)

Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 211,95 \text{KN.m}$$

$$M_{Pl,Rd} = 280,225 \text{KN.m} > M_{sd} = 211,95 \text{KN.m} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{Pl,Rd}$$

$$V_{sd} = 189,67 \text{KN} < V_{Pl,Rd} = 577,41 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 189,67 \text{KN} < 0,5V_{Pl,Rd} = 278,70 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

D'après les résultats de logiciel :

Deflection Type	Deflection Value mm	Deflection Limit mm	Deflection Ratio	Load Combo	Station Location mm	Check Status
Dead Load	3	50	0,061	ELS	3000	OK
Super DL + Live Load	5,8	50	0,115	ELS	3000	OK
Live Load	5,8	16,7	0,346	ELS	3000	OK
Total Load	8,8	24	0,353	ELS	3000	OK
Total - Camber	8,8	24	0,353	ELS	3000	OK

Tableau III-14: La flèche totale de la poutre principale IPE360

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{max} = f_G + f_Q = 8,8mm$$

$$f_{max} = 8,8mm < f_{adm} = 24mm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

3.5 Poutre secondaire du plancher étage courant :

$$h_a = L/30 = 6000/30=200mm \rightarrow \text{On prend un IPE330}$$

D’après les résultats de logiciel :

	Combo	E _d	R _d	Ratio	Pass
Shear at Ends (kN)	ELU	55,4191	392,9588	0,141	✓
Construction Bending (kN-m)	ELUC	25,8572	221,1000	0,117	✓
Partial Comp. Bending (kN-m)	ELU	85,0461	300,6949	0,283	✓
Full composite (plastic)	ELU	85,0461	327,4153	0,260	✓

Tableau III-15: Vérification de la résistance de la poutre secondaire IPE330 dans les deux phases

a) Phase de construction :

Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 25,859KN.m$$

$$M_{pl.Rd} = 221,1KN.m > M_{sd} = 25,48KN.m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

b) Phase finale :

Vérification de la résistance à la flexion :

$$M_{sd} < M_{pl.Rd}$$

$$M_{max} = M_{sd} = 85,046KN.m$$

$$M_{pl.Rd} = 327,41KN.m > M_{sd} = 85,046KN.m \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l’effort tranchant :

$$V_{sd} < V_{pl.Rd}$$

$$V_{sd} = 85,41KN < V_{PL,Rd} = 392,95KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Vérification de l'interaction à l'effort tranchant :

$$V_{sd} < 0,5V_{pl,Rd}$$

$$V_{sd} = 85,41KN < 0,5V_{PL,Rd} = 196,47KN \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Condition de la flèche : $f_{max} \leq f_{adm} = \frac{L}{250}$

D'après les résultats du logiciel :

	Actual	Allowable	Ratio	Pass
Shear Studs Distribution	20	98	0,204	✓
Pre-composite Defl. (mm)	4	No Limit	N/A	N/A
Post-composite Defl. (mm)	2,1	25	0,084	✓
Live Load Defl. (mm)	2,1	16,7	0,126	✓
Total Defl. (mm)	6,1	24	0,243	✓
Walking Acceleration ap/g	0,0004	0,005	0,080	✓

Tableau III-16: La flèche totale et la vibration de la poutre secondaire IPE330

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{6000}{250} = 24mm$$

$$f_{max} = f_G + f_Q = 6,1mm$$

$$f_{max} = 6,1mm < f_{adm} = 24mm \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

4. Calcul du ferrailage de la dalle :

Combinaison d'action :

Plancher courant :

$$ELU : 1,35G+1,5Q = [1,35(2+2,5) + 1,5(5)].1,5 = 20,36KN/m$$

Plancher terrasse :

$$ELU : 1,35G+1,5Q = [1,35(2+2,5) + 1,5(1)].1,5 = 11,36KN/m$$

Calcul des sollicitations :

$$M_0 = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{20,36 \cdot 1^2}{8} = 2,54 \text{KN.m}$$

$$M_t = 0,75M_0 = 0,75 \cdot 2,54 = 1,90 \text{KN.m}$$

$$M_a = -0,5M_0 = 0,5 \cdot 2,54 = 1,27 \text{KN.m}$$

Calcul des armatures :**Armature en travée :**

$$M_t = 1,90 \text{KN.m}$$

$$B = 1 \text{m}; h = 8 \text{cm}; d = 7 \text{cm}$$

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = 0,0027 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot U_{bu}}) = 3,3 \cdot 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0,04\alpha) = 6,9 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,9 \cdot 10^5}{6,9 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0,79 \text{cm}^2$$

Armature en appuis :

$$M_t = 1,27 \text{KN.m}$$

$$B = 1 \text{m}; h = 8 \text{cm}; d = 7 \text{cm}$$

$$U_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 f_{bu}} = 0,0018 < 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot U_{bu}}) = 2,25 \cdot 10^{-3}$$

$$z = d(1 - 0,04\alpha) = 6,9 \text{cm}$$

$$A_s = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} = \frac{1,27 \cdot 10^5}{6,9 \cdot 348 \cdot 10^2} = 0,52 \text{cm}^2$$

1. Introduction :

Les actions sismiques sur un bâtiment sont des actions dynamiques complexes. Elles se manifestent par des mouvements essentiellement horizontaux imposées aux fondations.

Les constructions résistent à ces mouvements par des forces d'inertie dues à leur masse qui s'opposent aux mouvements. Ce qui entraîne bien entendu des efforts dans la structure.

2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude pour notre structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

L'objectif visé dans ce chapitre est la détermination des efforts susceptibles de solliciter la structure.

3. Critères de classification par le RPA99 version2003 :

3.1 Classification des zones sismique :

Le territoire national est divisé en quatre zones de sismicité croissantes, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune.

- ✓ **ZONE 0** : sismicité négligeable
- ✓ **ZONE I** : sismicité faible
- ✓ **ZONE II**: sismicité moyenne
- ✓ **ZONE III** : sismicité élevée

3.2 Classification de l'ouvrage :

Pour notre cas, d'après la carte et le tableau cité précédemment : Annaba se situe dans une zone sismique moyenne **ZONE IIa**

La classification des ouvrages se fait aussi sur le critère de l'importance de l'ouvrage relativement au niveau sécuritaire, économique et social.

- ✓ Groupe 1A : ouvrage d'importance vitale.
- ✓ Groupe 1B : ouvrage de grande importance.
- ✓ Groupe 2 : ouvrage courant ou d'importance moyenne.
- ✓ Groupe 3 : ouvrage de faible importance.

Notre ouvrage représente un centre commercial, il est considéré comme ouvrage grande importance, Groupe 1B

Le sol est de catégorie S4 (très meuble)

4. Choix de la méthode de calcul :

- Méthode d'analyse modale spectrale.
- Méthode statique équivalente.

5. La force sismique :

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$v = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R}$$

- Estimation de la période fondamentale expérimentale :

La période de la structure est estimée à partir de la formule empirique suivante :

$$T = C_t * (h_n)^{3/4}$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_n = 15m$$

C_t : coefficient, en fonction du système de contreventement, du type de remplissage.

$$C_t = 0.085 \quad \text{Tableau 4.6}$$

$$T = 0,085 * (15)^{3/4} = 0,647$$

- **A** : coefficient d'accélération de zone : donnée par le tableau 4-1 suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.
 - Classification sismique de la wilaya d'Annaba zone IIa (moyenne sismique)
 - Groupe 2 : ouvrages courant ou d'importance moyenne

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Groupe d'usage 1B} \\ \text{zone sismique IIA} \end{array} \right. \rightarrow A = 0.20$$

- **D** : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Déterminé en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T)

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3s \end{cases} \quad (4.2)$$

- T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

Sol très meuble «S4» $\rightarrow T_2 = 0.70s$; $T_1 = 0.15s$

- $\xi(\%)$: est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitué, du type de structure de l'importance des remplissages

Nous avons un portique en acier avec remplissage léger et d'après le tableau 4.2 $\rightarrow \xi = 4\%$

- η : facteur de correction d'amortissement donnée par la formule suivant :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (4.3) \quad \rightarrow \quad \eta = \sqrt{7/(2 + 4)} = 1.08 > 0.7$$

$$D = 2.5 * \eta \quad \rightarrow \quad 2.5 * 1.08 = 2.7$$

- **R** : Coefficient de comportement global de la structure, donné en fonction du système de Contreventement. Tableau 4.3 \rightarrow pour notre cas $R = 3$
- **Q** : facteur de qualité de la structure ; est en fonction de :
 - La redondance et la géométrie des éléments qui la constituent
 - La régularité en plan et en élévation
 - La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q \rightarrow Q = 1$ Tableau 4.4

6. L'analyse modale :

L'analyse modale permet de déterminer les modes et fréquences propres de la structure en l'absence des forces extérieures.

Pour l'analyse dynamique, le nombre des modes à considérer doit être tel que la somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égal à 90% au moins de la masse totale de la structure.

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

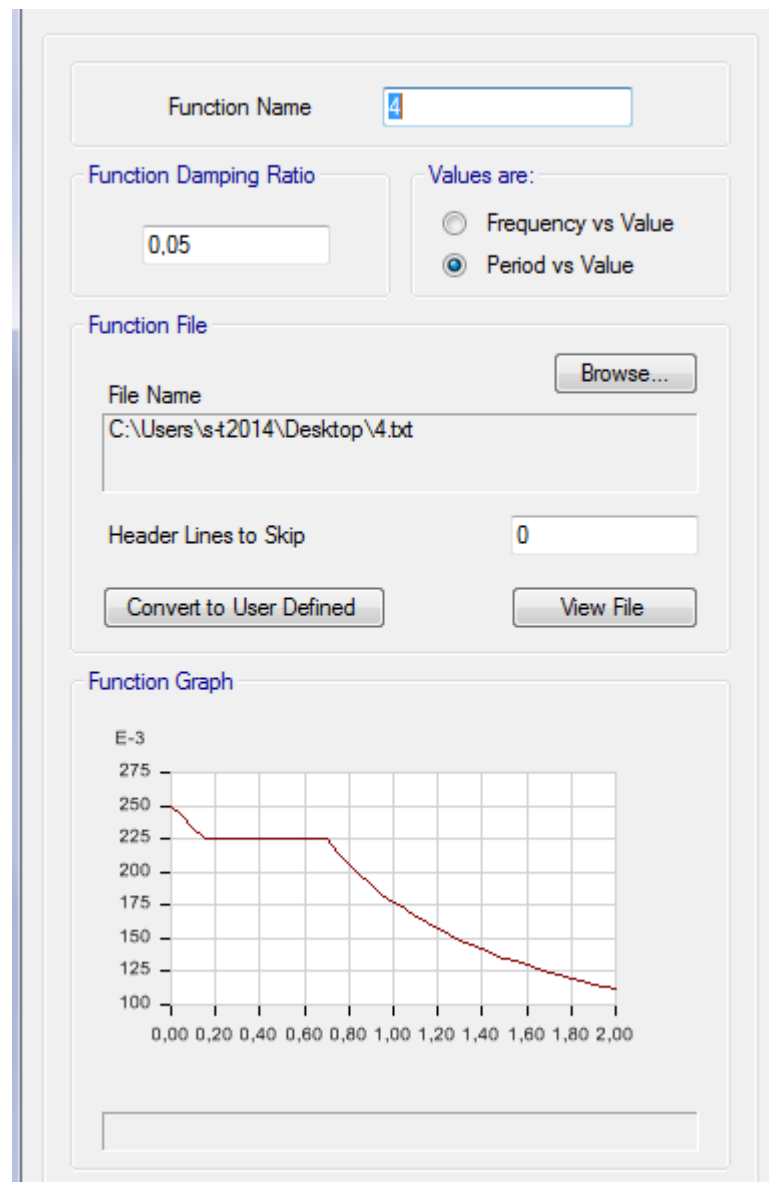


Figure IV-1: Spectre de réponse

- **Combinaisons fondamentales BAEL91 :**
ELU : $1,35G + 1,5Q$
ELS : $G + Q$
- **Combinaisons accidentelles RPA99 modifié 2003 :**
 $G + Q + E_x$
 $G + Q + E_y$
 $0,8G + E_x$
 $0,8G + E_y$

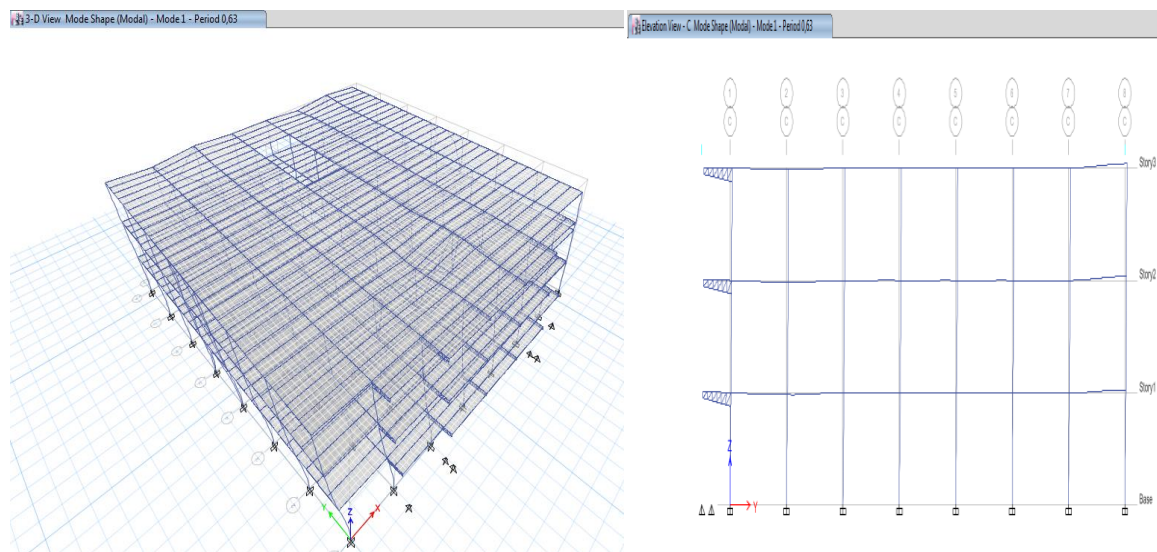


Figure IV-2:Le 1er mode de vibration

6 .1Période et taux de participation massique :

Case	Mode	Period	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
		sec									
Modal	1	0,629	0,6954	0	0	0,6954	0	0	0	0,1727	0,1094
Modal	2	0,559	0	0,809	0	0,6954	0,809	0	0,2048	0	0
Modal	3	0,475	0,1323	0	0	0,8277	0,809	0	0	0,0143	0,7146
Modal	4	0,198	0,1524	0	0	0,9801	0,809	0	0	0,7286	0,0049
Modal	5	0,181	0	0,1647	0	0,9801	0,9736	0	0,7036	0	0
Modal	6	0,168	1,53E-05	0	0	0,9801	0,9736	0	0	0,0058	0,1485
Modal	7	0,119	0,0189	0	0	0,999	0,9736	0	0	0,0748	0,0002
Modal	8	0,106	0	0,0263	0	0,999	1	0	0,0914	0	0
Modal	9	0,101	0,0009	0	0	1	1	0	0	0,0036	0,0224

Ce model représente une période fondamentale T=0.717, les 1^{er} et 2^{ème} modes sont des translations selon x et y et le 3^{ème} mode est un mode de torsion. La masse modale atteint les 90% au 5^{ème} mode.

