



MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDES

Pour l'Obtention du

Diplôme de Master Sciences et Techniques

Spécialité : Génie Mécanique et Productique

**Conception et Etude Technique d'une ossature métallique
support panneaux photovoltaïques**

Présenté par :

AITBAHADOU Hamid

Encadré par :

- Abas SEDDOUKI, Professeur département Génie Mécanique, FST Fès.
- Nabil TOUGUI, Encadrant de la société Jet-Contractors.

Effectué à : L'entreprise Jet-Contractors, Rabat



Soutenu le : 17/06/2016

Le jury :

- Mr, A.Seddouki, (FSTF)
- Mr, A.El khalfi, (FSTF)
- Mr, B.Harras, (FSTF)

Année Universitaire : 2015-2016



Dédicaces

A ma chère mère, source de ma vie et de ma joie

A mon père, pour son support, et la

Puissance le long de mon parcours scolaire.

*Mes chers frères et sœurs, toute les personnes les plus proches du cœur,
pour vos encouragements et votre soutien réconfortant durant les
moments les plus difficiles.*

A tous mes amis

Qui m'ont aidé à surmonter les difficultés et m'ont encouragés pour

Arriver jusqu'au bout, dans les meilleures

Conditions possibles...



Remerciement

Je tiens à remercier Mr Adil RTABI président directeur général de m'avoir accepté en tant que stagiaire au sein de la société industrielle Jet-Contractors.

Je tiens à remercier tout particulièrement et à témoigner toute ma reconnaissance à Mr Abbass SEDDOUKI Enseignant Chercheur à la FSTF et Mr Nabil TOUGUI Ingénieur Structure au service BET structure, pour leurs encadrements et l'expérience enrichissante et pleine d'intérêt qu'ils m'ont fait vivre soit durant ce stage au sein de l'entreprise ou bien le long des années de formation qui ont fait preuve d'une grande disponibilité à mon égard, et qui n'ont pas hésité de me donner des conseils et des informations très enrichissantes.

Et aussi il ne faut pas oublier toute l'équipe du bureau d'études de m'avoir accepté parmi eux et de m'avoir consacré de leur précieux temps.

Enfin, je remercie l'ensemble du personnel du Jet-Contractors avec qui j'ai été amené à travailler, pour avoir fait preuve de disponibilité et d'attention à mon égard tout au long de mon stage.



Introduction Générale

Les constructions métalliques constituent un domaine important d'utilisation des produits laminés sortis de la forge. Elles emploient, en particulier, les tôles et les profilés. Les structures constituées à partir de ces éléments nécessitent des opérations préalables de découpage, de perçage et de soudage en usine. Le coût élevé des matériaux de base conduit à rechercher le poids minimal et à développer l'emploi de l'acier pour des domaines très spécifiques permettant de mettre en valeur les qualités suivantes : la légèreté, la rapidité de mise en œuvre, l'adaptation aux transformations ultérieures et les propriétés mécanique élevées (limite élastique, ductilité, résistance à la fatigue).

Les domaines d'application des constructions métalliques sont très nombreux. Ils concernent d'abord les bâtiments, les halles industrielles lourdes ou légères (usine de transformation ou de stockage) constituent un secteur où l'emploi de l'acier est fréquent pour la réalisation des ossatures et des bardages recouvrant celles-ci, et pour l'utilisation de ponts roulants. Même dans les pays en développement, les charpentes industrielles se montrent compétitives, grâce à la facilité du montage et de l'expédition des éléments constitutifs par voie maritime ou terrestre.

Dans le cadre de notre formation du Master Sciences et Techniques en Génie Mécanique et Productique les étudiants sont amenés à passer des stages dans les entreprises. Mon stage de fin d'études s'est déroulé au sein du service Bet Structure de Jet Contractors, société située à RABAT, un stage durant quatre mois où j'étais chargé de faire la conception d'une ossature métallique support panneaux photovoltaïque.

Le présent rapport se divise en trois parties, la première partie sera consacrée à l'étude théorique dont laquelle je vais présenter l'organisme d'accueil. Cette première partie est un aperçu général de la société mère Jet Contractors qui comprend son historique, ses activités, ses partenaires et filiales et son organigramme. Dans la deuxième partie je vais décrire des nouvelles connaissances et expériences retenues pendant la période du stage concernant le lot de charpente métallique dès la phase d'étude et conception jusqu'au montage de la structure. La troisième partie est consacré à présenter la mission dont j'étais chargé au service BET structure qu'était le dimensionnement du système porteur d'une ossature métallique support panneaux photovoltaïque.



Table des matières

Dédicaces	1
Remerciement.....	2
Introduction générale.....	3
Table des figures	6
Table des tableaux.....	7
Chapitre I: Présentation d'organisme d'accueil	8
I.1 Introduction :	9
I.2 Historique :	9
I.3 Fiche technique :	10
I.4 Organigramme de JET Contractors :	11
I.5 Départements et Activités de JET CONTRACTORS :	11
I.6 Partenaires et filiales de JET CONTRACTORS :	13
Chapitre II: Approche technique à la charpente métallique	14
II.1 Etendue du lot charpente métallique :	15
II.2 Avantages et inconvénients de l'utilisation de l'acier :	15
II.2.1 Introduction :	15
II.2.2 Nuance d'acier :	16
II.2.2 Qualité d'acier :	17
II.2.3 Coût :	17
II.3 Les grands types de structures en CM :	17
II.3.1 Structure en profilés du commerce :	17
II.3.2 Structure en profilés reconstitués soudés :(PRS)	18
II.3.3 Structure en treillis :	18
II.3.4 Les structures tubulaires :	19
II.4 Planification d'un projet de Charpente Métallique :	20
II.4.1 Conception de la CM :	20
II.4.2 Commande de matière et fabrication d'ossature :	21
II.5 Transport de l'ossature métallique :	24



II.5.1 Livraison à pose immédiate :	24
II.5.2 Livraison par lot :	24
II.5.3 Coût du transport :	24
II.6 Montage de la CM :	24
II.6.1 Programme de montage et méthodologie :	24
II.6.2 Moyens de levage :	26
Chapitre III: Conception et modélisation d'une ossature métallique support P.V	27
III.1 Présentation du projet : (ANNEX1 : Plan d'ensemble).....	28
III.2. Concept de dimensionnement :	28
III.2.1 Buts à atteindre :	28
III.2.2 Aptitude au service :	28
III.2.3 Sécurité structural :	28
III.2.4 Système statique :	29
III.2.5 Modélisation de la structure :	29
III.3 Cahier de charge et méthodologie de conception :	31
III.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure :	32
III.4.1 Surcharges climatiques :	32
III.4.2 Calcul des pannes :	33
III.4.3 Calcul statique des portiques :	38
III.4.4 Dimensionnement du portique :(Plan d'ensemble ANNEX 1).....	41
III.5 ASSEMBLAGE :	54
III.5.1 Principes :	54
III.5.2 Principes essentiels à garder toujours présents à l'esprit :	54
III.5.3 Les boulons :	54
III.5.4 calcul de la Liaison panne-traverse :	55
III.5.5 Calcul des platines et des ancrages en pied de poteaux :	56
III.5.6 Soudage de l'assemblage poutre-poteau :	58
III.6 Modélisation de la structure et préparation des plans de fabrication (ANNEX 5) :	59
Conclusion :	61
ANNEXES	63



Table des figures

Figure I.1. Organigramme de JET CONTRACTORS	11
Figure I.2. Partenaires et Filiales de JET CONTRACTORS	13
Figure II.1. Profilés du commerce (IPE)	17
Figure II.2. Fermes en treillis	18
Figure II.3. Structure tubulaire	19
Figure II.4. Déroulement des études d'exécution	21
Figure II.5. Etapes d'élaboration et de fabrication de la charpente.....	22
Figure II.6. Eléments assemblés au sol	25
Figure II.7. Quelques systèmes de stabilité provisoire.....	25
Figure III.1. Différentes configurations des portiques	29
Figure III.2. Modélisation des différents éléments d'une structure	31
Figure III.3. Système statiques de pannes	34
Figure III.4. Panne soumise à une flexion déviée	35
Figure III.5. Cadres en profilé à double té	39
Figure III.6. Détails des pieds de montants	41
Figure III.7. Vue en élévation selon les fils 1 2 3 4	41
Figure III.8. Portique modélisé sous robot structural analysis	43
Figure III.9. Insertion des charges appliquées sur le portique	44
Figure III.10. Action du vent en fonction du site	44
Figure III.11. Vent gauche/droit.....	45
Figure III.12. Vent droit/gauche.....	45
Figure III.13. Combinaisons automatiques des charges.....	46
Figure III.14. Flèche maximale de 40.7 cm au nœud 3.....	47
Figure III.15. Paramètres de flambement du poteau	49
Figure III.16. Paramètre des pièces aboutissantes selon l'axe Y	50
Figure III.17. Paramètres de déversement des traverses	50
Figure III.18. Poteau non vérifié vis-à-vis les normes de calcul.....	51
Figure III.19. Traverse non vérifiée vis-à-vis les normes de calcul.....	51
Figure III.20. Vérification du montant en contrainte	51
Figure III.21. Vérification du montant en déplacement	52
Figure III.22. Section du PRS avant et après modification des paramètres	53
Figure III.23. Poteau et traverse vérifiés	54
Figure III.24. Liaison articulé Panne-Poutre	55
Figure III.25. Paramètres du pied de poteau	57
Figure III.26. Pied de poteau non vérifié	57
Figure III.27. Pied de poteau vérifié vis-à-vis les normes	58
Figure III.28. Pied de poteau avec tiges d'ancrage à tête marteau.....	58




Figure III.29. Vue en perspective 3D	59
Figure III.30. Vue en fil 1	60

Table des tableaux

Tableau 1. Fiche Technique de JET CONTRACTORS	11
Tableau 2. Avantages et inconvénients d'utilisation de l'acier en charpentes métalliques	15
Tableau 3. Désignation et caractéristiques des principaux aciers de construction.	16
Tableau 4. Classification de l'agressivité du milieu environnant.....	23
Tableau 5. Avantages et inconvénients de la peinture anticorrosion	24
Tableau 6. Comparaison GRUE FIXE / GRUE MOBILE.....	26
Tableau 7. Combinaisons pratiques des règles CM66.....	36
Tableau 8. Combinaisons possibles des charges	37
Tableau 9. Détails de chargement	45
Tableau 10. Les combinaisons des charges.....	46
Tableau 11. Déplacements et rotations des barres.....	48



Chapitre I

Présentation d'organisme d'accueil



I.1 Introduction :

Jet Contractors Maroc, opérateur international au secteur des travaux de construction, est une entreprise spécialisée dans la conception et la gestion de projets relatifs aux travaux d'enveloppes de bâtiments, d'architecture transparente et de charpente métallique et bois. Son activité englobe les études de faisabilité, le conseil, la conception, la fabrication, la livraison et la pose sur chantier. Présente sur tous les grands chantiers de construction de cette dernière décennie en France et en Afrique, Jet Contractors dispose d'une unité de production de plus de 30000 m² et s'est dotée de la dernière génération de machines à commande numérique et de moyens matériels à la pointe de la technologie, pilotés par des compétences humaines et une main d'œuvre hautement qualifiées. L'entreprise s'appuie sur la veille des dernières tendances technologiques pour l'innovation, pour répondre aux attentes de ses clients en termes de technicité, de qualité et de réactivité.

I.2 Historique :

1992 : Création de l'entité sous le nom « **Jet alu** » de personne physique «ADIL RTABI»

1998 : Une certification de classe 1 décernée par le ministère de l'équipement plus de 50 attestations de références pour grands ouvrages et chantiers.

2000 : Conversion en SARL .

2004 : Certification de qualification et de classification de classe 5.20 délivrée par le ministère de l'équipement et du transport.

2004 : Une certification de qualification et de classification est délivrée par le ministère délégué chargé de l'habitat et de l'urbanisme.

2004 : Transfert de toute la structure de Jet alu Maroc vers une nouvelle implantation, sur 5000m², située à Ain-Atiq entre Rabat et Casablanca.

2005 : Obtention de la certification conforme aux exigences de la norme ISO 9001 :2000.

2005 : Obtention du prix national de la qualité 2005.

2006 : Obtention d'un certificat d'encouragement de management et de gestion, délivrée par la chambre de commerce et de l'industrie.

2007 : Participation au salon BATIMAT 2007.



2008 : Renouvellement de la certification qualité conformément aux exigences de la norme ISO 9001 :2000 pour **Jet Contractors Maroc** et obtention de la certification qualité conformément aux exigences de la norme ISO 9001 :2000 pour **Centralu**.

2008 : Augmentation du capital social à 22 500 000.00 DH.

2009 : Transformation en SA (société anonyme) avec conseil d'administration.

2010 : Exposition au BIG 5 SHOW -DUBAI

2011 : Introduction en Bourse de Jet Alu Maroc.

2012 : Participation au Salon « BATIMATEC » Alger .

2013 : Jet Contractors Maroc acquiert les actifs de la société Française Leblanc.

2014 : attestation d'adhésion de la part du syndicat national de la construction des fenêtres.

2015 : Certificat QUALIBAT 2015.

2015 : La dénomination sociale de «JET ALU MAROC» devienne «JET CONTRACTORS».

I.3 Fiche technique :

Le tableau suivant présente la fiche technique de la société JET-CONTRACTORS:

Date de création	1992
Certificats	ISO 9001 ; ISO 14001 ; OHSAS18001
Chiffre d'affaire	471 343 941,28 MAD
Filiales	AR Factory, Ametema, Medglass,MenaSteel, et Rims
Principal Gammiste	Sepalumic Maroc
Activité principale	Bâtiment et Matériaux de Construction
Autres activités	Construction métallique, construction bois, Energie renouvelable, Enveloppe de bâtiment
Produits	Menuiserie aluminium, inox, façades légères, cloisons amovibles, menuiserie bois
Services	Menuiserie bois (entreprises), menuiserie métallique
Siège	78, Q.I. de Takaddoum–Rabat

Usine et bureaux	Km 3, Zone Industrielle de AIN ATIQ–Temara/ Quartier industriel de Oued Yquem -CP 12040 Skhirat- Marrakech
Tel	(212)5 37 74 92 92
Fax	(212)5 37 74 92 30 / 32
E-mail/Siteweb	Jetalu@jetalu.com / www.jet-contractors.com

Tableau 1. Fiche Technique de JET CONTRACTORS

I.4 Organigramme de JET Contractors :

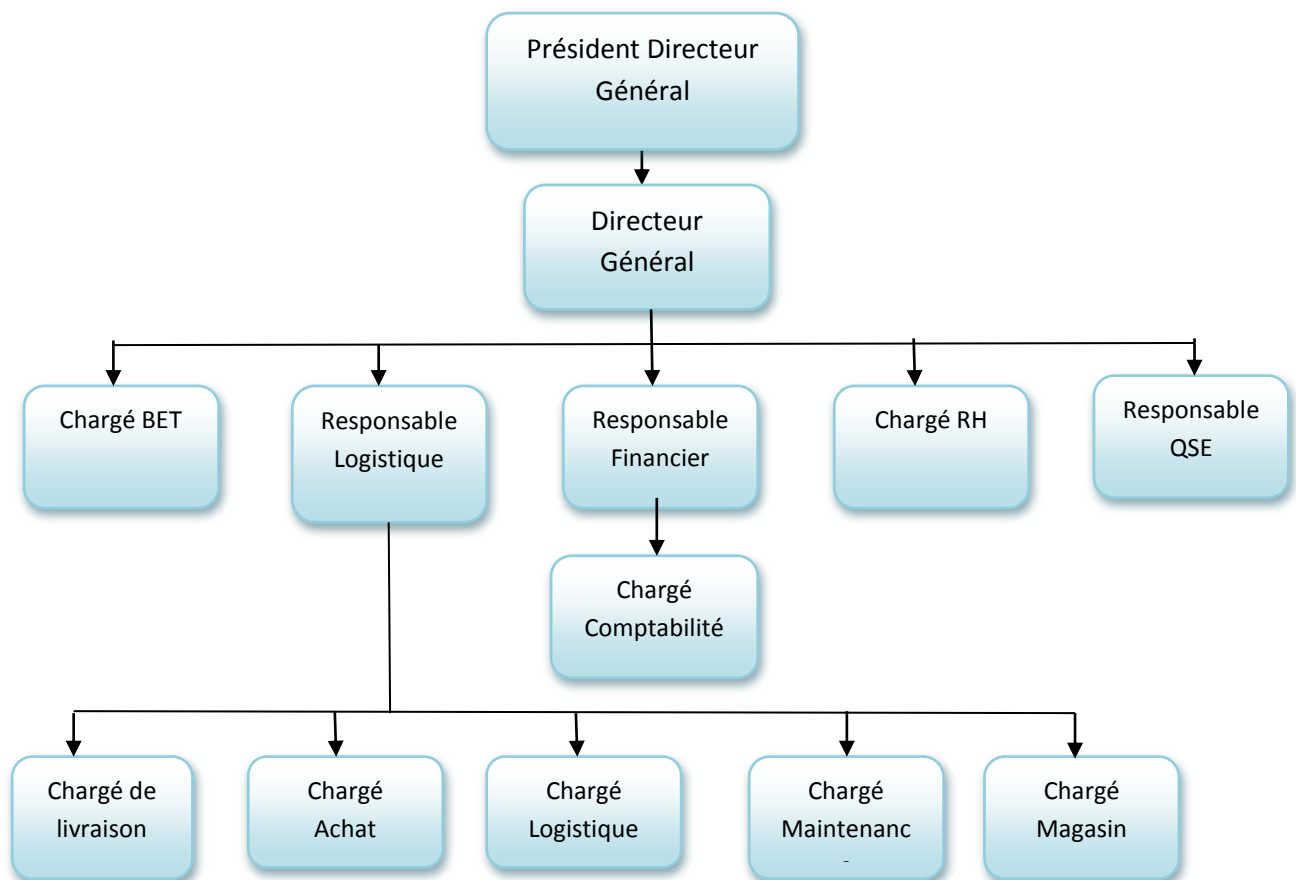



Figure I.1. Organigramme de JET CONTRACTORS

I.5 Départements et Activités de JET CONTRACTORS :

L'entreprise dispose de six départements Commercial et Achat, Ressources Humaines et Marketing, Magasin et Logistique, Bureau D'études, Qualité-Sécurité-Environnement et Fabrication. Le service QSE occupe une place centrale dans le



fonctionnement de l'entreprise, il possède des liens fonctionnels avec tous les services. Ce dernier intervient dans le contrôle de la qualité produit, contrôle des rejets, règles de sécurité, contrôle des produits achetés et réceptionnés, sécurité des employés, et autres.

Le responsable QSE assure la mise en place et le suivi du système de management qualité, sécurité, et environnement en prenant en considération les objectifs de la Direction Générale, les contraintes de l'entreprise et les demandes des clients. Il effectue des audits internes en matière d'application des processus et des veilles réglementaires.

Afin d'apporter à ses adhérents le meilleur service, l'atelier de fabrication dispose d'une équipe fonctionnelle gérante chacune de ses applications exploitées : des personnes chargées du service maintenance, d'autres chargées des besoins des ouvriers, ainsi qu'une assistante de production.

L'atelier de fabrication se dote d'une politique qualité et s'engage à fournir des produits et des services de qualité, à des prix compétitifs, qui répondent aux besoins spécifiques de la clientèle. Le directeur général met en place l'organisation et pilote la production dans le respect des contraintes de coûts, qualité et délais de livraison. Il définit la stratégie de fabrication des gammes de produits et veille à la performance globale de la production.

L'activité principale commence par l'élaboration du planning de fabrication, ce dernier est vérifié par le Directeur Général de l'entreprise. Une fois le planning de fabrication est approuvé, le D.G ordonnance la fabrication et réclame le lancement de la fabrication. Ensuite, le chargé des ateliers reçoit les produits fabriqués qui sont enfin prêts à être livrer. Au cas où le directeur général n'approuve pas le dossier de fabrication, le BET doit le rectifier.

L'atelier de fabrication analyse la capacité annuelle de production de l'usine et la compare aux besoins commerciaux de l'entreprise. Les principaux indicateurs de performance doivent être définis pour évaluer le bon fonctionnement de la chaîne de production. Par exemple, acquérir de nouvelles machines, construire un nouveau atelier, faire l'audit qualité ou autres.

Le directeur de production veille aussi sur l'identification du dysfonctionnement et les imprévus de la production tout en apportant des solutions aux principaux acteurs concernés : chefs d'ateliers, ingénieurs de fabrication, etc.

Le D.G peut également collaborer directement avec le siège de l'entreprise sur l'ensemble des questions liées à la qualité et à l'organisation, et échanger ainsi sur les bonnes pratiques de production.

I.6 Partenaires et filiales de JET CONTRACTORS :

Aujourd'hui l'entreprise dispose de plusieurs filiales chacune spécialisée dans un secteur dont le but est de faire développer et améliorer les activités de l'entreprise.

La figure ci-dessous illustre les différentes filiales et partenaires de l'entreprise :



Figure I.1 Partenaires et Filiales de JET CONTRACTORS

AR Factory est spécialisée dans la production en Aluminium et Bois. Elle est équipée et organisée pour traiter avec efficacité de gros volumes de production ou de petites séries, voire des travaux à l'unité.

MEA WOOD : Spécialiste des systèmes constructifs en bois et de charpente lamellé-collé.

MEDGLASS : Spécialiste dans la transformation technique du verre. Medglass a été créée pour doter les marchés de produits verriers innovants présentant ainsi une grande valeur ajoutée très concurrentielle.

CENTRALU : Spécialisée en pose et dispose de moyens logistiques importants et d'une longue expérience des plus grands chantiers.



Chapitre II

Approche technique à la charpente métallique

II.1 Etendue du lot charpente métallique :

Le lot Charpente Métallique (CM) a pour objectif la fabrication et la mise en œuvre :

- Des charpentes métalliques structurelles.
- Des bacs acier et planchers mixtes acier-béton.
- Des revêtements anticorrosion et finition.

