



école polytechnique de thiès

**PROJET  
DE**

GC.0457

**FIN D'ETUDES**

**titre :** ETUDE ET CONCEPTION D'UNE  
BÂTIMENT AGRICOLE

EN ACIER PREFABRIQUE

**auteur :** Alioune Badara GUEYE

**génie :** Civil

**date :** Mai 1979

BATISSE AGRICOLE

DIRECTEUR : S.A. BOULOS



école polytechnique  
de Thiès

AUTEUR : Alioune Badara GUEYE

## REMERCIEMENTS

Je remercie toutes les personnes qui de près ou de loin m'ont apporté leur soutien aussi bien sur le plan matériel que moral.

En particulier je remercie :

- Monsieur S.A. BOULOS, mon Directeur de Projet, pour sa grande disponibilité,

- La Direction Technique de l'ONCAD pour toute la documentation fournie.

- Madame Suzanne YOUNG et Mademoiselle Assy GAYE qui n'ont ménager aucun effort pour faire la dactylographie et la mise en page de cette thèse,

- Les Elèves-Ingénieurs Cheikh A.B. THIOYE et Karimou GUEYE qui ont bien voulu m'apporter un soutien sur le plan matériel.

## S O M M A I R E

Ce présent projet a pour sujet la conception d'une bâtisse agricole.

Cette bâtisse sera en charpente métallique dont les éléments constitutifs seront fermes en treillis, des poteaux et un bardage métallique.

Les dimensions de la bâtisse sont les suivantes :

- Largeur = 12 m
- Hauteur libre = 4,5m
- Hauteur totale = 6 m
- Espacement des fermes = 5 m
- La longueur peut varier de 20 à 35 m

La charpente est en acier et est préfabriquée. Le treillis est soudé.

Les codes et normes utilisés sont :

- . Code National du Bâtiment du Canada (1977)
- . CSA - S16.1 (1974)
- . CSA - S136 (1974)

L'acier utilisé sera du type W.

TABLES DES MATIERES
---------------------

	Pages
I. <u>Introduction</u> .....	1
1 - Données statistiques sur les bâtisses agricoles au Sénégal.....	2
2 - Caractéristiques techniques des infrastructures de stockage existant au Sénégal.....	2
3 - Remarques.....	4
II. <u>Divers systèmes considérés</u> .....	5
1 - Matériaux utilisés.....	5
2 - Choix du système.....	6
III. <u>Eléments de structures</u> .....	11
1 - Ossature.....	11
1.1 . Pannes.....	11
1.2 . Fermes.....	13
1.3 . Poteaux.....	14
2 - Eléments de remplissage.....	16
3 - Contreventements.....	17
4 - Fondations.....	19
IV. <u>Design</u> .....	21
1 - Préliminaires.....	21
2 - Charges considérées.....	22
3 - Calcul des pannes.....	25
4 - Design du treillis.....	29
. Analyse des efforts.....	29
. Dimensionnement des barres.....	52
5 - Calcul de poteaux.....	63
6 - Contreventements.....	70
7 - Fondation.....	72
8 - Liaisons.....	78
V. <u>Evaluation des prix</u> .....	87
VI. <u>Conclusion</u> .....	88
VII. <u>Annexes</u> .....	89
. Cremonas et tableaux des efforts.....	90
. Direction des vents. Région de Thiès.....	94
<u>Références</u> .....	95

## I - INTRODUCTION

L'agriculture est la base de l'économie. Elle est donc d'une importance capitale, surtout pour les pays en voie de développement qui, en général, comptent 82 % de paysans. Aussi est-il légitime que ce secteur nous intéresse au plus haut point.

Si le rôle de l'agriculteur est de veiller à utiliser les connaissances et matériels dans le but d'accroître sa production, le rôle du technicien lui est double. D'une part il doit vulgariser les techniques agricoles assurant un meilleur rendement au sol ; d'autre part s'assurer que la production du paysan, fruit de tant de mois de dur labeur, sera conservée dans les meilleures conditions. Pour ce faire des infrastructures adéquates sont nécessaires.

Quels sont les ouvrages que nous devons réaliser pour permettre une bonne conservation de la récolte et son acheminement dans les usines de traitement ?

Il est vrai qu'un réseau de transport routier et ferroviaire est nécessaire pour l'évacuation des récoltes vers les centres urbains.

Il est vrai aussi qu'un traitement phytosanitaire pour préserver les récoltes des insectes est indispensable.

Mais qui peut nier l'importance des infrastructures de stockage qui sont primordiales pour une bonne politique de collecte et de commercialisation de la production agricole.

L'absence d'une politique de stockage correcte a causé beaucoup de préjudice à la production agricole qui est, du reste, insuffisante.

En effet chaque année les paysans se plaignent de la qualité des semences, plusieurs graines sont rongées par les insectes et deviennent donc improductives.

Les pluies imprévues de décembre-janvier ont causé beaucoup de dommage à la récolte à cause des infrastructures décadentes devant assurer le stockage des graines.

On note par ailleurs l'incendie qui, il y a quelques années, a dévasté la production stockées à la base aérienne de Thiès dans des mauvaises conditions.

C'est pour toutes ces raisons que je me suis intéressé au projet actuel de la conception d'une bâtisse agricole.

Pour faire un travail bien adapté aux conditions locales, il est important, avant de porter un choix sur les différents systèmes disponibles de procéder à des enquêtes et recherches sur la situation actuelle des bâtisses agricoles au Sénégal, leur importance, leur rôle dans la vie socio-économique et les besoins du Sénégal dans ce domaine.

Pour faciliter la compréhension, nous suivrons le plan suivant.

## I - 1 : Données statistiques sur les bâtisses agricoles au Sénégal

L'utilisation des bâtisses est variée. En effet elles peuvent servir d'entrepôts de stockage de graines (arachides, mil, maïs) ou d'autres produits comme le coton. Elles sont aussi utilisées pour garder le matériel agricole (machines agricoles, pièces de rechanges, matériel de traitement phyto-sanitaires etc...). Les bâtisses sont aussi utilisées dans le domaine de l'élevage où elles servent d'abris aux animaux et aussi dans le domaine de la pêche pour la préparation du poisson fumé (M<sup>h</sup>Bour) ou du poisson séché.

Malheureusement nous ne pourrions pas donner des chiffres concernant tous les secteurs cités, ceci en regard aux difficultés de prouver les renseignements auprès des services intéressés. Les seules sources dont nous disposons nous viennent de l'Office National de Coopération et d'Assistance pour le Développement (ONCAD) qui s'occupe de la commercialisation de l'arachide et du mil.

- 1 - Inventaire des hangars ou magasins de l'ONCAD(1)
  - a) Hangars - magasins céréaliers - : 18
  - b) Hangars - seccos semences d'arachides - : 240
  - c) Centres de groupage - arachides d'huilerie - : 25
  - d) Centres d'éclatement du programme agricole - : 36
- 2 - Quelques données sur la production agricole(?)
  - (1) Sources : Direction technique de l'ONCAD
  - (2) Sources : Prospectus ONCAD réalisé par la SAPRESS

Ce tableau I nous montre que la production à stocker dépasse de loint la capacité des entrepôts et aires de stockage dont dispose l'ONCAD.

Ceci montre une fois de plus combien il est opportun de construire des magasins de stockage.

## I - 2 : Caractéristiques techniques des infrastructures existantes (1)

Dans les sources dont nous disposons, il ne figure pas de dimensions des bâtisses mais plutôt leur capacité de stockage, ce qui nous permet de savoir à peu près les dimensions requises pour avoir de telles capacités.

### a) Hangars ou magasins céréaliers :

Sont construits par l'ONCAD et réalisés en charpente métalliques, bardage en agglos, couverture en plaque amiante fibro-ciment, dallage en béton armé.

Leur capacité de stockage varie de 1 000 à 2 000 tonnes  
Coût moyen pondéré évalué à 25 000 francs CFA/M<sup>2</sup>

**TABEAUT : PRODUCTIONS ET COMMERCIALISATION DE 1966 à 1973**

ANNEES	ARACHIDE		MIL		PADDY	
	Production T (1)	Commercialisation T	Production T	Commercialisation T	Production T	Commercialisation T
1966	1.135.000	992.717	554.000	26.510	122.000	6.269
1967	890.000	780.798	423.000	4.221	125.500	0.612
1968	989.000	833.743	654.000	2.137	137.300	7.215
1969	794.000	623.202	450.000	1.983	58.219	38
1970	790.000	592.605	653.600	10.472	154.400	692
1971	583.000	447.318	402.211	346	190.445	590
1972	989.000	747.380	582.713	2.806	108.310	653
1973	570.000	420.604	322.865	20	36.686	426

(1) - Tonnes

b) Hangars ou seccos-semences d'arachides :

Construits par les FMOR - capacités de stockage 50 T, 100 T et 200 T. Sont entièrement métallique (charpente et bardage en tôle ondulée galvanisée - dallage en béton.)

c) Centres de groupage d'arachides d'huilerie :

Capacité de stockage de 8 000 T, 10 000 T et 12 000 T.

Constitués par des aires de stockage (de 90 X 30 m<sup>2</sup> environ) soit dallées en ciment, en latérite compactée avec revêtement en butime, ou en latérite compactée sans revêtement.

Ces infrastructures datent de 1964/65.

d) Centres d'éclatement du programme agricole :

Ce sont des magasins en dur avec charpente métallique ou en bois ; remplissage en général en agglos et couverture en tôle galvanisée

I - 3 : Remarques

On remarque que s'il existe des magasins fermés, donc assurant de meilleures conditions de stockage, nous avons toujours les aires de stockage où la production subit de grandes pertes (conditions climatiques, rongeurs, insectes etc...). Ceci montre l'urgence de la construction de bâtisses.

Les matériaux utilisés comme le montre l'inventaire ci-dessus, dans le cas des magasins sont l'acier (pour les charpentes métalliques), les agglos (en maçonnerie) pour les éléments de remplissage et rarement le bois (pour les charpentes). La couverture est souvent constitué par les tôles ondulées galvanisées.

La situation actuelle de l'agriculture impose une rapidité d'intervention, donc la conception de systèmes simples, techniquement et économiquement viables pour combler les lacunes.

C'est pourquoi nous optons pour la préfabrication qui a l'avantage d'assurer une rapidité d'exécution mais aussi de répondre rapidement et efficacement à toute demande dans ce domaine. Ainsi avec la fabrication en série de bâtisses agricoles le problème de stockage de graines se trouvera en partie résolu.

## II - DIVERS SYSTEMES CONSIDERES

Etant donné que deux étudiants travaillent sur ce projet, les systèmes ont été répartis.

Le premier étudiant travaillant sur les systèmes à portiques, nous limiterons notre étude sur les systèmes à treillis.

La bâtisse que nous comptons faire sera composé d'un ensemble poteaux-fermes simplement assemblés

### II - 1 Matériaux utilisés :

L'acier est le matériaux adéquat pour les systèmes préfabriqués car il offre dans ce domaine plusieurs avantages que le béton ne présente pas surtout en ce qui concerne le domaine considéré.

On peut rappeler brièvement les principaux avantages de la construction métallique :

- Rapidité d'exécution : puisque les formes utilisées dans ce domaine sont déjà standardisées, il ne se pose en général que des problèmes d'assemblage qui se font le plus souvent au niveau des ateliers et, pendant ce temps les fondations de l'ouvrage peuvent être exécutées sur le chantier ;
- Faible encombrement ;
- Facilités de transformation surtout pour les systèmes boulonnés ;
- La construction est en général légère ce qui réduit les charges sur les fondations.

Dans le domaine de la construction métallique, le soudage se développe de plus en plus au détriment du boulonnage et du rivetage qui a presque disparu dans certains pays (Canada).

C'est ainsi que les assemblages des barres de treillis seront soudés. Pour ce faire le choix d'un acier convenable s'impose.

Nous choisirons dans la gamme des aciers canadiens que nous connaissons mieux, le type W (aciers soudables) semble mieux convenir. En effet "les aciers de ce type satisfont aux exigences de résistance minimale et conviennent aux constructions soudées en général, pour lesquelles l'entaille à basses températures n'est pas primordiale"(1)

N.B (1) Guide des aciers de constructions - Stelco - P.8

## II - 2 : Choix du système

Certes, dans la construction lourde, la poutre à treillis se fait de plus en plus rare et tend à céder la place aux parois pleines et aux portiques, mais dans les constructions légères telles que les hangars par exemple, le treillis subiste<sup>et</sup> est le plus souvent fait en tubes. Cependant le calcul de ces éléments fait appel à une technologie très avancée.

A cause des contraintes de temps nous nous contenterons de faire nos treillis en profilés simples (cornières, T etc...)

Les conditions climatiques ne nous imposent pas des pentes fortes (pas de neige) de sorte qu'une faible pente convient parfaitement au type de construction considéré.

Cependant plusieurs considérations entrent en ligne de compte :

La pente faible a l'avantage de diminuer la longueur de couverture. Mais lorsqu'on diminue la pente de l'arbalétier on augmente les efforts dans les barres. Ceci est cependant peu important. En général le cremona permet de voir la forme la plus économique : on exécute les cremona en prenant dans les deux cas de figure la même échelle pour les forces et la même échelle pour les distances. Selon l'étendue du crémona que l'on obtient on peut dire laquelle des figures présente les efforts dans les barres les plus élevés.

D'autre part, la pente des diagonales du treillis doit se situer entre  $40^\circ$  et  $50^\circ$  (1). Une pente supérieure à  $50^\circ$  entraîne un nombre élevé de diagonales et une pente inférieure à  $40^\circ$  occasionne des contraintes élevées dans les membrures.

Trois types de treillis ont été considérées :

Type Pratt (Fig. 2-1 (a))

En général les montants sont en compression et les diagonales en traction.