Calcul du poids de la structure W :

- W : poids total de la structure, calculés à chaque niveau (i)

$$W = \sum W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5

Pour notre cas : $\beta = 0,3$

$$W = G + GC + 0,3Q$$

$$W = 13762,8588 + 13955,925 + 0,3 (19236)$$

$$W = 33558,4397 \text{ KN}$$

$$V = \frac{0,2 * 2,7 * 1 * 33558,439}{3}$$

Condition de vérification :

$$V_{\text{dyna}} > 0,8 V_{\text{st}}$$

	Vst=C*W	Vdyn	0,8*Vst	Observation	Coef
Sens X	6041,20961	6082,7611	4832,96769	Vérifié	0,79453518
Sens Y	6041,20961	6302,4219	4832,96769	Vérifié	0,76684293

7. Régularité en plan :

- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité des masses et le centre des rigidités ne dépasse pas 15% de la dimension du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique considérée.

Niveaux	Dimensions du bâtiment		Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
	Lx	Ly	XCM	YCM	XCR	YCR	EX	EY
RDC	42	45	20,9999	19,7268	21	21,516	-1E-04	-1,7892
1ère	42	45	21	19,7075	21	23,7911	0	-4,0836
2ème	42	45	21	19,7025	21	25,9793	0	-6,2768

Ex/Lx < 15%		Ey/Ly < 15%	
Rapport de régularité en plan			
Ex/Lx (%)	Observation	Ey/Ly (%)	Observation
0,00%	Vérifié	-3,98%	Vérifié
0,00%	Vérifié	-9,07%	Vérifié
0,00%	Vérifié	-13,95%	Vérifié

- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis à vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés comme indéformables dans leur plan. Dans ce cadre la surface totale des ouvertures de plancher doit rester inférieure à 15% de celle de ce dernier.

$$S_V < 15\% S_{Tot}$$

Nombre de niveaux : 3 niveaux

$$S_V = 3 \cdot (6 \cdot 12) = 216 \text{ m}^2$$

$$S_{Tot} = 3 \cdot [(42 \cdot 42) - (6 \cdot 12)] = 5076 \text{ m}^2$$

$$\frac{216}{5076} \cdot 100 = 4,25\% < 15\%$$

8. Vérification des déplacements latéraux :

Le déplacement horizontal à chaque niveau K est calculé de la manière suivante :

$$\delta_k = R \delta_{ek} \quad (4.-19)$$

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement

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

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad (6.4)$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport à l'étage qui lui est adjacent calculés ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré.

8.1 Déplacement max selon x et y :

$$\delta_{max} < 1\% h_t$$

Selon X :

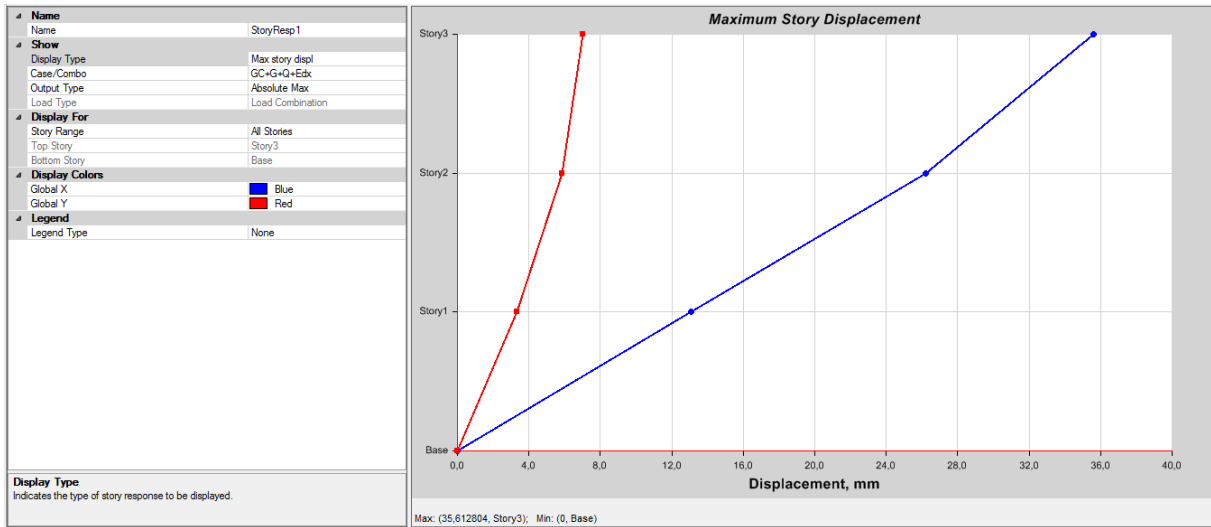


Figure IV-3: Déplacement max selon x

Sens X			
Uxmax	UX*R	%	Obsr
35,61	106,83	0,71%	Vérifié

Selon y :

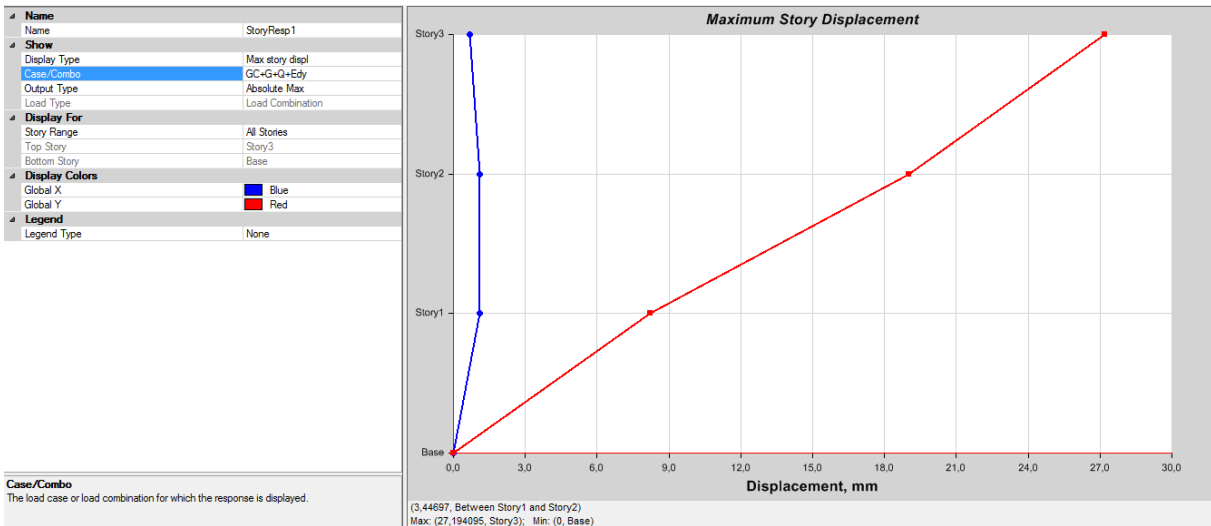


Figure IV-4: Déplacement max selon y

Sens Y			
Uymax	UY*R	%	Obsr
27,19	81,57	0,544%	Vérifié

8.2 Déplacement relatif :

Déplacement relatif						Δk/h <1%	
Sens X							
Niveaux	h	UX	δk=UX x R	δk-1	Δkx	%	Obsr
RDC	5000	8,865	26,595	0	26,595	0,53%	Vérifié
1er	5000	19,048	57,144	26,595	30,549	0,61%	Vérifié
2ème	5000	27,432	82,296	57,144	25,152	0,50%	Vérifié

Déplacement relatif						Δk/h <1%	
Sens Y							
Niveaux	h	UY	δk=UY x R	δk-1	Δky	%	Obsr
RDC	5000	7,782	23,346	0	23,346	0,47%	Vérifié
1er	5000	18,266	54,798	23,346	31,452	0,63%	Vérifié
2ème	5000	26,828	80,484	54,798	25,686	0,51%	Vérifié

L'un des critères de stabilité les plus importants exigé par le RPA 99 version 2003, consiste en la vérification des déplacements, cette vérification semble très importante pour les trois raisons suivantes :

- -la stabilité structurale
- -l'intégrité architecturale et les dommages potentiels pour les différents éléments non structuraux
- -le confort humain durant et après les effets du séisme

9. L'effet P-Δ

Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \Delta_k / V_k h_k \leq 0.10$$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au dessus du niveau « k »,

$$\sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

V_k : effort tranchant d'étage au niveau "k" :
$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Δ_k : déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Selon x :

Niv	W (ELS)	VX	UX	δ_x	Δ_x	h	θ_x	Obsr
RDC	33558,4397	6082,761	8,865	26,595	26,595	5000	3%	Négliger
1er	21576,3659	4947,726	19,048	57,144	30,549	5000	3%	Négliger
2ème	9632,4142	2717,902	27,432	82,296	25,152	5000	2%	Négliger

Selon y :

Niv	W (ELS)	VY	UY	δ_y	Δ_y	h	θ_y	Obsr
RDC	33558,4397	6302,422	7,782	23,346	23,346	5000	2%	Négliger
1er	21576,3659	5197,173	18,266	54,798	31,452	5000	3%	Négliger
2ème	9632,4142	2925,317	26,828	80,484	25,686	5000	2%	Négliger

10. Moment au renversement :

La combinaison définit la vérification $\rightarrow 0,8G+E$

G est un stabilisateur donc il faut que : $\frac{M_S}{M_R} \geq \frac{1}{0,8} = 1,25$

M_S c'est un moment stabilisateur

M_R c'est le moment de renversement

	MSX	MSY
G	271469	289003
GC	274850	293063

	MRX	MRY
EDX	67913	/
EDY	/	70876

MS/MR	Observation
8,04439503	vérifiée
8,21245556	vérifiée

Calcul de l'effet du vent par le logiciel :

Pour le calcul du vent avec l'ETABS on suit les étapes suivantes :

- ✓ On définit le vent (W).
- ✓ En introduit le Cp (Cp =1 pour l'obtention de la valeur exacte du vent) .
- ✓ On va vers les charges pour définir l'accélération du vent, puis on sélectionne le bardage (dessiné) pour l'application du Cp au centre de gravité.
- ✓ Après avoir lancé le calcul on obtient une charge concentrée qu'on divise par la surface du bardage (chaque étage), ce qui nous donne la charge du vent.
- ✓ On enlève le W calculé par l'ETABS, puis on introduit les valeurs de Cp :
 - Face au vent Cp=0,5
 - Sous le vent Cp=0,8
- ✓ On définit la charge du vent et on l'applique comme une charge surfacique.
- ✓ On lance le calcul pour avoir la charge du vent.

Comparaison :

Après comparaison entre les forces sismiques et les forces due au vent on conclut que le séisme est le plus prépondérant, donc pour les charges horizontales on ne tient compte que de forces sismiques.

$$V_x = 6041,20961 \text{KN} > 628,5085 \text{KN}$$

$$V_y = 6041,20961 \text{KN} > 586,6079 \text{KN}$$

1. Vérification des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui supportent les charges et les surcharges, et qui transmettent ces derniers aux fondations, ils sont généralement des profilés en HEA ou HEB.

Descente de charge :

La sollicitation à l'ELU :

$$N_{sd} = 1,35 \times G + 1,5 \times Q$$

1.1 Vérification de la stabilité (Compression)**Au flambement :**

Il faut que : $N_{sd} < N_{PL.Rd}$

$$N_{b.Rd} = \frac{\chi \cdot \beta_A \cdot A \cdot f_y}{\gamma_{M0}}$$

Avec :

$$\beta_A = 1 \quad \rightarrow \quad \text{Classe (1 2 3)}$$

$$\chi = 1 / (\phi + \sqrt{\phi^2 - \bar{\lambda}^2}) \leq 1$$

$$\text{Où: } \phi = 0,5 \left[1 + \alpha(\bar{\lambda} - 0,2) + \bar{\lambda}^2 \right]$$

$$\bar{\lambda} = (\lambda / \lambda_1) \cdot \sqrt{\beta_A}$$

$$\lambda_1 = 86,77 \varepsilon$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / f_y}$$

$$\varepsilon = \sqrt{235 / 275} = 0,924$$

a) Poteaux du RDC :

On prend des poteaux de HEA400

On prend le poteau le plus sollicité

D'après les résultats du logiciel :

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Major (y-y)	0,829	0,7	3500	17,234
Major Braced	0,829	0,7	3500	17,234
Minor (z-z)	1	0,7	3500	47,69
Minor Braced	1	0,7	3500	47,69
LTB	1	0,7	3500	47,69

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	a	0,21	110948,551	0,199	0,52	1	4372,5
MajorB (y-y)	a	0,21	110948,554 5	0,199	0,52	1	4372,5
Minor (z-z)	b	0,34	14489,7072	0,549	0,71	0,862	3767,7393
MinorB (z-z)	b	0,34	14489,7072	0,549	0,71	0,862	3767,7393

Tableau V-1: Vérification de la condition de résistance (Poteau RDC)

Plan (y-y) $\bar{\lambda}_y = 0,199 < 0,2$

Plan (z-z) $\bar{\lambda}_z = 0,549 > 0,2$ Il y a un risque de flambement

$\bar{\lambda}_y < \bar{\lambda}_z \rightarrow$ Donc le plan de flambement (y-y)

Détermination de la courbe de flambement :

HEA 400 est un profilé laminé.