II.2 Avantages et inconvénients de l'utilisation de l'acier :

II.2.1 Introduction :

D'après la norme européenne EN 10025, l'acier est un matériau contenant en poids plus de fer que les autres éléments, ayant en général moins de 2 % de carbone et contenant d'autres éléments :

- **Fer** : l'élément de base.
- **Carbone** : deuxième élément caractéristique, à teneur de 2% maximum.
- **Impuretés** : (phosphore, soufre...).
- **Additifs** : (silicium, nickel, chrome...) en fonction des caractéristiques du produit voulu.

Le tableau ci-dessous cite quelques avantages et inconvénients de l'utilisation de l'acier :

AVANTAGES	INCONVENIENTS
<ul style="list-style-type: none">➤ Faible volume de matériau mis en œuvre, entraînant :<ul style="list-style-type: none">• Une légèreté de la structure porteuse, donc des fondations moins coûteuses.• Des poteaux plus minces autorisant une plus grande utilisation de la surface au sol.➤ Déformabilité supérieure par rapport à une structure de béton.➤ Rapidité d'exécution.➤ Valeurs élevées des propriétés mécaniques fondamentales.➤ Adaptabilité aux travaux de réhabilitation.➤ Propreté de chantier	<ul style="list-style-type: none">➤ Des protections au feu et à la corrosion sont souvent nécessaires.➤ Coût du matériau de base plus cher que pour le béton, et plus sensible aux fluctuations du marché.➤ Gérer les interfaces entre les étapes fabrication/transport/montage.➤ Peu d'inertie thermique : les structures métalliques sont très sensibles aux changements de température.

Tableau 2. Avantages et inconvénients d'utilisation de l'acier en charpentes métalliques

Les valeurs de calcul normalisées des principales caractéristiques des aciers de construction sont les suivantes :

- Module d'élasticité : $E = 210\,000 \text{ N/mm}^2$.
- Module de glissement : $G = \frac{E}{2(1+\nu)} = 81 \text{ KN/mm}^2$
- Coefficient de poisson : $\nu = 0,3$.

Un acier est défini par ses caractéristiques chimiques, physiques et mécaniques, en construction métallique, on utilise des aciers dont les caractéristiques sont définies par des valeurs minimales ou maximales, prescrites par des normes. Il existe plusieurs types de classification des aciers, basés soit sur leurs compositions chimiques (aciers alliés, acier non alliés, etc.) soit sur leurs caractéristiques mécaniques (résistance à la traction, limite d'élasticité). La classification couramment utilisée en construction métallique est du deuxième type, on désigne un acier par sa nuance et sa qualité.

II.2.2 Nuance d'acier :

La nuance d'un acier est définie par sa limite d'élasticité. Les trois nuances principales sont les aciers pour utilisations structurelles S 235, S 275 et S 355.

L'augmentation de la nuance d'acier entraîne une augmentation du prix de son élaboration. Un acier S355 coûte par exemple en moyenne 15 % plus cher qu'un S 235.

Le tableau ci-dessous donne la désignation et quelques caractéristiques des principaux aciers de construction selon la norme européenne EN 10 027-1 et la norme SIA :

Nuance d'acier selon		Limite d'élasticité Fy [N/mm ²]	Résistance à la traction Fu [N/mm ²]	Désignations ou utilisation
SIA 161 (1989)	EN 10 027-1 (1992)			
Fe E 235	S235	235	360	Acier doux
Fe E 275	S275	275	430	Acier pour profilés creux
Fe E 355	S355	355	510	Acier à haute résistance
Fe E 460	S460	460	550	Acier à grain fin

Tableau 3. Désignation et caractéristiques des principaux aciers de construction.

II.2.2 Qualité d'acier :

La qualité d'acier caractérise la fragilité d'un matériau. Les ruptures fragiles se produisent sans apparition de déformation plastique.

II.2.3 Coût :

Outre ses caractéristiques mécaniques et physiques citées précédemment, l'acier possède d'autres facteurs permettant une diminution des coûts. En effet, en utilisant un squelette d'acier comme ossature primaire, on contribue à diminuer l'épaisseur des parois, une autre diminution est due à l'utilisation d'aciers à haute limite d'élasticité dont le coût, bien que légèrement supérieur à celui des aciers ordinaires, est largement compensé par les gains de poids et de section réalisés.

Enfin l'acier peut, dans certains cas, être le seul matériau qui répond aux contraintes économiques et techniques imposées. C'est le cas par exemple lorsque la topographie du terrain est mouvementée (sites pentus), où l'adaptation de l'ossature au sol et aux fondations est complexe ainsi que dans les zones sismiques, où la solution métallique est la plus performante grâce à la légèreté de la structure et à la ductilité du matériau.

II.3 Les grands types de structures en CM :

L'utilisation de l'acier offre de grandes possibilités de choix d'un point de vue structurel et architectural. Cela est à la fois dû aux qualités intrinsèques du matériau et au grand panel de structure existant. En effet, on peut nommer quatre grands types de structures, permettant de répondre efficacement aux contraintes des dossiers.

II.3.1 Structure en profilés du commerce :

Les profilés du commerce sont des profilés standards. Il existe plusieurs types de profilés, en fonction des contraintes de la structure :

IPE, UAP et HEA : charpente à charges d'exploitation légères, pannes, sablière...etc.



Figure II.1 Profilés du commerce (IPE)

HEB: charges lourdes, planchers de reprise, poutres de roulement.

HEM: le plus résistant, mais requiert des commandes spéciales impliquant un rallongement des délais.

II.3.2 Structure en profilés reconstitués soudés :(PRS)

Les profilés reconstitués soudés (PRS) sont des profilés dont la forme a été conçue de sorte à optimiser ses performances vis-à-vis des sollicitations reprises.

Les PRS présentent donc des avantages :

- **De résistance:** optimisation du profilé par rapport aux sollicitations.
- **Architecturaux:** libération d'espace, grande portée possible, plus esthétique que les poutres treillis.
- **Economiques:** gain de masse, diminution du nombre d'assemblage.

Le recours au PRS entraîne par contre des surcoûts par rapport à une structure classique en :

- **Etude :** le dimensionnement d'une pièce unique en fonction de charges propres est plus long que pour un cas classique.
- **Fourniture :** la fabrication de la pièce étant unique, ce qui fait augmenter le temps de fourniture de la pièce, ce surcoût peut être très variable selon le type de PRS.
- **Fabrication :** assemblage/usinage parfois complexe.

II.3.3 Structure en treillis :

Un treillis est un assemblage de barres verticales, horizontales et diagonales formant un système triangulé, de sorte que chaque barre subisse un effort acceptable et que la déformation de l'ensemble soit faible, la figure ci-dessous illustre une ferme en treillis :



Figure II.2 Fermes en treillis

L'utilisation de treillis a pour objectifs de:

- Minimiser le poids de la structure.
- Maximiser la rigidité.

Les treillis entraînent des surcoûts en :

- **Etude** : Etude plus compliquée que pour une structure classique.
- **Fourniture** : (selon les profilés utilisés pour le treillis)
- **Fabrication** : En atelier les treillis sont soudés, ce qui augmente considérablement le temps de fabrication.
- **Montage** : Profilés préassemblés, nécessitant souvent plusieurs équipes de montage/moyen de levage.

II.3.4 Les structures tubulaires :


Les structures tubulaires sont composées de profilés en rond creux, la figure ci-dessous illustre un montant en tube creux muni des raidisseurs en pied du poteau :



Figure II.3 Structure tubulaire

Le choix de structures en tube se fait principalement pour des raisons architecturales. Cela conduit à des surcoûts en :

- **Fourniture**: Les profilés en rond creux demandent des temps de réalisation plus longs et des techniques spécifiques, ce qui fait augmenter son coût.

- 
- **Fabrication:** Les techniques d'assemblages sont différentes de celles pour les profilés classiques.
 - **Montage :** Assemblage particulier.

II.4 Planification d'un projet de Charpente Métallique :

On peut distinguer quatre phases dans l'existence d'un projet de charpente métallique : la conception, la livraison, la fabrication et le montage. Ces trois phases permettent de mettre en évidence les caractéristiques principales d'une ossature métallique.

II.4.1 Conception de la CM :

La conception consiste à établir les plans généraux, les descentes de charges, le dimensionnement de la structure en fonction de son utilisation et de ses caractéristiques. deux phases principales d'étude interviennent lors de la conception d'un ouvrage :

II.4.1.1 L'étude APS/APD :

- **Les études d'avant-projet sommaire (APS) ont pour objet :**
 - De préciser la composition générale en plan et en volume.
 - D'apprécier les volumes intérieurs et l'aspect extérieur de l'ouvrage.
 - D'établir une estimation provisoire du coût prévisionnel des travaux.
- **Les études d'avant-projet définitif (APD) ont pour objet :**
 - De déterminer les surfaces détaillées de tous les éléments du programme.
 - D'arrêter en plans, coupes et façades les dimensions de l'ouvrage, ainsi que son aspect.
 - De définir les principes constructifs et les matériaux.
 - D'établir l'estimation définitive du coût prévisionnel des travaux, décomposés en lots séparés.

II.4.1.2 Le transfert (étude EXE) :

C'est la définition précise de la construction, les objectifs de cette étude sont :

- Calcul et dimensionnement des systèmes porteurs de la structure.
 - Documents d'entrée, des plans de traçage.
-

- Commande de matière.
- Fabrication/montage.

🌀 Les plans de traçage et plans d'atelier :

C'est la définition détaillée d'une construction. Elle est réalisée par le bureau d'étude responsable de la conception, et doit contenir les plans d'atelier comprenant toutes les cotes, les perçages et tous les éléments structurels types. Ils sont établis à partir des plans d'exécution.

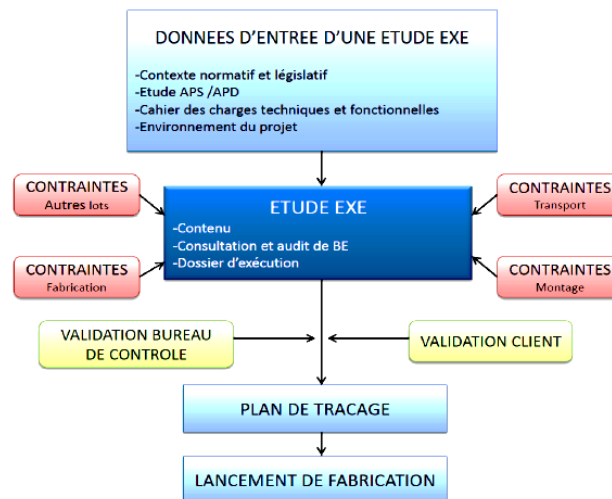


Figure II.4 Déroulement des études d'exécution

II.4.1.3 Principes de conception des charpentes métalliques :

Lors de la conception d'une ossature métallique plusieurs sujets sont à prendre en compte lors de la conception de l'ouvrage :

- La stabilité de la structure.
- Le transport, qui limite la taille maximale des profilés en sortie d'atelier.
- La sécurité lors de la pose.
- La nuance de l'acier, dans un objectif d'optimisation de la structure.
- Les interfaces avec les autres, et principalement à la jonction acier/béton.

II.4.2 Commande de matière et fabrication d'ossature :

II.4.2.1 Déroulement des opérations de fabrication :

La phase de commande de matière et de fabrication est souvent l'étape la plus longue du processus. Elle se déroule en quatre parties : l'étude des éléments d'entrées, la commande de la matière, la fabrication de l'ossature et l'application des protections anticorrosion, la figure ci-dessous illustre les phases de déroulement des

opérations de fabrication :

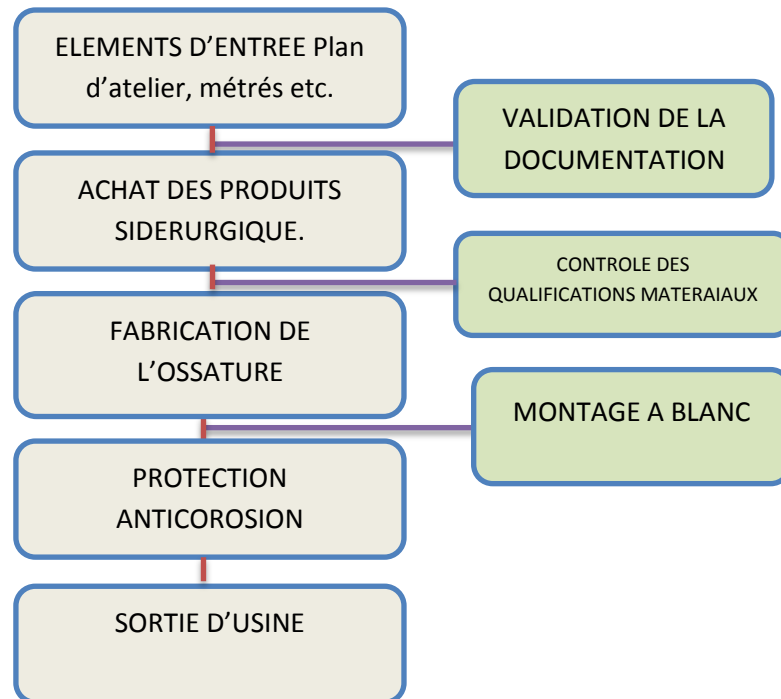



Figure II.5 Etapes d'élaboration et de fabrication de la charpente

II.4.2.2 Protection contre la corrosion :

Le développement de la corrosion sur les structures aciers « bruts » est principalement fonction de l'agressivité du milieu environnant. Le milieu est classé selon son agressivité, comme suit :

CATEGORIE	INTERIEUR	EXTERIEUR
C1 Très faible	Bâtiments chauffés : bureaux, écoles, magasins...	
C2 Faible	Bâtiments non chauffés où de la condensation peut se produire : entrepôts, salles de sport ...	Atmosphères peu polluées : zones rurales



C3 Moyen	Enceintes de fabrication avec humidité élevée : industrie alimentaire	Atmosphères urbaines et industrielles, pollution modérée
C4 Haut	Usines chimiques	Zones industrielles
C5 Très élevée	Bâtiment avec condensation permanente et pollution élevée	Zones industrielles avec une humidité élevée et une atmosphère agressive

Tableau 4. Classification de l'agressivité du milieu environnant

Plusieurs techniques sont utilisées pour pallier à la corrosion de la structure. Les différentes protections peuvent toutes garantir une protection pour tout type de milieu environnant. Seule l'épaisseur de la couche de protection variera selon l'agressivité du milieu.

II.4.2.2.1 Galvanisation à chaud :


La galvanisation à chaud est la formation d'un revêtement de zinc et/ou d'alliages zinc-fer par immersion de pièce en acier ou en fonte dans un bain de zinc en fusion. Le traitement doit être conforme aux normes européennes **EN ISO 14713-2:2009** et à la norme **NF EN ISO 1461**.

La galvanisation assure une meilleure protection à la corrosion que la peinture. Elle est cependant peu adaptée aux assemblages par soudure sur chantier (difficulté de galvaniser les cordons de soudure sur chantier).

II.4.2.2.2 Peinture anticorrosion :

Le choix du système de peinture dépend principalement de la nature de l'environnement, de la durée avant le premier entretien et de l'aspect voulu. Le tableau ci-dessous présente les avantages et les inconvénients de la peinture anticorrosion :

	Propriétés	Mise en œuvre
Avantages	Finition propre et couche régulière.	- En atelier ou sur chantier. - Protection la moins chère - Taille des éléments illimitée.



Inconvénients	<ul style="list-style-type: none"> - Protection interrompue en cas de dégradation ou fissure. - Nécessite une bonne préparation de surface. 	<ul style="list-style-type: none"> - Temps de réalisation long. - Durée de vie faible par rapport aux autres
----------------------	---	--

Tableau 5. Avantages et inconvénients de la peinture anticorrosion

II.5 Transport de l'ossature métallique :

La livraison d'une charpente métallique doit être faite de sorte à respecter le planning de montage et les dimensions des camions qui sont des critères limitants, en effet deux types de livraison sont alors possibles :

II.5.1 Livraison à pose immédiate :

La livraison des éléments est guidée par le planning de montage. Les éléments arrivent pour être montés sans stockage. Cette livraison est privilégiée pour le chantier car il n'y a pas de problèmes de stockage des pièces de charpente.

II.5.2 Livraison par lot :

La charpente est livrée par lot (bac, profilé etc.). Plus facile pour l'entreprise, mais nécessite une zone de stockage conséquente sur le chantier. De plus, cela peut poser des problèmes pour retrouver les éléments à monter.

II.5.3 Coût du transport :

Le coût du transport de la CM est fonction de plusieurs critères :

- Le poids total d'éléments à transporter.
- Le type d'éléments. (Volume)
- L'éventualité de convois exceptionnels pour certaines structures.

Le prix unitaire d'un camion est principalement fonction de la distance à parcourir.

II.6 Montage de la CM :

II.6.1 Programme de montage et méthodologie :

Le montage de charpente métallique entraîne plus de contraintes que pour les autres structures, pour plusieurs raisons :

- Le type d'assemblage et de liaisons.
- Le moyen de levage utilisé.
- La stabilité provisoire de la structure (pendant le montage).

- La sécurité lors de la pose, avec notamment le travail en hauteur.
- La possibilité d'assemblage au sol, la figure II.6 illustre un exemple des éléments assemblés au sol.



Figure II.6 Eléments assemblés au sol

La principale contrainte lors du montage est de maintenir à tout moment la stabilité de la structure. C'est pour ces raisons qu'il faut planifier l'ordre du montage et son effet sur la stabilité de la structure. Tous les éléments n'étant pas auto-stables. En général, le montage débute par la pose des poteaux, leur stabilité peut être provisoire assurée par l'intermédiaire de haubans ou d'étais, ou définitive. Les autres éléments (poutres etc.) seront ensuite assemblés aux éléments stabilisés.

Les assemblages provisoires permettent aussi de vérifier l'alignement, l'aplomb et le nivellement de la structure. Une fois corrigés, on peut procéder à l'assemblage définitif, la figure ci-dessous présente un système de stabilité provisoire :



Figure II.7 Quelques systèmes de stabilité provisoire

II.6.2 Moyens de levage :

Le choix du moyen de levage se fera donc en considération des dimensions du chantier, de l'élément le plus lourd ou le plus volumineux à porter ainsi que du planning de montage.

Dans le cas où une petite partie de l'ossature doit faire l'objet d'un montage exceptionnel (fort tonnage, vitesse de montage élevée etc.), il est judicieux d'utiliser une grue mobile pour le temps du montage, et de prendre pour le reste du chantier un moyen de levage mieux adapté. Le tableau ci-dessous résume les différents avantages et inconvénients des moyens de levage en fonction de critères de levage :

Critères	Grue mobile	Grue fixe
Place sur le chantier	Chantier exigü > pas de place pour le maniement de la grue	Grue implantée > pas de problème.
Anatomie du chantier	Structure de surface importante.	structure à grande hauteur
Poids des profilés	A choisir en fonction du poids max à lever.	Vérifier le poids max de levée de la grue / éloignement de la zone.
Vitesse de montage	Grue allouée seulement au lot CM > vitesse de montage élevée.	Interférence avec les autres lots > vitesse de montage plus faible

Tableau 6. Comparaison GRUE FIXE / GRUE MOBILE



Chapitre III

Conception et modélisation d'une ossature métallique support P.V



III.1 Présentation du projet : (ANNEX1 : Plan d'ensemble)

Le projet est un abri en charpente métallique, qui se construira à l'école normale supérieur de Rabat dans un site exposée au vent dont le but de protéger les moyens du transport du personnel du site et supporter des panneaux photovoltaïques en toiture.

III.2. Concept de dimensionnement :

III.2.1 Buts à atteindre :

Les buts à atteindre peuvent de façon générale se définir ainsi :

- Fournir au maitre d'ouvrage une construction qui réponde à ses attentes concernant l'utilisation qu'il veut en faire.
- Garantir aux utilisateurs de cette construction un niveau de sécurité adéquat (système statique).
- Fournir au bureau de méthode des plans de traçage et de fabrication bien détaillés.

Ces buts généraux ne pourront être atteints que s'il y a une bonne définition des taches et une bonne transmission des informations entre les différents intervenants.

Au début de la phase de planification de l'ouvrage, un dialogue entre le maitre de l'ouvrage d'une part, l'architecte et l'ingénieur d'autre part doit avoir lieu pour préciser l'utilisation souhaitée de la construction projetée.

III.2.2 Aptitude au service :

Le maitre de l'ouvrage joue un rôle primordial dans une construction, c'est lui qui définit les exigences et fixe les conditions auxquelles doit répondre l'ouvrage pour l'usage qui en sera fait. Les buts du maitre d'ouvrage devraient donc être clairs et il lui faut faire appel à des spécialistes pour les réaliser. La discussion et l'échange d'informations entre les différentes personnes impliquées dans le projet doit commencer dès cet instant. Cette communication doit être facilitée par une attribution claire des taches et des compétences.

III.2.3 Sécurité structural :

Il s'agit en l'occurrence de déterminer les dangers générés par l'utilisation, les menaces dues à l'environnement humain et naturel ainsi que les évènements normaux ou extraordinaires qu'il faut prendre en compte.

Un dialogue entre l'architecte et l'ingénieur aidera à identifier les situations de risque à considérer. Mais l'ingénieur se doit également d'y inclure les autres risques, tel que ceux ayant trait aux actions climatiques (vent, neige,...).

III.2.4 Système statique :

Lors de la conception d'une structure, il convient toujours de garantir la stabilité globale de l'ouvrage. Deux systèmes structuraux permettent de satisfaire cette condition : les systèmes isostatiques et les systèmes hyperstatiques, la différence entre ces deux systèmes est fonction du nombre d'éléments structuraux, de la nature des liaisons et du nombre d'assemblages. On parle de structures isostatiques lorsque la suppression d'une liaison entraîne l'instabilité statique. A l'inverse, dans une structure hyperstatique où le nombre de liaison est supérieur au nombre de degrés de liberté, l'instabilité ne peut pas se produire lors de la suppression d'une seule d'entre elles.