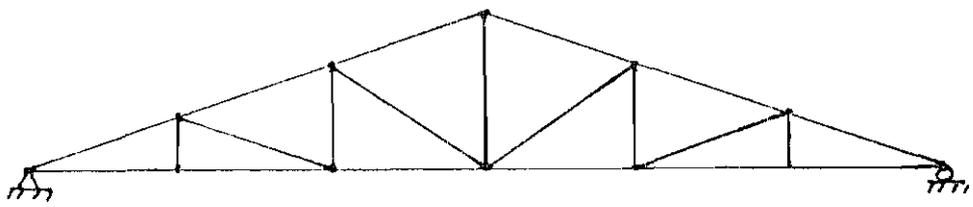
Type Fink :

Dans cette forme, les membrures en compression sont les plus courtes, ce qui présente une économie de matériaux quand on sait que le coefficient d'élançement (le  $KL/r$ ) donc la longueur d'une membrure influence beaucoup la quantité de matériaux utilisé.

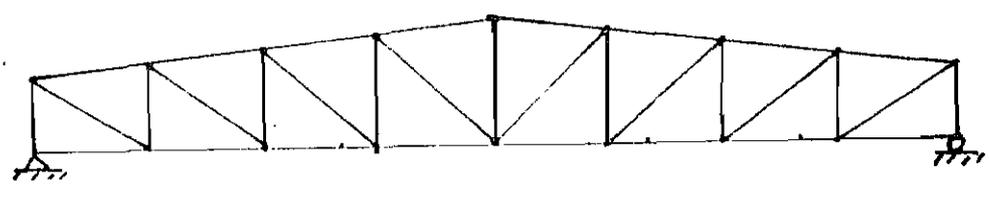
Type Pratt avec retombé :

Comme nous l'avons montré plus haut, les pentes faibles conviennent parfaitement à nos conditions climatiques et de ce fait nous porterons plutôt notre choix sur le type Pratt avec retombé.

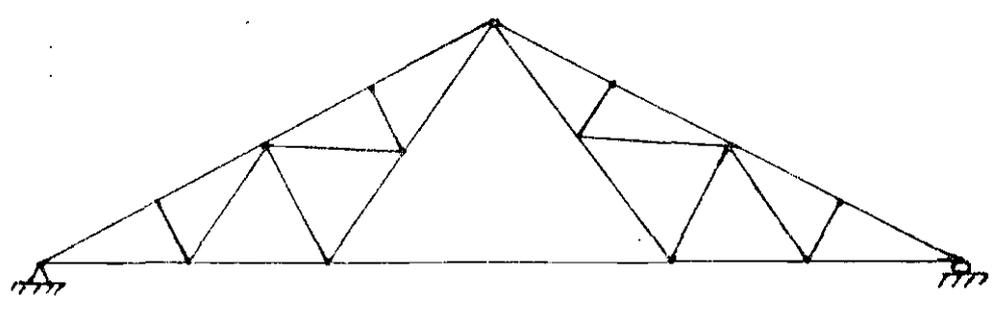
(1)  
N.B. Design of Steel Structures by E.H Gaylord & C.N. Graylord P.618



a) Type Pratt



b/ Type Pratt avec retombée



c/ Type Fink

Fig 2-1 : Différents types de treillis

Les cremona montrés aux Fig. 2-2 a, b, c nous montrent, du point de vue des efforts dans les barres quel est le système le plus économique. Cependant nous ne pouvons nous arrêter à cette seule considération. En effet, étant donné que les efforts dans les barres sont faibles nous nous attendons à utiliser des sections relativement faibles, voire les plus petites sections des profilés que nous proposent les catalogues. De cet fait, en considérant les 3 systèmes, nous pouvons conclure, que sur le plan du matériaux utilisé, il y a très peu de gain d'un système à l'autre.

C'est pourquoi notre choix va se tourner vers le type Pratt avec retombée qui en plus de la réduction de la couverture qu'il offre grâce à la faible pente utilisé (environ 5 %) présente des qualités esthétiques sûres.

D'autre part pour le mode d'assemblage nous avons retenu le soudage.

La construction soudée permet des ensembles aux lignes plus nettes, elle permet de supprimer les couvre-joints encombrants, de réduire la dimension des assemblages et ainsi d'avoir des surfaces lisses, faciles à peindre et à entretenir ; elle supprime les nids de rouilles que présentaient la construction rivée. D'autre part la soudure donne une grande rigidité aux assemblages, ce qui supprime l'inconvénient qu'un mauvais boulonnage peut présenter.

Enfin le soudage en atelier donne toute garantie d'exécution. C'est pourquoi le treillis que nous avons choisi sera entièrement soudée. Cependant étant donné les difficultés d'utiliser la soudure au chantier, les assemblages poteaux-fermes seront réalisés par boulonnage.

#### Facilités de transport :

Les gabarits de transports dépendent des véhicules disponibles sur marché et du code de la route qui impose les limitations suivantes (1) :

- Longueur du chargement : 14 m (sauf autorisation spéciale)
- Largeur du chargement : 2,5 m
- Hauteur de passage sous les ponts : 3 m

D'après ces indications nous n'avons pas besoin de prendre des dispositions constructives spéciales pour transporter les fermes assemblées en atelier (les fermes que nous voulons transporter ont pour longueur 12 m et pour hauteur 1.5 m)

(1)

N.B. : Techniques de l'ingénieur C-2 PC 472 - 4

On peut aussi à ce sujet consulter le code Rousseau qui est en vigueur au Sénégal.

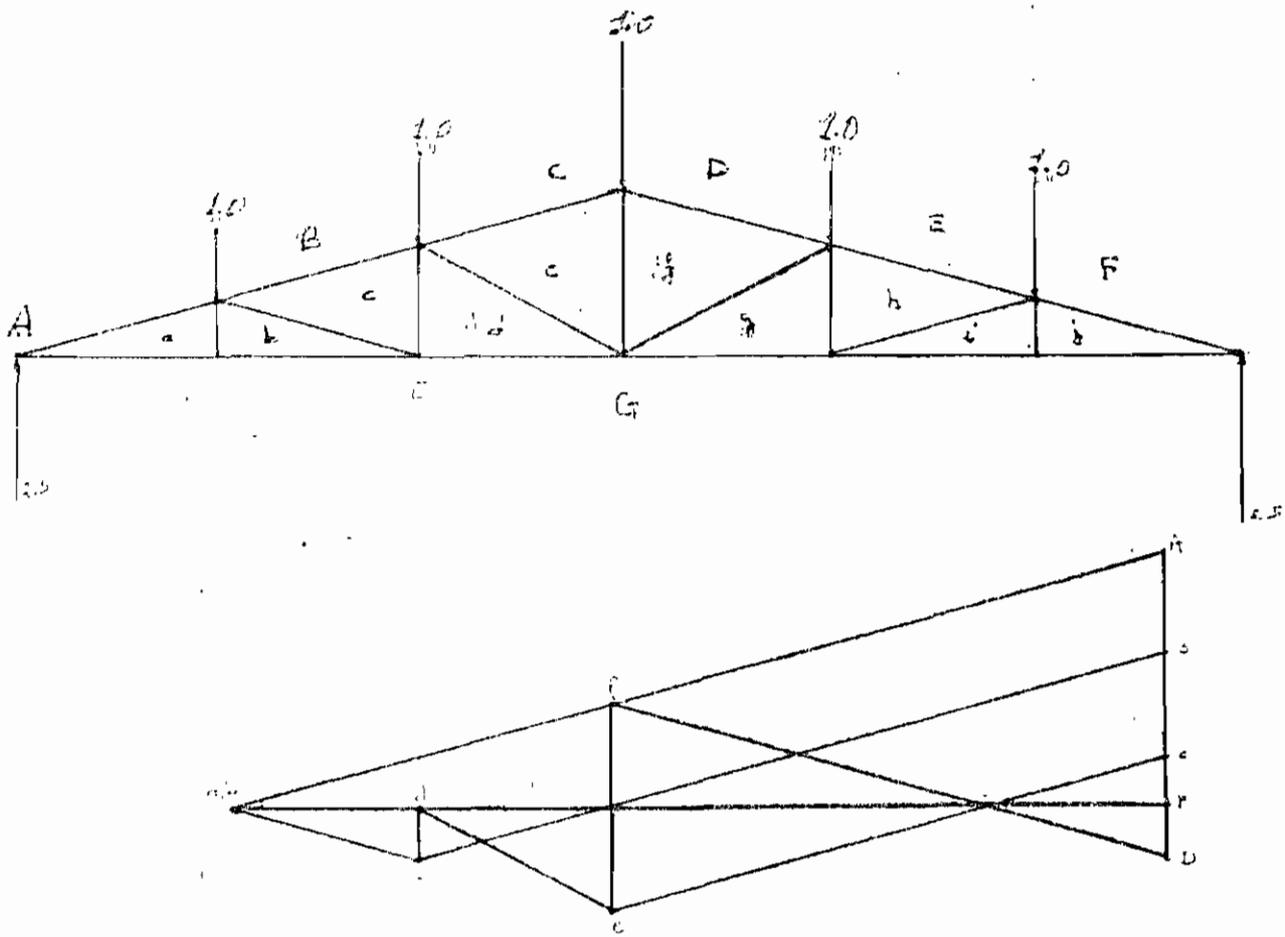
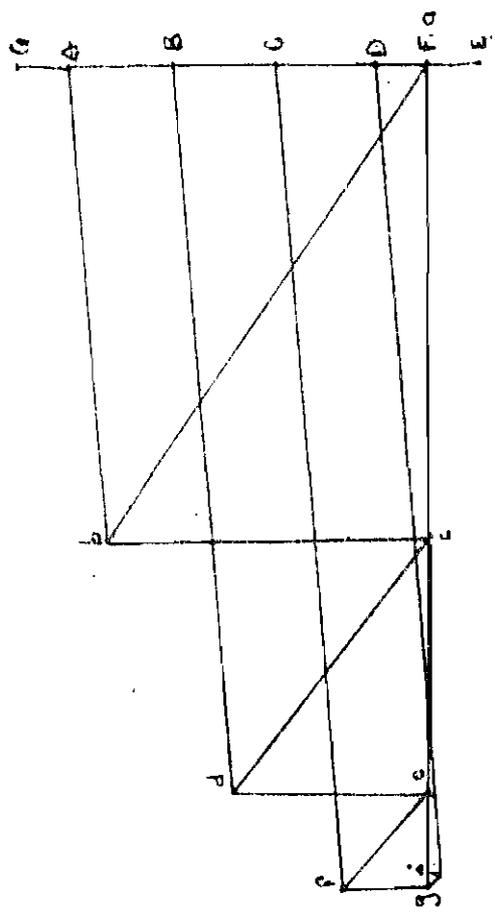
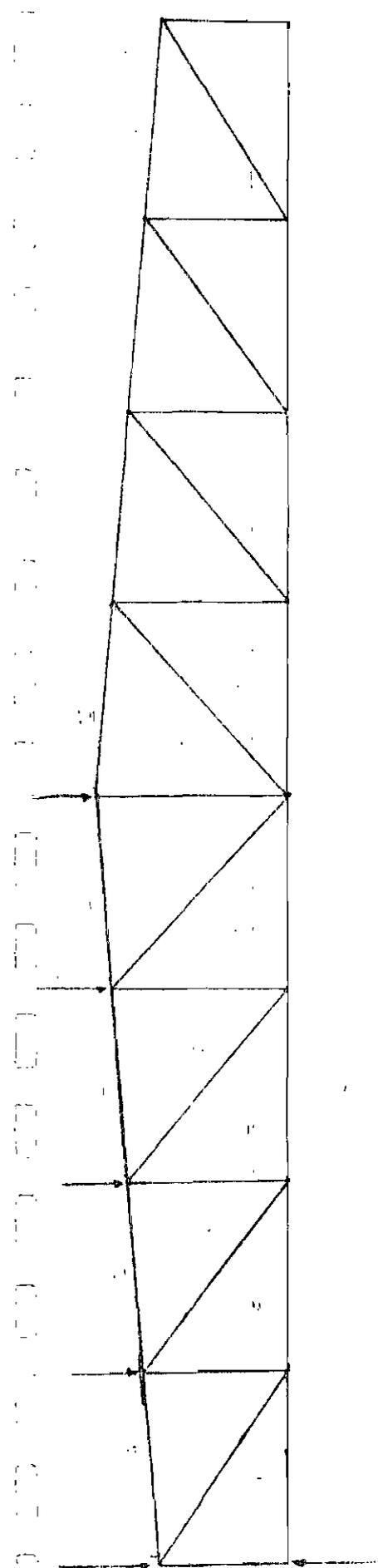


Fig 2-2 (a)



III - 1 Ossature :

1.1 Pannes :

a) définition :

Les pannes sont des poutres disposées transversalement aux fermes et qui prennent appuis sur celles-ci. Elle reçoivent les charges uniformément réparties (s'il y a des chevrons ce sera des charges concentrées) dues à la toiture.

Au faîtage elles sont appelées pannes faitières, à la retombée elles portent le nom de pannes sablières. (Fig. 3-1).

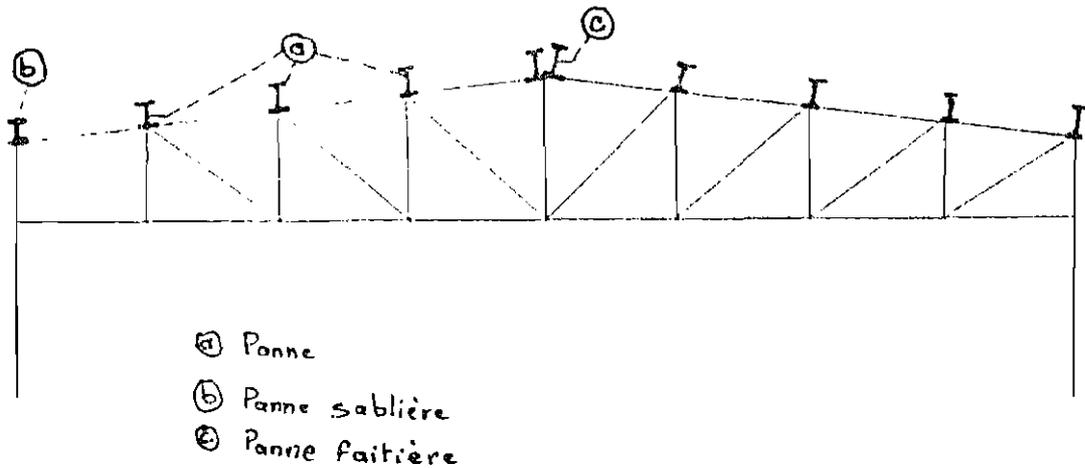


Fig 3-1

b) Dispositions constructives :

Selon le genre de couverture, les pannes sont placées verticalement ou perpendiculairement au versant.