$\frac{h}{b} = \frac{390}{300} = 1,3 > 1,2$ \rightarrow La courbe de flambement est a
 $t_f = 19mm \leq 40mm$

$\alpha=0,34$

Plan (y-y) $\bar{\lambda}_y = 0,199 \rightarrow \Phi = 0,52 \rightarrow \chi_y = 1$

Plan (z-z) $\bar{\lambda}_z = 0,549 \rightarrow \Phi = 0,71 \rightarrow \chi_z = 0,862$

$\chi_{min} = 0,862$ l'axe de flambement est (z-z)

$$N_{Pl.Rd} = 3767,73KN$$

$$N_{sd} = 1332,32KN < N_{Pl.Rd} = 3767,73KN$$

b) Poteaux niveau 1^{er} étage :

On prend des poteaux de HEA360

On prend le poteau le plus sollicité :

D'après les résultats du logiciel :

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Major (y-y)	0,882	0,999	4995	28,976
Major Braced	0,882	0,999	4995	28,976
Minor (z-z)	1	0,999	4995	67,259
Minor Braced	1	0,999	4995	67,259

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	b	0,34	35300,379 3	0,334	0,578	0,952	3742,1226
MajorB (y-y)	b	0,34	35300,377	0,334	0,578	0,952	3742,1226
Minor (z-z)	c	0,49	6551,7889	0,775	0,941	0,678	2666,3221
MinorB (z-z)	c	0,49	6551,7889	0,775	0,941	0,678	2666,3221
Torsional TF	c	0,49	10622,373 3	0,608	0,785	0,78	3068,7889

Tableau V-2: Vérification de la condition de résistance (Poteau 1er étage)

Plan (y-y) $\bar{\lambda}_y = 0,334 > 0,2$

Plan (z-z) $\bar{\lambda}_z = 0,775 > 0,2$ il y a un risque de flambement

$\bar{\lambda}_y < \bar{\lambda}_z \rightarrow$ Donc le plan de flambement (y-y)

Détermination de la courbe de flambement :

HEA 400 est un profilé laminé.

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2 \rightarrow \text{La courbe de flambement est}$$

$$t_f = 17,5mm \leq 100mm$$

$\alpha=0,49$

Plan (y-y) $\bar{\lambda}_y = 0,334 \rightarrow \Phi = 0,578 \rightarrow \chi_y = 0,952$

Plan (z-z) $\bar{\lambda}_z = 0,775 \rightarrow \Phi = 0,941 \rightarrow \chi_z = 0,678$

$\chi_{min} = 0,678$ l'axe de flambement est (z-z)

$$N_{pl,Rd} = 2666,32KN$$

$$N_{sd} = 813,63KN < N_{pl,Rd} = 2666,32KN$$

c) poteaux niveau 2ème étage :

On prend des poteaux de HEA360

D'après les résultats du logiciel :

Buckling Mode	K Factor	L Factor	L Length (mm)	L_{cr} / i
Major (y-y)	0,856	0,999	4995	28,095
Major Braced	0,856	0,999	4995	28,095
Minor (z-z)	1	0,999	4995	67,259
Minor Braced	1	0,999	4995	67,259
LTB	1	0,999	4995	67,259

	Curve	α	N_{cr} (kN)	λ	Φ	χ	$N_{bd,Rd}$ (kN)
Major (y-y)	b	0,34	37549,949 9	0,324	0,573	0,955	3757,0384
MajorB (y-y)	b	0,34	37549,968 9	0,324	0,573	0,955	3757,0384
Minor (z-z)	c	0,49	6551,7889	0,775	0,941	0,678	2666,3221
MinorB (z-z)	c	0,49	6551,7889	0,775	0,941	0,678	2666,3221
Torsional TF	c	0,49	10622,373 3	0,608	0,785	0,78	3068,7889

Tableau V-3: Vérification de la condition de résistance (Poteau 2eme étage)

Plan (y-y) $\bar{\lambda}_y = 0,324 > 0,2$

Plan (z-z) $\bar{\lambda}_z = 0,775 > 0,2$ il y a un risque de flambement

$\bar{\lambda}_y < \bar{\lambda}_z \rightarrow$ Donc le plan de flambement (y-y)

Détermination de la courbe de flambement :

HEA 400 est un profilé laminé.

$$\frac{h}{b} = \frac{350}{300} = 1,16 < 1,2 \quad \rightarrow \text{La courbe de flambement est c}$$

$$t_f = 17,5\text{mm} \leq 100\text{mm}$$

$$\alpha = 0,49$$

Plan (y-y) $\bar{\lambda}_y = 0,324 \quad \rightarrow \Phi = 0,573 \quad \rightarrow \chi_y = 0,955$

Plan (z-z) $\bar{\lambda}_z = 0,775 \quad \rightarrow \Phi = 0,941 \quad \rightarrow \chi_z = 0,678$

$\chi_{\min} = 0,678$ l'axe de flambement est (z-z)

$$N_{pl,Rd} = 2666,32\text{KN}$$

$$N_{sd} = 297,38\text{KN} < N_{pl,Rd} = 2666,32\text{KN}$$

1.2 Vérification de la stabilité (Flexion composée):

$$\frac{N_{sd}}{\chi_z \times A \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{zy} \times M_{y,sd}}{\chi_{LT} \times W_{pl,y} \times f_y / \gamma_{M1}} + \frac{K_{zz} \times M_{z,sd}}{W_{pl,z} \times f_y / \gamma_{M1}}$$

a) Poteau niveau RDC :

D'après les résultats du logiciel :

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	N _{c,Rd} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	M _{y,Rd} (kN-m)	M _{z,Rd} (kN-m)
0	1332,3262	4372,5	-6,2887	-0,0004	704,55	240,075

Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	χ _z	k _{zy}	k _{zz}
a	0,21	0,291	0,552	0,98	0,862	0,974	1,176

$\text{D/C Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$
$0,362 = 0,354 + 0,009 + 0$

0,363 < 1 → Condition vérifiée

b) Poteau niveau 1er étage :

D'après les résultats du logiciel :

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	N _{c,Rd} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	M _{y,Rd} (kN-m)	M _{z,Rd} (kN-m)
0	-813,6362	3932,5	-7,1469	0,0009	574,2	220,55

Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	χ _z	k _{zy}	k _{zz}
a	0,21	0,388	0,595	0,956	0,678	0,842	0,516

$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$
$0,316 = 0,305 + 0,011 + 0$

0,316 < 1 → Condition vérifiée

c) Poteau niveau 2ème étage :

D'après les résultats de logiciel :

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	N _{c,Rd} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	M _{y,Rd} (kN-m)	M _{z,Rd} (kN-m)
0	-297,3816	3932,5	-6,6501	-0,0007	574,2	220,55

Curve	α _{LT}	λ _{LT}	Φ _{LT}	χ _{LT}	χ _z	k _{zy}	k _{zz}
a	0,21	0,388	0,595	0,956	0,678	0,942	0,693

$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / (\chi_z N_{Rk} / \gamma_{M1}) + k_{zy} [M_{y,Ed} / (\chi_{LT} M_{y,Rk} / \gamma_{M1})] + k_{zz} [M_{z,Ed} / (M_{z,Rk} / \gamma_{M1})]$
$0,123 = 0,112 + 0,011 + 0$

0,123 < 1 → Condition vérifiée

3. Vérification des contreventements :

Location (mm)	N _{Ed} (kN)	N _{c,Rd} (kN)	M _{Ed,yy} (kN-m)	M _{Ed,zz} (kN-m)	M _{y,Rd} (kN-m)	M _{z,Rd} (kN-m)
0	1732,0282	2022,175	-1,5751	-0,0154	39,2505	56,6274

$D/C \text{ Ratio} = N_{Ed} / N_{Rd} + M_{y,Ed} / M_{y,Rd} + M_{z,Ed} / M_{z,Rd}$
$0,897 = 0,897 + 0$

0,897 < 1 → Condition vérifiée

1. Introduction :

La caractéristique essentielle des structures en acier formées de poutres et de poteaux est d’être composée de profilés laminés ou reconstitués par soudage élaborés en usine et ensuite assemblés sur le site de construction. Les assemblages ont donc un double rôle qui est de permettre la constitution de la structure en acier apte à supporter les charges et les surcharges appliquées et surtout de contribuer à sa pérennité et à sa stabilité globale.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose des pièces individuelles qu’il convient d’assembler :

- Soit bout à bout (Eclissage, rabotages)
- Soit concourantes (Attache poutre/poteau, treillis et système réticulés)

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux.

Parmi les assemblages on distingue deux types :

- **Les assemblages articulés** : ce type transmet uniquement les efforts normaux et les efforts tranchants.
- **Les assemblages rigides** : ce type transmet en plus de l’assemblage articulé les différents moments internes.

La figure ci-dessous montre quelques exemples d’assemblage poteaux-poutres en charpente mixte

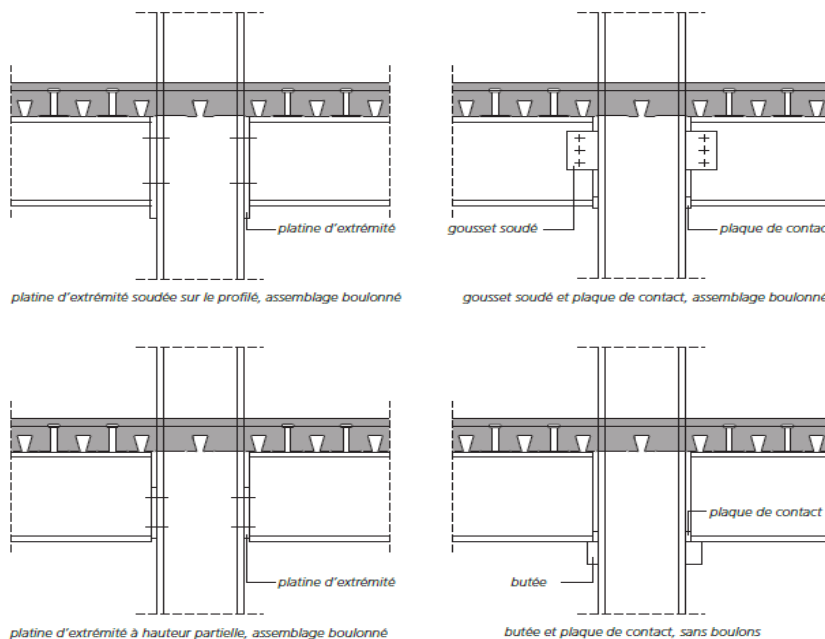


Figure VI-1: Exemple d'assemblage poteau-poutre

Les assemblages dans les structures en acier sont, en règle générale, réalisés par soudure et/ou par boulonnage, en raison de la grande variété des typologies d’assemblage, il est essentiel de choisir le type d’assemblage dès le début du projet.

Dans notre ouvrage nous avons étudiés les types d'assemblages suivants :

- Poteau-poutre principale
- Poteau-poutre secondaires
- Poutre-solive
- Poteau-Poteau
- Contreventement
- Pied de poteau

Etude de différents assemblages :

Assemblage poteau-poutre :

Ce type d'assemblages est souvent utilisées dans le cas de changement de direction et/ou de sollicitations, Les sollicitations sont transmises de la poutre au poteau à l'aide de la platine soudée à l'extrémité de la poutre et attachée au poteau par des boulons. Les assemblages boulonnés par platine d'extrémité peuvent être réalisés par une platine courte, non débordante ou débordante.

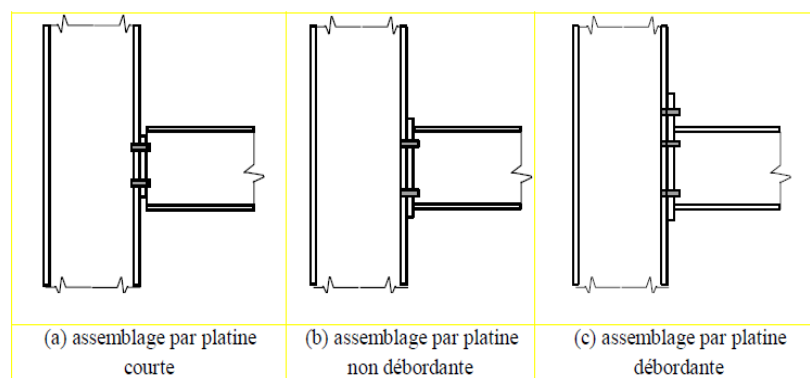


Figure VI-2: Assemblage poteau poutre par platine d'extrémité boulonnée

L'assemblage par platine d'extrémité est largement utilisé dans les structures en acier et sa popularité est attribuée à la simplicité et l'économie de sa fabrication.

a) Niveau RDC :

• Assemblage poteau-poutre principale (HEA400-IPE360) :

L'assemblage par platine d'extrémité entre la poutre en IPE360 et le poteau en HEA400

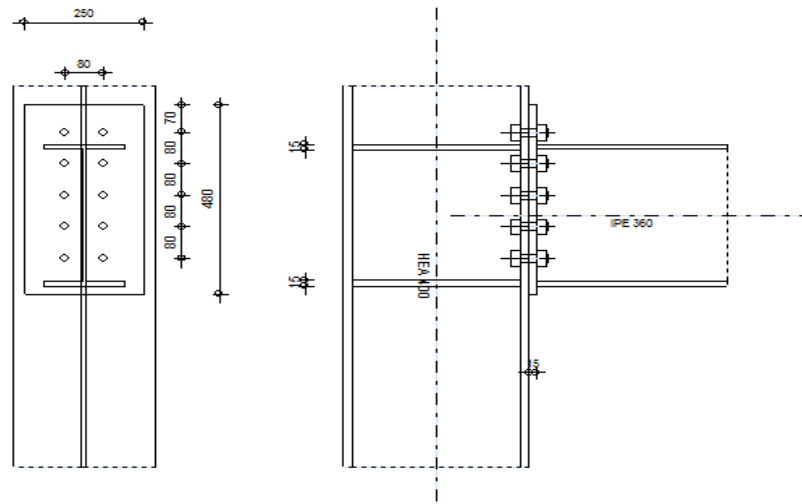


Figure VI-3: Assemblage poteau HEA400-poutre principale IPE360

Poteau :	Poutre :
Profilé : HEA 400 $\alpha = -90^\circ$ Angle d'inclinaison Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$	Profilé : IPE360 $\alpha = 0$ Angle d'inclinaison Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$

Boulons :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d = 20\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 8.8 classe du boulon