Soit une structure plane avec :

- n éléments (poutres ou barres).
- e liaison rigides (appuis rigides : encastrements ou liaison rigides entre deux éléments)
- r articulation (avec l'extérieur ou entre éléments du portique).
- a appuis

Le degré d'hyperstaticité d'un portique par exemple est donné par :

$$k = (3*e + 2*r + a) - 3n \quad (III.1)$$

Exemple :

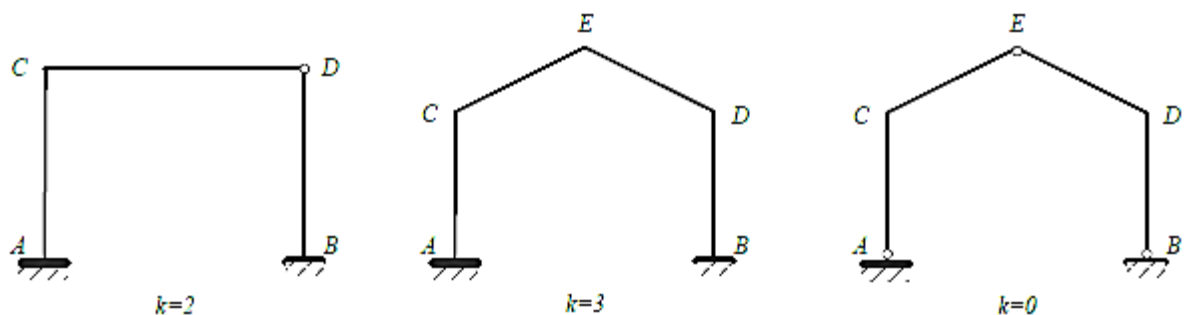


Figure III.1 Différentes configurations des portiques

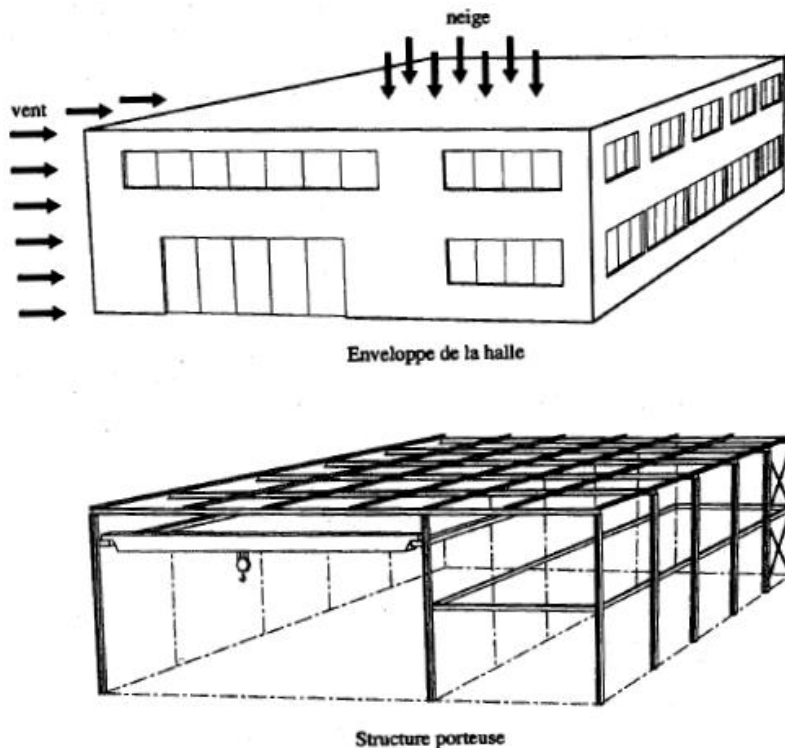
III.2.5 Modélisation de la structure :

Toute structure, qu'elle soit composée de barres, de plaques ou de voiles, présente un comportement tridimensionnel, il est cependant rare de tenir compte de ce comportement lors du calcul statique. En effet, bien que les programmes d'ordinateur nous permettent actuellement d'étudier des modèles de calcul de plus en plus

complexes, cette démarche n'est en général pas justifiable, ni nécessaire dans les cas habituels. Des modèles de calcul simplifiés sont alors suffisants.

Le processus de modélisation consiste dans un premier temps à simplifier la géométrie, les conditions d'appuis et les sollicitations d'une structure en des cas simples se rapprochant le plus possible de la réalité et sur lesquels on peut facilement raisonner. Enfin, les charges seront choisies en général ponctuelles ou uniformément réparties.

La figure.III.2 illustre le principe de modélisation d'une halle, où chaque élément à calculer est considéré de façon isolé, afin d'en permettre un calcul aisé, si les actions climatiques telles que la neige et le vent agissent sur l'enveloppe de la halle, elles seront finalement transmises aux fondations par l'intermédiaire des éléments de la structure porteuse. Il en est de même pour les autres types d'actions à considérer (charge utile, pont roulant, etc.). Il est donc nécessaire d'assurer pour chaque action une descente de charge, qui permettra d'identifier de quelle façon sont sollicités les différents éléments porteurs. Une telle descente de charges n'est possible que si la modélisation, à savoir la définition du système statique, de chaque éléments porteur de la structure est faite.



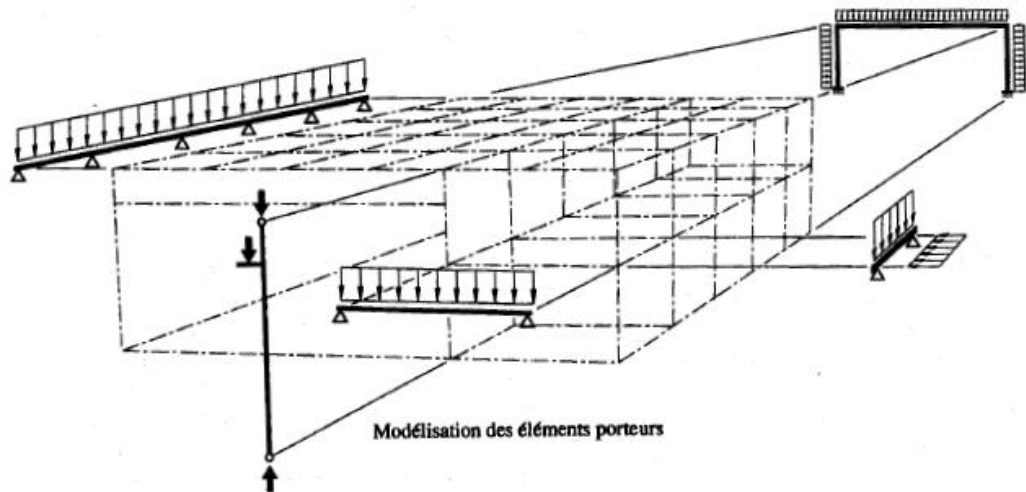


Figure III.2 Modélisation des différents éléments d'une structure

III.3 Cahier de charge et méthodologie de conception :

Le projet consiste à dimensionner les éléments porteurs d'une ossature métallique qui nous permis d'appliquer les grandes études théoriques et numériques de résistance des matériaux et de calcul de structures.

Pour la réalisation des notes de calcul, nous avons utilisé les règlements suivant :

- **NV 65 Maroc** : Règles déterminant les actions de la neige et du vent sur les constructions
- **CM 66 et Additif 80** : Règles de dimensionnement des constructions métalliques.
- **Eurocode 3** : Calcul des structures en acier.

La méthodologie générale de la conception sera comme suit:

- La détermination des charges sur la structure (permanentes, exploitation, Climatiques).
- L'analyse globale de la structure (détermination des sollicitations dans les éléments).
- La vérification des assemblages principaux de la structure articulation par platine d'about et pied de poteau encastré.
- On utilisera le logiciel Robot Structural Analysis pour vérifier les éléments de la structure.

III.4 Pré dimensionnement des éléments porteurs de la structure :

III.4.1 Surcharges climatiques :

IV.4.1.1 Effets du vent :

Dans les couches inférieures de l'atmosphère, les grands courants aériens suivent les mouvements du terrain et sont par conséquent parallèles au sol. Mais il est difficile à priori de définir leur direction en un lieu donné pour une construction donnée.

Pour le calcul des constructions, on suppose que la direction d'ensemble moyenne du vent est horizontale.

III.4.1.2 Méthode utilisée pour calculer l'action due au vent :

$$W_n = q_{10} * K_s * K_h * \delta * C \quad (\text{III.2})$$

Avec :

W_n : Action normale du vent sur une paroi de la construction. (daN/m²)

W_e : Action extrême du vent avec $\frac{W_e}{W_n} = 1.75$

q_{10} : Pression dynamique à une altitude inférieure ou égale à 10 m.

K_s : Coefficient de site.

K_h : Coefficient de hauteur.

δ : Coefficient de réduction des pressions dynamiques.

C : Coefficient de Poussée.

Valeurs numériques :

On utilise conformément aux règles NV65 pour notre construction, alors on trouve les valeurs numériques ci-dessous : (Voir ANNEX 2)

$$q_{10} = 53.5 \text{ daN/m}^2, \quad K_s = 1.35, \quad K_h = 1, \quad \delta = 0.85, \quad C = 0.9$$

Ce qui implique que :

$$W_n = 53.5 * 1.35 * 0.85 * 0.9 = 55.25 \text{ daN/m}^2$$

$$W_e = 1.75 * W_n = 96.68 \text{ daN/m}^2$$

III.4.2 Calcul des pannes :

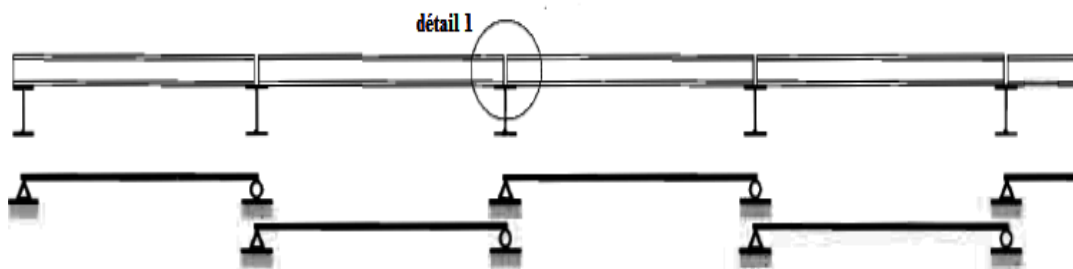
III.4.2.1 Définition :

Les pannes ont pour fonction première de supporter la couverture de l'ossature et de transmettre aux cadres les charges agissantes sur la toiture. Elles sont disposées parallèlement au long pan ou à la ligne de faitage en cas de toiture inclinée. Elles sont en général fixées à écartement constant, sauf au faite où elles peuvent être jumelées. Les pannes de bord (sablières) peuvent aussi jouer le rôle de filières supérieures pour reprendre les efforts horizontaux du vent sur la façade.

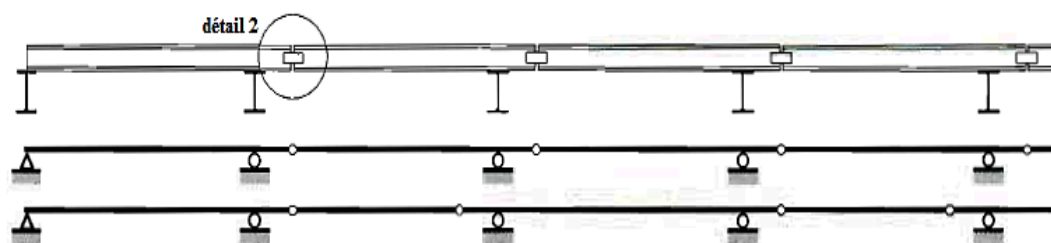
III.4.2.2 Système statique des pannes :

La figure III.3 illustre les différents systèmes statiques des pannes : poutre simple (a), poutre cantilever (b) (ou poutre Gerber), poutre continue (c).

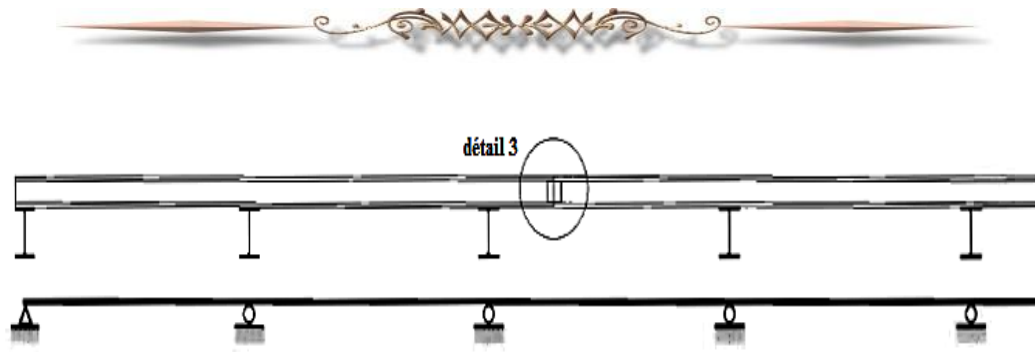
(a) poutres simples



(b) Poutres cantilever.



(c) Poutre continue.



(d) Poutre continue sur trois travées

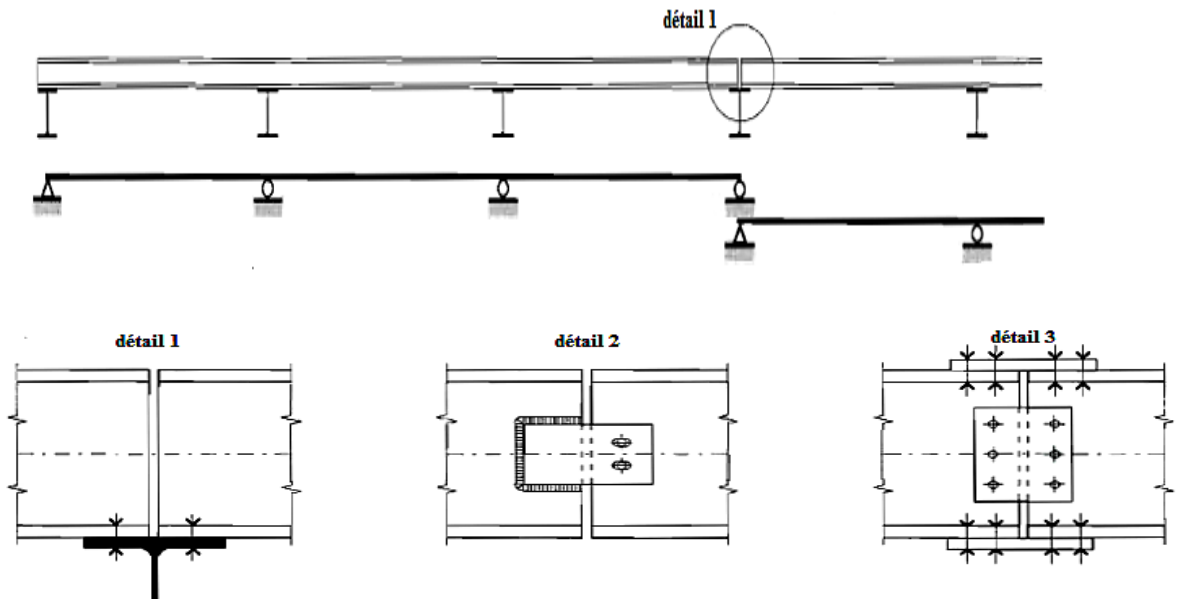


Figure III.3 Système statique des pannes

III.4.2.3 Détermination des sollicitations :

Compte tenu de l'inclinaison, donnée par la pente de la traverse du portique comme illustrer à la figure III.4, les pannes sont posées inclinées d'un angle α par rapport au plan des fondations, de ce fait, fonctionnent en flexion déviée, les pannes sont en effet soumises :

- A des charges verticales (poids propre de la panne et du complexe de couverture (couverture et panneaux photovoltaïques), \mathbf{n} , se décompose en une charge \mathbf{f} parallèle à l'âme de la panne et une charge \mathbf{t} perpendiculaire à l'âme.
- A une charge oblique w , due au vent appliquée perpendiculairement au versant.

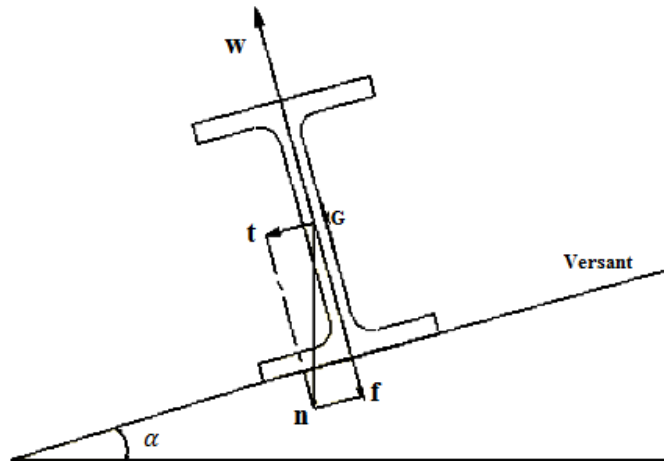


Figure III.4 Panne soumise à une flexion déviée

III.4.2.4 Principes de dimensionnements :

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément :

- Aux conditions de résistance.

Il suffit de vérifier, après avoir calculée le moment de flexion M_x dû aux charges f et w et le moment de flexion M_y dû aux charges t , que les contraintes de flexion σ_{f_x} et σ_{f_y} , correspondant à ces moments, satisfassent à : (Règles CM 66)

$$\sigma_{f_x} + \sigma_{f_y} \leq \sigma_e \quad (\text{III.3.})$$

σ_e : Limite d'élasticité du matériau d'une panne

- Aux conditions de flèche.

Les pannes ne doivent pas, réglementairement, présenter de flèche supérieure au 1/200 de leur portée.

Remarque :

Puisque la pente α dans notre construction est de l'ordre de 4° c'est-à-dire $\tan \alpha = 0.0629 \approx 6\% \leq 10\%$ on peut négliger l'inclinaison des pannes.

III.4.2.5 Charges agissantes sur les pannes :

☉ Charges permanentes G :

- Poids des couvertures, panneaux photovoltaïques et accessoires : 21 daN/m²
- Poids propre des pannes estimé : 10 daN/m²
 - $G = 10+21 = 31$ daN/m².



⊗ **Charge d'exploitation** (poussière) :

- $Q = 10 \text{ daN/m}^2$

⊗ **Surcharges climatiques** :

- Vent normal $W_n = 55.25 \text{ daN/m}^2$
- Vent extrême $W_e = 96.68 \text{ daN/m}^2$

III.4.2.6 Combinaison des charges :

⊗ **Coefficients de pondérations CM66 :**

Les coefficients de pondérations seront introduits afin d'avoir à peu près le même coefficient de sécurité dans toute l'ossature. Pour le calcul des contraintes on prend les valeurs pondérées, pour le calcul des flèches on prend les valeurs réelles, le tableau ci-dessous cite quelques combinaisons pratiques des règles CM66.

$1.33G + 1.5S_n$	$G + S_e + Q$
$G + S_e$	$1.33G + 0.5 \cdot 1.42S_n + 1.42W_n$
$1.33G + 1.5Q$	$G + 0.5S_e + 1.75W_n$
$1.33G + 1.5W_n$	$1.33G + 1.42Q + 1.42W_n$
$G + 1.75W_n$	$G + Q + 1.75W_n$
$1.33G + 1.42S_n + 1.42Q$	$1.33G + 1.33S_n + 1.33W_n + 1.33Q$
G	$G + 0.5S_e + 1.75W_n + Q$

Tableau 7. Combinaisons pratiques des règles CM66

Avec :

G : charge permanente

W_n : charge du vent normal

W_e : charge du vent extrême.

S_n : chargement de la neige normale

S_e : charge du neige extrême.

Q : charge d'exploitations

⊗ **Vérification des conditions de résistance :**

Le tableau ci-dessous illustre les différentes combinaisons possibles :

Combinaisons	Résultats
$1.33 \cdot 31 + 1.5 \cdot 55.25$	124.1050 daN/m^2

31+1.75*55.25	127.6875 daN/m ²
1.33*31+1.42*10+1.42*55.25	133.8850 daN/m ²
31+1.75*55.25	127.6875daN/m ²

Tableau 8. Combinaisons possibles des charges

La combinaison des charges la plus défavorable est donnée par $q = 133.8850$ daN/m².

Compte tenu de l'entraxe des pannes ($d = 1.002$ m) la charge uniforme répartie appliquée sur une panne est donnée par $q' = 133.8850 * 1.002 = 134.1527$ daN/m.

Moment de flexion :

$$M_x = \frac{q'l^2}{8} \quad (\text{III.4})$$

A.N :
$$M_x = \frac{134.1527 * 4.980^2}{8} = 415.88 \text{ daN.m}$$

Condition de résistance selon CM66 :

$$\sigma_q \leq \sigma_e \quad (\text{III.5})$$

Avec :

$$\sigma_q = \frac{M}{W} \quad (\text{III.6})$$

σ_e = Limite élastique du matériau

σ_q = Contrainte de flexion.

M = Moment de flexion.

W = Module élastique de flexion du profilé.

$$\frac{M}{W} \leq \sigma_e \quad (\text{III.7})$$

Un profilé acceptable doit satisfaire la relation :

$$W \geq \frac{M}{\sigma_e} \quad (\text{III.8})$$

Ce qui implique :

$$W \geq \frac{415.88}{23.5} = 17.6970 \text{ cm}^3$$

D'après la table de l'ANNEXE 3 on choisit l'IPE 100.

⊗ Vérification de la condition de flèche :

La condition est donnée par :

$$\frac{f}{l} < \frac{1}{200} = 5 * 10^{-3} \quad (\text{III.9})$$

Avec :

f: Flèche donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5}{384} \frac{G''L^4}{EI} \quad (\text{III.10})$$

Avec :

G'' : La charge appliquée.

E : Module de rigidité du matériau.

I : Moment d'inertie du profil selon l'axe fort.

L : La portée du profilé.