Dans la presque totalité des couvertures, les pannes sont disposées normalement au versant. Dans ce cas, sous l'effet de charges verticales, elles tendent à se déverser : une, deux liaisons doivent être prévues suivant le versant. Ces liens reportent les charges soit sur la panne faitière qui devra absorber ce supplément de charge, soit directement sur la ferme.

L'économie demande que la section des pannes soit minimale en fonction des charges à supporter. Il serait donc intéressant de réaliser des pannes continues puisque, dans ce cas, les flèches sont diminuées (continuité au moins sur trois travées). Cette solution est cependant peu employée en raison d'une part de difficulté de montage et d'autre part; de la difficulté de réaliser des attaches sans nuire la continuité.

L'attache des pannes sur les fermes peut se faire par divers moyens : (Fig. 3-2)

- Boulonnage direct sur l'arbalétrier (upper chord) : ce qui est rarement possible étant donnée la faible largeur des ailes des poutrelles. Mais ceci peut se faire dans le cas des profilés minces formés à froid.
- Echantignolles en cornière inégales sur fourrure en fer plat plié ; elles sont placées vers le bas et intéressent l'ensemble des deux poutrelles jointes sur la ferme.

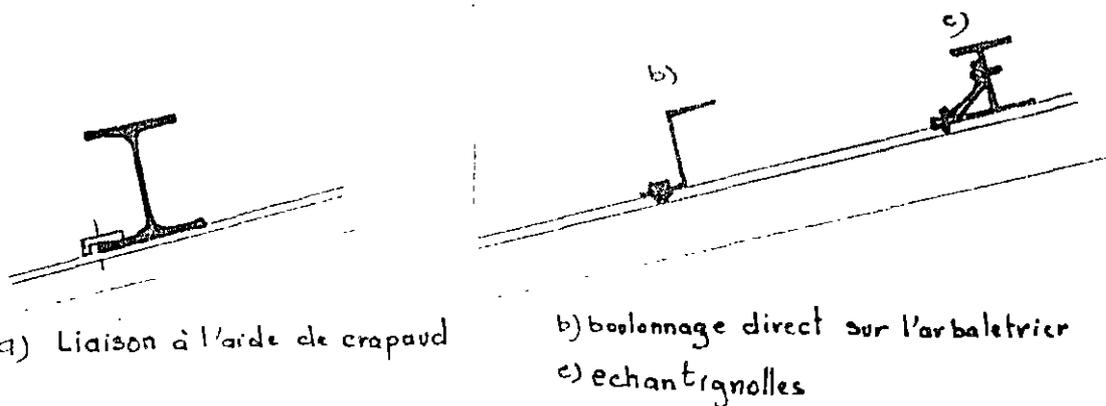


Fig 3-2

c) Forme des sections :

des pannes sont des éléments en flexion donc les sections adaptées à la flexion conviennent.

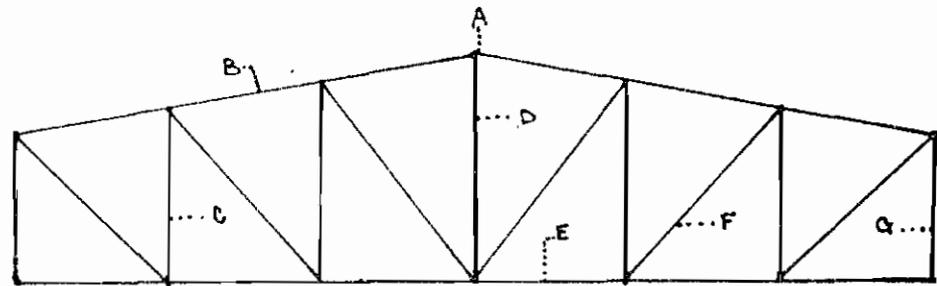
- Profilés , l
- Tôle mince formée à froid

## 1.2 Fermes

### a) Définition :

Les fermes sont des structures en treillis. Elles se composent de deux arbalétriers et de barres diverses assurant la triangulation de l'ensemble et par suite l'indéformabilité du système et le report des efforts sur les appuis.

Les fermes se définissent suivant la disposition des barres. La figure 3-3 donne les noms des différents éléments de la ferme.



A faîtage	E entrait (droit)
B arbalétrier	F diagonale
C montant	G retombée
D poignon	

Fig 3-3 : Eléments de treillis d'une ferme

### b) Gréométrie :

Comme déjà mentionné, les cremona permettent de voir les formes les plus économiques.

Cependant les éléments qui entrent en ligne de compte pour des considérations économiques sont les suivantes :

- La distance entre membrures : en diminuant, celle-ci on augmente les efforts dans les barres.
- La pente : elle est en général déterminée par les conditions climatiques, le drainage et le type de couverture, l'esthétique actuelle est axées sur les bâtisses à faible pente. Une pente plus forte conduit à une longueur de couverture un peu plus grande. Mais lorsqu'on diminue la pente de l'arbalétrier, on augmente les efforts dans les barres. Dans le cas des pentes faibles, la retombée est souvent nécessaire.

- La hauteur économique des treillis à faible pente est de  $1/12$  à  $1/8$  de la portée. Cependant pour des treillis simplement supportés comme c'est le cas ici, la hauteur à mi-portée doit être un peu plus grande, au moins  $1/10$  de la portée.
- D'autres éléments interviennent dans la conception des treillis, ce sont d'une part les possibilités et facilités de construction et de montage que la pratique permet de connaître d'autre part les nécessités de transport.

c) Sections utilisées :

Des membrures de treillis travaillent en traction ou compression simple. En général toutes les sections conviennent. Mais les dispositions de construction imposent souvent les formes suivantes :

- Profilés en T
- Profilés en C
- Cornières.

Comme mentionné plus haut, les feuillards formés à poids et les sections tubulaires sont de plus en plus utilisés dans la conception des treillis.

d) Ecartement des fermes :

Les écartements courants pour les portées moyennes peuvent aller jusqu'à 6 m, mais étant donné l'intérêt que représente la réduction des sections des pannes, des travées de 4 à 5 m sont préférables.

### 1.3. Poteaux

a) Définitions :

Les poteaux sont des pièces verticales qui transmettent aux fondations tous les efforts extérieurs qui sont appliqués aux bâtiments.

D'une manière générale les poteaux reçoivent des éléments qu'il supportent (toiture, appareils de manutention etc...) deux sortes de charges :

- charges verticales qui engendrent la compression et le flambement
- charges horizontales qui engendrent des moments de flexion et un cisaillement qui est souvent négligeable.

b) Liaisons :

Articulation aux fermes et encastrement sur les fondations au niveau des pieds :

- Pied encastré : l'avantage d'un encastrement est de réduire la déformation du poteau donc sous des charges données de réduire la section. Mais les pieds transmettent au sol un moment par l'intermédiaire du massif de fondation, ce qui nécessite un terrain suffisamment résistant.

L'encastrement total impose beaucoup de précautions on se contente souvent d'un encastrement partiel.

- Pied articulé : on ne transmet au sol qu'un effort en général oblique. Il faut donc empêcher tout déplacement latéral du pied ; un tirant peut être prévu.

L'articulation est en général assimilée à une fixation par deux boulons seulement en ligne.

c) Formes :

- Poutrelles : on utilise les profilés en H, ou les HSS
- Poteaux chaudronnés :
  - section constituée par 3 tôles reconstituant un H

Le profil creux de construction HSS présente en général les avantages suivants :

- Résistance exceptionnelle aux efforts de compression ;
- Leur résistance au flambement est supérieure dans toutes les directions parce que leur section est fermée ;
- Belle apparence, facilité d'entretien (peinture)
- Protection contre l'incendie, grâce à leur section fermée réduisant au minimum la surface exposée et par conséquent, les coûts au pied de l'ignifugation.

La forme des poteaux dépend généralement de la nature des charges. Pour un bâtiment usuel l'effort principal est la flexion due au vent.

EP École Polytechnique  
de Thèse

### III - 2 Éléments de remplissage

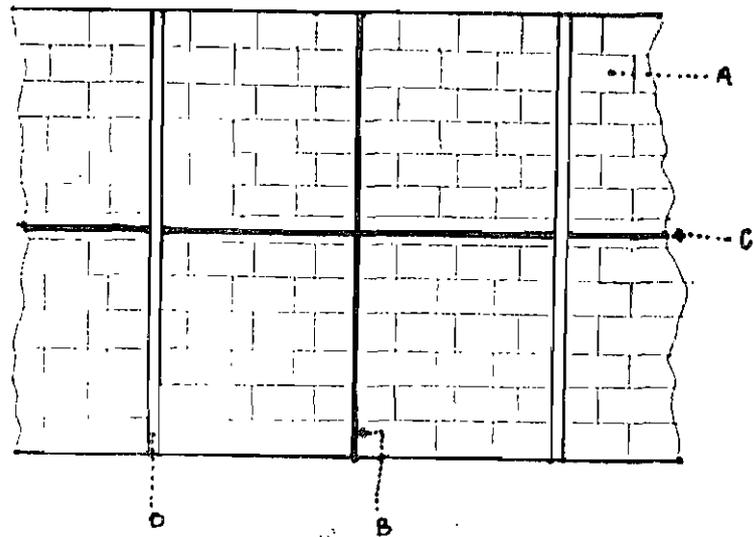
#### 1 - Pans de fer

Le pan de fer est l'ossature qui permet de retenir les matériaux de remplissage des murs ou des cloisons intérieures du bâtiment (Fig. 3-4)

#### 2 - Briquetage :

Il s'effectue à l'aide de briques ou agglos dont les épaisseurs varient généralement de 10 à 20 cm. La section des pans de fer varie avec l'épaisseur du briquetage (Fig. 3-4). Pour des épaisseurs de 15 à 20 cm, il est souvent économique de remplacer les traverses métalliques par des chaînages en béton.

On admet que le poids du briquetage se reporte sur les fondations.



A: brique

B: mantant intermédiaire

C: traverse ou lisse

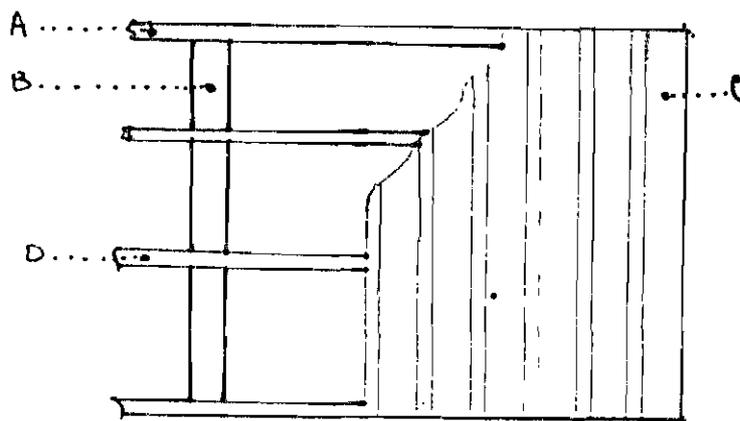
D: poteau

Fig 3A : pan de fer pour briquetage

### 3 - Bardage :

Il s'effectue avec tous les matériaux ondulés ou nervurés employés en couverture.

L'ossature se compose de traverses (ou lisses) fixées sur les poteaux ou montants. Les plaques de bardages sont fixées de la même façon que la couverture sur les pannes (Fig. 3-5)



- A: panne sablière
- B: poteau
- C: tôle nervurée galvanisée
- D: traverse ou lisse

Fig 3-5 : bardage

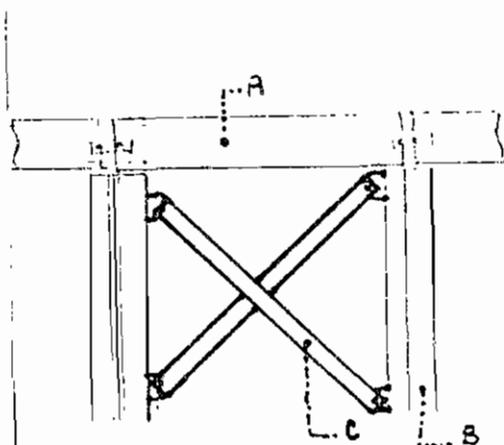
## III - 3 Contreventement

### 1 - Définition :

Ce sont des éléments, secondaire d'apparence, qui sont destinés à assurer la stabilité du bâtiment vis à vis des efforts horizontaux qui peuvent les solliciter : vent en particulier : Le contreventement permet également de régler la stabilité transversale de certaines parties de l'ouvrage.

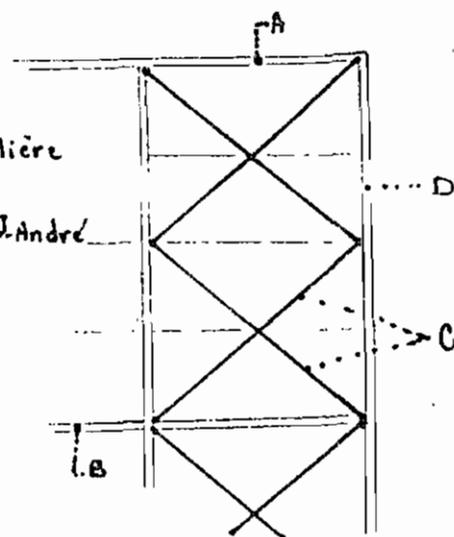
2 - Type:

- a) Contreventements verticaux entre fermes : ils sont en général constitués par deux barres simples s'entre-croisant et formant ainsi une croix de St. André.
- Pour des fermes de faibles hauteur, le contreventement peut être réduit à des contrefiches sous pannes.
  - Pour des grands écartements de ferme, le contreventement pourra être combiné avec les poutres reliant les fermes, ou avec les pannes. (Fig. 3-6-a).
- b) Contreventements suivant rampants : on dispose dans le plan des arbalétriers des contreventements en plats ou en cornières. Le plus souvent on les dispose dans les travées extrêmes en croix de St André ; pour des bâtiments de grandes longueurs, des croix de saint André seront placées dans ces travées intermédiaires.
- c) Contreventements entre poteaux : ils ne sont souvent pas nécessaire dans le cas de briquetage. Dans le cas de bardage, ils peuvent être réduits à des contre fiches placées sous les pannes sablières pour l'équerrage.