$F_{tRd} = 141,12\text{KN}$ Résistance du boulon à la traction

$n_h = 1$ nombre de colonnes des boulons

$n_y = 2$ nombre de rangée des boulons

$h_1 = 70\text{mm}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80\text{ mm}$

Entraxe $p_i = 80 ; 80 ; 80 ; 80$ [mm]

Platine :

$h_p=480$ mm Hauteur de la platine

$b_p=250$ mm Largeur de la platine

$t_p=15$ mm Epaisseur de la platine

Matériau : S235

$f_{yc} = 235$ Mpa

Raidisseur poteau :

Supérieur	Inférieur
$h_{su} = 352$ mm Hauteur du raidisseur $b_{su} = 145$ mm Largeur du raidisseur Matériau : S235 $f_{yc} = 235$ Mpa	$h_{su} = 352$ mm Hauteur du raidisseur $b_{su} = 145$ mm Largeur du raidisseur Matériau : S235 $f_{yc} = 235$ Mpa

Soudures d'angle :

$a_w = 15$ mm Soudure âme

$a_f = 15$ mm Soudure semelle

$a_s = 5$ mm Soudure du raidisseur

Efforts :

Donnés sous la combinaison 1,35G+1,5Q

$M_{b1,Ed} = 210,41$ KN.m Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 202,33$ KN Effort tranchant dans la poutre

Résultats :**Résistance de la poutre :**

$V_{cb,Rd} = 557,88$ KN Résistance de calcul de la section au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} < 1,0 \quad 0,36 < 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

$M_{b,pl,Rd} = 280,29$ KN.m Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)

$M_{cb,Rd}=280,29\text{KN.m}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$F_{c,fb,Rd}=807,04\text{KN}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

Résistance du poteau

$V_{wp,Ed}=613,50\text{ KN}$ Panneau d'âme en cisaillement

$V_{wp,Rd}=885,34\text{ KN}$ Résistance du panneau d'âme au cisaillement

$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} < 1,0$ $0,69 < 1 \rightarrow$ vérifié

Résistance de l'assemblage à la flexion $M_{j,Rd}$:

$M_{j,Rd} = 228,94\text{ KN}$ Résistance de l'assemblage à la flexion

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} < 1,0$ $0,92 < 1 \rightarrow$ vérifié

Résistance de l'assemblage au cisaillement :

$V_{j,Rd} = 749,70\text{KN}$ Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} < 1,0$ $0,27 < 1$ Vérifié

Résistance des soudures :

$\sqrt{[\sigma_{\perp\text{max}}^2 + 3*(\tau_{\perp\text{max}}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ $156,57 < 360,00$ Vérifié

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w*\gamma_{M2})$ $130,67 < 360,00$ Vérifié

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2}$ $78,28 < 259,20$ Vérifié

• **Assemblage poteau-poutre secondaire (HEA400-IPE330) :**

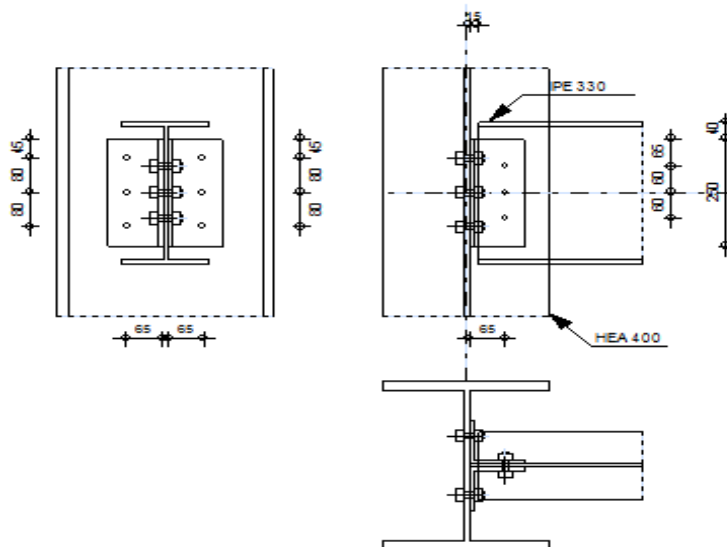


Figure VI-4: Assemblage poteau HEA400-poutre secondaire IPE330

Poteau	Poutre	Cornière
Profilé : HEA 400 Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$	Profilé : IPE330 Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$	Profilé : CAE100X10 Matériau : S235 $f_{yc} = 235\text{Mpa}$

Boulons :**Boulons assemblant le poteau à la cornière :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=14\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 4.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 3$ nombre de rangée des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=14\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 4.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 3$ nombre de rangée des boulons

Efforts :

$V_{b,Ed} = -55,41\text{KN}$ Effort tranchant

Résultats :**Boulons assemblant le poteau à la cornière**

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 11,90\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{z,Ed} = 9,23\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{Rdx} = 29,56\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 29,56\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 11,90 < 29,56 \rightarrow \text{Vérfié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 9,23 < 29,56 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Traction des boulons :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 12,21 < 33,12 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$$F_{v,Ed} = 15,07 \text{ KN} \quad \text{Effort tranchant résultant dans le boulon}$$

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,77 < 1 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$$F_{x,Ed} = 32,55 \text{ KN} \quad \text{Effort tranchant résultat dans le boulon}$$

$$F_{z,Ed} = 18,47 \text{ KN} \quad \text{Effort tranchant résultat dans le boulon}$$

$$F_{Rdx} = 59,11 \text{ KN} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon}$$

$$F_{Rdz} = 59,11 \text{ KN} \quad \text{Résistance résultante de calcul du boulon}$$

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 23,55 < 59,11 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 18,47 < 59,11 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Vérfification de la section pour le cisaillement de bloc :**Cornière :**

$$V_{effRd} = 282,92 \text{ KN} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad -27,71 < 282,92 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Poutre :

$$V_{effRd} = 278,10 \text{ KN} \quad \text{Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous}$$

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad -55,41 < 278,10 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

• **Assemblage poutre principale -solive (IPE360-IPE240) :**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre, avec une file verticale de deux boulons.

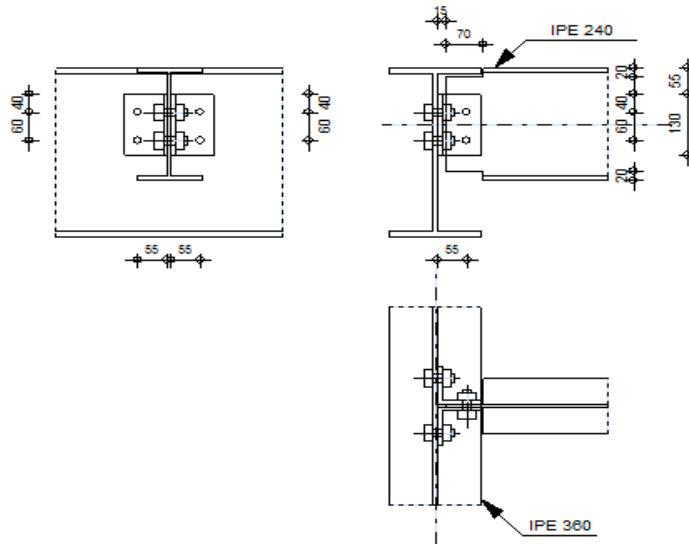


Figure VI-5: Assemblage poutre principale IPE360-solive IPE240

Poutre principale	Poutre	Cornière
Profilé : IPE 360 Matériau : S275 $f_{yc} = 275Mpa$	Profilé : IPE240 Matériau : S275 $f_{yc} = 275Mpa$	Profilé : CAE80X8 Matériau : S235 $f_{yc} = 235Mpa$

Boulons :

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=16mm$ (Diamètre du boulon)

Classe = 6.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre:

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETÉE du boulon

$d=16\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 6.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Efforts :

$V_{b,Ed} = 54,78\text{KN}$ Effort tranchant

Résultats :**Boulons assemblant le poteau à la cornière**

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 26,52\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{z,Ed} = 13,70\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{Rdx} = 42,67\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 44,83\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 26,52 < 42,67 \rightarrow \text{Vérfié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 13,70 < 44,83 \rightarrow \text{Vérfié}$$

Traction des boulons :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 26,93 < 67,82 \rightarrow \text{Vérfié}$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$F_{v,Ed} = 29,85 \text{ KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,8 < 1 \rightarrow \text{Vérfié}$$

Boulons assemblant la cornière à la poutre :

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 53,87\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{z,Ed} = 27,39\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{Rdx} = 63,19\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 73,46\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 53,87 < 63,19 \rightarrow \text{Vérfié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 27,39 < 73,46 \rightarrow \text{Vérfié}$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc :

Cornière :

$V_{effRd} = 86,81\text{KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|0,5 * V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad 27,39 < 86,81 \rightarrow \text{Vérfié}$$

Poutre :

$V_{effRd} = 139,37\text{KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad 54,78 < 139,37 \rightarrow \text{Vérfié}$$

b) 1^{er} étage :

- **Assemblage poteau-poutre principale (HEA360-IPE360) :**

L'assemblage par platine d'extrémité entre la poutre en IPE360 et le poteau en HEA360

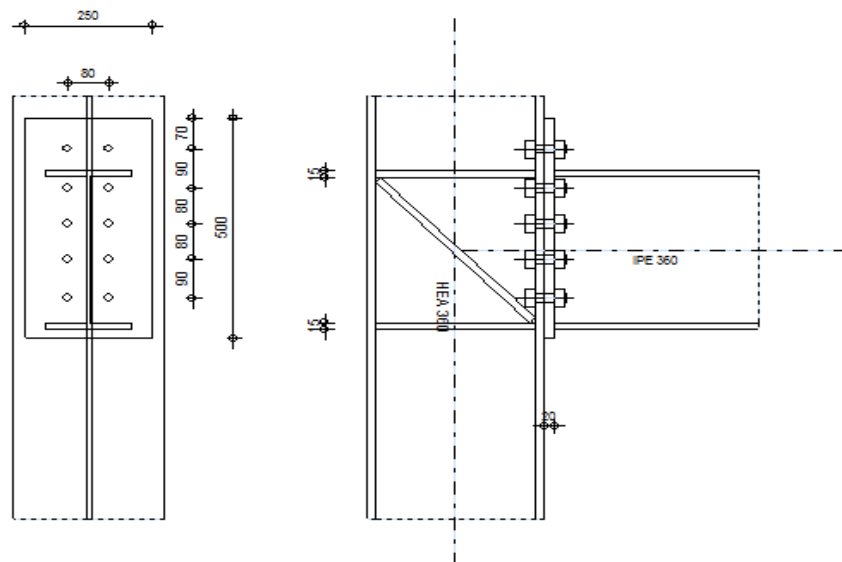


Figure VI-6: Assemblage poteau HEA360-poutre principale IPE360

Poteau :	Poutre :
Profilé : HEA 360 $\alpha = -90^\circ$ Angle d'inclinaison Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$	Profilé : IPE360 $\alpha = 0$ Angle d'inclinaison Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$

Boulons :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d = 20\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 8.8 classe du boulon

$F_{tRd} = 141,12\text{KN}$ Résistance du boulon à la traction

$n_h = 1$ nombre de colonnes des boulons

$n_y = 2$ nombre de rangée des boulons

$h_1 = 70\text{mm}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80\text{ mm}$

Entraxe $p_i = 90 ; 80 ; 80 ; 90$ [mm]

Platine :

$h_p = 500\text{ mm}$ Hauteur de la platine

$b_p = 250\text{mm}$ Largeur de la platine

$t_p = 20\text{mm}$ Epaisseur de la platine

Matériau : S235

$f_{yc} = 235\text{Mpa}$ Résistance

Raidisseur poteau :

Supérieur	Inférieur
$h_{su} = 315\text{ mm}$ Hauteur du raidisseur $b_{su} = 145\text{mm}$ Largeur du raidisseur $t_{hd} = 15\text{mm}$ Epaisseur du raidisseur Matériau : S235 $f_{yc} = 235\text{Mpa}$	$h_{su} = 315\text{ mm}$ Hauteur du raidisseur $b_{su} = 145\text{mm}$ Largeur du raidisseur $t_{hd} = 15\text{mm}$ Epaisseur du raidisseur Matériau : S235 $f_{yc} = 235\text{Mpa}$

Raidisseur incliné :

Type : à gauche

$w_a = 145$ mm Largeur du raidisseur diagonal

$t_a = 15$ mm Epaisseur du raidisseur diagonal

Matériau : S235

$$f_{yc} = 235 \text{ Mpa}$$

Soudures d'angle :

$a_w = 15$ mm Soudure âme

$a_f = 10$ mm Soudure semelle

$a_s = 8$ mm Soudure du raidisseur

Efforts :

Donnés sous la combinaison 1,35G+1,5Q

$M_{b1,Ed} = 211,89$ KN.m Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 201,33$ KN Effort tranchant dans la poutre

Résultats : D'après les résultats du logiciel (ROBOT)**Résistance de la poutre :**

$V_{cb,Rd} = 557,88$ KN Résistance de calcul de la section au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} < 1,0 \quad 0,36 < 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

$M_{b,pl,Rd} = 280,29$ KN.m Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)

$M_{cb,Rd} = 280,29$ KN.m Résistance de calcul de la section à la flexion

$F_{c,fb,Rd} = 807,04$ KN Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

Résistance du poteau

$V_{wp,Ed} = 592,05$ KN Panneau d'âme en cisaillement

$V_{wp,Rd} = 1129,46$ KN Résistance du panneau d'âme au cisaillement

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} < 1,0 \quad 0,52 < 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

Résistance de l'assemblage à la flexion $M_{j,Rd}$:

$M_{j,Rd} = 234,42$ KN Résistance de l'assemblage à la flexion

$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} < 1,0$ $0,90 < 1 \rightarrow$ vérifié

Résistance de l'assemblage au cisaillement :

$V_{j,Rd} = 753,33KN$ Résistance de l'assemblage au cisaillement

$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} < 1,0$ $0,27 < 1$ Vérifié

Résistance des soudures :

$\sqrt{[\sigma_{\perp max}^2 + 3*(\tau_{\perp max}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $214,17 < 360,00$ Vérifié

$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u / (\beta_w * \gamma_{M2})$ $177,17 < 360,00$ Vérifié

$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u / \gamma_{M2}$ $107,09 < 259,20$ Vérifié