- **Chargements appliqué:**

$$G'' = 21+8 = 29 \text{ daN/m}^2$$

Ce qui implique que :

$$\frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{G''L^3}{EI} \quad (\text{III.11})$$

$$\text{A.N : } \frac{f}{l} = \frac{5}{384} \frac{29 * 10^{-3} * (4930)^3}{21000 * 171 * 10^4} = 1.3 * 10^{-3} < 5 * 10^{-3}$$

Donc le Profilé IPE 100 est vérifié.

III.4.3 Calcul statique des portiques :

Les portiques, qui constituent l'élément principal des ossatures, sont composées de fermes (ou traverse), qui supportent les pannes, et de poteaux, qui supportent les fermes.

Leur conception technologique est variable, en fonction notamment :

- De leur portée.
- Du schéma statique retenu pour la structure.
- Des pratiques ou des systèmes de fabrication des constructeurs.

La traverse des cadres peut prendre des formes diverses, comme on le voit à la figure.III.5, horizontale, inclinée, brisée, de hauteur constante ou variable, renforcée, arquée, etc. Ils peuvent être simples ou multiples, c'est-à-dire à une ou plusieurs nefs.

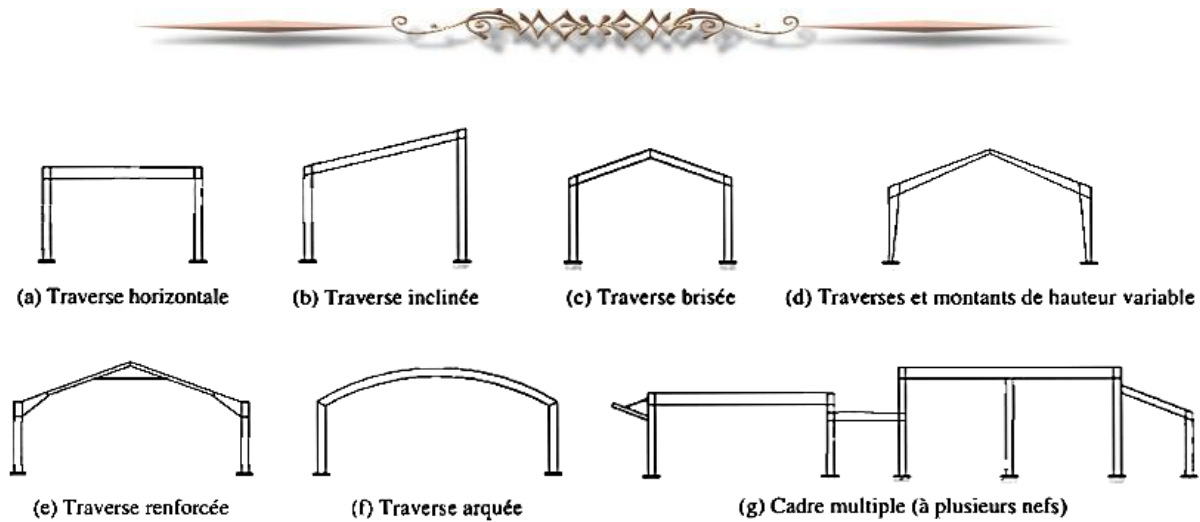


Figure III.5 Cadres en profilé à double té

III.4.3.1 Portées et écartements des cadres :

Les portées des cadres sont dictées par deux critères contradictoires :

- Les exigences d'exploitation, nécessitant souvent des surfaces libres importantes sans montants.
- L'économie, conduisant à des portées plus petites.


Pour les halles courantes, les portées des cadres se situent entre 10 et 30 m. pour les très grandes halles, notamment celles destinées au sport et au spectacle, des portées de 50 m ou plus sont possibles.

Le choix de l'écartement des cadres découle d'une optimisation du coût de la structure, si l'écartement des cadres est grand, il nécessite de plus gros et plus nombreux éléments secondaires, telles que les filières et les montants intermédiaires, ainsi que des pannes relativement lourdes ; par contre, le nombre de cadres est petit. Si l'on choisit au contraire un faible écartement des cadres, leur nombre augmente, mais leur poids diminue et les éléments secondaires sont moins importants. Les écartements courants sont de l'ordre de 5 à 7m, les écartements maximaux sont de l'ordre de 15 m.

III.4.3.2 Système statique des cadres :

La liaison des différentes barres formant le cadre, entre elles ou avec la fondation, peut-être, en première approximation, de deux types :

- Liaison articulée, permettant le mouvement angulaire d'une barre par rapport à l'autre.
- Liaison rigide, évitant toute rotation relative des deux éléments.



Signalons d'ailleurs que les assemblages qui constituent les liaisons réelles ont toujours un comportement qui se situe quelque part entre ces deux cas extrêmes. On prit l'habitude de les appeler assemblages semi-rigides.

Rappelons aussi que la présence d'une articulation diminue de un le degré d'hyperstaticité de la structure. Nous appelons stable un cadre isostatique (degré d'hyperstaticité : $n=0$) ou hyperstatique ($n>0$).

L'hyperstaticité d'une structure a pour conséquences :

- Une bonne répartition des moments de flexion avec des valeurs extrêmes en général plus faibles que dans une structure isostatique, ce qui a également pour conséquence des déplacements plus petits.
- Une possibilité de redistribution des efforts en cas d'endommagement d'une partie de la structure.

III.4.3.3 Détails de construction:

Les cadres de la structure doivent comporter en leurs points singuliers des détails de construction qui correspondent au système statique. A l'inverse, la modélisation de la structure par le système statique doit elle aussi tenir compte des liaisons réelles, articulées ou rigides.

Les pieds de montant constituent la zone de transition entre l'ossature métallique et les fondations(ou l'infrastructure) en béton armé, ils sont admis soit articulés, soit encastés. Ces hypothèses sont rarement satisfaites de façon absolue. En effet, l'articulation n'est jamais parfaite à cause de la rigidité flexionnelle de la plaque de base et l'encastrement est en général élastique à cause de la souplesse de l'assemblage entre le montant et la fondation, mais surtout à cause de la déformabilité du sol.

La figure ci-dessous présente quatre exemples typiques de pied de montant. Le premier est un pied de montant considéré comme articulé, constitué d'une plaque de base et de deux boulons de fixation, capable de reprendre un effort vertical et un effort horizontal. Le deuxième exemple (b) est une articulation réalisée à l'aide d'un fer plat, solution retenue en cas de rotations souhaitées. Le troisième exemple (c) c'est un pied de montant considéré comme encasté, constitué d'une grande et épaisse plaque de base et de quatre tiges d'encrage, capable de reprendre un important moment de flexion en plus des efforts verticaux et horizontaux. Enfin le dernier exemple (d) présente un montant noyé dans le massif de fondation, ce qui est considéré comme un pied de montant à encastrement direct.

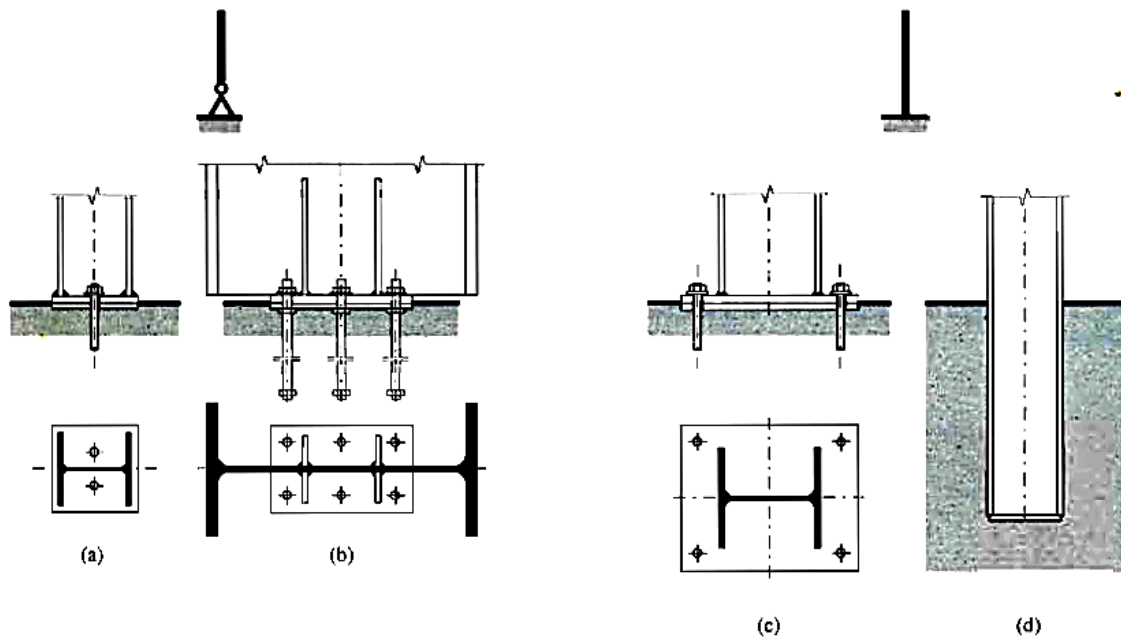


Figure III.6 Détails des pieds de montants

III.4.4 Dimensionnement du portique : (Plan d'ensemble ANNEXE 1)

III.4.4.1 Calcul des sollicitations :

La détermination des sollicitations globales affectant les portiques exige un calcul par étapes de toutes les sollicitations élémentaires, engendrées par les divers actions : charge permanentes, charges d'exploitation, neige, vent. Il s'agira ensuite de repérer les combinaisons les plus défavorables, pour déterminer les sections des profilés adéquates.

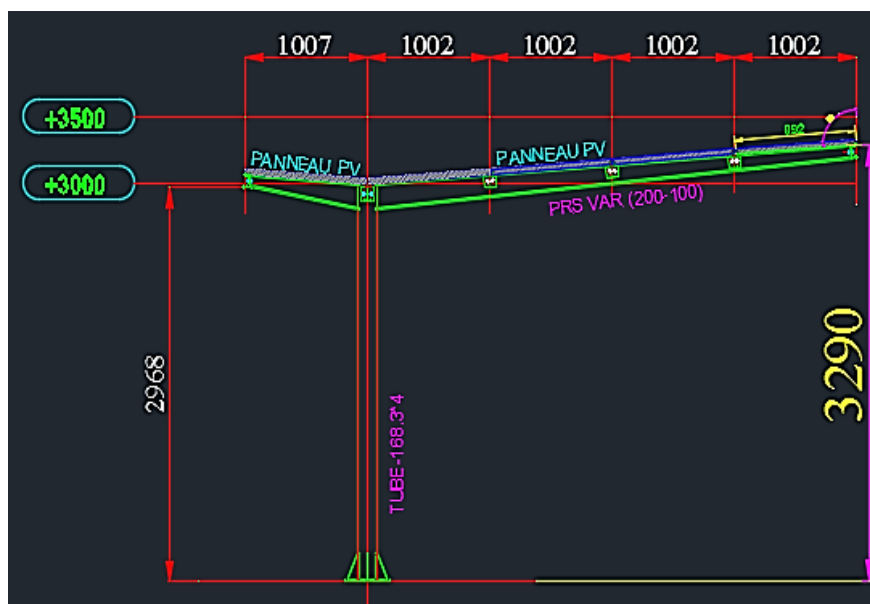


Figure III.7 Vue en élévation selon les fils 1 2 3 4

III.4.4.2 Charges agissantes sur les portiques :

☉ Charges permanentes **G** :

- Poids des couvertures, panneaux photovoltaïques et accessoires : 31 daN/m²
- Poids propre des pannes (profilé IPE100) : 8 daN/m .
- **G** = 8+31 = 39 daN/m², compte tenu de l'entraxe des portiques la charge permanente linéique appliquée sur le portique est donnée par : **G = 195 daN/m**

☉ Charge d'exploitation (poussière) : **Q** = 10 daN/m², compte tenu de l'entraxe des portiques, alors **Q = 50 daN/m**.

☉ Charge du vent :

La charge du vent doit être générée automatiquement par l'outil numérique du calcul à base d'élément finis **robot structural analysis** ainsi que la combinaison des charges et la vérification des éléments du portique aux états limite ultime (ELU) et service (ELS).

- **Etat limite ultime** : qui consiste à vérifier qu'elles ne subissent pas de déformation irréversible sous la charge, et qu'elles ne présentent pas de dégradation.
- **L'état limite en service** : qui consiste à vérifier que leur déformation élastique reste compatible avec le fonctionnement, on parle d'état limite lorsque la structure n'assure plus les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

III.4.4.3 Modélisation du portique sur robot :

La modélisation parfaite d'une structure se manifeste par le dessin correct des profilés constituant la structure, la figure ci-dessous présente une modélisation sur Robot Structural du portique à dimensionner :

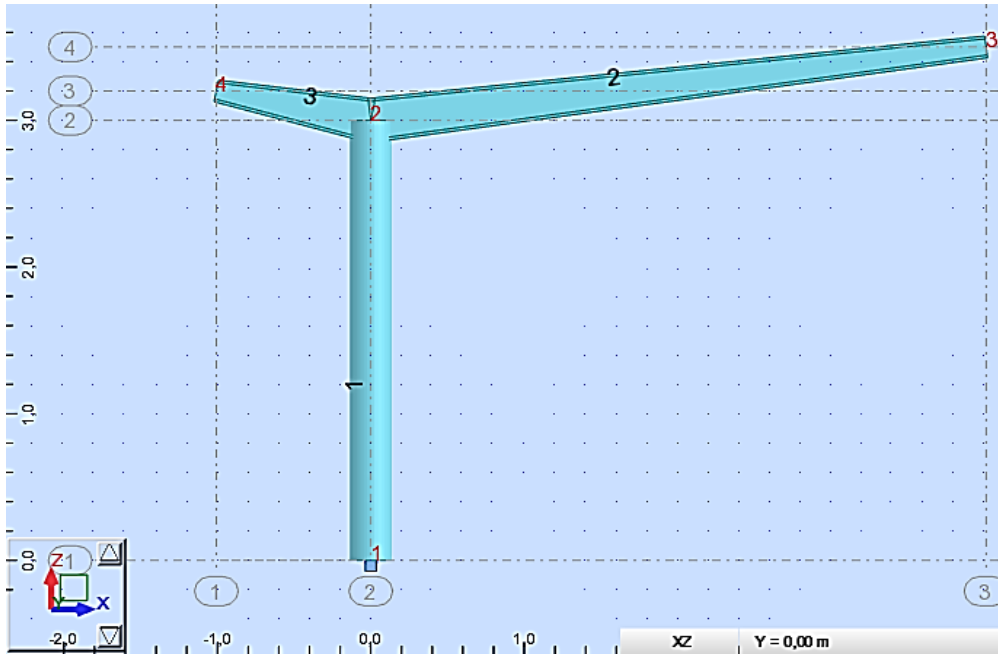


Figure III.8 Portique modélisé sous robot structural analysis

III.4.4.4 Conditions aux limites :

Au nœud 1 le pied de poteau est encasté dans les fondations et par conséquent :

$$U_y = U_z = 0$$

Ainsi que les trois rotations :

$$\theta_y = \theta_z = 0$$

Les autres nœuds sont supposés libres de se déplacer.

III.4.4.5 Définition des charges :

L'onglet de chargement permet de définir l'ensemble de charges appliquées sur le portique :

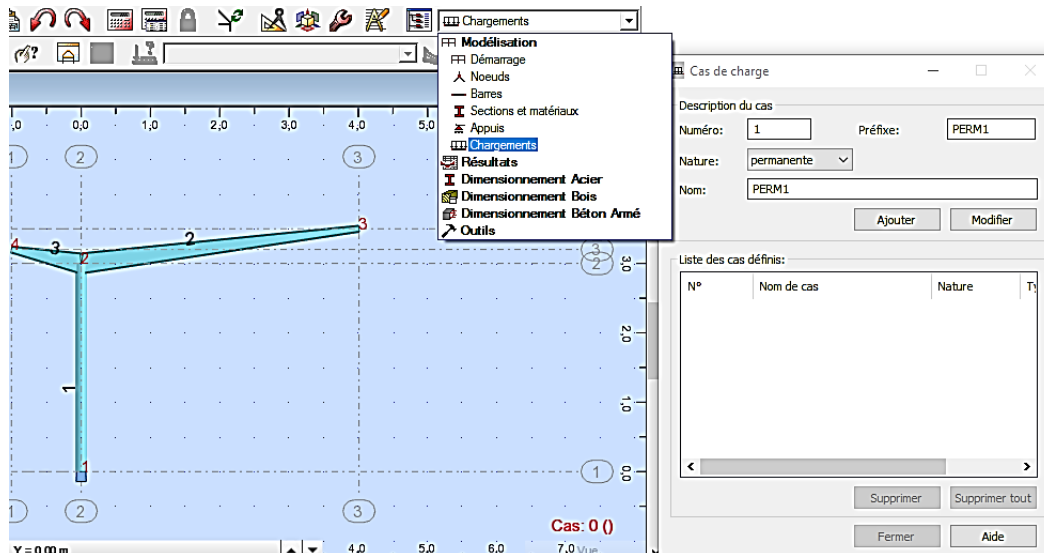


Figure III.9 Insertion des charges appliquées sur le portique

III.4.4.6 Génération automatique de la charge due au vent :

La norme NV65 Maroc intégrée dans l’logiciel **Robot structural** nous permet de générer l’action due au vent appliquée sur la structure en fonction de l’entraxe des portiques, profondeurs de la structure et la nature du site auquel la construction est établi, comme illustrer ci-dessous :

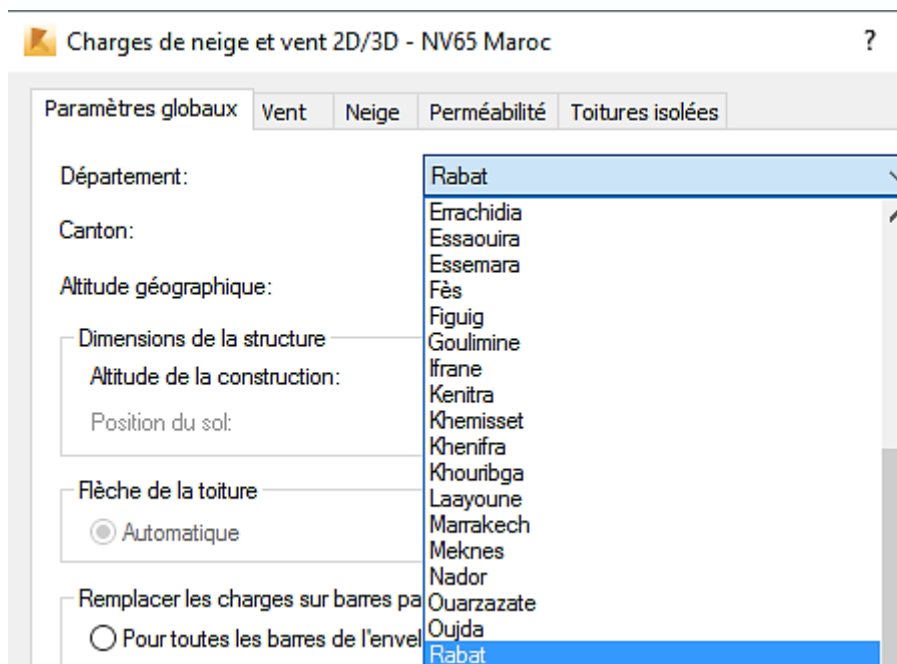


Figure III.10 Action du vent en fonction du site

III.4.4.7 Détails de chargement :

Le tableau .9 présente les différents cas de charges appliquées au portique :

Cas	Préfixe	Nom de cas	Nature
1	PERM1	PERM1	Permanente
2	PERM2	PERM2	Permanente
3	EXPL1	EXPL1	Exploitation
4	V g.d	Vent G/D	Vent
5	V d.g	Vent D/G	Vent

Tableau 9. Détails de chargement

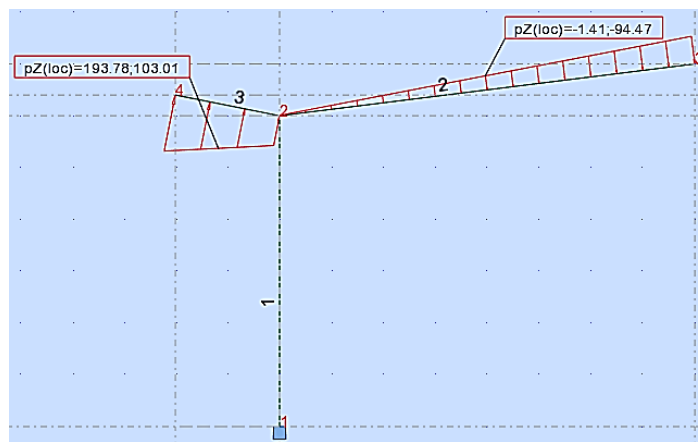


Figure III.11. Vent gauche/droit

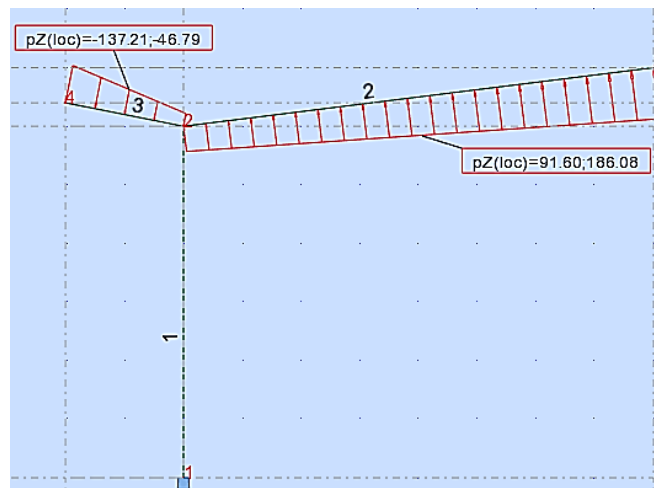


Figure III.12. Vent droit/gauche

III.4.4.8 Combinaison des charges :

Comme indiqué précédemment les combinaisons de charges sert à introduire des coefficients de pondérations afin d'avoir à peu près le même coefficient de sécurité

dans toute la structure, ici les combinaisons sont générées automatiquement selon la norme de calcul **CM66**.