A: panne gâtère  
B: ferme  
C: cornière ou plat

⊕ Verticaux entre fermes



A: Panne sablière  
B: faitage  
C: croix de St. André  
D: ferme

⊕ suivant rampants

Fig 3-6 : types de contreventements

### III - 4 Fondations :

#### 1-Définition

Les fondations reçoivent les charges concentrées des poteaux et les transforment en charges, uniformément réparties sur le sol.

#### 2-Bases des poteaux

La base des poteaux comporte une surface plane (plaque d'assise) répartissant les charges sur le massif de fondation. La plaque d'assise peut ou non comporter des boulons d'ancrage.

La surface de la platine doit être suffisante pour que les pressions maximales sur la fondation restent dans les limites admissibles.

#### 3-Massifs de fondations

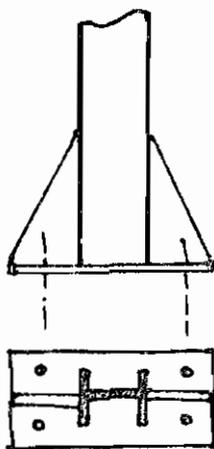
En général les massifs de fondations sont préparés avant l'arrivée de l'ossature métallique et sont réalisés par une autre entreprise que celle fournissant l'ossature.

#### 4-Disposition de construction

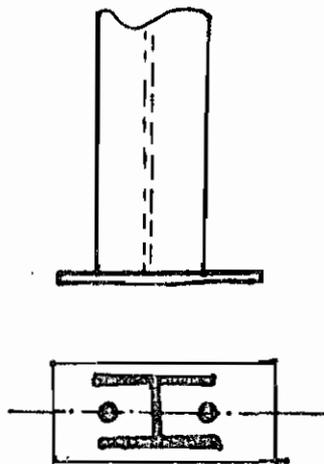
##### a) Encastrement à la base :

Pour des bâtiments peu importants comme les hangars, par exemple, on pourra se contenter d'un scellement direct du poteaux.

Cependant si le poteau doit être démontable la base comportera 4 boulons ou plus. (Fig. 3-7-a)



(a) Poteau encastéré



(b) Poteau articulé

Fig 3-7: Disposition des bases de poteaux

b) Articulation :

L'articulation peut être réalisée à l'aide de deux boulons  
(Fig. 3-7-b).

1 - Préliminaires1.1 Codes , normes, méthodes de calcul

Dans ce chapitre, les codes et normes utilisés seront :

- Codes National du Bâtiment du Canada (CNB) Edition 1977
- CSA Standard S 16.1 - 1974  
"Steel Structures For Buildings  
Limit States Design" (S16.1)
- CSA Standard S136. - 1974  
"Cold Formed Steel Structural Members" (S136)

Pour le calcul des pannes nous nous baserons sur les méthodes exposées dans le manuel : "Cold Formed Steel. Design Manual" by R.M.Schuster qui expose la théorie sur le calcul des tôles minces formées à froid. La norme de référence sera le S136 qui traite du même sujet.

Pour l'analyse du treillis nous utiliseront deux méthodes. Ceci dans le but d'éviter les erreurs de calcul et avoir une base de vérification

- La méthode de graphique : le cremona va nous permettre de comparer différents systèmes rapidement. De plus, il donne une très bonne approximation de la réalité.
- Le calcul analytique : méthode des joints qui convient parfaitement aux systèmes isostatiques.

1.2 Conditions climatiques

Tableau II :

## 2 - Charges considérées

### 2.1 Charges permanentes

Nous avons choisi une pente faible (1 pour 12) parce que seul le drainage des eaux de pluie est à assurer.

Dans les conditions climatiques du Sénégal, seuls le poids de la couverture et des pannes sont à considérer dans la détermination des charges permanentes.

#### a) Couverture :

Deux éléments vont nous permettre de faire un choix judicieux du type de couverture.

- La pente : elle est limitée à certaines valeurs suivant le type de couverture. Le CNB donne au tableau 9.27.3.1 page 331 les limites des pentes admissibles en fonction du type de couverture.
- Le mode de pose : certains types de couvertures tuiles par exemple, imposent des éléments porteurs intermédiaires.

Dans le cas, de notre bâtisse, nous nous limiterons à la tôle ondulée galvanisée qui donne satisfaction en pratique (Rappelons que c'est ce type de couverture que l'ONCAD utilise pour ses magasins de stockage). De plus ces couvertures ont l'avantage d'être très légères : poids de  $8 \text{ kg/m}^2$  (1).

Le CNB donne des limites minimales de pente concernant ce type de couverture : 3 pour 12 (2) alors que notre pente est de 1 pour 12. Cependant ceci ne nous semble pas critique pour deux raisons :

- La neige n'est pas à considérer dans notre cas.
- Le risque de soulèvement de la couverture par la succion du vent ne nous semble pas important pour des vitesses de l'ordre de 25 mph. De plus avec une bonne fixation de la couverture ce danger est évité.

#### b) Pannes :

Les formes utilisées pour les pannes seront la tôle mince formée à froid. Nous reviendrons sur le poids des pannes après avoir déterminé la section qui convient.

#### c) Contreventements et ferme :

Le poids des contreventements et de la ferme ne dépasse pas en général 10 % de la charge que cette dernière supporte i.e. 10 % du poids des pannes, de la couverture et du vent (dans le cas d'une pression) (3)

N.B. : dans le cas de notre bâtisse, les charges vives ne sont pas à considérer.

## 2.2 Surcharges climatiques :

Seules les surcharges dues au vent sont à considérer dans notre cas. Le tableau II donne les vitesses de vent dans certaines villes du Sénégal. La valeur la plus élevée de vitesse qu'on note est de 40 km/h ou 25 mph.

- 
- (1) Techniques de l'ingénieur tableau II page C470-5- Vol. C.2
  - (2) CNB Tableau 9.27.3.1 page 331
  - (3) Design of Steel Structures by Graylord and Gaylord page 618

- Calcul de la pression due au vent :

$$P = q C_e C_g C_p \dots \dots \dots \text{CNB } \S 4.1.8.1.1)$$

où

$$q = C \bar{V}^2 \dots \dots \dots \text{CNB supplément 4 Com. B } \S 6$$

$$\bar{V} = 40 \text{ km/h}$$

$$= 25 \text{ mph}$$

$$C = 0.0027 \dots \dots \dots \text{CNB supplément 4 Com. B } \S 8$$

donc

$$q = 0.0027 \times 25^2$$

$$= 1.6875 \text{ lb/p}_i^2$$

$$C_e = 1.0 \dots \dots \dots \text{CNB } \S 4.1.8.1.4) \text{ tab 4.1.8A}$$

$$C_p \dots \dots \dots \text{CNB supplément 4 Com B, Fig. B-6}$$

$$C_g = 2.0 \dots \dots \dots \text{CNB 4.1.8.1.5) a)}$$

$$P = 1.6875 \times 1.0 \times 2.0 \times C_p$$

$$= 3.375 C_p \text{ psf}$$

$$= 16.47 C_p \text{ Kg/m}^2$$

- Force du vent sur un panneau :

$$Q = 16.47 \times C_p \times 1.5$$

$$= 25 C_p \text{ Kg/m}$$

La table du commentaire 3 du supplément 4 du CNB nous montre qu'il s'agit d'une succion ( $C_p = -1.0$  et  $C_p = -0.5$ )

Cependant pour faciliter les calculs nous garderons :

$$Q = -1.0 \text{ kg/m pour le côté directement opposé au vent}$$

$$Q = 0.5 \text{ kg/m pour le second côté}$$

A la fin des calculs nous multiplierons les valeurs trouvées par 25

### 3 - Calcul des pannes :

Les pannes doivent résister à la flexion dans deux plans :

- perpendiculaire au plan du toit
- parallèle au plan du toit

Dans ce cas, les paramètres à considérer pour le choix d'une section sont :

- le module de section élastique :  $S_x$  et  $S_y$
- l'aire minimum de la section
- et pour l'économie, le poids unitaire.

#### Choix de la section :

Comme nous l'avons déjà mentionné, les profilés en tôle mince formée à froid seront utilisés.

On remarque, en tenant compte du poids linéaire, que les sections en  $\square$  (channel) ou en  $\text{Z}$  (Zee) conviennent mieux à la flexion.

#### Charges à considérer :

D'après le CNB, pour ce cas-ci, deux combinaisons de charges sont à considérer

- (1) poids mort seulement :  $D$
- (2) poids mort + vent :  $D + Q$

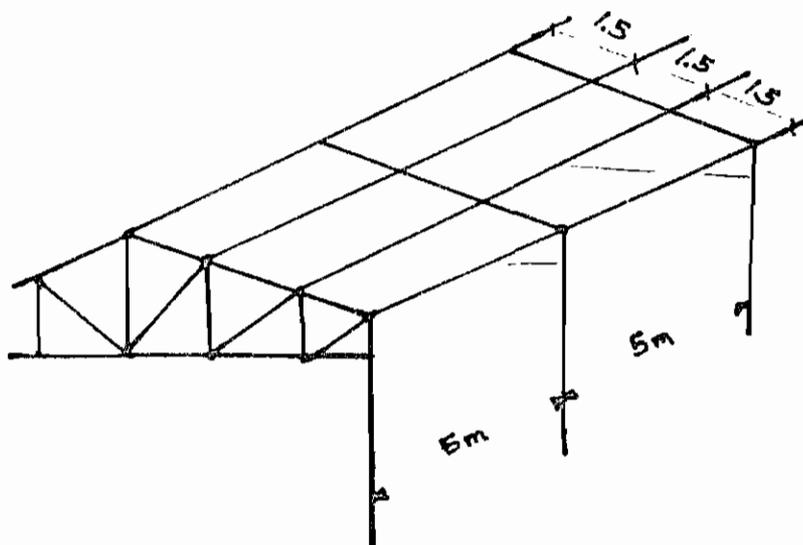
La plus critique de ces deux combinaisons sera retenue.

#### Charge de design :

$$W = \gamma \left[ \alpha_D D + \psi (\alpha_L L + \alpha_Q Q + \alpha_T T) \right] \dots\dots\dots \text{CNB } \S 4.1.1.2(2)$$

espacement des pannes = 1.5 m

espacement des fermes = 5 m



$$\begin{aligned} \text{Poids mort sur panne} &= 8 \text{ kg/m}^2 \times 1.5 \text{ m} \\ &= 12.0 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Charge de vent sur panne :

$$Q = 25 \text{ kg/m} \times C_p = \begin{cases} Q_1 = 25 \times (-1) = -25 \text{ kg/m} \\ Q_2 = 25 \times (0.5) = 12.5 \text{ kg/m} \end{cases}$$

• Charge maxi sur panne :

cas 1 : D seulement

$$\begin{aligned} W &= 1.25 D \\ &= 1.25 \times 12 \\ &= 15 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

cas 2 : D + Q

$$\alpha_Q = 1.5 \dots \dots \dots \text{S16.1 } \S 7.2.3.$$

$$\psi = 1.0 \dots \dots \dots \text{S16.1 } \S 7.2.4. (a)$$

$$\gamma = 1.0 \dots \dots \dots \text{S16.1 } \S 7.2.5. (a)$$

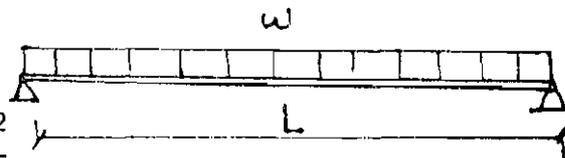
$$\begin{aligned} W &= 1.25 D + 1.5Q \\ &= 1.25 \times 12 + 1.5 \times (-12.5) \\ &= -22.5 \text{ kg/m} \\ \text{ou} \\ &= 1.25 \times 12 + 1.5 \times (12.5) \\ &= -3.75 \text{ kg/m} \end{aligned}$$

Dans le calcul des pannes si la charge de vent est une succion elle n'est pas critique.