• **Assemblage poteau-poutre secondaire (HEA360-IPE330) :**

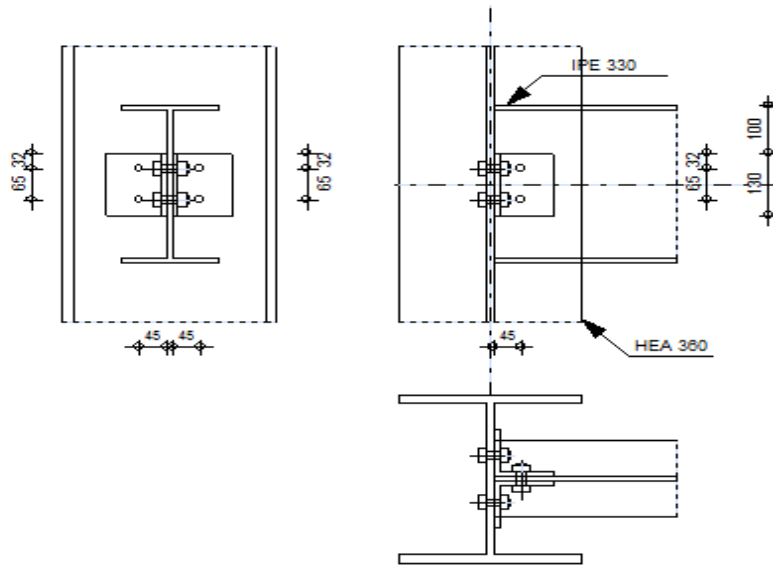


Figure VI-7: Assemblage poteau HEA360-poutre secondaire IPE330

Poteau	Poutre	Cornière
Profilé : HEA 360 Matériau : S275 $f_{yc} = 275Mpa$	Profilé : IPE330 Matériau : S275 $f_{yc} = 275Mpa$	Profilé : CAE100X10 Matériau : S235 $f_{yc} = 235Mpa$

Boulons :**Boulons assemblant le poteau à la cornière :**

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=14\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 6.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=14\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 6.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Efforts :

$V_{b,Ed} = -55,42\text{KN}$ Effort tranchant

Résultats : D'après les résultats du logiciel (ROBOT)**Boulons assemblant le poteau à la cornière**

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 20,78\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{z,Ed} = 13,86\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{Rdx} = 44,33\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 44,33\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 20,78 < 44,33 \quad \rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 13,86 < 44,33 \quad \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Traction des boulons :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 21,32 < 49,68 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$F_{v,Ed} = 24,98 \text{ KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,87 < 1 \rightarrow \text{Vérifié}$$

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 42,63 \text{ KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{z,Ed} = 27,71 \text{ KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{Rdx} = 88,67 \text{ KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 88,67 \text{ KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 42,63 < 88,67 \rightarrow \text{Vérifié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 27,71 < 88,67 \rightarrow \text{Vérifié}$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc :**Cornière :**

$V_{effRd} = 333,09 \text{ KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad -27,71 < 333,09 \rightarrow \text{Vérifié}$$

Poutre :

$V_{effRd} = 278,10 \text{ KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad -55,42 < 278,10 \rightarrow \text{Vérifié}$$

c) 2^{ème} étage :

• Assemblage poteau-poutre principale (HEA360-IPE330) :

L'assemblage par platine d'extrémité entre la poutre en IPE330 et le poteau en HEA360

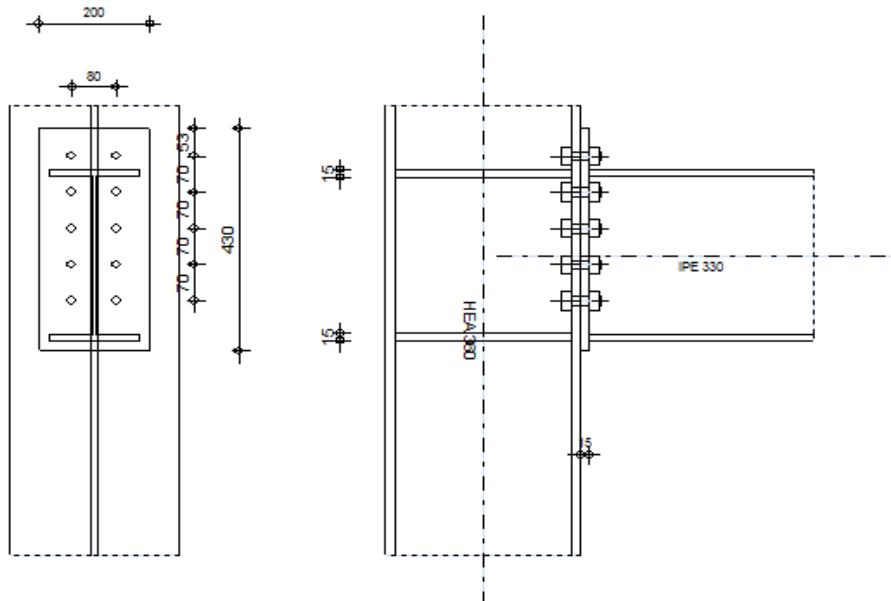


Figure VI-8 : Assemblage poteau HEA360 -poutre principale IPE360

Poteau :	Poutre :
Profilé : HEA 360 $\alpha = -90^\circ$ Angle d'inclinaison Matériau : S275 $f_{yc} = 235Mpa$	Profilé : IPE330 $\alpha = 0^\circ$ Angle d'inclinaison Matériau : S275 $f_{yc} = 235Mpa$

Boulons :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

d=18mm (Diamètre du boulon)

Classe = 8.8 classe du boulon

$F_{tRd} = 110,59KN$ Résistance du boulon à la traction

$n_h = 2$ nombre de colonnes des boulons

$n_y = 5$ nombre de rangée des boulons

$h_1 = 53\text{mm}$ Pince premier boulon-extrémité supérieure de la platine d'about

Ecartement $e_i = 80\text{ mm}$

Entraxe $p_i = 70 ; 70 ; 70 ; 70$ [mm]

Platine :

$h_p = 430\text{ mm}$ Hauteur de la platine

$b_p = 200\text{mm}$ Largeur de la platine

$t_p = 15\text{mm}$ Epaisseur de la platine

Matériau : S275

$$f_{yc} = 235\text{Mpa} \quad \text{Résistance}$$

Raidisseur poteau :

Supérieur	Inférieur
$h_{su} = 315\text{ mm}$ Hauteur du raidisseur $b_{su} = 145\text{mm}$ Largeur du raidisseur $t_{hd} = 15\text{mm}$ Epaisseur du raidisseur Matériau : S235 $f_{yc} = 235\text{Mpa}$	$h_{su} = 315\text{ mm}$ Hauteur du raidisseur $b_{su} = 145\text{mm}$ Largeur du raidisseur $t_{hd} = 15\text{mm}$ Epaisseur du raidisseur Matériau : S235 $f_{yc} = 235\text{Mpa}$

Soudures d'angle :

$a_w = 5\text{mm}$ Soudure âme

$a_f = 8\text{mm}$ Soudure semelle

$a_s = 5\text{mm}$ Soudure du raidisseur

Efforts :

Donnés sous la combinaison 1,35G+1,5Q

$M_{b1,Ed} = 121,39\text{ KN.m}$ Moment fléchissant dans la poutre droite

$V_{b1,Ed} = 115,48\text{ KN}$ Effort tranchant dans la poutre

Résultats : D'après les résultats du logiciel (ROBOT)

Résistance de la poutre :

$V_{cb,Rd}=489,15\text{KN}$ Résistance de calcul de la section au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{cb,Rd} < 1,0 \quad 0,24 < 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

$M_{b,pl,Rd}= 221,21 \text{ KN.m}$ Résistance plastique de la section à la flexion (sans renforts)

$M_{cb,Rd}=221,21\text{KN.m}$ Résistance de calcul de la section à la flexion

$F_{c,fb,Rd}=694,54\text{KN}$ Résistance de l'aile et de l'âme comprimées

Résistance du poteau

$V_{wp,Ed}=385,31 \text{ KN}$ Panneau d'âme en cisaillement

$V_{wp,Rd}=764,86 \text{ KN}$ Résistance du panneau d'âme au cisaillement

$$V_{wp,Ed} / V_{wp,Rd} < 1,0 \quad 0,50 < 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

Résistance de l'assemblage à la flexion $M_{j,Rd}$:

$M_{j,Rd} = 173,31 \text{ KN}$ Résistance de l'assemblage à la flexion

$$M_{b1,Ed} / M_{j,Rd} < 1,0 \quad 0,70 < 1 \rightarrow \text{vérifié}$$

Résistance de l'assemblage au cisaillement :

$V_{j,Rd} = 668,28\text{KN}$ Résistance de l'assemblage au cisaillement

$$V_{b1,Ed} / V_{j,Rd} < 1,0 \quad 0,17 < 1 \text{ Vérifié}$$

Résistance des soudures :

$$\sqrt{[\sigma_{\perp\max}^2 + 3*(\tau_{\perp\max}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 210,50 < 360,00 \quad \text{Vérifié}$$

$$\sqrt{[\sigma_{\perp}^2 + 3*(\tau_{\perp}^2 + \tau_{II}^2)]} \leq f_u/(\beta_w * \gamma_{M2}) \quad 184,21 < 360,00 \quad \text{Vérifié}$$

$$\sigma_{\perp} \leq 0.9*f_u/\gamma_{M2} \quad 105,25 < 259,20 \quad \text{Vérifié}$$

• **Assemblage poteau-poutre secondaire (HEA360-IPE300) :**

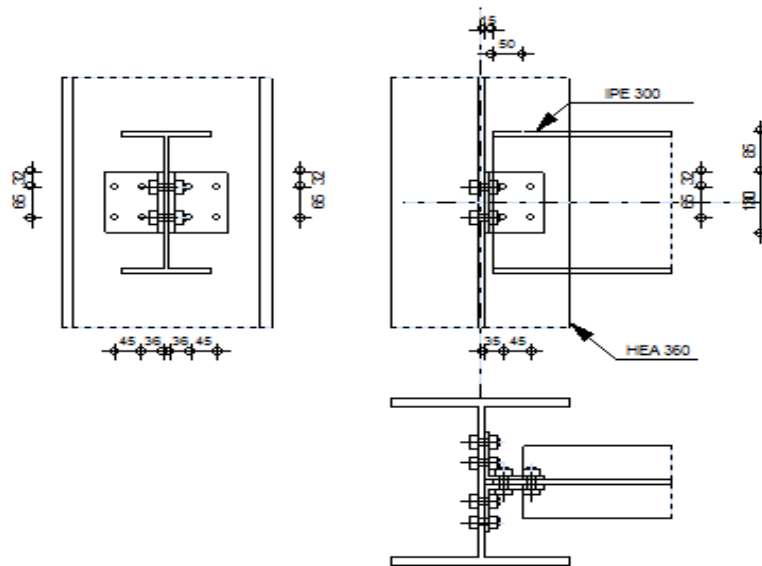


Figure VI-9: Assemblage poteau HEA360-poutre secondaire IPE300

Poteau	Poutre	Cornière
Profilé : HEA 360 Matériau : S275 $f_{yc} = 275Mpa$	Profilé : IPE300 Matériau : S275 $f_{yc} = 235Mpa$	Profilé : CAE100X10 Matériau : S235 $f_{yc} = 235Mpa$

Boulons :

Boulons assemblant le poteau à la cornière :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=14mm$ (Diamètre du boulon)

Classe = 4.8 classe du boulon

$k = 2$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=14mm$ (Diamètre du boulon)

Classe = 4.8 classe du boulon $k = 2$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Efforts :

$V_{b,Ed} = 31,48\text{KN}$ Effort tranchant

Résultats : D'après les résultats du logiciel (ROBOT)

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 5,08\text{KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{z,Ed} = 7,45\text{KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 29,56\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 29,56\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 5,08 < 29,56 \quad \rightarrow \text{Vérfié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 7,45 < 29,56 \quad \rightarrow \text{Vérfié}$$

Traction des boulons :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 5,12 < 33,12 \quad \rightarrow \text{Vérfié}$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$F_{v,Ed} = 9,02\text{KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,42 < 1 \quad \rightarrow \text{Vérfié}$$

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 10,23\text{KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{z,Ed} = 14,95\text{KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$F_{Rdx} = 37,99\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 59,11\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 10,23 < 37,99 \quad \rightarrow \text{Vérfié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 14,95 < 59,11 \quad \rightarrow \text{Vérfié}$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc :

Cornière :

$V_{effRd} = 183,88\text{KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$|0.5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad -15,74 < 183,88 \rightarrow \text{Vérifié}$

Poutre :

$V_{effRd} = 278,10\text{KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad -31,48 < 232,83 \rightarrow \text{Vérifié}$

• **Assemblage poutre-solive (IPE330-IPE220) :**

L'assemblage est réalisé à l'aide de deux cornières qui relie l'extrémité de la solive avec l'âme de la poutre, avec une file verticale de deux boulons.