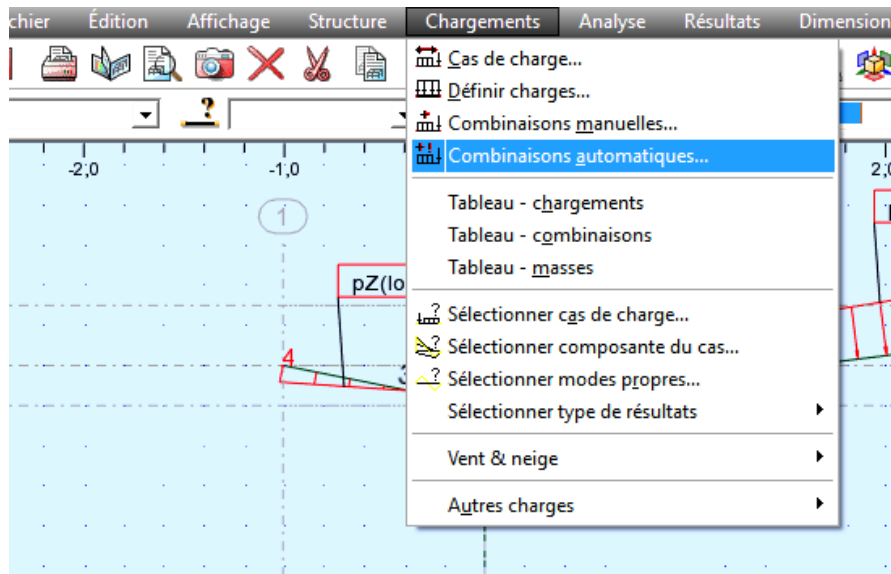


Figure III.13. Combinaisons automatiques des charges

Le tableau ci-dessous illustre les différentes combinaisons d'actions affectant la structure :

Combinaison/Comp.	Définition
EFF/ 1	$1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.50$
EFF/ 2	$1*1.33 + 2*1.33$
EFF/ 3	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.50$
EFF/ 4	$1*1.00 + 2*1.00$
EFF/ 5	$1*1.33 + 2*1.33 + 4*1.50$
EFF/ 6	$1*1.33 + 2*1.33 + 5*1.50$
EFF/ 7	$1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.50$
EFF/ 8	$1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.50$
EFF/ 9	$1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42 + 4*1.42$
EFF/ 10	$1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42 + 5*1.42$
EFF/ 11	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.42 + 4*1.42$
EFF/ 12	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.42 + 5*1.42$
EFF/ 13	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.75$
EFF/ 14	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 5*1.75$
EFF/ 15	$1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.75$
EFF/ 16	$1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.75$
DEP/ 1	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00$
DEP/ 2	$1*1.00 + 2*1.00$
DEP/ 3	$1*1.00 + 2*1.00 + 4*1.00$
DEP/ 4	$1*1.00 + 2*1.00 + 5*1.00$
DEP/ 5	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00$
DEP/ 6	$1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 5*1.00$

Tableau 10. Les combinaisons des charges

- 1 : charge permanente 1
2 : charge permanente 2
3 : charge d'exploitation
4 : Vent G/D
5 : Vent D/G

III.4.4.9 Interprétations:

Soumis à des charges réparties :

- La traverse du portique doit fléchir vers le bas ou vers le haut (soulèvement due au vent).
- Une flèche maximale doit être apparue au nœud 3 (nœud 2 de la barre 2).
- Un moment maximal au pied de poteau (encastrement).
- Déplacements et rotations doivent être nuls au pied du poteau.

III.4.4.10 Résultats et analyse mécanique de la structure :

Avant de passer au dimensionnement de la structure une petite analyse mécanique de la structure en déformée et déplacements sous différentes combinaisons de charges à base des quels Robot doit dimensionner les éléments, est nécessaire pour valider les hypothèses citées précédemment.

III.4.4.10.1 Déformée et déplacements :

L'analyse des résultats montre que la flèche maximale est donnée au nœud **3** comme indiqué ci-dessous :

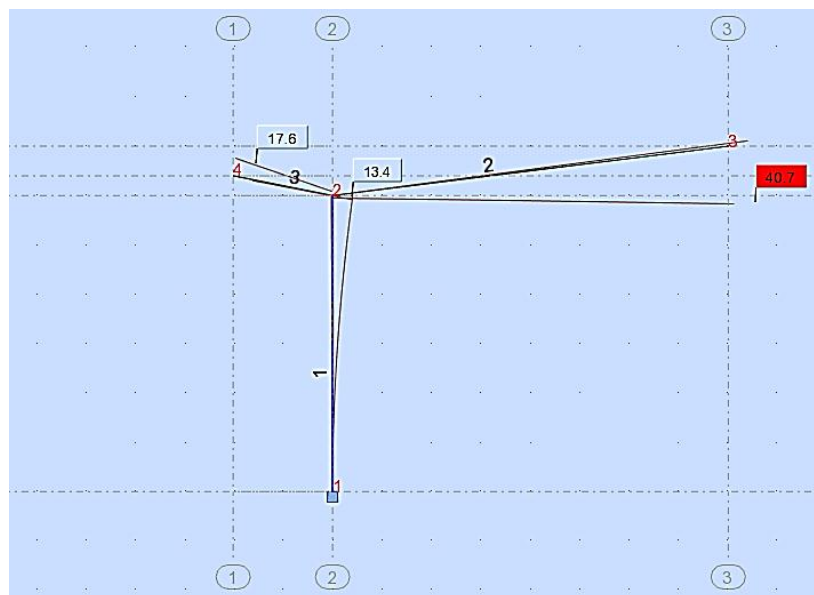


Figure III.14. Flèche maximale de 40.7 cm au nœud 3

Le tableau des déplacements des barres de la structure indique que les déplacements et les rotations au nœud **1** (Encastrement) du portique sont toujours nuls sous les différents cas de charges.

Noeud/Cas	UX [cm]	UZ [cm]	RY [Rad]
1/ 1	0,0	0,0	0,0
1/ 2	0,0	0,0	0,0
1/ 3	0,0	0,0	0,0
1/ 4	0,0	0,0	0,0
1/ 5	0,0	0,0	0,0
1/ 6	0,0	0,0	0,0
1/ 7	0,0	0,0	0,0
1/ EFF+	0,0	0,0	0,0
1/ EFF-	0,0	0,0	0,0
1/ DEP+	0,0	0,0	0,0
1/ DEP-	0,0	0,0	0,0
2/ 1	2,2	-0,0	0,015
2/ 2	4,1	-0,0	0,027
2/ 3	1,6	-0,0	0,010
2/ 4	2,0	-0,0	0,013
2/ 5	-4,1	0,0	-0,027
2/ 6	5,0	-0,0	0,032
2/ 7	-1,1	-0,0	-0,007
2/ EFF+	13,4	-0,0	0,089
2/ EFF-	-0,9	-0,0	-0,005
2/ DEP+	9,9	-0,0	0,065
2/ DEP-	2,2	-0,0	0,015
3/ 1	3,0	-6,1	0,015
3/ 2	5,5	-11,2	0,028
3/ 3	2,1	-4,3	0,011
3/ 4	2,6	-5,1	0,013
3/ 5	-5,5	10,9	-0,028
3/ 6	6,6	-13,2	0,033
3/ 7	-1,5	2,9	-0,007
3/ EFF+	18,0	1,8	0,092
3/ EFF-	-1,1	-36,5	-0,005
3/ DEP+	13,2	-6,4	0,068
3/ DEP-	3,0	-26,8	0,016

Tableau 11. Déplacements et rotations des barres

La déformée maximale est identifié au nœud **3** (barre 2) sous la combinaison.

$$1*1.33+2*1.33+3*1.42+4*1.42$$

III.4.4.10.2 Validation des résultats et dimensionnement des sections :

L'analyse des résultats et leurs comparaisons aux interprétations précédentes permettent ensuite de passer à l'étape de dimensionnement des sections correctes de la structure tout en respectant les normes de dimensionnement.

III.4.4.11 Vérification du flambement des poteaux et déversement des poutres :

En général, les systèmes en compression deviennent instables lorsque les valeurs des charges dépassent un certain niveau. Dans ces systèmes, ce sont les conditions d'instabilité qu'il faut prendre en compte pour déterminer les charges maximales permises, puisque l'instabilité se manifeste le plus souvent à des niveaux de contrainte inférieur à ceux que peut supporter les matériaux du point de vue de sa résistance. Nous appelons flambement l'instabilité d'un système en compression. En pratique, nous distinguons deux principaux types de flambement : le flambement global et le

déversement latéral des poutres. En général le flambement élastique n'est que le début d'un comportement non linéaire bien plus complexe qui une fois amorcé conduit à des déformations plastiques dans le matériau puis à la ruine de la poutre.

Ces problèmes sont sérieusement considérés dans les cas du dimensionnement des poteaux ou de poutres, on définit habituellement un paramètre géométrique γ , appelé coefficient d'élanement :

$$\gamma = \frac{l_k}{\rho}$$

Où ρ est le rayon de giration de la poutre et l_k est la longueur de flambement de la poutre.

Le facteur l_k représente une longueur équivalente à celle d'une poutre rotulé-rotulée. il s'agit de la distance séparant deux points d'inflexion de la déformée de la poutre.

- Pour une poutre rotulée aux deux bouts, $l_k = 1 * L$, la longueur de poutre.
- Pour une poutre encastree-encastree, $l_k=0.5*L$.
- Pour une poutre encastree-rotulee, $l_k=0.699*L$
- Pour une poutre encastree-libre, $l_k= 2*L$.

La vérification au flambement des montants et le déversement des poutres consiste à bien définir les coefficients de longueur de flambement en fonction des conditions aux limites.

III.4.4.12 Paramètres de flambement et déversement :

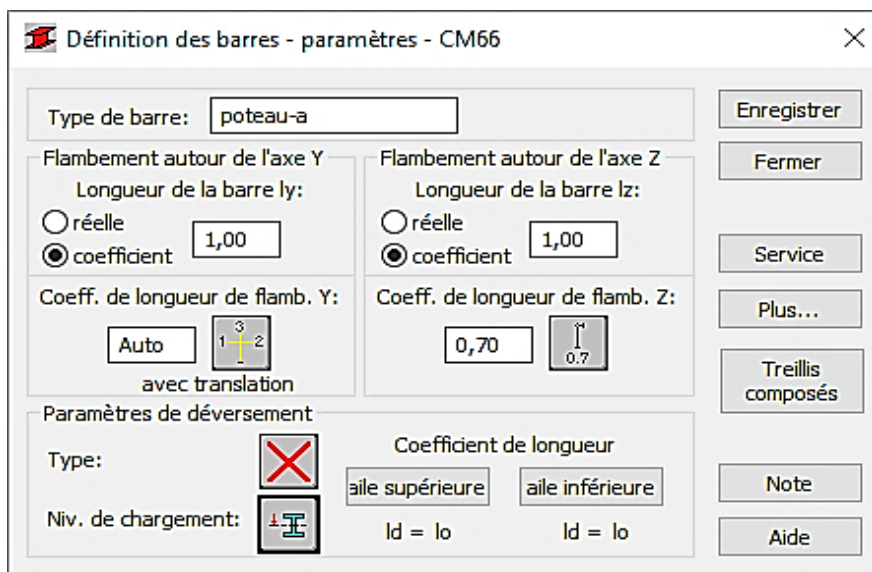


Figure III.15. Paramètres de flambement du poteau

Selon l'axe Z le montant est supposé encasté-rotulé le coefficient de longueur de flambement est donné alors par $k_z = 0.7$, selon l'axe Y le coefficient de flambement est défini en fonction des paramètres des pièces aboutissantes.

Barres aboutissantes	Sections	Longueur m	Position
1	PRS200-100	1.03	<input checked="" type="radio"/> I <input type="radio"/> H
2	PRS200-100	4.04	<input checked="" type="radio"/> I <input type="radio"/> H
3			<input checked="" type="radio"/> I <input type="radio"/> H

Tester la barre: 1 Valeur: 1.02008

Manuellement Paramètres OK Annuler Aide

Figure III.16. Paramètre des pièces aboutissantes selon l'axe Y

Type de barre: Barre2

Flambement autour de l'axe Y
Longueur de la barre ly: réelle coefficient 1,00

Flambement autour de l'axe Z
Longueur de la barre lz: réelle coefficient 1,00

Coeff. de longueur de flamb. Y:

Coeff. de longueur de flamb. Z:

Paramètres de déversement
Type:
Niv. de chargement:

Coefficient de longueur
aile supérieure ld = 0.25 lo aile inférieure ld = 0.5 lo

Enregistrer Fermer Service Plus... Treillis composés Note Aide

Figure III.17. Paramètres de déversement des traverses

III.4.4.13 Calcul et analyse des résultats :

a) Vérification du poteau :

CM66 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 1

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
1 poteau-a_1	✗ TRON 168x4.5	ACIER E24	52.25	36.25	1.78	8 EFF /9/	1.63	11 DEP /5/	0.00	11 DEP /1/

Figure III.18. Poteau non vérifié vis-à-vis les normes de calcul

b) Vérification de la traverse :

CM66 - Vérification des pièces (ELS ; ELU) 2

Résultats Messages

Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
2 traverse	✗ PRS100.200	ACIER E24	131.86	40.17	0.52	8 EFF /9/	0.00	11 DEP /1/	2.94	11 DEP /5/

Figure III.19. Traverse non vérifiée vis-à-vis les normes de calcul

Comme indiqué ci-dessus les profilés choisis ne satisfaits pas aux conditions de chargements appliquées à la structure, la recherche d'une solution optimale passe toujours par l'analyse de la note de calcul correspond au profilé non vérifié, l'étape suivante consiste à analyser les résultats de dimensionnement avant de se fixer sur une solution adéquate.

Résultats - norme - CM66

Auto

Profil incorrect

Pièce: 1 poteau-a_1
 Point / Coordonnée: 1 / x = 0.00 L = 0.00 m
 Cas de charge: 8 EFF /9/ 1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42 + 4*1.42

TRON 168x4.5

Résultats simplifiés Déplacements Résultats détaillés

CONTRAINTES

SigN = 1822.38/23.16 = 7.87 MPa
 SigFy = 36038.03/92.36 = 390.19 MPa

DEVERSEMENT

✗

FLAMBEMENT Y

Ly=3.00 m Muy=93.01
 Lfy=3.08 m k1y=1.00
 Lambda y=53.21 kFy=1.02

FLAMBEMENT Z

Lz=3.00 m Muz=200.44
 Lfz=2.10 m k1z=1.00
 Lambda z=36.25

RESULTATS

$k1 \cdot \text{SigN} + kFy \cdot \text{SigFy} = 1.00 \cdot 7.87 + 1.02 \cdot 390.19 = 404.68 > 235.00 \text{ MPa (3.521)}$

Figure III.20. Vérification du montant en contrainte

La note de calcul du montant indique que les profilés ne sont pas vérifiés ni en contrainte ni en déplacement, tout en tenant compte des phénomènes d'instabilité.

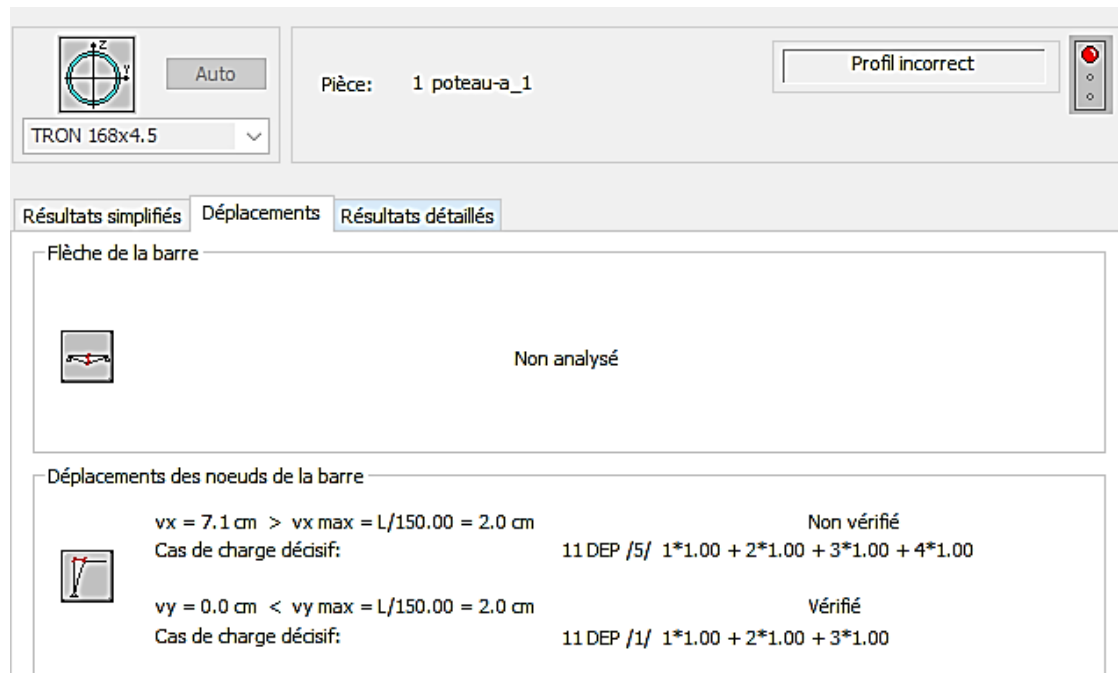


Figure III.21. Vérification du montant en déplacement

Du même pour les traverses elles ne sont vérifiées ni en contrainte ni en déplacement (voir note de calcul).

III.4.4.15 Modification des sections :

Pour le montant on a proposé de faire varier la section du profilé, le profilé résistant aux conditions de chargements est un tube TR 273*6.3.

Pour les traverses on a essayé de faire changer les paramètres du PRS mais on a arrivé à un point où le PRS est modifié fortement pour cela on a proposé de s'appuyer sur la solution de la contre-flèche.

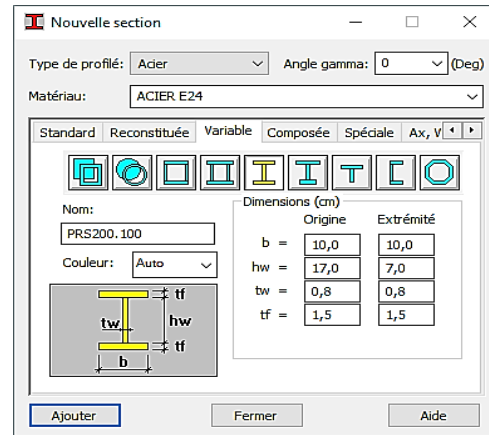
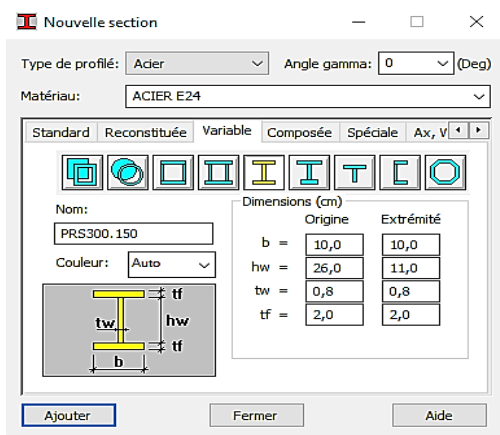



Figure III.22. Section du PRS avant et après modification des paramètres

Avec la modification des paramètres du PRS le profilé devient vérifié en contrainte mais non vérifié en terme de flèche, comme indiqué ci-dessous :

	$u_y = 0.0 \text{ cm} < u_y \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Vérifié
	Cas de charge décisif: 11 DEP /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00	
	$u_z = 4.0 \text{ cm} > u_z \text{ max} = L/150.00 = 2.7 \text{ cm}$	Non vérifié
	Cas de charge décisif: 11 DEP /5/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00	


On remarque que la flèche de la traverse est $U_z = 4.0$ cm alors que la flèche maximale est donnée par 2.7 cm pour cela on a essayé d'introduire une contre flèche de 1.5 cm pour les traverse.

N.B : la contre flèche doit être indiquée sur le plan d'exécution pour la prise en compte dans le modèle de fabrication.

III.4.4.16 Résultats :

Après la modification des sections, le résultat de vérification indique que les profilés modifiés sont acceptables en contrainte et en flèche tout en tenant compte des phénomènes de flambement et déversement.

CM66 - Vérification des pièces (ELS; ELU) 1

Résultats		Messages								
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(vx)	Cas (vx)	Ratio(vy)	Cas (vy)
1 poteau-a_1	 TRON 273x6.3	ACIER E24	33.46	22.26	0.48	8 EFF /9/	0.60	11 DEP /5/	0.00	11 DEP /1/


Résultats		Messages								
Pièce	Profil	Matériau	Lay	Laz	Ratio	Cas	Ratio(uy)	Cas (uy)	Ratio(uz)	Cas (uz)
2 traverse	 PRS300.150	ACIER E24	87.85	40.91	0.25	8 EFF /9/	0.00	11 DEP /1/	0.92	11 DEP /5/

Figure III.23. Poteau et traverse vérifiés

En résultat finale les sections choisies pour la structure sont :

Des traverses PRS 300-150.

Des montants TUBE TR 273*6.3

Des pannes IPE100.

III.5 ASSEMBLAGE :

III.5.1 Principes :

L'assemblage sert à réunir ensemble deux ou plusieurs pièces en assurant la bonne transmission des efforts. Sans entrer dans les calculs de vérification de la résistance des assemblages, le respect de quelques règles simples et le choix de bonnes dispositions constructives donneront des résultats satisfaisants.

III.5.2 Principes essentiels à garder toujours présents à l'esprit :

- l'assemblage le plus simple est à la fois le plus économique et le plus efficace.
- respecter la convergence des axes de barre.
- Respecter pour la réalisation de l'ensemble les hypothèses de calcul (articulation, encastrement)
- N'utiliser des renforts qu'exceptionnellement.
- réduire le plus possible l'assemblage d'éléments de charpente sur le chantier.