Donc charge maxi sur panne :

$$W = 15 \text{ kg/m}$$

• Moment fléchissant :



$$\text{moment maxi} = \frac{wL^2}{8}$$

$$M_x = \frac{wL^2}{8} \cos \alpha$$

$$\alpha = 4.76^\circ$$

$$W = 15 \text{ kg/m}$$

$$L = 5 \text{ m}$$

$$1 \text{ kg.m} = 86.68 \text{ lb.in}$$

$$M_x = \frac{15 \times 5^2}{8} \cos 4.76^\circ$$

$$= 46.7$$

$$= 47 \text{ kg/m} = 4074 \text{ Lb.in}$$

$$M_y = \frac{15 \times 5^2}{8} \times \sin 4.76^\circ$$

$$= 3.9$$

$$= 4 \text{ kg/m} = 347 \text{ Lb.in}$$

Choix d'une section :

$$f = \frac{M_x}{S_x} \times \frac{M_y}{S_y}$$

$$f \leq F_q \dots \dots \dots \text{S136 } \S 12.3$$

$$q = 1.0 \dots \dots \dots \text{S136 } \S 4.8 (a)$$

$$F = \phi_a F_y \dots \dots \dots \text{S136 } \S 12.2$$

$$\phi_a = 0.9 \dots \dots \dots \text{S136 } \S 12.1.1(a) (i)$$

On choisit  $F_y = 33 \text{ ksi}$

donc  $F = 29.7 \text{ ksi}$

La plus petite section des Zee with stiffened flanges est :

$$Z : 3 \times 1.75 \times 0.48 \quad S_x = 0.332 \text{ in}$$

$$S_y = 0.144 \text{ in}$$

$$W_t = 1.16 \text{ Lb/ft}$$

$$f = \frac{4.074}{0.332} + \frac{0.347}{0.144}$$

$$= 14.68 \text{ Ksi} \leq qF = 29.7 \text{ Ksi}, \text{ OK}$$

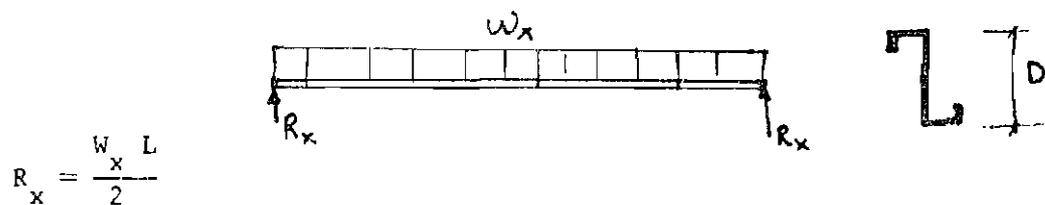
On peut aussi prendre la section équivalente en qui a les mêmes caractéristiques :

$$C : 3 \times 1.75 \times 0.48 \quad S_x = 0.332 \text{ in}$$

$$S_y = 0.119 \text{ in}$$

$$W_c = 1.16 \text{ Lb/ft}$$

Contrainte de cisaillement dans l'âme (Shear stress in web)



$$R_x = \frac{w_x L}{2}$$

$$= \frac{15 \times \cos 4.76^\circ \times 5}{2}$$

$$= 37.36 \text{ kg} = 82.2 \text{ Lb}$$

$$h = D - 2t$$

$$= 3.0 - 2 \times 0.048$$

$$= 2.904 \text{ in}$$

Contrainte de cisaillement en service :

$$f_V = \frac{R_x}{ht}$$

$$= 82.2 / 2.904 \times 0.048$$

$$= 590 \text{ Lb/In}^2 = 0.60 \text{ Ksi}$$

Contrainte de cisaillement admissible :

$$H = \frac{h}{t}$$

$$= 2.904 / 0.048$$

$$= 60.5$$

$$F_V = \phi_a \times 0.577 F_y \dots \dots \dots \text{S136 } \S 12.5.1.$$

$$= 0.9 \times 0.577 \times 33$$

$$= 17.136 \text{ Ksi}$$

ou

$$F_V = \phi_a 260 \sqrt{F_y} / H \dots \dots \dots \text{S136 } \S 12.5.1. (a)$$

$$H = 60.5 < \frac{547}{\sqrt{F_y}} = 95.2$$

$$F_V = 0.9 \times 260 \times \frac{\sqrt{33}}{60.5}$$

$$= 22.2$$

dans les 2 cas  $f_v < F_v$

Le profilé choisi pour les pannes est donc :

Zee with stiffened flange : Z : 3 X 1.75 X 0.048

avec  $S_x = 0.332 \text{ in}^3$

$S_y = 0.144 \text{ in}^3$

Poids = 1.16 Lb/Ft

#### 4 - DESIGN DU TREILLIS :

##### 1 - Analyse des efforts dans les barres :

###### a) Charges permanente (estimation)

• Couverture =  $8 \text{ Kg/m}^2$

• Pannes

Poids d'une panne =

5 m = 16.4 Pi

W =  $1.16 \text{ Lb/Pi} \times 16.4 \text{ Pi}$

= 19 Lb  $\approx$  9 kg

Surface tribulaire =  $15 \times 5$   
=  $7.5 \text{ m}^2$

Poids/ $\text{m}^2 = \frac{9}{7.5} = 1.2 \text{ kg/m}^2$

Prenons  $2 \text{ kg/m}^2$

• Ferme et contreventement :

10 % (8 + 2) =  $1 \text{ kg/m}^2$

D = 8 + 2 + 1

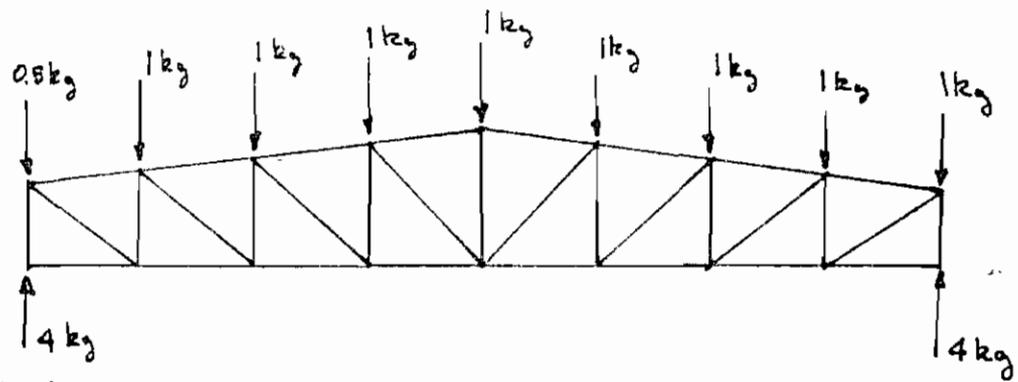
=  $11 \text{ kg/m}^2$

Prenons  $D = 20 \text{ kg/m}^2$  pour être largement sécuritaire.  
Ceci n'influencera pas certainement l'économie car une charge de ce type est très faible et pourra certainement être supportée par les plus faibles profilés.

b) Méthode de calcul (charge permanente)

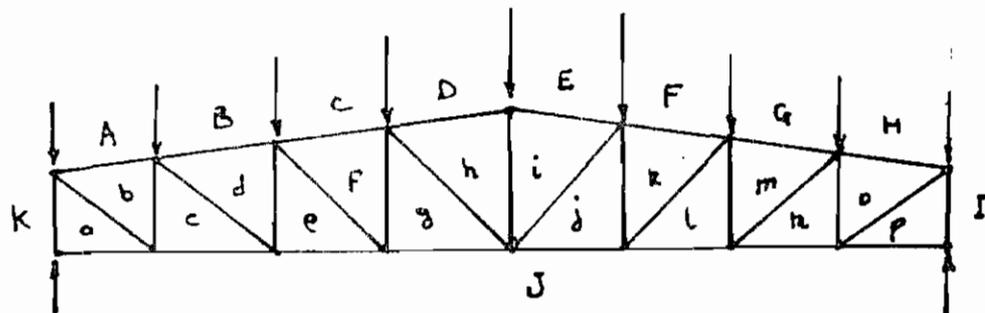
Pour les commodités du calcul nous ferons toute l'analyse du treillis en appliquant des charges unitaires aux panneaux comme indiqué sur la figure. Ensuite les efforts trouvés seront multipliés par :

$$20 \text{ kg/m}^2 \times 1.5\text{m} \times 5\text{m} = 150 \text{ kg}$$



c) Analyse :

i/ Charge permanente : D

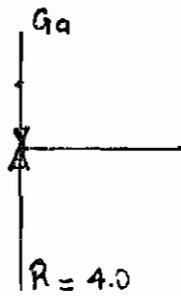


Remarque : la symétrie de charge et la symétrie géométrique nous permettent de ne considérer que la moitié du treillis.

• Calcul de la réaction R

$$R = \frac{1}{2} + 1 + 1 + 1 + \frac{1}{2}$$

$$= 4 \text{ kg}$$

Joint 1 :

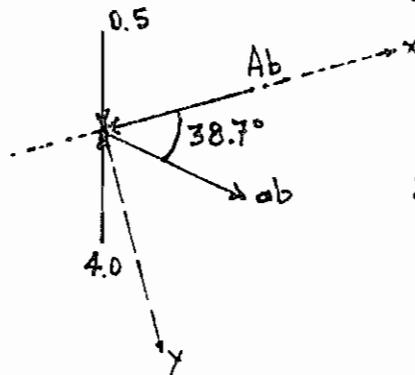
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R - Ga = 0$$

$$Ga = R \\ = 4.0 \text{ kg}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow aF = 0$$

$$K_g = -4.00 \text{ kg}$$

$$a_J = 0.00 \text{ kg}$$

Joint 2 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 0.5 \cos 5^\circ - 4.0 \cos 5^\circ + ab \sin 38.7^\circ = 0$$

$$\text{d'où } ab \sin 38.7^\circ = (4.0 - 0.5) \cos 5^\circ$$

$$= 3.49$$

$$ab = 5.6 \text{ kg}$$

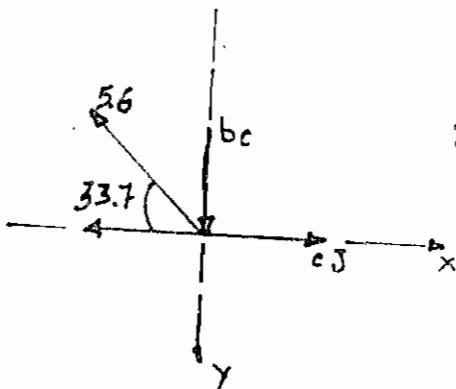
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow -Ab - 0.5 \sin 5^\circ + ab \cos 38.7^\circ + 4.0 \sin 5^\circ = 0$$

$$Ab = -0.5 \sin 5^\circ + 5.6 \cos 38.7^\circ + 4.0 \sin 5^\circ =$$

$$Ab = 4.67 \text{ kg}$$

$$ab = +5.6 \text{ kg}$$

$$Ab = -4.67 \text{ kg}$$

Joint 3 :

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow cJ - 5.6 \cos 33.7^\circ = 0$$

$$cJ = 5.6 \cos 33.7^\circ$$

$$= 4.66$$

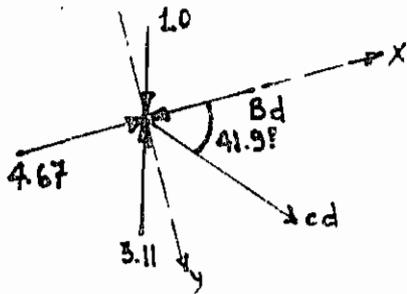
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow bc = 5.6 \sin 33.7^\circ$$

$$= 3.11$$

$$cJ = +4.66 \text{ kg}$$

$$bc = -3.11 \text{ kg}$$

Joint 4 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow 3.11 \cos 5^\circ - cd \sin 41.9^\circ - \cos 5^\circ = 0$$

$$cd = \frac{3.11 \cos 5^\circ - \cos 5^\circ}{\sin 41.9^\circ}$$

$$= 3.15$$

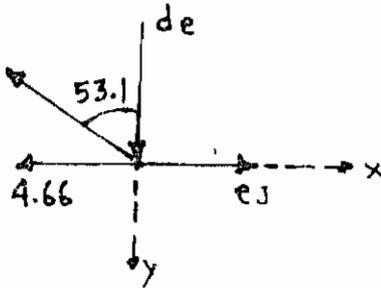
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow 4.67 - Bd + 3.11 \sin 5^\circ + 3.15 \cos 41.9^\circ - 1.0 \sin 5^\circ$$

$$Bd = 2.11 \sin 5^\circ + 4.67 + 3.15 \cos 41.9^\circ = 7.20$$

$cd = + 3.15 \text{ kg}$
--------------------------

$Bd = -7.20 \text{ kg}$
-------------------------

Joint 5 :



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow de - 3.15 \cos 53.1 = 0$$

$$de = 3.15 \cos 53.1$$

$$= 1.89$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow eJ - 4.66 - 3.15 \sin 53.1 = 0$$

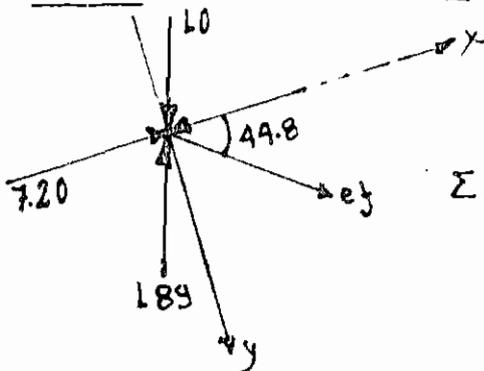
$$eJ = 4.66 + 3.15 \sin 53.1$$

$$eJ = 7.18$$

$de = -1.89 \text{ kg}$
-------------------------

$eJ = +7.18 \text{ kg}$
-------------------------

Joint 6 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow ef \sin 44.8 + 1.0 \cos 5^\circ - 1.85 \cos 5^\circ = 0$$

$$ef = \frac{0.89 \cos 5^\circ}{\sin 44.8}$$

$$= 1.26$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow Cf + 1.0 \sin 5^\circ - 1.26 \cos 44.8 - 7.20 - 1.89 \cos 5^\circ = 0$$

$$Cf = 1.26 \cos 44.8 + 7.20 + 0.89 \sin 5^\circ = 8.17$$

$ef = +1.26 \text{ kg}$
-------------------------

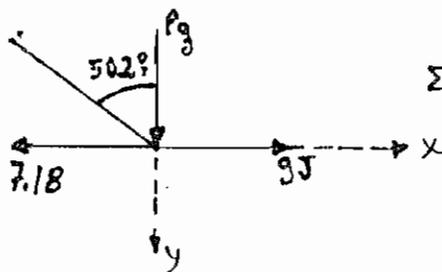
$Cf = -8.17 \text{ kg}$
-------------------------

Joint 7 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow f_g - 1.26 \cos 50.2 = 0$$

$$f_g = 1.26 \cos 50.2$$

$$= 0.81$$



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow g_J - 7.18 - 1.26 \sin 50.2 = 0$$