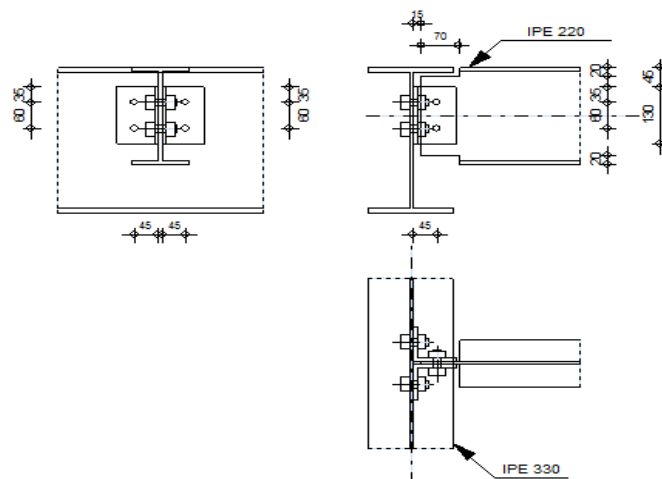


Figure VI-10: Assemblage poutre principale IPE330-solive IPE220

Poutre principale	Poutre	Cornière
Profilé : IPE 330 Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$	Profilé : IPE240 Matériau : S275 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$	Profilé : CAE80X8 Matériau : S235 $f_{yc} = 275\text{Mpa}$

Boulons :

Boulons assemblant la cornière à la poutre principale :

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d = 14\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 4.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Boulons assemblant la cornière à la poutre:

Le plan de cisaillement passe par la partie NON FILETEE du boulon

$d=16\text{mm}$ (Diamètre du boulon)

Classe = 6.8 classe du boulon

$k = 1$ nombre de colonnes des boulons

$w = 2$ nombre de rangée des boulons

Efforts :

$V_{b,Ed} = 30,92\text{KN}$ Effort tranchant

Résultats : D'après les résultats du logiciel (ROBOT)

Boulons assemblant le poteau à la cornière

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 12,36\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{z,Ed} = 7,73\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{Rdx} = 29,56\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 29,56\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 12,36 < 29,56 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 7,73 < 29,56 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Traction des boulons :

$$F_{t,Ed} \leq F_{t,Rd} \quad 12,56 < 33,12 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Action simultanée de l'effort de traction et de cisaillement dans le boulon :

$F_{v,Ed} = 14,57 \text{ KN}$ Effort tranchant résultant dans le boulon

$$F_{v,Ed}/F_{v,Rd} + F_{t,Ed}/(1.4 \cdot F_{t,Rd}) \leq 1.0 \quad 0,76 < 1 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Boulons assemblant la cornière à la poutre :

Forces agissant sur les boulons dans l'assemblage poteau-cornière :

$F_{x,Ed} = 25,12\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{z,Ed} = 15,46\text{KN}$ Effort tranchant résultat dans le boulon

$F_{Rdx} = 47,36\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$F_{Rdz} = 59,11\text{KN}$ Résistance résultante de calcul du boulon

$$F_{x,Ed} \leq F_{Rdx} \quad 25,12 < 47,36 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

$$F_{z,Ed} \leq F_{Rdz} \quad 15,46 < 59,11 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Vérification de la section pour le cisaillement de bloc :

Cornière :

$V_{effRd} = 86,81\text{KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|0,5 \cdot V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad 15,46 < 110,37 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Poutre :

$V_{effRd} = 139,37\text{KN}$ Résistance de calcul de la section affaiblie par les trous

$$|V_{b,Ed}| \leq V_{effRd} \quad 30,92 < 114,17 \rightarrow \text{Vérfifié}$$

Poteau-poteau (HEA360 -HEA360) :

L'assemblage fait par platine entre un poteau HEA360 et un poteau HEA360 sollicité par :

$$M_{sd} = 50,33\text{KN.m}$$

$$N_{sd} = 813\text{KN}$$

$$V_{sd} = 21,17\text{KN}$$

Boulons :

8 boulons de $\emptyset 22$ classe 10.9

$$d_0 = d + 2\text{mm} = 22 + 2 = 24\text{mm}$$

Platine : (350x300x10)

Disposition des boulons :

$$2,2d_0 \leq P_1 \leq 120 \rightarrow 52,8 \leq P_1 \leq 120 \text{ On prend } P_1 = 100\text{mm}$$

$$2,4d_0 \leq P_2 \leq 120 \rightarrow 57,6 \leq P_2 \leq 120 \text{ On prend } P_2=100\text{mm}$$

$$1,2d_0 \leq e_1 \leq 150 \rightarrow 28,8 \leq e_1 \leq 150 \text{ On prend } e_1=50\text{mm}$$

$$1,5d_0 \leq e_1 \leq 150 \rightarrow 36 \leq e_1 \leq 150 \text{ On prend } e_2=50\text{mm}$$

Résistance de l'assemblage sous l'effort tranchant :

$$\text{Condition à vérifier : } F_{v,sd} \leq F_{s,rd}$$

L'effort tranchant par boulon :

$$F_{v,sd} = \frac{V_{sd}}{n} = \frac{813}{8} = 101,62\text{KN}$$

Résistance ultime à la traction :

$$N_{PL,Rd} = \frac{0,9f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}}$$

$$A = (b - 2d) \cdot t = (300 - 2(24)) \cdot 10 = 2520\text{mm}^2$$

$$N_{PL,Rd} = \frac{0,9 \cdot 460 \cdot 2520 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 834,62\text{KN}$$

$$N_{PL,Rd} = 834,62\text{KN} > N_{sd}/2 = 406,5\text{KN}$$

Résistance au cisaillement des boulons :

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,5 \cdot 1000 \cdot 303 \cdot 10^{-3}}{1,25} = 121,2\text{KN}$$

$$N_{PL,Rd} = 121,2\text{KN} > F_{sd} = N_{sd}/8 = 101,62\text{KN}$$

Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0,83; 1,26; 2,17; 1)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,83 \cdot 1000 \cdot 22 \cdot 17,5}{1,25} = 639100\text{N} = 639,1\text{KN} > F_{sd} = 101,62\text{KN}$$

• **Assemblage des contreventements :**

L'assemblage entre cornière (2L150X15) et poteau HEA400 se fait par des boulons de classe 8.8 et de diamètre $d=16\text{mm}$ qui sont fixés sur un gousset soudée sur poteau

Boulon :

Des boulons M16 de classe 8.8

$D=16\text{mm}$

$d_0=d+2\text{mm}=18\text{mm}$

$N_{sd} = 179,39\text{KN}$

Disposition des boulons :

On opte pour une seule file de 4boulons de classe 8.8 et M16

$2,2d_0 \leq P_1 \leq 14t ; 120 \rightarrow 39,6 \leq P_1 \leq 120$ On prend $P_1=80\text{mm}$

$2,4d_0 \leq P_2 \leq 14t ; 120 \rightarrow 43,2 \leq P_2 \leq 120$ On prend $P_2=80\text{mm}$

$1,2d_0 \leq e_1 \leq 12t ; 150 \rightarrow 21,6 \leq e_1 \leq 150$ On prend $e_1=50\text{mm}$

$1,5d_0 \leq e_2 \leq 12t ; 150 \rightarrow 27 \leq e_2 \leq 150$ On prend $e_2=50\text{mm}$

Résistance au cisaillement des boulons :

Résistance au cisaillement d'un boulon ordinaire 8.8 et de diamètre $d=16\text{mm}$ est donnée par

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot f_{ub} \cdot A_s}{\gamma_{Mb}}$$

$$F_{V,Rd} = \frac{0,6 \cdot 800 \cdot 10^{-3} \cdot 157}{1,25} = 60,28\text{KN}$$

$$F_{sd} = \frac{N_{sd}}{4} = \frac{179,39}{4} = 44,84\text{KN} < F_{V,Rd} = 60,28\text{KN}$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(0,83; 1,26 ; 2,17 ; 1)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,83 \cdot 1000 \cdot 22 \cdot 17,5}{1,25} = 639100\text{N} = 639,1\text{KN} > F_{sd} = 44,84\text{KN}$$

Résistance en traction :

La résistance en traction de la section est déterminée par deux conditions, l'une en section brute et l'autre en section nette.

• **Section brute :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{f_y \cdot A}{\gamma_{M0}} \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{235 \times 43,02 \times 10^2 \times 10^{-3}}{\gamma_{M0}} = 808,77 \text{KN} > 44,84 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

• **Section nette :**

$$N_{pl,Rd} = \frac{\beta_3 f_u \cdot A_{net}}{\gamma_{M2}} \geq \frac{N_{sd}}{4}$$

$$A_{net} = A - t \cdot d_0 = 4302 - (15 \cdot 16) = 4062 \text{mm}^2$$

$$N_{pl,Rd} = \frac{0,57 \times 360 \times 4062 \times 10^{-3}}{1,25} = 833,52 \text{KN} > 44,84 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Résistance à la pression diamétrale :

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot \alpha \cdot f_{ub} \cdot d \cdot t}{\gamma_{Mb}}$$

$$\alpha = \min\left(\frac{e_1}{3d}; \frac{P_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1\right)$$

$$\alpha = \min(1,04; 1,23 ; 1,25 ; 1)$$

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \times 1 \times 800 \times 16 \times 15 \times 10^{-3}}{1,25} = 384 \text{KN} > F_{sd} = 44,84 \text{KN} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

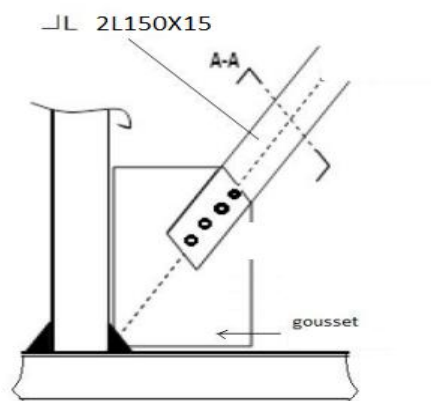


Figure VI-11: Assemblage de contreventement

- **Assemblage pied de poteau :**

La base des poteaux sert à transmettre les charges au sol à l'aide d'assises en acier. Ces dernières sont des plaques métalliques appelées 'Platines', fixées aux pieds des poteaux par des tiges d'ancrages sur le béton d'appui.

On prend le poteau le plus sollicité : (Les poteaux sont encastrés à leur base.)

$$M_{sd} = -6,20KN.m$$

$$N_{sd} = -1332,32KN$$

$$V_{sd} = -2,44KN$$

D'après les résultats du logiciel (ROBOT)

Poteau :

Profilé : HEA400

L=5,00m Longueur du poteau

Matériau : S275

Platine :

l = 600mm Longueur

b=450mm Largeur

t= 20mm Epaisseur

Ancrage :

d=20mm diamètre du boulon

$n_H= 3$ nombre de colonnes des boulons

$n_V= 3$ nombre de rangée des boulons

Classe 8.8

$f_{yb}=640MPa$ Limite de plasticité du matériau du boulon

$f_{ub}=800MPa$ Résistance du matériau du boulon à la traction

Ecartement $e_{Hi}=250mm$

Entraxe $e_{Vi}=150mm$

Semelle isolée :

L=800mm Longueur de la semelle

B=600mm Largeur de la semelle

H= 500mm Hauteur de la semelle

Béton :

Classe C25/30

$F_{ck}=25\text{MPa}$

On doit vérifier que :

$$\sigma = N/a.b \leq \sigma_b$$

$$\sigma = N/a.b = 1332,32 / (80 \cdot 60) = 0,27 \text{KN/cm}^2$$

$$\sigma = 0,27 \text{KN/cm}^2 \leq \sigma_b = 0,8 \text{KN/cm}^2 \rightarrow \text{Vérifiée}$$

Résistance de l'assemblage :

$N_{j,Rd} = 22709,09 \text{ KN}$ Résistance de la semelle à l'effort axial

$$N_{E,Rd} / N_{j,Rd} \leq 1 \rightarrow 0,49 < 1$$

Vérifiée

$M_{j,Rd,Z} = 9,20 \text{ KN.m}$ Résistance de l'assemblage à la flexion

$$M_{E,Rd} / M_{j,Rd} \leq 1 \rightarrow 0,67 < 1 \text{ Vérifiée}$$

Soudures entre le poteau et la plaque d'assise

$\sigma_{\perp} = 64,49 \text{MPa}$ Contrainte normale dans la soudure

$\tau_{\perp} = 64,49 \text{MPa}$ Contrainte tangentielle perpendiculaire

$\tau_{yII} = -0,3 \text{MPa}$ Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,y}$

$\tau_{zII} = 0 \text{ MPa}$ Contrainte tangentielle parallèle à $V_{j,Ed,z}$

$\beta_w = 0,8$ Coefficient dépendant de la résistance

$$\sigma_{\perp} / (0,9 \cdot f_u / \gamma_{M2}) < 1,0 \quad (4.1) \quad 0,25 < 1,00 \text{ Vérifiée}$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{yII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad 0,36 < 1,00 \text{ Vérifiée}$$

$$\sqrt{(\sigma_{\perp}^2 + 3,0 (\tau_{zII}^2 + \tau_{\perp}^2))} / (f_u / (\beta_w \cdot \gamma_{M2})) \leq 1,0 \quad 0,30 < 1,00 \text{ Vérifiée}$$

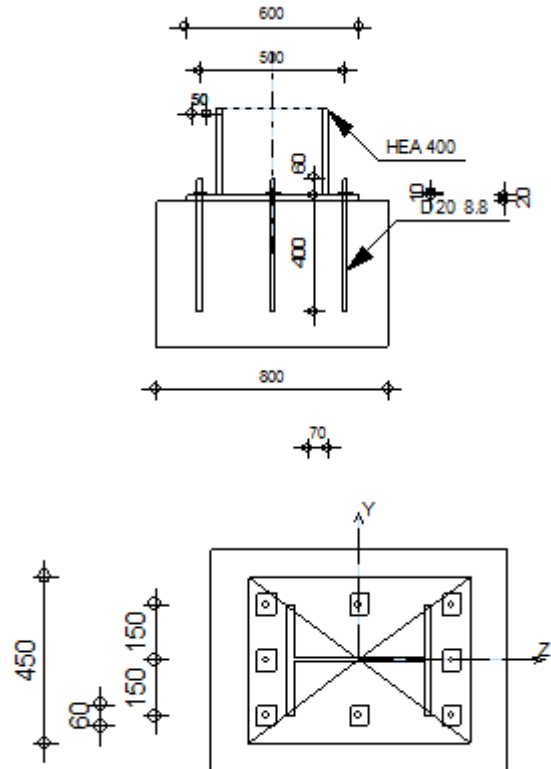


Figure VI-12: Assemblage pied de poteau

Calcul des éléments de l'infrastructure

1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par des parties de l'ouvrage qui sont en contact directe avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure, elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

2. Types de fondations :

Pour déterminer le type de fondations nécessaires, l'ingénieur réalise une étude basée sur l'étude de sol et les plans de l'habitation. La nature du terrain va déterminer en grande partie le type de fondations à utiliser. Il existe plusieurs types de fondations :

- Les fondations superficielles
- Les fondations semi-profondes
- Les fondations profondes.

3. Choix des fondations :

Le choix de type de fondation dépend de :

1. Type d'ouvrage à fonder, donc des charges appliquées à la fondation (charges différentes pour une maison individuelle ou pour une tour)
2. La résistance du sol. Il est important de faire une bonne reconnaissance des sols :
 - o Si la couche superficielle est suffisamment résistante, il sera quand même nécessaire de faire une reconnaissance de sol sous le niveau de la fondation, sur une profondeur de deux fois la largeur de la fondation et de s'assurer que les couches du dessous sont assez résistantes.
 - o Si la couche superficielle n'est pas assez résistante, une reconnaissance des sols devra être faite sur une profondeur plus importante. On choisira toujours la fondation la plus économique.

Dans notre cas et après réalisation de l'étude de sol nous avons constaté que la nature du sol était très meuble avec une résistance très faible avec une contrainte de 0,3bars donc nous avons eus recours au fondations de type **pieux** qui sont utilisés lorsque le terrain ne peut pas supporter les contraintes dues à la masse du bâtiment ou de l'ouvrage.