III.5.3 Les boulons :

La désignation d'un boulon se fait par le diamètre << d >> en millimètres de la partie non filetée du corps du boulons précédé de la lettre majuscule M (exemple, si d=24 mm, le boulon est désigné par M24.

III.5.3.1 Caractéristiques mécaniques des boulons :

Pour éviter une multiplication du type de boulons, l'Eurocode 3 n'autorise qu'une série finie de classes mécaniques de boulons. Les caractéristiques mécaniques des

boulons nécessaires aux calculs sont la limite d'élasticité f_{yb} et la résistance à la traction f_{ub} , chacune des sept classes autorisées est désignée par deux nombres (classe 6.8, par exemple).

Pour une classe X.Y donnée, f_{yb} est égale à 10 XY et f_{ub} à 100 X, toutes les deux exprimées en MPa.

III.5.3.2 Résistance du boulon :

Dans les inégalités à vérifier, σ_e désigne la limite d'élasticité du métal constituant le boulon et A_r la section de la partie fileté du boulon.

1. La traction : si N est l'effort de traction exercé sur chaque boulon, on vérifie :

$$1,25 \frac{N}{n \cdot A_r} < \sigma_e$$

2. Au cisaillement : si T est l'effort de cisaillement exercé sur chaque section cisailée du boulon, on vérifie :

$$1,54 \frac{T}{n \cdot A_r} < \sigma_e$$

n : le nombre de sections cisailées

III.5.4 calcul de la Liaison panne-traverse :

Les pannes de la structure sont considérés comme bi-articulées avec les portiques, le but est de déterminer le diamètre des boulons de classe 8.8 utilisé pour représenter la liaison articulé.

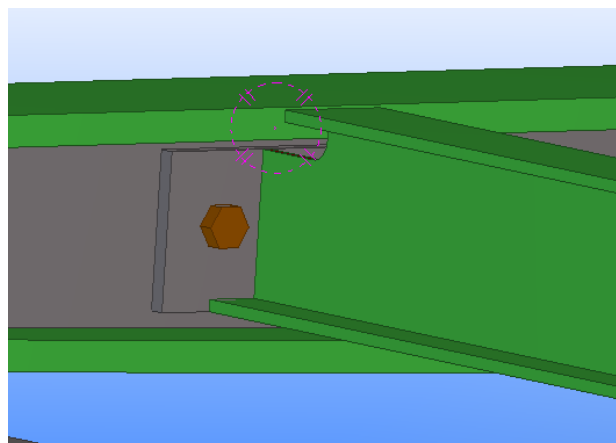



Figure III.24. Liaison articulé Panne-Poutre



Soit T l'effort de cisaillement appliqué aux deux boulons d'une liaison, n le nombre de boulons et σ_e la limite d'élasticité du matériau du boulon.

$n = 2$ boulons.

$T = 3353.81 \text{ N}$

$\sigma_e = 640 \text{ MPa}$ (ANNEXE 4)

Application numérique :

$$1.54 \frac{T}{n \cdot A_r} < \sigma_e \quad (\text{III.12})$$

Ce qui implique :

$$1.54 \frac{T}{n \cdot \sigma_e} < A_r \quad (\text{III.13})$$

$$A_r > 4.0165 \text{ mm}^2$$

D'après la table de l'annexe 4 deux boulons **M12** de classe **8.8** sont suffisants.

III.5.5 Calcul des platines et des ancrages en pied de poteaux :

Les calculs vont consister à :

- Dimensionner la surface de la platine, en fonction de la contrainte admissible de compression du béton du massif de fondation.
- Dimensionner l'épaisseur de la platine, en fonction de la contrainte de flexion calculée à droit de chaque ligne de pliage.
- Dimensionner les boulons d'ancrage en fonction des efforts de traction engendrés par le moment en pied.

Le pied de montant encastré doit pouvoir transmettre, en plus de l'effort normal N et l'effort tranchant V, un moment de flexion M. L'effort tranchant dans le montant peut être transmis par les ancrages situés dans la zone comprimée de la plaque. Lorsque le moment d'encastrement du montant est important, il est possible d'augmenter l'épaisseur nécessaire de la plaque, il est préférable de prévoir des raidisseurs, avec les tiges d'ancrage placées à l'extérieur du profilé.

Les tiges d'ancrage peuvent être droites, avec ou sans écrou, ou munies d'une tête-marteau ou d'une plaque (figure.III.28). Ces types (avec plaque ou tête-marteau) permettent de reprendre un plus grand effort de traction. Les tiges d'ancrage sont chargées de transmettre au béton l'effort tranchant.

Les calculs sont faits par robot tout en s'amusant à faire varier les paramètres de l'assemblage dont le but à optimiser la sécurité structurale de la structure comme indiquer ci-dessous :

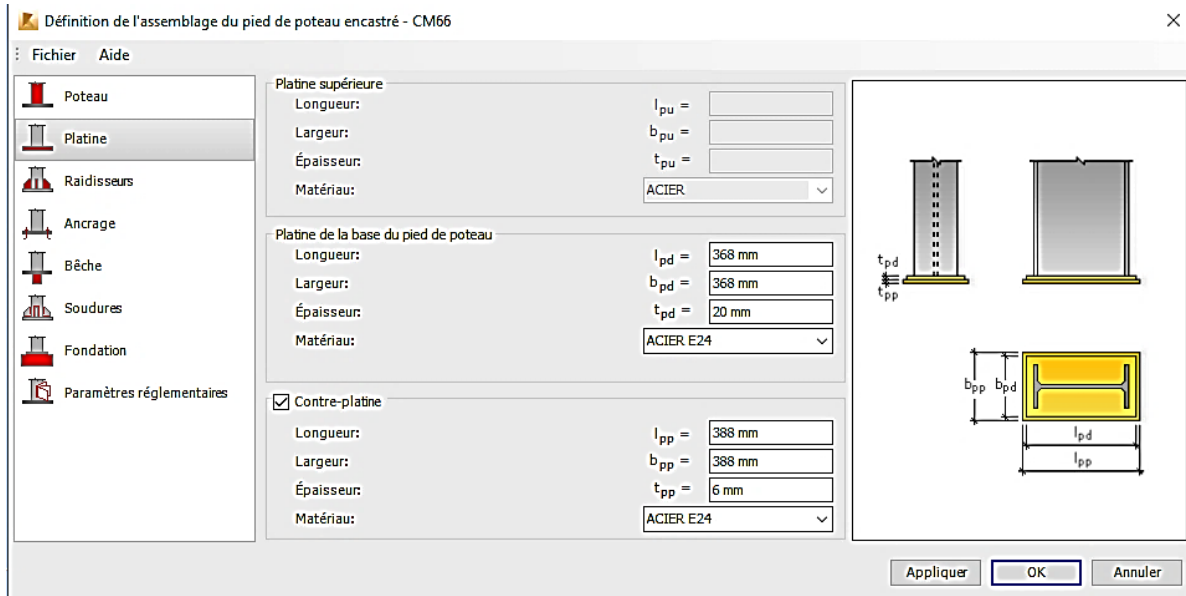


Figure III.25. Paramètres du pied de poteau

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	Calcul du Pied de Poteau encastré 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	

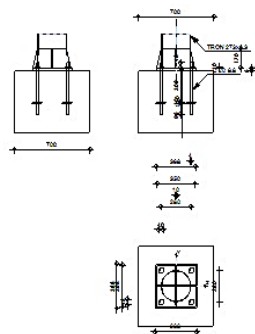


Figure III.26. Pied de poteau non vérifié

On remarque que le ratio est 1.55 très loin de 1 en s'appuyant sur les remarques ci-dessous on a essayé de faire varier les paramètres de l'assemblage afin d'avoir un ratio assez inférieur à 1.



Le segment L2 de la tige est trop court. 300 [mm] < 400 [mm]
 Epaisseur de la plaque d'ancrage trop faible 10 [mm] < 16 [mm]
 Epaisseur des raidisseurs trop faible. 10 [mm] < 10 [mm]

Assemblage non satisfaisant vis à vis de la Norme

Ratio 1,55

Assemblage après modification :

L'assemblage devient satisfaisant vis-à-vis de la norme avec un ratio 0.87

	Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016	
	Calcul du Pied de Poteau encastré 'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)	

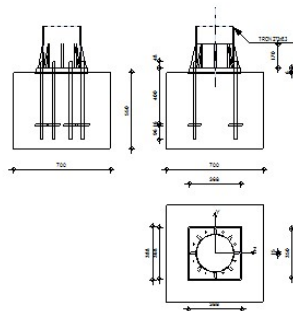


Figure III.27. Pied de poteau vérifié vis-à-vis les normes

La figure ci-dessous illustre le pied de poteau final après modification des paramètres : (voir note de calcul)

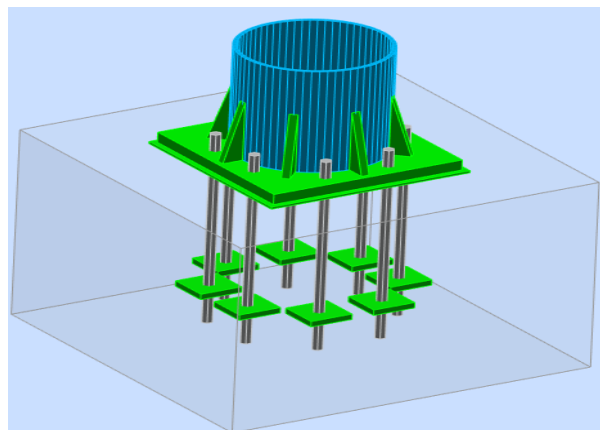


Figure III.28. Pied de poteau avec tiges d'ancrage à tête marteau

III.5.6 Soudage de l'assemblage poutre-poteau :

Les normes de calcul n'exigent aucun calcul de vérification de la résistance à condition que l'épaisseur de la soudure soit au moins égale à l'épaisseur de la plus

faible des pièces assemblées et que le métal déposé ait au moins les caractéristiques mécaniques du métal de base, pour cela on choisit une épaisseur $a = 8 \text{ mm}$.

III.6 Modélisation de la structure et préparation des plans de fabrication (ANNEX 5) :

Après le dimensionnement des différents éléments de la structure la dernière étape de la conception consiste à modéliser la structure sur un logiciel flexible de conception **Tekla structure** dont le but, la préparation des plans de fabrication, le modèle créé à l'aide du programme **Tekla** comporte des informations détaillées, fiables et précises requises pour une modélisation de l'information de la structure.

Une fois le modèle de la structure est réalisé, il ne reste qu'à préparer les plans de fabrication (plan d'ensemble, débitage et assemblage).

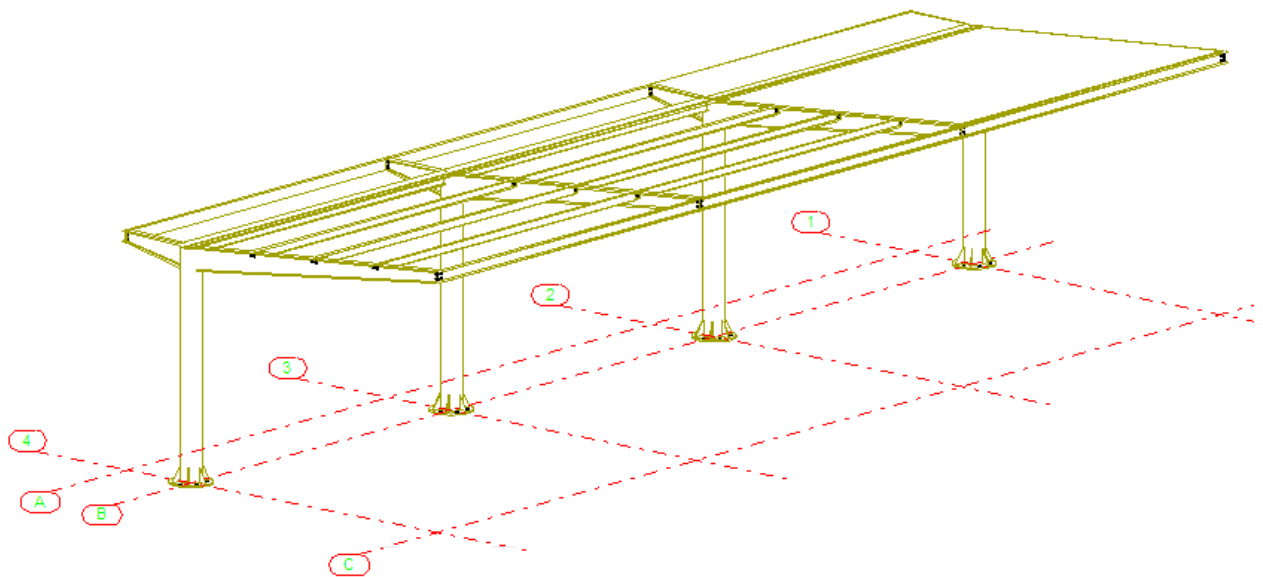


Figure III.29. Vue en perspective 3D

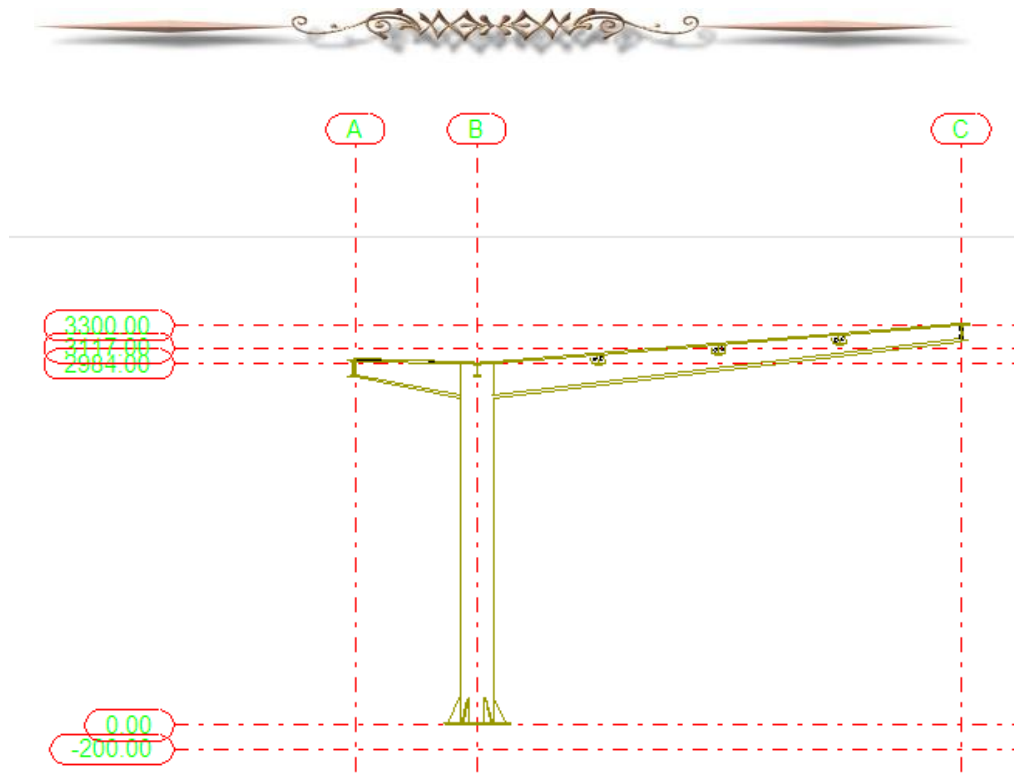


Figure III.30. Vue en fil 1



Conclusion

En conclusion, j'ai essayé en premier temps de bien s'approcher techniquement du lot charpente métallique ce qui m'a permis de comprendre les spécificités et les problématiques propres au lot CM, mais aussi plus globalement d'avoir une idée générale sur le déroulement des études des projets de charpente dès la conception à la pose.

La deuxième partie du mon projet m'a permis de confronter une situation professionnelle concrète et découvrir les différentes phases d'étude d'une structure métallique, le but était de dimensionner les éléments porteurs de la structure. Premièrement j'ai essayé de décomposer la structure en des éléments simples de façon à étudier chaque élément de façon isolée, premièrement j'ai essayé de dimensionner les pannes de l'ossature de façon à satisfaire aux conditions de chargement selon la norme CM66, un IPE100 était le profilé le plus adaptable, puis j'ai passé au dimensionnement du portique deuxième élément de la structure à l'aide du programme de calcul de structure à base d'éléments finis Robot Structural Analysis, le portique vérifié vis-à-vis les normes de calcul était un portique composé d'un montant TR273*6.3 et une traverse PRS300-100 cette partie m'a permis d'appliquer les différentes études théoriques et numériques de résistance des matériaux et de calcul de structure, ainsi de manipuler le puissant programme numérique de calcul de structure, Robot Structural Analysis.

La troisième partie du mon projet de fin d'étude était la plus longue du processus, puisqu'elle m'a exigé de comprendre à manipuler un nouveau puissant programme de conception à l'aide d'ordinateur, Tekla Structure, dont le but était de construire un modèle de fabrication comporte des informations bien détaillées, fiables et précises requises pour une modélisation parfaite de l'information de la structure, qui nous a permis par suite de préparer des plans de fabrication bien détaillés.

Finalement, ce stage de fin d'étude m'a offert une opportunité d'appliquer et développer au même temps de différentes connaissances acquises durant la période de formation et de manipuler divers programmes importants dans le milieu professionnel et spécifiquement en calcul de structure et construction métallique.

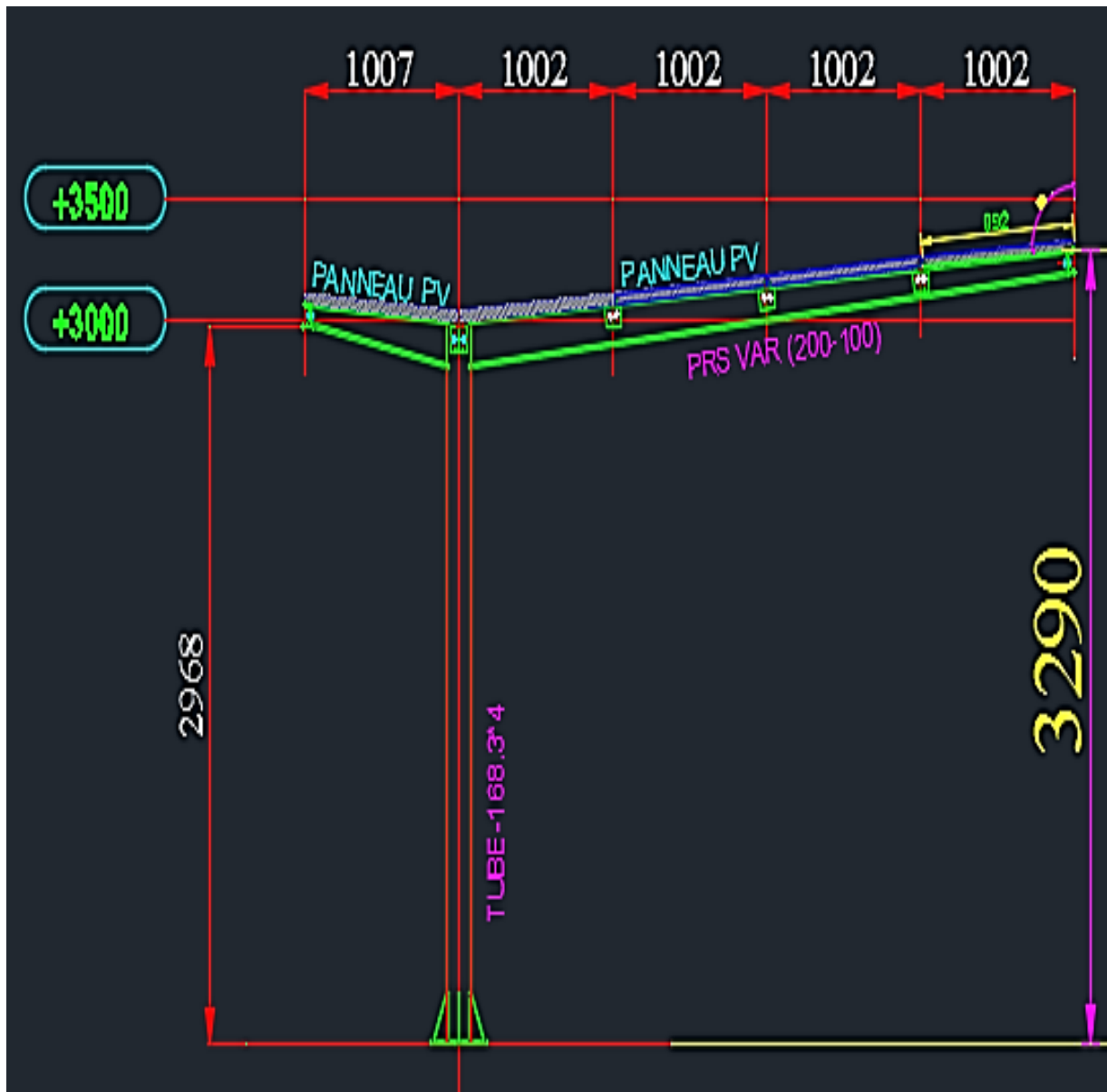


Bibliographie

1. Règles de calcul des structures en acier CM 66
2. Calcul des structures métalliques selon l'Eurocode 3, Jean Morel
3. Règles de calcul des structures en acier CM 66
4. Memotech : Structures Métalliques
5. manuel de référence ICAB : calcul de poutre et instabilités au flambement, déversement, voilement.
6. Traité de Génie Civil, Volume 10 : Construction Métallique : Notions fondamentales et méthodes de dimensionnement
7. Traité de Génie Civil, Volume 11 : Charpentes Métalliques : Conception et dimensionnement des halles et bâtiments.