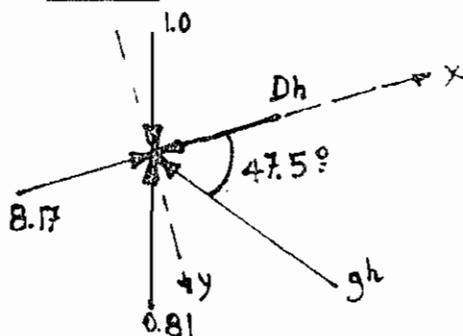
$$g_J = 7.18 + 1.26 \sin 50.2$$

$$= 8.15$$

$$f_g = -0.81 \text{ kg}$$

$$g_J = +8.15 \text{ kg}$$

Joint 8 :



$$\sum F_y = 0$$

$$g_h \sin 47.5 + 0.81 \cos 5^\circ - 1.0 \cos 5^\circ = 0$$

$$g_h = \frac{0.19 \cos 5^\circ}{\sin 47.5}$$

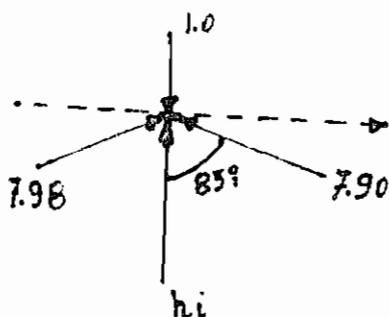
$$= 0.26$$

$$\sum F_x = 0$$

$$D_h - 8.17 - 0.81 \sin 5^\circ + 1.0 \sin 5^\circ + 0.26 \cos 47.5 = 0$$

$$D_h = 8.17 - 0.19 \sin 5^\circ - 0.26 \cos 47.5 = 7.98$$

Joint 9 :



$$g_h = -0.26 \text{ kg}$$

$$D_h = -7.98 \text{ kg}$$

$$\sum F_y = 0, 2 \times 7.98 \cos 85^\circ = h_i - 1$$

$$h_i = 2 \times 7.98 \cos 85^\circ - 1$$

$$= 0.39$$

$$h_i = +0.39 \text{ kg}$$

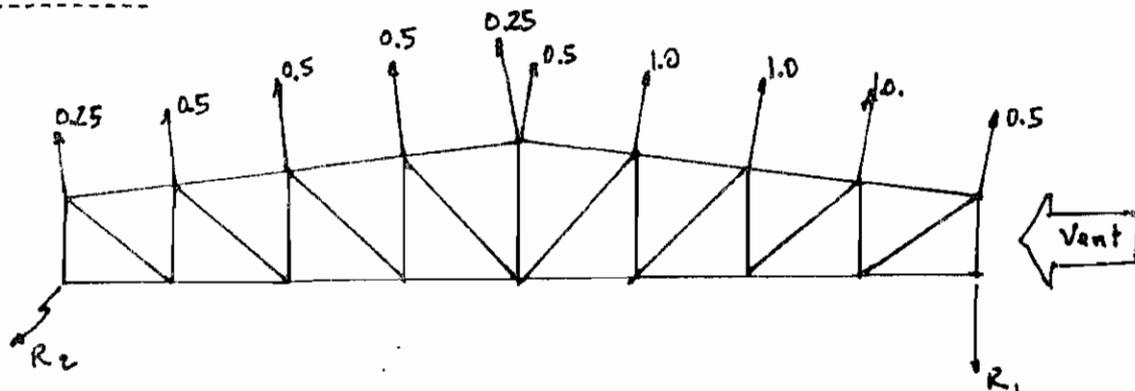
Tableau des efforts dans les barres sous l'action d'une charge verticale unitaire

Barre	Longueur (m)	Effort (kg)
Ka	1.000	-4.00
Ab	1.506	-4.67
ba	1.800	+5.60
aJ	1.500	0.00
bc	1.125	-3.11
Bd	1.506	-7.20
de	1.875	<del>+3.15</del> <del>-1.89</del>
eJ	1.500	+4.66
de	1.850	-1.89
Cj	1.506	-8.17
je	1.950	+1.26
eJ	1.500	+7.18
Jg	1.375	-0.81
Dh	1.506	-7.98
hg	2.030	-0.26
gh gJ	1.500	+8.15
ih	1.500	+0.39

Barre	Longueur (m)	Effort (kg)
Ei	1.506	-7.98
ij	2.030	-0.26
iJ	1.500	+8.15
jk	1.375	-0.81
Fk	1.506	-8.17
kl	1.950	+1.26
LJ	1.500	+7.18
lm	1.250	-1.89
Gm	1.506	-7.20
mn	1.875	+3.15
nJ	1.500	+4.66
no	1.125	-3.11
Ho	1.506	-4.67
Op	1.800	+5.60
pJ	1.500	0.00
PI	1.000	-4.00

ii/ Surcharges de vent :

Vent de droite



$$\cdot \sum F_y = 0,$$

$$R_1 + R_{2y} = 5.98 \quad (1)$$

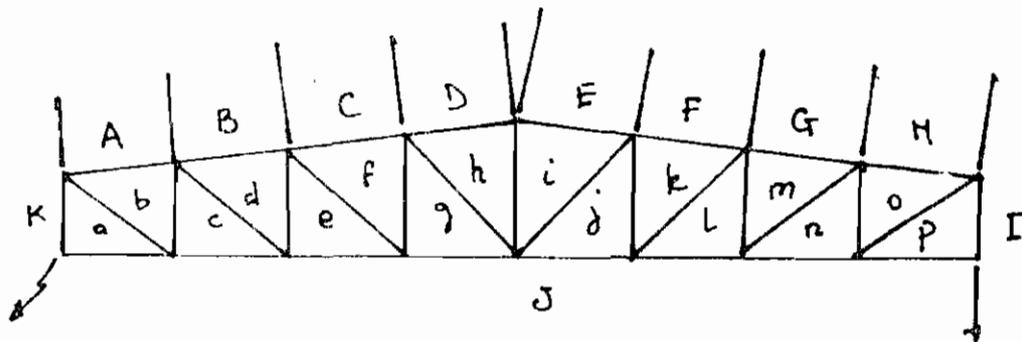
• En faisant la somme des moments par rapport au point O on trouve

$$R_1 = 3.47$$

$$(1) \quad R_{2y} = 5.98 - 3.47 \\ = 2.51$$

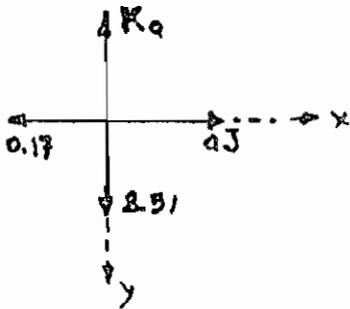
$$\cdot \sum F_x = 0,$$

$$R_x = 0.17$$

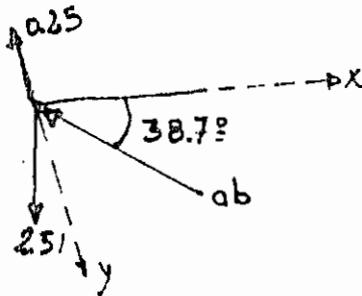


Joint 1 :

$$\begin{aligned} \Sigma F_x = 0 &\Rightarrow a_J = + 0.17 \text{ kg} \\ \Sigma F_y = 0 &\Rightarrow K_a = + 2.51 \text{ kg} \end{aligned}$$



Joint 2 :



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow ab \sin 38.7 + 0.25 - 2.51 \cos 5^\circ$$

$$\begin{aligned} ab &= \frac{0.25 + 2.51 \cos 5^\circ}{\sin 38.7} \\ &= 3.60 \end{aligned}$$

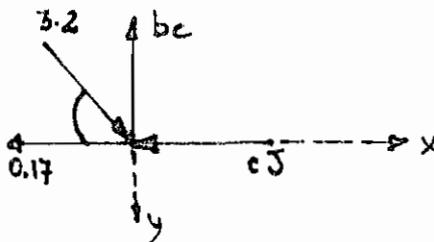
$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow 0 \quad Ab = -3.6 \cos 38.7 - 2.51 \sin 5^\circ = 0$$

$$Ab = 3.03$$

$$ab = -3.60 \text{ kg}$$

$$Ab = + 3.03 \text{ kg}$$

Joint 3 :



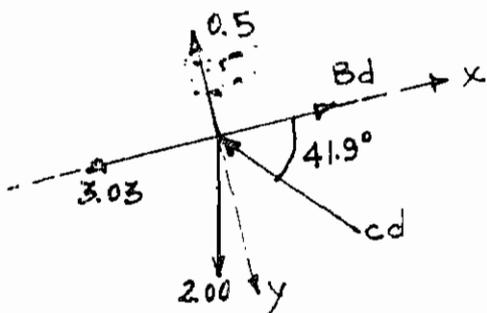
$$\begin{aligned} \Sigma F_y = 0 &\Rightarrow bc = 3.6 \times \sin 33.7 \\ &= 2.00 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \Sigma F_x = 0 &\Rightarrow c_J = -0.17 + 3.6 \cos 33.7 \\ &= 2.83 \end{aligned}$$

$$bc = + 2.00 \text{ kg}$$

$$c_J = -2.83 \text{ kg}$$

Joint 4 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow cd \sin 41.9^\circ = 2.00 \cos 5^\circ - 0.5$$

$$cd = \frac{2.00 \cos 5^\circ - 0.5}{\sin 41.9^\circ}$$

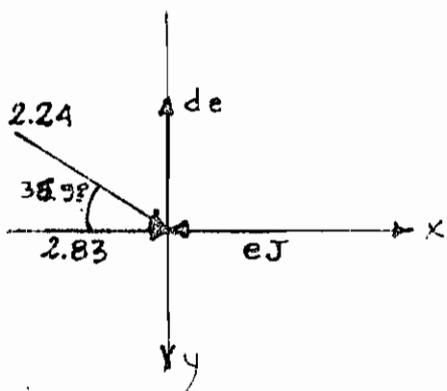
$$= 2.24$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow D B_d - 3.03 - 2.24 \cos 41.9^\circ - 2.00 \sin 5^\circ$$

$$B_d = 4.87$$

$cd = -2.24 \text{ kg}$
$B_d = +4.87 \text{ kg}$

Joint 5 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow de - 2.24 \sin 36.9^\circ = 0$$

$$de = 1.34$$

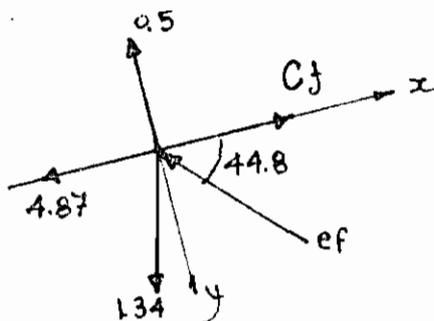
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow eJ - 2.83 - 2.24 \cos 36.9^\circ = 0$$

$$eJ = 2.83 + 2.24 \cos 36.9^\circ$$

$$= 4.62$$

$de = +1.34 \text{ kg}$
$eJ = -4.62 \text{ kg}$

Joint 6 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow ef \sin 44.8^\circ + 0.5 - 1.34 \cos 5^\circ$$

$$ef = \frac{1.34 \cos 5^\circ - 0.5}{\sin 44.8^\circ}$$

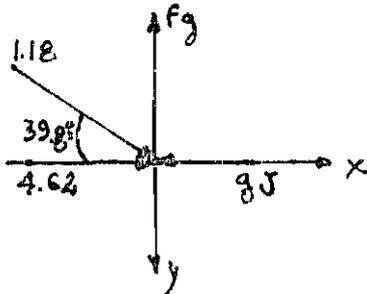
$$= 1.18$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow Cf - 4.87 - 1.18 \cos 44.8^\circ - 1.34 \sin 5^\circ = 0$$

$$Cf = 5.82$$

$ef = -1.18 \text{ kg}$
$Cf = +5.82 \text{ kg}$

Joint 7 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow fg - 1.18 \sin 39.8 = 0$$

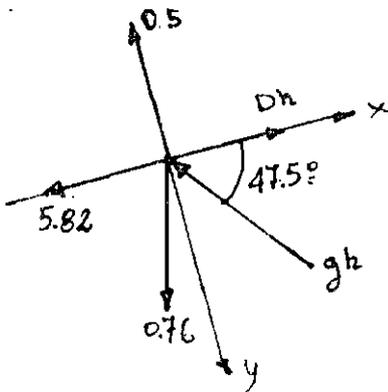
$$fg = 0.76$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow gJ - 4.62 - 1.18 \cos 39.8 = 0$$

$$gJ = 5.53$$

$fg = + 0.76 \text{ kg}$
$gJ = -5.53 \text{ kg}$

Joint 8 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow gh \sin 47.5 + 0.5 - 0.76 \cos 5^\circ = 0$$

$$gh = \frac{-0.5 + 0.76 \cos 5^\circ}{\sin 47.5}$$

$$= 0.35$$

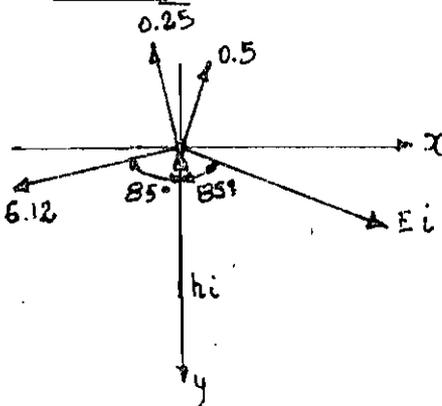
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow Dh - 5.82 - 0.76 \sin 5^\circ - 0.35 \cos 47.5 = 0$$

$$Dh = 6.12$$

$gh = -0.35 \text{ kg}$
-------------------------

$Dh = + 6.12 \text{ kg}$
--------------------------

Joint 10 :



$$\sum F_x = 0 \Rightarrow Ei \sin 85^\circ + 0.5 \sin 5^\circ - 0.25 \sin 5^\circ - 6.12 \sin 85^\circ = 0$$

$$Ei = \frac{6.12 \sin 85^\circ - 0.25 \sin 5^\circ}{\sin 85^\circ}$$

$$= 6.10$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow hi + 0.25 \cos 5^\circ + 0.5 \cos 5^\circ - (6.10 + 6.12) \cos 85^\circ = 0$$

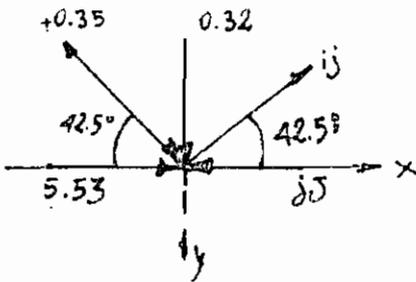
$$hi = 12.22 \cos 85^\circ - 0.75 \cos 5^\circ$$

$$= 0.32$$

$Ei = +6.10 \text{ kg}$
-------------------------

$hi = -0.32 \text{ kg}$
-------------------------

Joint 9 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow ij \sin 42.5 - 0.32 - 0.35 \sin 42.5 = 0$$

$$ij = \frac{0.32 + 0.35 \sin 42.5}{\sin 42.5}$$

$$= 0.82$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow jJ - 5.53 - 0.35 \cos 42.5 - 0.82 \cos 42.5 = 0$$