4. Calcul des contraintes q_u et q_s pour un élément de fondation profonde

Une fondation profonde est caractérisée par la manière dont le sol est sollicité pour résister aux charges appliquées :

- Par résistance en Pointe.
- Par frottement latéral.
- Par résistance de pointe et frottement latéral.

La réalisation de l'essai statique sur chantier nous a permis d'obtenir le graph de la résistance en pointe et du frottement latéral ci-dessous :

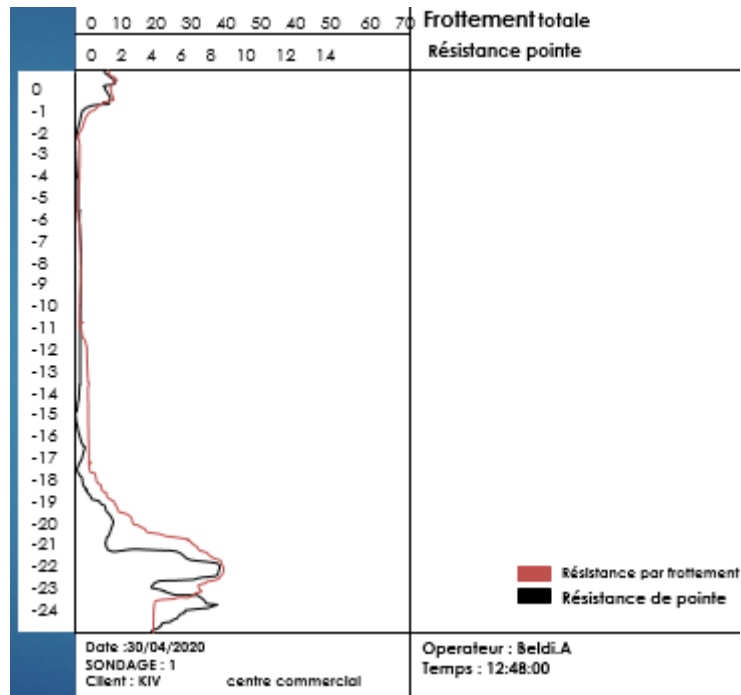


Figure VII-1: Rapport du sol

Frottement latéral unitaire limite q_s :

$$q_s(z) = \min \left(\frac{q_c(z)}{\beta} ; q_{smax} \right)$$

$q_{smax} = 15 \text{ KPa}$
 $q_{smax} = 15 \text{ KN/m}^2$

Pour un diamètre de 1 m :

$A_p = 0,785 \text{ m}^2$ Aire de pieux
 $P_p = 3,14 \text{ m}$ Périmètre de pieux

Q_{su} : Effort limite par frottement

$Q_{su} = P_p \cdot z \cdot q_s$
 $Q_{su} = 3,14 \times 4 \times 15$
 $Q_{su} = 188,4 \text{ KN}$

Q_u : contrainte relative au terme de pointe

$Q_{pu} = A \cdot q_u$
 $Q_{pu} = 0,785 \times 4000$
 $Q_{pu} = 3140 \text{ KN}$

$$Q_c = 0,5.Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

$$Q_c = 0,5.(3140) + 0,7.(187.5)$$

$$Q_c = 1701,25 \text{ KN}$$

$$N_{max} \text{ à l'ELS} = 948,60 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du pieu} = 0.785 \times 22.5 \times 25$$

$$= 441,56 \text{ KN}$$

$$N_s = 948,60 + 441,56$$

$$N_s = 1390 \text{ KN} < 1701,25 \text{ KN}$$

Donc on adopte un pieu de 1m de diamètre pour une profondeur de 22,5m.

5. Ferraillage des pieux :

Le ferraillage des pieux sera conforme au ferraillage minimal indiqué selon le fascicule 62 C.5.4,22.

- ➔ **Armatures longitudinale** : La section minimale d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,005 de la section du béton.
 $A_{s_{min}} = 56.55 \text{ cm}^2$ on adoptera donc HA20 esp 19cm
- ➔ **Armature transversale** : Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm.
 $20 \times 4 / 10 = 8$
 On adoptera donc des cerces de HA8 avec un espacement de 20cm
- ➔ **Enrobage** : 5cm

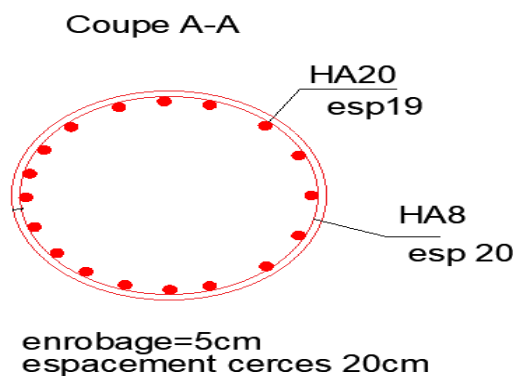


Figure VII-2: Ferraillage des pieux

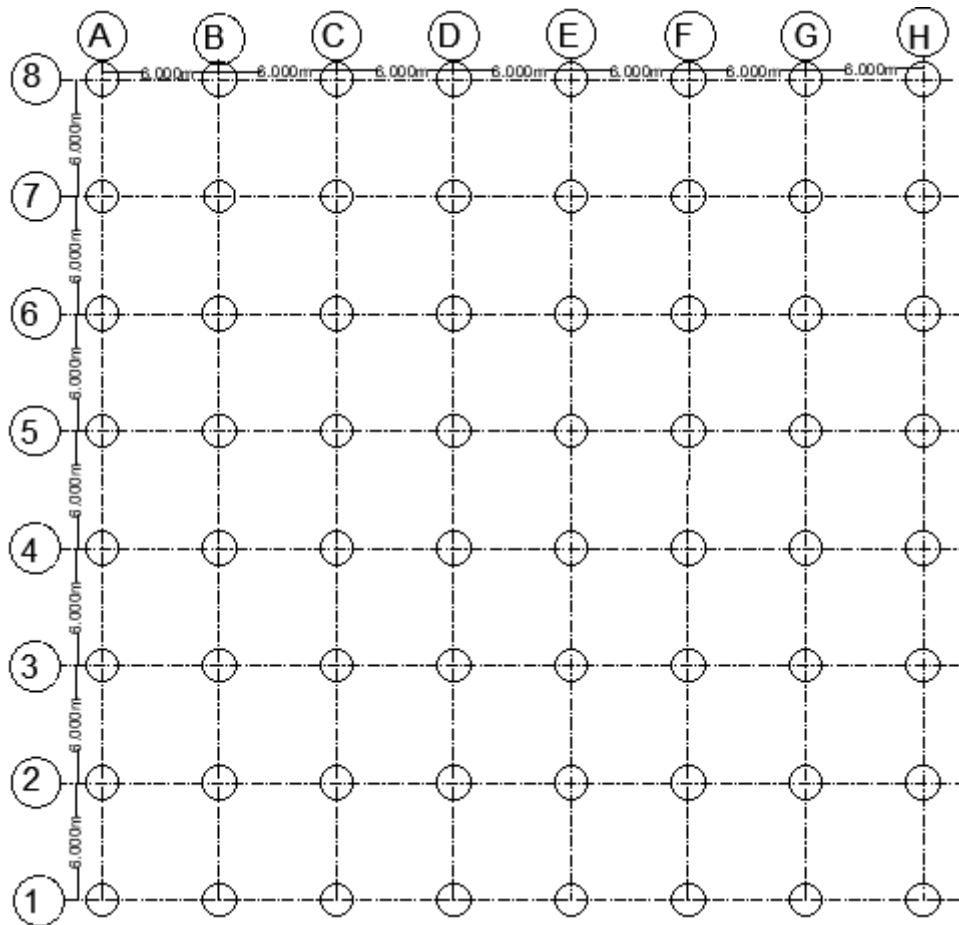


Figure VII-3 : Plans d'implantation des pieux

6. Les poutres de liaisons :

Les points d'appui d'un même bloc doivent être solidarisés par un réseau bidirectionnel de longrines ou tout dispositif équivalent tendant à s'opposer au déplacement relatif de ces points d'appui dans le plan horizontal.

Les longrines ou le dispositif équivalent doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

Avec : N égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α = coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

Dans notre cas $\alpha = 10$ (**ZoneII,S4**)

F=948,60/10

F=94,86 KN ≥ 20 KN

6.1 Pré dimensionnement des poutres :

$b=110\text{cm}$

$h=100\text{cm}$

6.2 Ferrailage des poutres de liaisons (longrines) :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

$A_{smin}=0,6\% \cdot B$

$A_{smin} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$

f_e

$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$

$f_e = 400 \text{ MPa}$

$B = 110 \times 100 = 11000 \text{ cm}^2$

$A_s = 1100 \cdot \frac{2,1}{400}$

$A_s = 57,75 \text{ cm}^2$

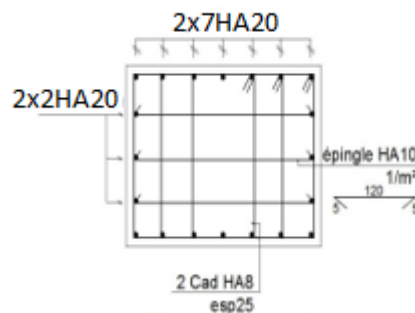


Figure VII-4 : Ferrailage des poutres de liaisons

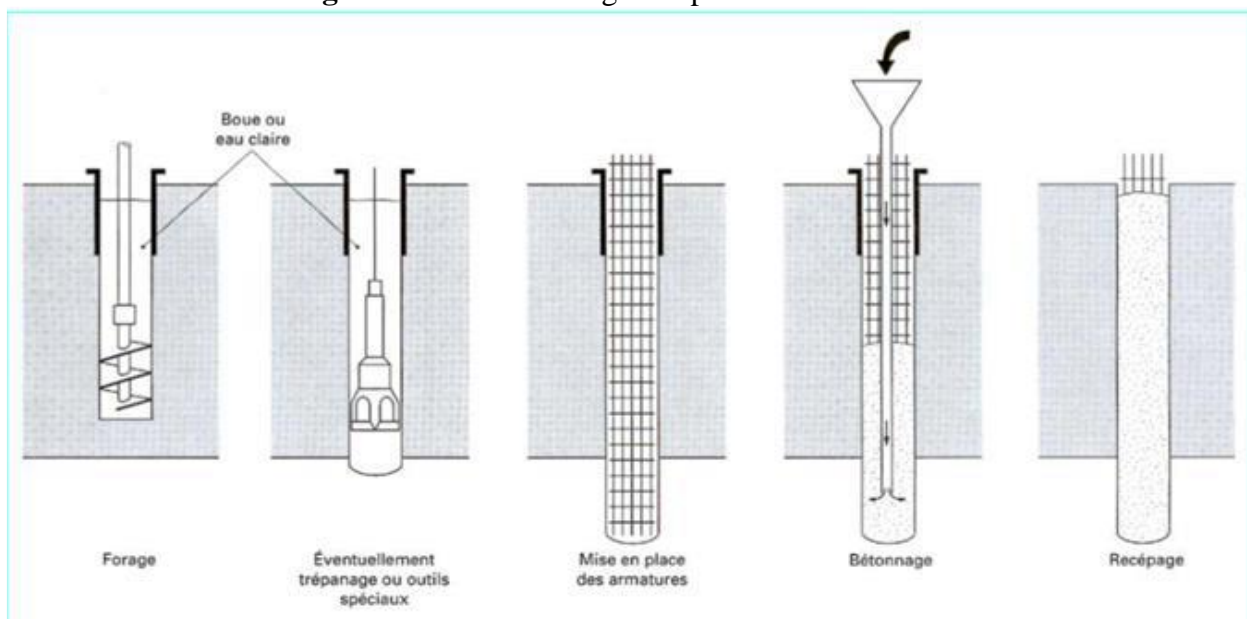


Figure VII-5 : Réalisation d'un pieu foré à la boue

*Partie 03 : Pré dimensionnement du
centre commercial R+2 en béton armé*

1. Introduction :

Le béton est obtenu en mélangeant en quantité et en qualité convenable du ciment, des granulats (gravier, sable) et de l'eau selon le type d'ouvrage à réaliser. C'est un matériau composite constitué de béton et de barres d'acier qui allie la résistance à la compression du béton et la traction de l'acier, il est utilisé comme matériau de construction, en particulier pour le bâtiment et le génie civil.

Le béton a joué un rôle essentiel dans la naissance et le développement de l'architecture après l'acier et le verre, représente le matériau incontournable par ses capacités à répondre à toutes les exigences des édifices (techniques, formelles, esthétiques....etc.).le béton utilisée aussi bien comme élément structurel que décoratif et satisfaire tous les paramètres, il est un élément essentiel de la modernité architecturale.

2. Pré dimensionnement des éléments résistants :**a) les poutres :**

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux.

Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de BAEL91 et vérifié selon le RPA99-2003.

Selon BAEL91

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \\ 0.3h \leq b \leq 0.7h \end{array} \right.$$

Vérification d'après RPA99 version 2003 :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

Avec: L : la portée de la poutre.

h : la hauteur de la poutre

b : la largeur de la poutre.