ANNEXES

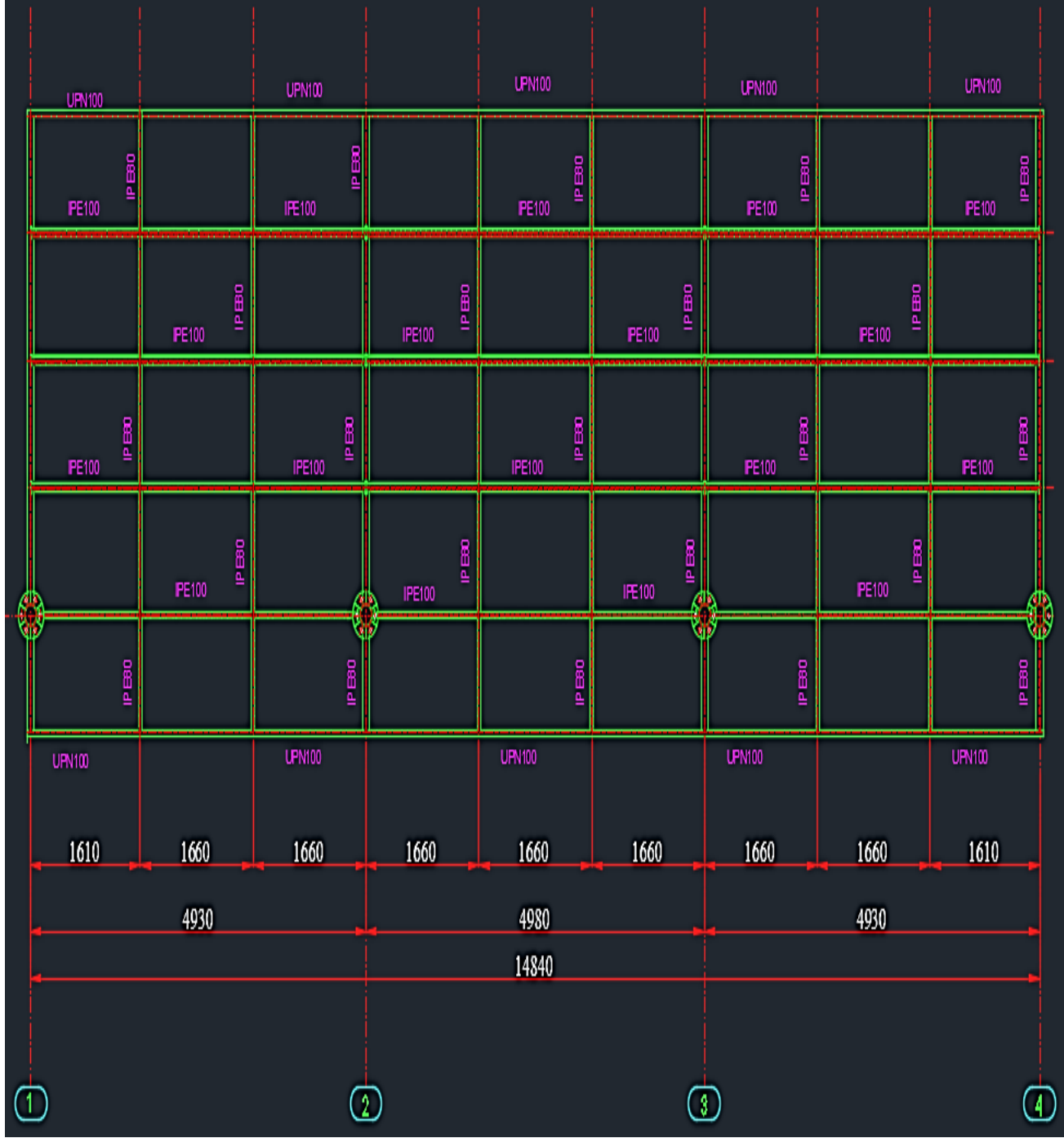
ANNEXE 1 : Plan d'ensemble de la structure



Vue en élévation selon les fils 1, 2, 3 et 4

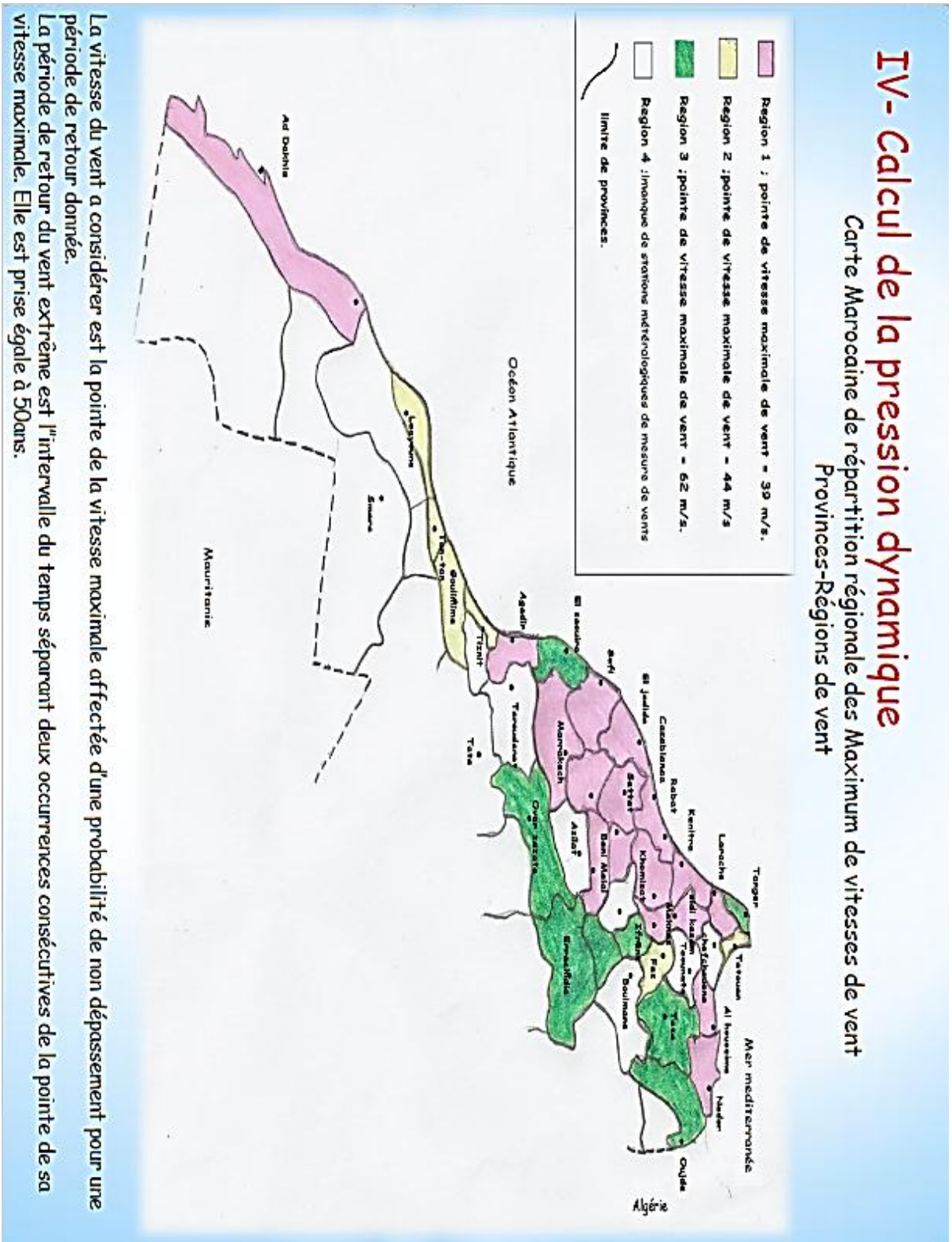


VUE EN PLAN



Vue en plan

ANNEXE 2 : Calcul des actions du vent sur les constructions



➤ **Pression dynamique pour une altitude inférieure ou égale à 1 000 m.**

Pression dynamique normale et pression dynamique extrême.
Conformément à la règle I-3,1, on doit envisager dans les calculs une pression dynamique normale et une pression dynamique extrême ; le rapport de la seconde à la première est pris égal à 1,75.

Dans le cas où $h < 10m$:

On parle de pression dynamique de base elle varie à une altitude inférieure ou égale à 1 000 m.

Région	Vitesses extrêmes		Région	Pressions dynamiques de base	
	m/s	km/h		Normale (daN/m ²)	Extrême (daN/m ²)
I	39	140	I	53.5	93.3
II	44	158	II	68	119
III	62	223	III	135	236

$$q_0 = \frac{V^2}{1,63}$$

Où V est la vitesse du vent en (m/s), et q_0 est la pression du vent en N/m²

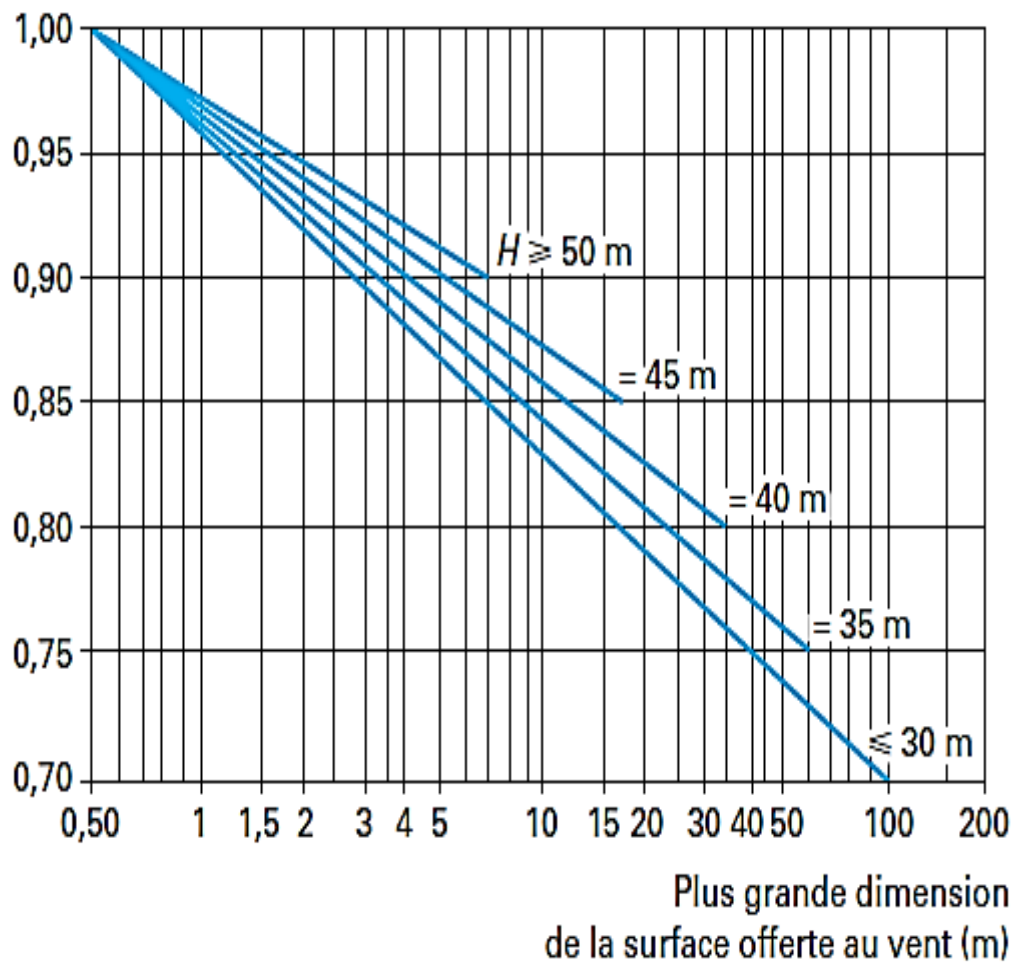
□ Site exposé :

Exemple; Au voisinage de la mer : le littoral en général (sur une profondeur d'environ 6 km) ; le sommet des falaises les îles ou presque îles étroites A l'intérieur du pays : les vallées étroites ou le vent s'engouffre les montagnes isolées ou élevées.

coefficient de site k_s

	Région 1	Région 2	Région 3
Site protégé	0,80	0,80	0,80
Site normal	1,00	1,00	1,00
Site exposé	1,35	1,30	1,25

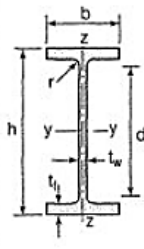
Coefficient de réduction
des pressions dynamiques δ



On notera que ce coefficient est limité à 0,90 pour des immeubles d'une hauteur de 50 m ou plus, quelle qu'en soit la longueur.

Le coefficient de réduction garde une valeur constante (0,70) jusqu'à 30 m de hauteur, pour des bâtiments ayant plus de 100 m de longueur.

ANNEXE 3 : Caractéristiques des IPE

Produits sidérurgiques – formes, dimensions, caractéristiques												
NORMES DE RÉFÉRENCE	Dimensions : NF A 45-205 Tolérances : NF EN 10034											
		Caractéristiques de calcul										Moment d'inertie de torsion
I_x		I_x/V_x	i_x	-	-	I_y	I_y/V_y	i_y	-	-	J	
I_y		$W_{el,y}$	I_z	$W_{pl,y}$	A_{vz}	I_z	$W_{el,z}$	I_z	$W_{pl,z}$	A_{vy}	I_t	
cm ⁴		cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ²	cm ⁴	
IPE (suite)	IPE 80	80,1	20,0	3,24	23,2	3,6	8,48	3,69	1,05	5,8	5,1	0,70
	IPE 100	171,0	34,2	4,07	39,4	5,1	15,91	5,78	1,24	9,1	6,7	1,20
	IPE 120	317,8	53,0	4,90	60,7	6,3	27,65	8,64	1,45	13,6	8,6	1,74
	IPE 140	541,2	77,3	5,74	88,3	7,6	44,90	12,30	1,65	19,2	10,6	2,45
	IPE 160	869,3	108,7	6,58	123,9	9,7	68,28	16,65	1,84	26,1	12,8	3,60
	IPE 180	1317,0	146,3	7,42	166,4	11,3	100,81	22,16	2,05	34,6	15,3	4,79
	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98

IPE (suite)	IPE 200	1943,2	194,3	8,26	220,6	14,0	142,31	28,46	2,24	44,6	18,0	6,98
	IPE 220	2771,8	252,0	9,11	285,4	15,9	204,81	37,24	2,48	58,1	21,3	9,07
	IPE 240	3891,6	324,3	9,97	366,6	19,1	283,58	47,26	2,69	73,9	24,8	12,88
	IPE 270	5789,8	428,9	11,23	484,0	22,1	419,77	62,19	3,02	97,0	29,0	15,94
	IPE 300	8356,1	557,1	12,46	628,4	25,7	603,62	80,48	3,35	125,2	33,7	20,12
	IPE 330	11766,9	713,1	13,71	804,3	30,8	788,00	98,50	3,55	153,7	38,7	28,15
	IPE 360	16265,6	903,6	14,95	1019,1	35,1	1043,20	122,73	3,79	191,1	45,3	37,32
	IPE 400	23128,4	1156,4	16,55	1307,1	42,7	1317,58	146,40	3,95	229,0	51,1	51,08
	IPE 450	33742,9	1499,7	18,48	1701,8	50,8	1675,35	176,35	4,12	276,4	58,3	66,87
	IPE 500	48198,5	1927,9	20,43	2194,1	59,9	2140,90	214,09	4,30	335,9	67,2	89,29
	IPE 550	67116,5	2440,6	22,35	2787,0	72,3	2666,49	253,95	4,45	400,5	76,1	123,24
	IPE 600	92083,5	3069,4	24,30	3512,4	83,8	3385,78	307,80	4,66	485,6	87,9	165,42

ANNEXE 4 : Caractéristiques des boulons

Tableau 15
PRINCIPALES CARACTÉRISTIQUES GÉOMÉTRIQUES

Désignation	M8	M10	M12	M14	M16	M18	M20	M22	M24
d (mm)	8	10	12	14	16	18	20	22	24
d ₀ (mm)	9	11	13	15	18	20	22	24	26
A (mm ²)	50,3	78,5	113	154	201	254	314	380	452
A _s (mm ²)	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353
Ø rondelle (mm)	16	20	24	27	30	34	36	40	44
Ø clé (mm)	21	27	31	51	51	51	58	58	58
d _m (mm)	14	18,3	20,5	23,7	24,58	29,1	32,4	34,5	38,8

d : diamètre de la partie non filetée de la vis

d₀ : diamètre nominal du trou

A : section nominale du boulon

A_s : section résistante de la partie filetée

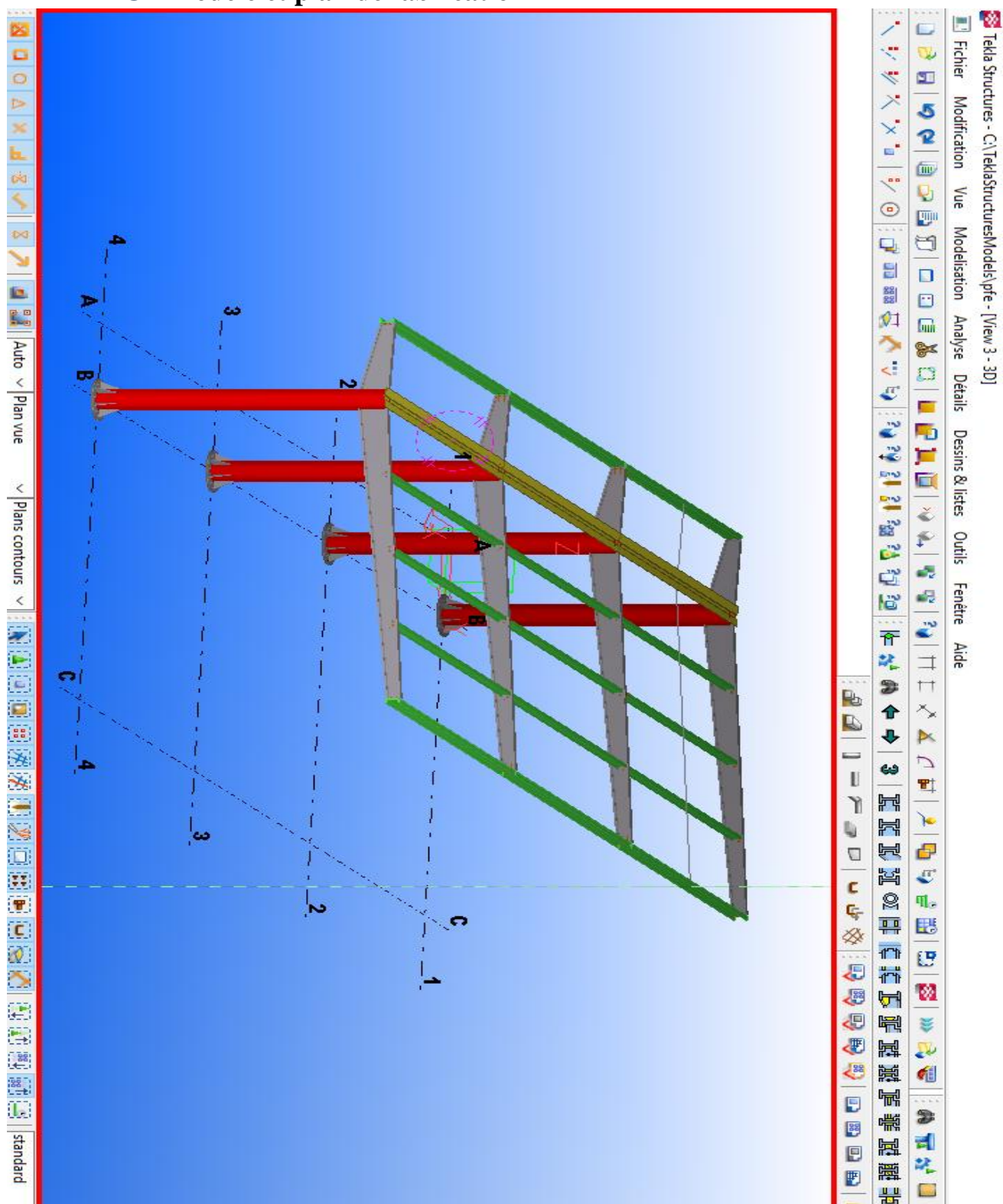
d_m : diamètre moyen entre le cercle circonscrit et le cercle inscrit à la tête du boulon

Nota : en italique, les boulons moins usuels.