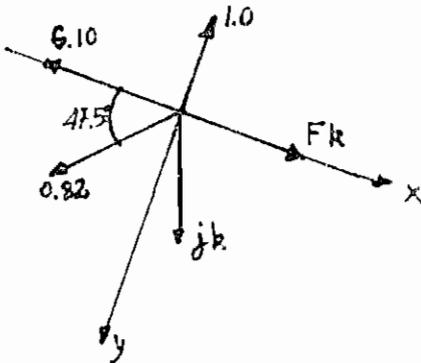
$$jJ = 5.53 + 1.17 \cos 42.5$$

$$= 6.39$$

$$ij = +0.82 \text{ kg}$$

$$jJ = -6.39 \text{ kg}$$

Joint 12 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow jk \cos 5^\circ + 0.82 \sin 47.5 - 1.0 = 0$$

$$jk = \frac{1.0 - 0.82 \sin 47.5}{\cos 5^\circ}$$

$$= 0.40$$

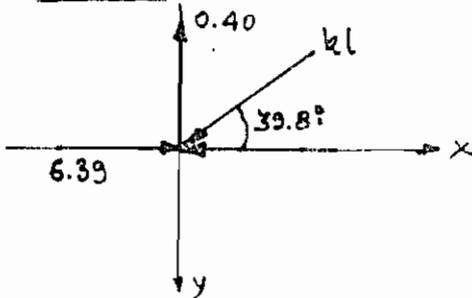
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow FK + jK \sin 5^\circ - 6.10 - 0.82 \cos 47.5$$

$$FK = 6.62$$

$$jK = +0.40 \text{ kg}$$

$$FK = +6.62 \text{ kg}$$

Joint 11 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow kl \sin 39.8 - 0.40 = 0$$

$$kl = 0.62$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow lJ + 0.62 \cos 39.8 - 6.39 = 0$$

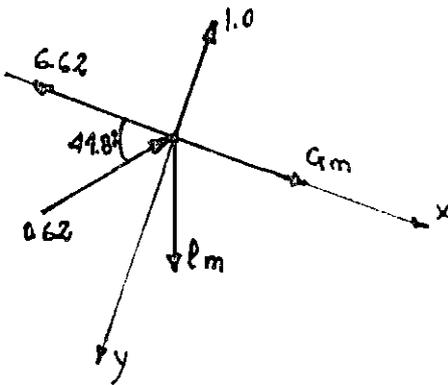
$$lJ = 5.91$$

$$Kl = -0.62 \text{ kg}$$

$$lJ = -5.91 \text{ kg}$$

école polytechnique  
de thèse

Joint 14 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow L_m \cos 5^\circ - 1.0 - 0.62 \sin 44.8$$

$$L_m = \frac{1.0 + 0.62 \sin 44.8}{\cos 5^\circ}$$

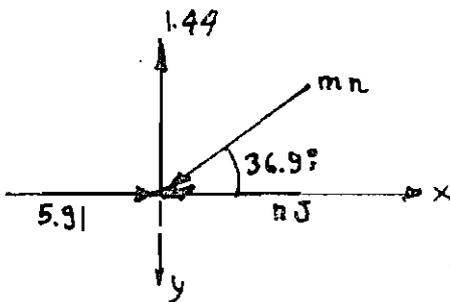
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow G_m + 1.44 \sin 5^\circ - 6.62 + 0.62 \cos 44.8$$

$$G_m = 6.62 - 1.44 \sin 5^\circ - 0.62 \cos 44.8 \\ = 6.05$$

$$L_m = +1.44 \text{ kg}$$

$$G_m = +6.05 \text{ kg}$$

Joint 13 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow mn \sin 36.9 - 1.44 = 0$$

$$mn = \frac{1.44}{\sin 36.9}$$

$$= 2.40$$

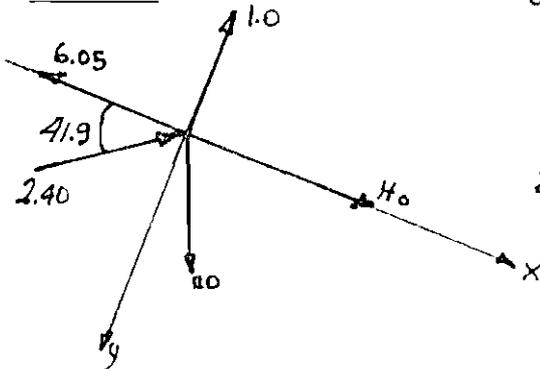
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow nJ + 2.40 \cos 36.9 - 5.91 = 0$$

$$nJ = 3.99$$

$$mn = -2.40 \text{ kg}$$

$$nJ = -3.99 \text{ kg}$$

Joint 16 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow n_0 \cos 5^\circ - 1.0 - 2.40 \sin 41.9 = 0$$

$$n_0 = \frac{2.40 \sin 41.9 + 1.0}{\cos 5^\circ}$$

$$= 2.61$$

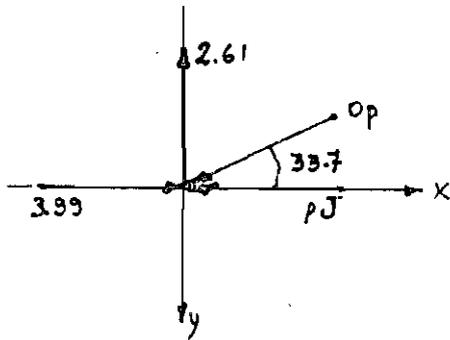
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow H_0 + 2.61 \sin 5^\circ + 2.90 \cos 41.9 - 6.05 = 0$$

$$H_0 = 4.09$$

$$n_0 = +2.61 \text{ kg}$$

$$H_0 = +4.09 \text{ kg}$$

Joint 15 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow O_p \sin 33.7^\circ - 2.61 = 0$$

$$O_p = \frac{2.61}{\sin 33.7^\circ}$$

$$= 4.70$$

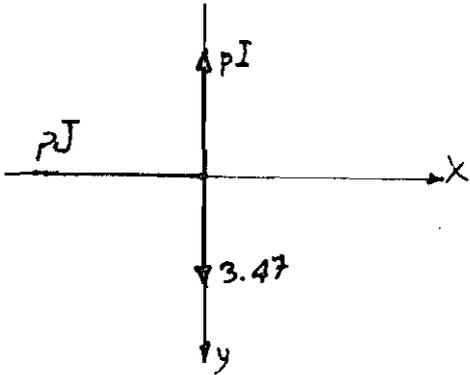
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow p_J + 4.70 \cos 33.7^\circ - 3.99 = 0$$

$$p_J = 0$$

$$O_p = -4.70 \text{ kg}$$

$$p_J = 0.00 \text{ kg}$$

Joint 17 :



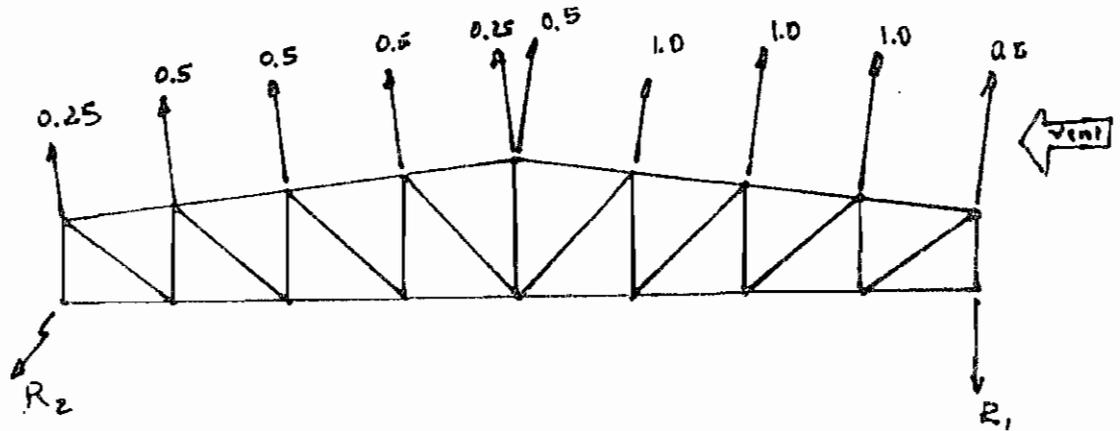
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow p_J = 0$$

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow p_I = 3.47$$

$$p_I = +4.47 \text{ kg}$$

b/ Vent de gauche :

Calcul des réactions



$$\cdot \sum F_y = 0,$$

$$R_{2y} + R_1 = 5.98 \quad (1)$$

$$\cdot \sum M_0 = 0,$$

$$R_1 = 2.51$$

$$(1) \quad R_{2y} = 3.47$$

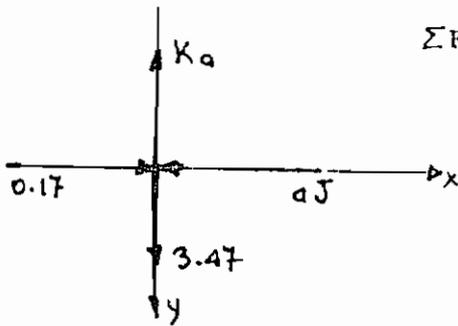
$$\cdot \sum F_x = 0,$$

$$R_{2x} = 0.17$$

Joint 1 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow \boxed{K_a = +3.46 \text{ kg}}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow \boxed{a_J = -0.17 \text{ kg}}$$



Joint 2 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow ab \sin 38.7^\circ + 0.5 - 3.47 \cos 5^\circ = 0$$

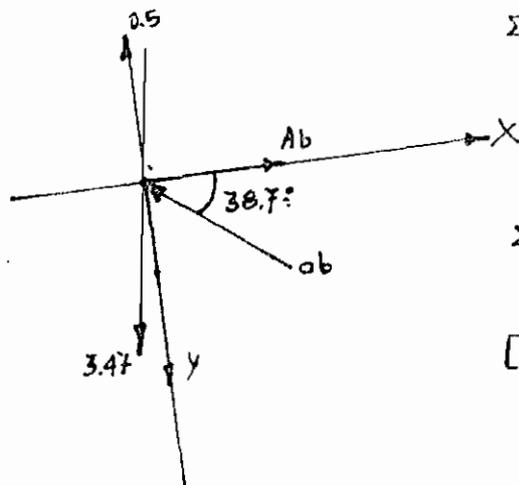
$$ab = \frac{3.47 \cos 5^\circ - 0.5}{\sin 38.7^\circ}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow Ab = 3.4 \sin 5^\circ - 4.73 \cos 38.7^\circ = 0$$

$$Ab = 3.99$$

$$\boxed{ab = -4.73 \text{ kg}}$$

$$\boxed{Ab = +3.99 \text{ kg}}$$



Joint 3 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow bc - 4.73 \sin 33.7^\circ = 0$$

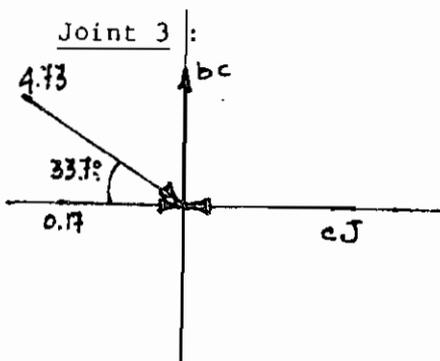
$$bc = 2.62$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow c_J - 0.17 - 4.73 \cos 33.7^\circ = 0$$

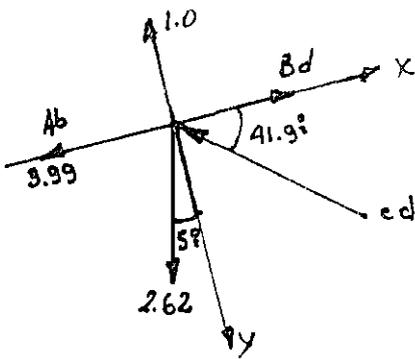
$$c_J = 4.11$$

$$\boxed{bc = +2.62 \text{ kg}}$$

$$\boxed{c_J = -4.11 \text{ kg}}$$



Joint 4 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow C_d \sin 41.9 + 1.0 - 2.62 \cos 5^\circ = 0$$

$$C_d = \frac{2.62 \cos 5^\circ - 1}{\sin 41.9}$$

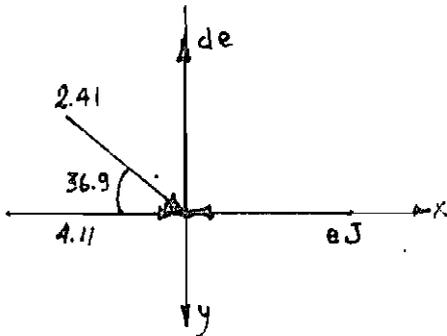
$$\sum F_x = -0 \Rightarrow B_d - 2.62 \sin 5^\circ - 3.99 - 2.41 \cos 41.9 =$$

$$B_d = 6.01$$

$$c_d = -2.41 \text{ kg}$$

$$B_d = +6.01 \text{ kg}$$

Joint 5 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow d_e = 2.41 \sin 36.9^\circ$$

$$= 1.45$$

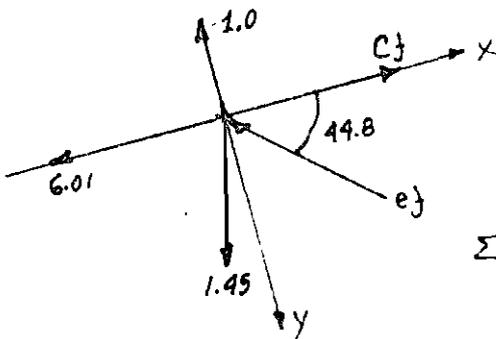
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow e_J = 4.11 + 2.41 \cos 36.9^\circ$$

$$= 6.04$$

$$d_e = +1.45 \text{ kg}$$

$$e_J = 6.04 \text{ kg}$$

Joint 6 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow e_f \sin 44.8 + 1.0 - 1.45 \cos 5^\circ = 0$$

$$e_f = \frac{1.45 \cos 5^\circ - 1.0}{\sin 44.8}$$

$$= 0.63$$

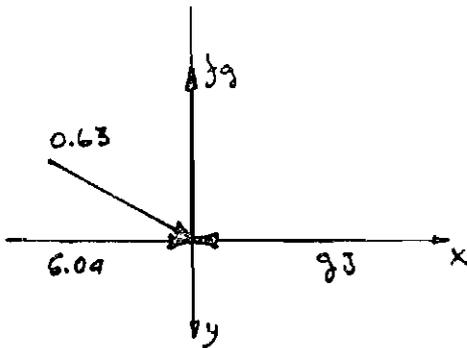
$$\sum F_x = 0 \Rightarrow C_f = 6.01 + 1.45 \sin 5^\circ + 0.63 \cos 44.8$$

$$= 6.58$$

$$e_f = -0.63 \text{ kg}$$

$$C_f = +6.58 \text{ kg}$$

Joint 7 :