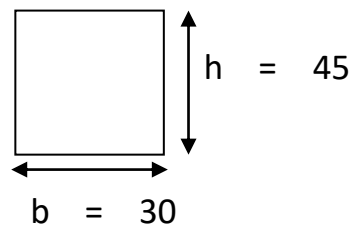
Mais nous avons pré-dimensionné avec :

$$\frac{L}{18} \leq h \leq \frac{L}{13}$$

$$\frac{600}{18} \leq h \leq \frac{600}{13}$$

On prend $h=45\text{cm}$ $b=30\text{cm}$

Dimensions adoptés pour les poutres principales et secondaires



b-Plancher à dalle pleine :

$\frac{L_x}{L_y} \geq 0.4 \rightarrow$ La dalle porte dans les deux sens

Selon BAEL91

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

$17.14 \leq h \leq 20 \rightarrow$ On prend une épaisseur de 18 cm

3. Evaluations des charges et surcharges :

a)Les planchers :

a-1 Planchers étages courant :

Charges permanentes :

Dalle pleine étages courants			
	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m3)	(KN/m²)
Cloisons	10	10	1
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	18	25	4,5
Enduit de plâtre	2	10	0,2
			7,24

CHAPITRE VIII :**Pré dimensionnement du centre en béton armé****a-2 Plancher terrasse inaccessible :****Charges permanentes :**

Plancher terrasse inaccessible			
	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m3)	(KN/m²)
Cloisons	5	20	1
Carrelage	2	/	0,12
Mortier de pose	8	20	1,6
Lit de sable	4	4	0,16
Dalle pleine	18	25	4,5
Enduit de plâtre	2	10	0,2
			7,58

a-3 porte à faux :

Les balcons			
	Epaisseur	Masse volumique	G
	(cm)	(KN/m3)	(KN/m²)
Carrelage	2	20	0,4
Mortier de pose	3	20	0,6
Lit de sable	3	18	0,54
Dalle pleine	18	25	4,5
Enduit de ciment	2	18	0,36
			6,4

	G KN/ml
Garde-corps	0,6
verre	1,5

Charge d'exploitation :

Etages courant	Terrasse inaccessible
5KN/m ²	1KN/m ²

4. Les poteaux :

- Vérification de l'effort réduit :

Il faut que : $N_d / f_{c28} \times B < 0,3$

Niveau	N(KN)	B(cm ²)	Rac B (cm)	h(cm)	b(cm)	b*h (cm ²)	Nd/(fc28xB)
RDC	1475	1966,66667	44,3471157	50	40	2000	0,295
1ère	949	1265,33333	35,5715242	50	40	2000	0,1898
2ème	409	545,333333	23,3523732	50	40	2000	0,0818

Donc on prend des poteau de section (hxb) =(50x40)

5. Calcul des éléments de l'infrastructure**5.1 Calcul des contraintes**

Pour un diamètre de 1,2 m :

$$A_p = 1,13 \text{ m}^2$$

$$P_p = 3,76 \text{ m}$$

Q_{su} : Effort limite par frottement

$$Q_{su} = P_p \cdot z \cdot q_s$$

$$Q_{su} = 3,14 \times 1 \times 4 \times 15$$

$$Q_{su} = 225,6 \text{ KN}$$

Q_u : contrainte relative au terme de pointe

$$Q_{pu} = A \cdot q_u$$

$$Q_{pu} = 1,13 \times 4000$$

$$Q_{pu} = 4520 \text{ KN}$$

$$Q_c = 0,5 Q_{pu} + 0,7 Q_{su}$$

$$Q_c = 0,5(4520) + 0,7(225,6)$$

$$Q_c = 2417,92 \text{ KN}$$

$$N_{\max} \text{ à l'ELS} = 1046 \text{ KN}$$

$$\text{Poids du pieu} = 1,13 \cdot 22,5 \cdot 25 = 635,62 \text{ KN}$$

$$N_s = 1046 + 635,62$$

$$N_s = 1681,62 \text{ KN} < 2417,92 \text{ KN}$$

Donc on adopte un pieu de 1,2m de diamètre pour une profondeur de 22,5m.

5.2 Ferrailage des pieux :

Le ferrailage des pieux sera conforme au ferrailage minimal indiqué selon le fascicule 62 C.5.4,22.

- ➔ **Armatures longitudinale** : La section minimale d'armatures longitudinales est au moins égale à 0,005 de la section du béton.
 $A_{smin}=56.55\text{cm}^2$ on adoptera donc HA20 esp 19cm
- ➔ **Armature transversale** : Leur diamètre est au moins égal aux quatre dixièmes du plus grand diamètre des barres longitudinales, avec un minimum de 6 mm.
 $20 \cdot 4 / 10 = 8$
 On adoptera donc des cerces de HA8 avec un espacement de 20cm
- ➔ **Enrobage** : 5cm

5.3 Poutres de liaisons :

$$F = N / \alpha \geq 20 \text{ KN}$$

$$F = 1046/10$$

$$F = 104,6 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN}$$

5.3 .1 Pré dimensionnement des poutres :

$$b=130\text{cm}$$

$$h=100\text{cm}$$

5.3 .2 Ferrailage des poutres de liaisons :

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

$$A_{smin}=0,6\% \cdot B$$

$$A_{smin} = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06 \cdot f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

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

$$B = 130 \times 100 = 13000 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 13000 \cdot \frac{2,1}{400}$$

$$A_s = 68,25 \text{ cm}^2$$

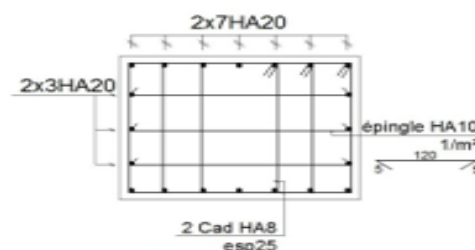


Figure VIII-1 : Ferrailage des poutres de liaisons

A large, horizontally-oriented oval with a light red-to-pink gradient and a thin dark border. The text is centered within this oval.

**Partie 04 : Etude comparative
estimative**

1. Introduction :

Nous avons fait le dimensionnement de la structure en charpente mixte et en béton armé afin de comparer les deux structures selon l'aspect économique qui comporte principalement les coûts et les délais de réalisation des deux structures.

2. Aspect économique :

➤ **Estimation des coûts :**

Afin de faire la comparaison nous avons calculé le devis estimatif des deux projets (structure et infrastructure) avec les prix unitaires suivant :

-L'acier : 180 DA le kg

-Le béton : 40 000 DA le m³

Les résultats obtenus sont indiqués ci-dessous :

type	éléments	nbr d'élément	long tot	poids totale	Masse Kg /m ²	prix unitaire DA
poteaux	HEA400	64	320	391,6379	39922,314	180
poteaux	HEA360	128	640	704,4557	71809,9592	
poutre	IPE 360	112	672	352,8568	35969,0928	
poutre	IPE330	166	996	454,5774	46338,1651	
poutre	IPE300	55	330	129,8247	13233,9144	
solives	IPE 240	313	1878	562,038	57292,3547	
solives	IPE 220	149	894	229,1386	23357,6555	
cntrvtm	2L150*15/10	96	376,9874	376,9874	38428,8889	
treillis	UPN 220	192	96,3138	25,0589	2554,42406	
treillis	2L70*7/50/	99	103,61	14,8507	1513,83282	

prix (DA)
59 475 708,26

DM80	Floor	/	/	10616,864	416,587758
------	-------	---	---	-----------	------------

Prix (DA)
17 913 273,61

prix tot structure(DA)
77 388 981,87

Tableau VIII-1:Devis estimatif structure en charpente mixte

Profondeur	22,5
prix 1 pieu	675 000,00
prix tot pieux	43 200 000,00

Tableau VIII-2: Devis estimatif des pieux de la structure CM

Prix totale structure et infrastructure : 120 588 982 DA

éléments	nbr d'élmt	long totale	Poids (KN)	M (kg/m3)	prix unitaire DA	
PP 45*30	345	2028	6210,8654	243,703837	40 000	
POT 40*50	27	108	4798,5826	188,288252		
CH 30*30	192	960	202,4402	7,94341052		
DP	3		23887,944	937,322456		
				1377,25796		prix tot structure(DA)
						59222092,13

Tableau VIII-3:Devis estimatif structure en béton armé

Profondeur	22,5
prix	787500
prix totale p	50 400 000,00

Tableau VIII-4: Devis estimatif des pieux de la structure en béton armé

Prix totale structure et infrastructure : 109 622 092 DA

3. Comparaison des coûts :

En se basant sur les prix obtenus, nous pouvons tirer les conclusions suivantes :

-Le prix de la construction en béton armé est moins chère de **18166889,74 DA** que le coût de la construction mixte

- Le prix de la construction en béton armé avec l'ajout du prix de l'infrastructure est plus chère de **6946383,87 DA** que le coût de la construction mixte, et cela en raison du poids réduit de la structure mixte ce qui permet de réduire sensiblement le diamètre des fondations sur pieux et qui entraîne des économies au niveau du coût totale.

➤ Estimation des délais :

-Structure en charpente mixte :

Le montage d'une charpente métallique est étonnamment facile et rapide. Sa conception en atelier facilite largement le montage sur site. L'un des avantages le plus impressionnant de ce type de construction c'est le gain de temps très important puisqu'on peut l'estimer à 30% par rapport à une construction traditionnelle en béton armé. Ce délai de réalisation s'explique par le fait que tout soit préalablement réalisé en atelier. Sur le chantier, il ne reste plus qu'à assembler les pièces.

Les avantages financiers liés à la mise-en-œuvre plus rapide sont les suivants :

- Réduction des équipements et frais de gestion du site
- Réduction des coûts de location des locaux de chantier, du personnel, frais de grue, etc.
- Retour en investissement plus rapide.
- Réduction des flux de trésorerie.
- Réduction des intérêts de paiement

-Structure en béton armé :

Le séchage du béton ou ce que l'on appelle « la prise » est la préoccupation essentielle après avoir coulé le béton. C'est cette étape qui va permettre au béton d'obtenir ses capacités tant recherchées dans le monde de la construction. Il s'agit par exemple de la résistance et de la durabilité. Ainsi, la fabrication en amont du béton est primordiale, mais sans un séchage effectué dans les règles de l'art, la résistance voulue du béton peut ne jamais être atteinte. Par conséquent des délais minimum savant la reprise des travaux sont conseillé ce qui induit un délai de réalisation plus important (séchage, coffrage, ferrailage, décoffrage...).

4. Avantages et inconvénients de la construction en acier et en béton armé :

a) Acier :

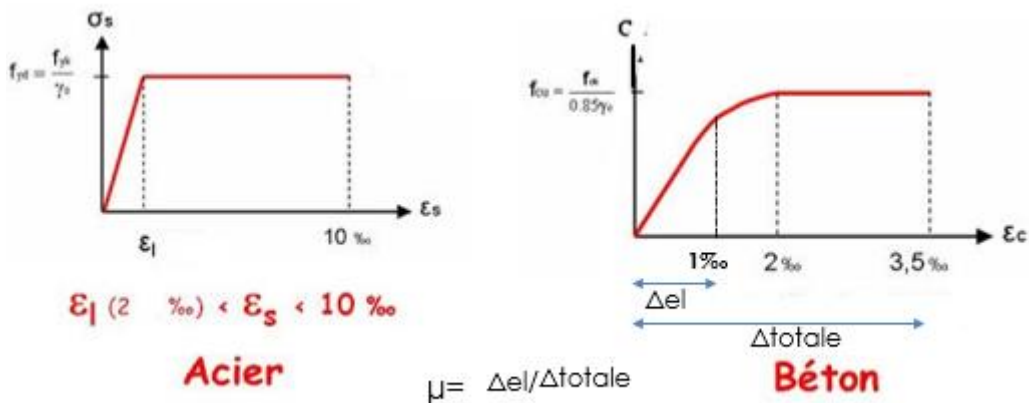
Avantage :

- ➔ L'acier a un rapport résistance/poids élevé. Donc le poids mort des structures en acier est relativement petit, cette propriété fait de l'acier un matériau de structure très attractif pour les projets de grande portée ou pour les structures situées sur un sol peu porteur comme dans notre cas et dans des zones à forte activité sismique.

Rapport Résistance /masse :

Béton 25/25=1 Acier 275/78,5=3,5 ➔ On remarque que l'acier a la meilleure résistance d'un point de vu poids

- ➔ La ductilité, l'acier peut subir de grandes déformations plastiques avant l'échec qui entraînent une grande dissipation d'énergie fournissant ainsi une grande résistance de réserve surtout face aux actions sismiques.



Ductilité Acier =5

Ductilité béton = 3,5

- ➔ Grace aux propriétés de résistance et de rigidité inhérentes à l'acier, les longues portées aux sections réduites peuvent être atteintes facilement, ce qui permet de réaliser de grands espaces libres.
- ➔ Facilité d'adaptation aux changements d'affectation grâce à des assemblages démontables et à l'intégration de nouveaux éléments et installations, pouvant ainsi permettre l'extension des structures existantes.
- ➔ L'acier est 100% recyclable donc ce qui induit une écologie exemplaire.

Inconvénients :

- ➔ Coût : L'acier est très énergivore et naturellement plus cher à produire.
- ➔ Mauvaise résistance au feu. Dans le contexte d'un incendie, l'acier a mauvaise réputation, bien qu'il soit incombustible. On lui reproche de n'avoir qu'une faible résistance aux températures élevées.
- ➔ Entretien exigé. L'acier exposé à l'environnement peut être endommagé entraînant une corrosion de la structure étant exposées à l'air et l'eau.
- ➔ Sensibilité au flambage, en raison du rapport résistance/poids élevées éléments de compression en acier sont en général plus minces et par conséquent plus sensibles au flambement.

b) Béton armé :

Avantage :

- ➔ Le béton armé est le matériau de construction le plus économique.
- ➔ Résistance à la compression élevée par rapport à l'acier.
- ➔ Résistance au feu, pouvant protéger les barres d'acier d'armature du feu pendant de longues périodes.
- ➔ Durabilité : le système de construction en béton armé est plus durable que tout autre système de construction.
- ➔ Faible entretien : Le béton armé est conçu pour être robuste, en utilisant des matériaux de faible valeur qui ne nécessitent pas un entretien approfondi.
- ➔ Le béton peut être coulé sous n'importe quelle forme, ce qui le rend idéal pour les clients souhaitant des formes et des éléments qui vont au-delà des options offertes par la charpente métallique

Inconvénients :

- ➔ Plus grandes sections et retombées importantes. Pour un bâtiment à plusieurs étages, la section de poteau en béton armé est plus grande que la section en acier
- ➔ Rétrécissement : le retrait entraîne le développement de fissures et une perte de résistance
- ➔ Moins ductile que l'acier
- ➔ Non recyclable

CONCLUSION GENERALE

Ce projet de fin d'étude, nous a permis de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation d'ingénieur, et de les approfondir. A travers les différentes étapes de conception et de calcul, nous avons pu nous familiariser avec les règlements et codes, et surtout l'utilisation de l'outil informatique tels que les logiciels ETABS et ROBOT Structural, pour l'analyse et le calcul des structures qui nous ont été très bénéfique en temps et en effort.

Le développement de l'industrie a mis en disponibilité l'acier sous des formats et des formes adaptables à tous les usages, et la technologie a poussé jusqu'à leur optimum ses propriétés mécaniques, physiques et chimiques, ce qui fait de la construction mixte une variante prometteuse en terme de coût, de délais et de réduction des dimensions des infrastructures ce qui la rend très compétitive vis-à-vis des techniques de construction en béton armé.