Tableau 16
VALEURS NOMINALES DE LIMITE D'ÉLASTICITÉ f_{yb} ET DE RÉSISTANCE ULTIME À LA TRACTION f_{ub} POUR LES BOULONS

Classe de boulon	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

ANNEXE 5 : Modèle et plan de fabrication



Exemple du croquis d'assemblage :

Tekla Structures - C:\TeklaStructures\Models\pre - [A [A.3]]

Fichier dessin Modification Vue Cotation Annotation Formes Outils Fenêtre Aide

Position mailage
A3 2318C0

Tekla structures

LISTE POUR L'ASSEMBLAGE				Rep:	A3	Date:	1
Révis	Dimension	Qté	Date	Fabric	Longueur	Poids	Poids
01	FE210	1	03/08		4972	20	412
02	RA11770	2	03/08		110	00	400

CROQUIS ASSEMBLAGE			
Nom du projet		Dessinateur	
Nom du Projet		13.06.2016	
N° de date:	11-1001	Date création:	
		Date révision:	
		Indice révision:	

Auto Plan vue

ANNEXE 6 : Notes de calcul

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: CM66

TYPE D'ANALYSE: Vérification des pièces

FAMILLE:

PIECE: 2 traverse

POINT: 1

COORDONNEE: x = 0.00 L = 0.00 m

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: 8 EFF /9/ 1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42 + 4*1.42

MATERIAU:

ACIER E24 fy = 235.00 MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: PRS100.200

ht=20.0 cm

bf=10.0 cm

ea=0.8 cm

es=1.5 cm

Ay=30.00 cm²

Iy=2900.03 cm⁴

Wely=290.00 cm³

Az=13.60 cm²

Iz=250.73 cm⁴

Welz=50.15 cm³

Ax=43.60 cm²

Ix=23.19 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = 166.78/43.60 = 0.38 MPa

SigFy = 34254.50/290.00 = 118.12 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=0.00

ID_inf=2.02 m

B=1.00

C=1.88

D=1.88

kD=1.00

Sig D=324.26 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly=4.04 m

Lfy=8.08 m

Lambda y=131.86

Muy=311.62

k1y=1.00

kFy=1.00



en z:

Lz=4.04 m

Lfz=1.01 m

Lambda z=40.17

Muz=3358.28

k1z=1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

$k1 \cdot \text{SigN} + kD \cdot kFy \cdot \text{SigFy} = 1.00 \cdot 0.38 + 1.00 \cdot 1.00 \cdot 118.12 = 119.09 < 235.00 \text{ MPa} \quad (3.731)$

$1.54 \cdot \text{Tauz} = 1.54 \cdot 11.85 = 18.25 < 235.00 \text{ MPa} \quad (1.313)$

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPERE LOCAL):

Prise en compte de la contreflèche ucy = 0.0 cm

uy = uty - ucy = 0.0 - 0.0 = 0.0 cm < uy max = L/150.00 = 2.7 cm Vérifié

Cas de charge décisif: 11 DEP /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00

Prise en compte de la contreflèche ucz = 1.5 cm

uz = utz - ucz = 21.1 - 1.5 = 19.6 cm > uz max = L/150.00 = 2.7 cm Non vérifié

Cas de charge décisif: 11 DEP /5/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00



Déplacements (REPERE GLOBAL): Non analysé

Profil incorrect !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**

TYPE D'ANALYSE: **Vérification des pièces**

FAMILLE:

PIECE: **1 poteau-a_1**

POINT: **1**

COORDONNEE: **x = 0.00 L = 0.00 m**

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **8 EFF /9/ 1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42 + 4*1.42**

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: **TRON 273x6.3**

ht=27.3 cm

ea=0.6 cm

$A_y = 26.39$ cm²

$I_y = 4695.82$ cm⁴

$W_{ely} = 344.02$ cm³

$A_z = 26.39$ cm²

$I_z = 4695.82$ cm⁴

$W_{elz} = 344.02$ cm³

$A_x = 52.79$ cm²

$I_x = 9391.64$ cm⁴

CONTRAINTES:

$\text{SigN} = 1913.65/52.79 = 3.63$ MPa

$\text{SigFy} = 36038.03/344.02 = 104.76$ MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

$L_y = 3.00$ m

$L_{fy} = 3.43$ m

$\text{Lambda } y = 36.39$

$\mu_{uy} = 431.69$

$k_{ly} = 1.00$

$k_{fy} = 1.00$



en z:

$L_z = 3.00$ m

$L_{fz} = 2.10$ m

$\text{Lambda } z = 22.26$

$\mu_{uz} = 1153.27$

$k_{lz} = 1.00$

FORMULES DE VERIFICATION:

$k_1 * \text{SigN} + k_{fy} * \text{SigFy} = 1.00 * 3.63 + 1.00 * 104.76 = 108.76 < 235.00$ MPa (3.521)

$1.54 * \text{Tau}_z = 1.54 * 0.29 = 0.44 < 235.00$ MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL): *Non analysé*



Déplacements (REPÈRE GLOBAL):

$v_x = 1.2$ cm $< v_x \text{ max} = L/150.00 = 2.0$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: **11 DEP /5/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00**

$v_y = 0.0$ cm $< v_y \text{ max} = L/150.00 = 2.0$ cm

Vérifié

Cas de charge décisif: **11 DEP /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00**

Profil correct !!!

CALCUL DES STRUCTURES ACIER

NORME: **CM66**

TYPE D'ANALYSE: **Vérification des pièces**

FAMILLE:

PIECE: **2 traverse**

POINT: **1**

COORDONNEE: **x = 0.00 L = 0.00 m**

CHARGEMENTS:

Cas de charge décisif: **8 EFF /9/ 1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42 + 4*1.42**

MATERIAU:

ACIER E24 $f_y = 235.00$ MPa



PARAMETRES DE LA SECTION: **PRS300.150**

ht=30.0 cm

bf=10.0 cm

ea=0.8 cm

es=2.0 cm

Ay=40.00 cm²

Iy=9025.07 cm⁴

Wely=601.67 cm³

Az=20.80 cm²

Iz=334.44 cm⁴

Welz=66.89 cm³

Ax=60.80 cm²

Ix=50.96 cm⁴

CONTRAINTES:

SigN = 174.59/60.80 = 0.29 MPa

SigFy = 35463.57/601.67 = 58.94 MPa



PARAMETRES DE DEVERSEMENT:

z=0.00

ID_inf=2.02 m

B=1.00

C=1.88

D=1.69

kD=1.00

Sig D=247.06 MPa

PARAMETRES DE FLAMBEMENT:



en y:

Ly=4.04 m

Lfy=8.08 m

Lambda y=87.85

Muy=935.20

kly=1.00

kFy=1.00



en z:

Lz=4.04 m

Lfz=1.01 m

Lambda z=40.91

Muz=4311.88

k1z=1.00

FORMULES DE VERIFICATION:

$k1 * SigN + kD * kFy * SigFy = 1.00 * 0.29 + 1.00 * 1.00 * 58.94 = 59.33 < 235.00$ MPa (3.731)

$1.54 * Tauz = 1.54 * 8.05 = 12.40 < 235.00$ MPa (1.313)

DEPLACEMENTS LIMITES



Flèches (REPÈRE LOCAL):

Prise en compte de la contreflèche $ucy = 0.0$ cm

$uy = uty - ucy = 0.0 - 0.0 = 0.0$ cm $< uy_{max} = L/150.00 = 2.7$ cm Vérifié

Cas de charge décisif: **11 DEP /1/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00**

Prise en compte de la contreflèche $ucz = 1.5$ cm

$uz = utz - ucz = 4.0 - 1.5 = 2.5$ cm $< uz_{max} = L/150.00 = 2.7$ cm Vérifié

Cas de charge décisif: **11 DEP /5/ 1*1.00 + 2*1.00 + 3*1.00 + 4*1.00**



Déplacements (REPÈRE GLOBAL): *Non analysé*

Profil correct !!!



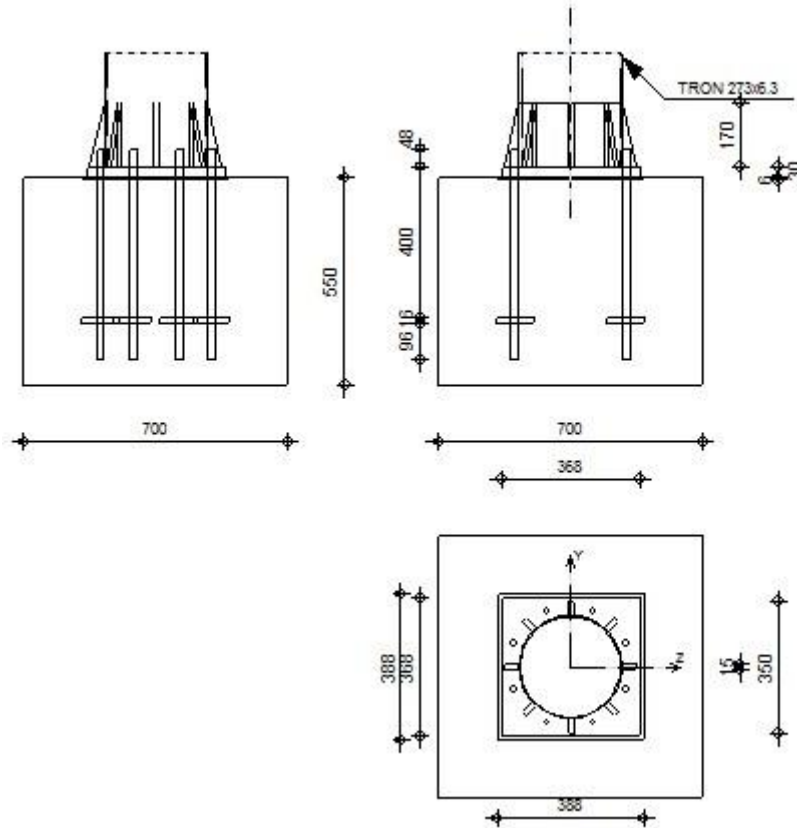
Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2016

Calcul du Pied de Poteau encastré

'Les pieds de poteaux encastrés' de Y.Lescouarc'h (Ed. CTICM)



Ratio
0,87



Général

Assemblage N°: 1

Nom de l'assemblage : Pied de poteau encastré

Noeud de la structure: 1

Barres de la structure: 1


Géométrie

Poteau

Profilé: TRON 273x6.3

Barre N°: 1

$\alpha = 0,0$ [Deg] Angle d'inclinaison



Profilé: TRON 273x6.3

$h_c = 273$ [mm] Hauteur de la section du poteau

$b_{fc} = 273$ [mm] Largeur de la section du poteau

$t_{wc} = 6$ [mm] Epaisseur de l'âme de la section du poteau

$t_{fc} = 6$ [mm] Epaisseur de l'aile de la section du poteau

$r_c = 0$ [mm] Rayon de congé de la section du poteau

$A_c = 52,79$ [cm²] Aire de la section du poteau

$I_{yc} = 4695,82$ [cm⁴] Moment d'inertie de la section du poteau

Matériau: ACIER E24

$\sigma_{ec} = 235,00$ [MPa] Résistance

Plaque principale du pied de poteau

$l_{pd} = 368$ [mm] Longueur

$b_{pd} = 368$ [mm] Largeur

$t_{pd} = 30$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER E24

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine de prescellement

$l_{pp} = 388$ [mm] Longueur

$b_{pp} = 388$ [mm] Largeur

$t_{pp} = 6$ [mm] Epaisseur

Ancrage

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

Classe = 8.8 Classe de tiges d'ancrage

$d = 20$ [mm] Diamètre du boulon

$d_0 = 20$ [mm] Diamètre des trous pour les tiges d'ancrage

Entraxe $e_{Vi} = 160$ [mm]

Dimensions des tiges d'ancrage



$L_1 = 48$ [mm]

$L_2 = 400$ [mm]

$L_3 = 96$ [mm]

Plaque d'ancrage

$l_{ap} = 100$ [mm] Longueur

$b_{ap} = 100$ [mm] Largeur

$t_{ap} = 16$ [mm] Epaisseur

Matériau: ACIER

$\sigma_e = 235,00$ [MPa] Résistance

Platine

$l_{wd} = 40$ [mm] Longueur

$b_{wd} = 48$ [mm] Largeur

$t_{wd} = 10$ [mm] Epaisseur

Raidisseur

$l_r = 39$ [mm] Longueur

$h_s = 170$ [mm] Hauteur

$t_s = 15$ [mm] Epaisseur

Semelle isolée

$L = 700$ [mm] Longueur de la semelle

$B = 700$ [mm] Largeur de la semelle

$H = 550$ [mm] Hauteur de la semelle

Béton

$f_{c28} = 25,00$ [MPa] Résistance

$\sigma_{bc} = 14,17$ [MPa] Résistance

$n = 6,56$ ratio Acier/Béton

Soudures

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

Soudures

$a_p = 5$ [mm] Plaque principale du pied de poteau

$a_s = 10$ [mm] Raidisseurs

Efforts

Cas: 8: EFF /9/ $1*1.33 + 2*1.33 + 3*1.42 + 4*1.42$

$N = -1992,74$ [daN] Effort axial

$Q_y = 0,00$ [daN] Effort tranchant

$Q_z = -76,00$ [daN] Effort tranchant

$M_y = 37169,95$ [N*m] Moment fléchissant

$M_z = 0,00$ [N*m] Moment fléchissant

Résultats

Béton

Plan XZ

$d_{tz} = 148$ [mm] Distance de la colonne des boulons d'ancrage de l'axe Y

Coefficients d'équation pour la définition de la zone de pression

$A = 123$ [mm]

$A = b_{pd}/3$

$B = 6187,07$ [cm²]

$B = (M_y/N - 0.5 * l_{pd}) * b_{pd}$

$C = 16601,31$ [cm³]

$C = 2 * n * A_t * (d_{tz} + M_y/N)$

$D = -550866,01$ [cm⁴]

$D = -2 * n * A_t * (d_{tz} + 0.5 * l_{pd}) * (d_{tz} + M_y/N)$

$z_0 = 81$ [mm] Zone comprimée

$A * z_0^3 + B * z_0^2 + C * z_0 + D = 0$

$p_{my} = 8,80$ [MPa] Contrainte due à l'effort axial et au moment M_y

$p_{my} = 2 * (M_y + N * d_{tz}) / [b_{pd} * z_0 * (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)]$

$F_{ty} = 11172,4$ [daN] Effort de traction total dans la ligne des boulons d'ancrage

$F_{ty} = (M_y - N * (l_{pd}/2 - z_0/3)) / (d_{tz} + l_{pd}/2 - z_0/3)$

Vérification du béton pour la pression diamétrale

$p_m = 8,80$ [MPa] Contrainte maxi dans le béton

$p_m = p_{my}$

La valeur du coefficient K est calculée automatiquement



$$h_b = 484 \text{ [mm]} \quad h_b = z_0 + 2 \cdot [b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v]$$

$$b_b = 564 \text{ [mm]} \quad b_b = \max(2 \cdot (b/2 - 0.5 \cdot (n_v - 1) \cdot a_v) + a_v, b_{pd})$$

$$K = \max(1.1; 1 + (3 \cdot b_{pd} / (b_b - l_{pd} / h_b)) \cdot \sqrt{[(1 - b_{pd} / b_b) \cdot (1 - l_{pd} / h_b)]}) \quad \text{[Lescouarc'h (1.c)]}$$

$$K = 1,46 \quad \text{Coefficient de zone de pression diamétrale}$$

$$\rho_m \leq K \cdot \sigma_{bc} \quad 8,80 < 20,67 \quad \text{vérifié} \quad (0,43)$$

Ancrage

$$N_{ty} = 5586,21 \text{ [daN]} \quad \text{Effort de traction dû à l'effort axial et au moment } M_y \quad N_{ty} = F_{ty}/n$$

$$N_t = 5586,21 \text{ [daN]} \quad \text{Force de traction max dans le boulon d'ancrage} \quad N_t = N_{ty}$$

Vérification de la semelle tendue du poteau

$$s_{_1} = 160 \text{ [mm]} \quad s_{_1} = \min(e_{vi})$$

$$s_{_2} = 74 \text{ [mm]} \quad s_{_2} = \pi \cdot a_2$$

$$s_{_3} = 77 \text{ [mm]} \quad s_{_3} = (2 \cdot R) / \sqrt{1 + 2 \cdot R/a_2}$$

$$s = 74 \text{ [mm]} \quad s = \min(s_{_1}, s_{_2}, s_{_3})$$

$$N_t \leq s \cdot t_{fc} \cdot \sigma_{ec} \quad 5586,21 < 10930,15 \quad \text{vérifié} \quad (0,51)$$

Adhérence

$$v = 202 \text{ [mm]} \quad \text{Pince ancrage-bord de la fondation } v = \min(l_2; B/2 - \cos(22.5[\text{deg}]) \cdot e_v; L/2 - \cos(22.5[\text{deg}]) \cdot e_v)$$

$$N_t \leq \pi \cdot d \cdot \tau_s \cdot l_2 + 3 \cdot \sigma_{bc} \cdot \pi \cdot (r^2 - d^2/4) \cdot (1 - r/v) \quad 5586,21 < 27286,26 \quad \text{vérifié} \quad (0,20)$$

Vérification de la résistance de la section filetée d'une tige

$$N_t \leq 0.8 \cdot A_s \cdot \sigma_e \quad 5586,21 < 10780,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,52)$$

Résistance un effort incliné sur le plan du joint

$$|T_z| \leq \sqrt{[\sigma_e^2 \cdot A_b^2 - N^2] / 1.54} \quad |-19,00| < 10617,43 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Transfert des efforts tranchants

$$|t_z| \leq \sqrt{(A_t^2 \cdot \sigma_e^2 - N^2) / 2.36} \quad |0,00| < 11228,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$|t_y| \leq \sqrt{(A_t^2 \cdot \sigma_e^2 - N^2) / 2.36} \quad |0,00| < 11228,80 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Platine

Zone de traction

$$M_{11'} = 1264,80 \text{ [N*m]} \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_{11'} = n_v \cdot N_t \cdot (d_{tz} - h_c/2)$$



$$M_{11'} \leq \sigma_e \cdot W \quad 126,48 < 10511,14 \quad \text{vérifié} \quad (0,01)$$

Cisaillement

$$V_{11'} = 11172,41 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant} \quad V_{11'} = n_v \cdot N_t$$

$$V_{11'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5 \quad 11172,41 < 69195,43 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Traction

$$a_1 = 16 \text{ [mm]} \quad \text{Pince bord de la soudure de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage} \quad a_1 = a_2 - \sqrt{2}a_p$$

$$a_2 = 24 \text{ [mm]} \quad \text{Pince bord de l'aile du poteau-axe du boulon d'ancrage} \quad a_2 = e_v - h_c / 2$$

$$a_3 = 40 \text{ [mm]} \quad \text{Pince bord de la soudure du raidisseur-axe du boulon d'ancrage} \quad a_3 = a_4 - \sqrt{2}a_r$$

$$a_4 = 54 \text{ [mm]} \quad \text{Pince bord du raidisseur-axe du boulon d'ancrage} \quad a_4 = e_v \cdot \sin(\pi/8) - t_s / 2$$

$$N_t[\text{daN}] \leq 375 \cdot t_{pd}[\text{mm}] \cdot [a_2/a_1 + (a_4/a_3)] \quad 5586,21 < 31360,99 \quad \text{vérifié} \quad (0,18)$$

Zone comprimée

$$p = 3,66 \text{ [MPa]} \quad \text{Contrainte de pression diamétrale dans la section étudiée} \quad p = p_m \cdot [z_0 + 0.5 \cdot (h_c - l_{pd})] / z_0$$

$$M_{22'} = 2941,24 \text{ [N}\cdot\text{m]} \quad \text{Moment fléchissant} \quad M_{22'} = b_{pd} / 24 \cdot (l_{pd} - h_c)^2 \cdot (p + 2 \cdot p_m)$$

$$M_{22'} \leq \sigma_e \cdot W \quad 2941,24 < 105111,39 \quad \text{vérifié} \quad (0,03)$$

Cisaillement

$$V_{22'} = 10887,28 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant} \quad V_{22'} = 0.25 \cdot b_{pd} \cdot (l_{pd} - h_c) \cdot (p + p_m)$$

$$V_{22'} \leq \sigma_e / \sqrt{3} \cdot h_r \cdot t_r \cdot n_r / 1.5 \quad 10887,28 < 69195,43 \quad \text{vérifié} \quad (0,16)$$

Epaisseur

$$d_m = 9 \text{ [mm]} \quad \text{Distance du raidisseur du bord de la dalle} \quad d_m = 0.5 \cdot (l_{pd} - h_c - 2 \cdot l_r)$$

$$t_{pd} \geq d_m \cdot \sqrt{3 \cdot p_m / \sigma_e} \quad 30 > 9 \quad \text{vérifié} \quad (0,10)$$

Pression diamétrale

$$|t_z| = 0,00 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant} \quad t_z = (Q_z - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$$|t_z| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e \quad |0,00| < 42300,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

$$|t_y| = 0,00 \text{ [daN]} \quad \text{Effort tranchant} \quad t_y = (Q_y - 0.3 \cdot N) / n_v$$

$$|t_y| \leq 3 \cdot d \cdot t_{pd} \cdot \sigma_e \quad |0,00| < 42300,00 \quad \text{vérifié} \quad (0,00)$$

Raidisseur

$V_1 =$	6982,76	[daN]	Effort tranchant	$V_1 = \max(1.25 \cdot N_j, 2 \cdot N_j / [1 + (a_4/a_2)^2])$
$M_1 =$	244,40	[N*m]	Moment fléchissant	$M_1 = V_1 \cdot a_2$
$V_m =$	10887,28	[daN]	Effort tranchant du raidisseur	$V_m = \max(V_1, V_{22})$
$M_m =$	2941,24	[N*m]	Moment fléchissant du raidisseur	$M_m = \max(M_1, M_{22})$

Epaisseur

$t_{r1} =$	7	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r1} = 2.6 \cdot V_m / (\sigma_e \cdot h_r)$
$t_{r2} =$	13	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r2} = \sqrt{[h_r^2 \cdot V_m^2 + 6.75 \cdot M_m^2] / (\sigma_e \cdot h_r \cdot l_r)}$
$t_{r3} =$	7	[mm]	Epaisseur minimale du raidisseur	$t_{r3} = 0.04 \cdot \sqrt{[l_r^2 + h_r^2]}$
$t_r \text{ B } \max(t_{r1}, t_{r2}, t_{r3})$	15	>	13	vérifié (0,87)

Soudures

$a'_r =$	6	[mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec la plaque principale	$a'_r = k \cdot \sqrt{[(0.7 \cdot V_m)^2 + (1.3 \cdot M_m/h_r)^2]} / (l_r \cdot \sigma_e)$
$a''_r =$	2	[mm]	Epaisseur min de la soudure du raidisseur avec le poteau	$a''_r = k \cdot \max(1.3 \cdot V_m, 2.1 \cdot M_m/h_r) / (h_r \cdot \sigma_e)$
$a_r \text{ B } \max(a'_r, a''_r)$	10	>	6	vérifié (0,61)

Poteau

Ame

$t_w \text{ B } 3 \cdot M_m / (\sigma_{ec} \cdot h_r^2)$	6	>	1	vérifié (0,21)
--	---	---	---	-----------------------

Platine de prescellement

Pression diamétrale

$ t_z \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	0,00	<	8460,00	vérifié (0,00)
$ t_y \leq 3 \cdot d \cdot t_{pp} \cdot \sigma_e$	0,00	<	8460,00	vérifié (0,00)

Assemblage satisfaisant vis à vis de la Norme	Ratio	0,87
--	-------	------