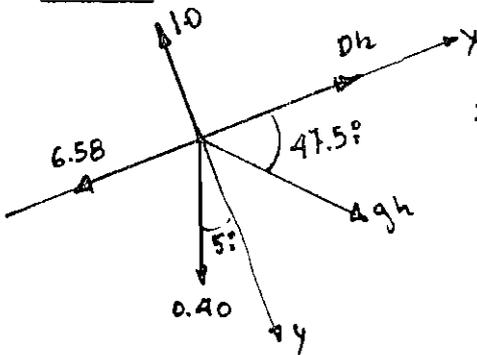
$$\begin{aligned}\Sigma F_y = 0 &\Rightarrow fg = 0.63 \sin 39.8 \\ &= 0.40\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_x = 0 &\Rightarrow g_J = 6.04 + 0.63 \cos 39.8 \\ &= 6.52\end{aligned}$$

$$fg = +0.40$$

$$g_J = -6.52 \text{ kg}$$

Joint 8 :



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow hg \sin 47.5 + 0.4 \cos 5^\circ - 1.0 = 0$$

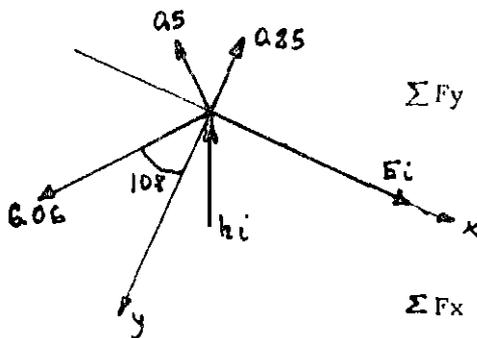
$$\begin{aligned}hg &= \frac{1.0 - 0.4 \cos 5^\circ}{\sin 47.5} \\ &= 0.82\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_x = 0 &\Rightarrow Dh = 6.58 + 0.4 \sin 5^\circ - 0.82 \cos 47.5 \\ &= 6.06\end{aligned}$$

$$gh = +0.82 \text{ kg}$$

$$Dh = +6.06 \text{ kg}$$

Joint 9 :



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow hi \cos 5^\circ + 0.25 + 0.5 \cos 10^\circ - 6.06 \sin 10^\circ$$

$$hi = \frac{6.06 \sin 10^\circ - 0.25 - 0.5 \cos 10^\circ}{\cos 5^\circ}$$

$$\begin{aligned}\Sigma F_x = 0 &\Rightarrow Ei = 0.31 \sin 5^\circ + 6.06 \cos 10^\circ + 0.5 \sin 10^\circ \\ &= 6.08\end{aligned}$$

$$hi = -0.31 \text{ kg}$$

$$Ei = +6.08 \text{ kg}$$

Joint 10 :

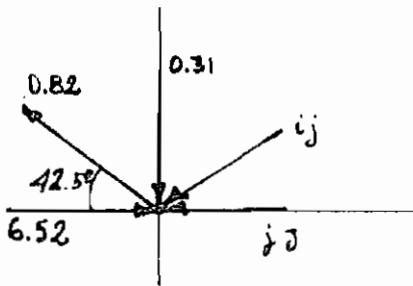
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow i_j \sin 42.5 + 0.31 - 0.82 \sin 42.5$$

$$i_j = \frac{0.82 \sin 42.5 - 0.31}{\sin 42.5}$$

$$= 0.36$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow j_j = 6.52 - 0.36 \cos 42.5 - 0.82 \cos 42.5$$

$$= 5.65$$



$$i_j = -0.36 \text{ kg}$$

$$j_j = -5.65 \text{ kg}$$

Joint 11 :

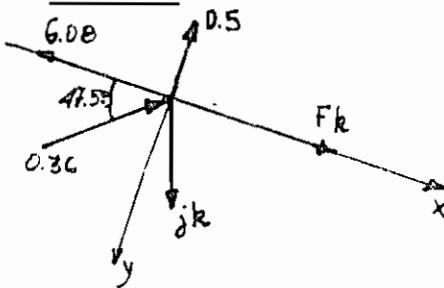
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow j_k \cos 5^\circ - 0.36 \sin 47.5 - 0.5 = 0$$

$$j_k = \frac{0.36 \sin 47.5 + 0.5}{\cos 5^\circ}$$

$$= 0.77$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow f_k = 6.08 - 0.77 \sin 5^\circ - 0.36 \cos 47.5$$

$$= 5.78$$



$$j_k = +0.77 \text{ kg}$$

$$f_k = +5.78 \text{ kg}$$

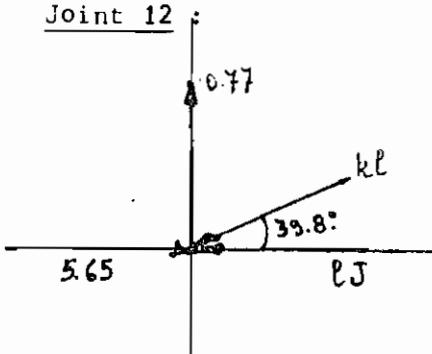
Joint 12 :

$$\sum F_y = 0 \Rightarrow k_l = \frac{0.77}{\sin 39.8}$$

$$= 1.20$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow h_j = 5.65 - 1.20 \cos 39.8$$

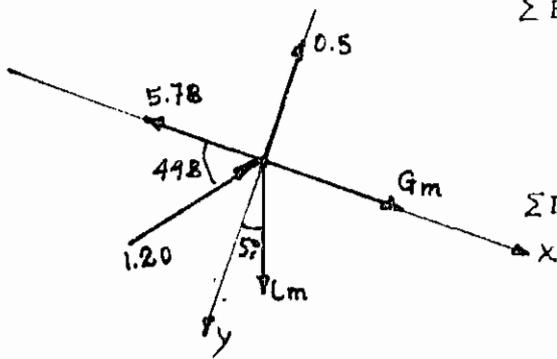
$$= 4.73$$



$$k_l = -1.20 \text{ kg}$$

$$h_j = -4.73 \text{ kg}$$

Joint 13 :



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow lm \cos 5^\circ - 1.20 \sin 44.8 - 0.5 = 0$$

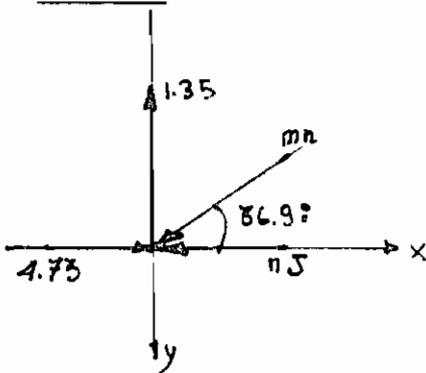
$$lm = \frac{1.20 \sin 44.8 + 0.5}{\cos 5^\circ}$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow Gm = -1.35 \sin 5^\circ + 5.78 - 1.20 \cos 44.8 = 4.81$$

$$lm = +1.35 \text{ kg}$$

$$Gm = +4.81 \text{ kg}$$

Joint 14 :



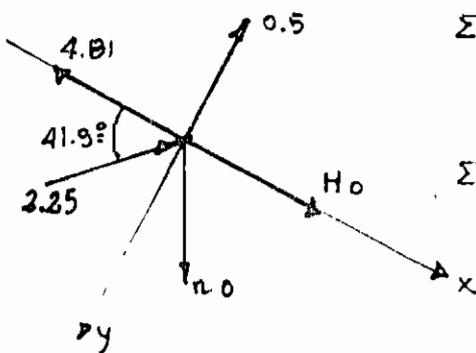
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow mn = \frac{1.35}{\sin 36.9} = 2.25$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow nJ = 4.73 - 2.25 \cos 36.9 = 2.93$$

$$mn = -2.25 \text{ kg}$$

$$nJ = -2.93 \text{ kg}$$

Joint 15 :



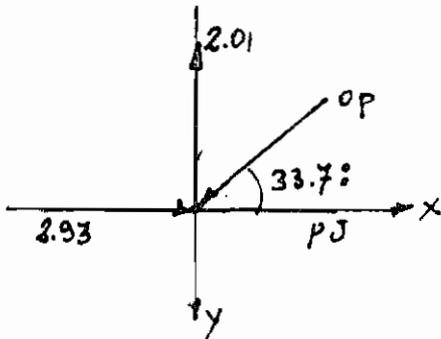
$$\sum F_y = 0 \Rightarrow nO = \frac{2.25 \sin 41.9 + 0.5}{\cos 5^\circ} = 2.01$$

$$\sum F_x = 0 \Rightarrow OH = 4.81 - 2.25 \cos 41.9 - 2.01 \sin 5^\circ = 2.96$$

$$nO = +2.01 \text{ kg}$$

$$OH = +2.96 \text{ kg}$$

Joint 16 :



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow op = \frac{2.01}{\sin 33.7}$$

$$= 3.62$$

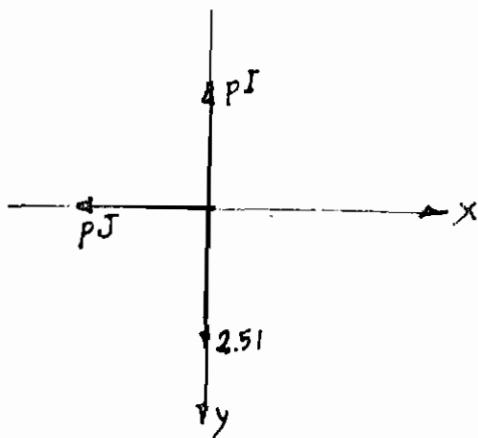
$$\Sigma F_x = 0 \Rightarrow pJ = 2.93 - 3.62 \cos 33.7$$

$$= 0.08$$

$$\boxed{op = -3.62 \text{ kg}}$$

$$\boxed{PJ = 0.00 \text{ kg}}$$

Joint 17 :



$$\Sigma F_y = 0 \Rightarrow \boxed{PI = +2.51 \text{ kg}}$$

Barre	Vent de droite (kg)	Vent de gauche (kg)
Ka	+ 2.51	+ 3.47
Ab	+ 3.03	+ 3.99
ba	- 3.60	- 4.73
aJ	+ 0.17	- 0.17
bc	+ 2.00	+ 2.62
Bd	+ 4.87	- 6.01
dc	- 2.24	- 2.41
cJ	- 2.83	- 4.11
de	+ 1.34	+ 1.45
Cj	+ 5.82	+ 6.58
je	- 1.18	- 0.63
eJ	- 4.62	- 6.04
dg	+ 0.76	+ 0.40
Dh	+ 6.12	+ 6.06
hg	- 0.35	+ 0.82
gJ	- 5.53	- 6.52
ih	- 0.32	- 0.31

Barre	Vent de droite (kg)	Vent de gauche (kg)
Ei	+ 6.10	+ 6.08
ij	+ 0.82	- 0.36
Jj	- 6.39	- 5.65
jk	+ 0.40	+ 0.77
fk	+ 6.62	+ 5.78
kl	- 0.62	- 1.20
lJ	- 5.91	- 4.73
lm	+ 1.44	+ 1.35
gm	+ 6.05	+ 4.81
mn	- 2.40	- 2.25
nJ	- 3.99	- 2.93
no	+ 2.61	+ 2.01
Ho	+ 4.04	+ 2.96
op	- 4.70	- 3.62
pJ	0.00	0.00
pI	+ 3.47	+ 2.51

Combinaison de charges

Barre	charge morte D (kg)	vent à droite Q en kg	vent de gauche Q en kg	1.25 D (kg)	1.25 D + 1.5 Q (kg)	EFFORT MAX (kg)
Ka	- 600.0	+ 914	+ 434	- 750	- 99	- 750
Ab	- 700.5	+ 379	+ 499	- 876	- 127	- 876
ba	+ 890.0	- 450	- 592	+ 1050	+ 162	+ 1050
aJ	0.0	+ 22	- 22	0	± 33	± 33
bc	- 466.5	+ 250	+ 250	- 583	- 91	- 583
Bd	- 1080.0	+ 609	+ 609	- 1350	- 220.5	- 1350
dc	+ 472.5	- 280	- 280	+ 591	+ 136	+ 591
cJ	+ 699.0	- 354	- 354	+ 874	+ 103	+ 874
de	- 283.5	+ 168	+ 168	- 354	- 102	- 354
Cj	- 1225.5	+ 728	+ 728	- 1532	- 297	- 1532
je	+ 189.0	- 148	- 148	+ 236	- 14	+ 236
eJ	+ 1077.0	- 578	- 755	+ 1346	+ 214	+ 1346
Jg	- 121.5	+ 95	+ 50	- 152	- 9	- 152
Dh	- 1200.0	+ 765	+ 758	- 1500	- 363	- 1500
hg	- 39.0	- 44	+ 103	- 49	- 115 ou +105	- 115 + 105
gJ	+ 1222.5	- 692	- 815	+ 1528	+ 306	+ 1528
ih	+ 58.5	- 40	- 99	+ 73	+ 13	+ 73

Combinaison de charges (suite)

Barre	charge morte D (kg)	Vent droite Q (kg)	Vent de gauche Q (kg)	1.25 D (kg)	1.25D+1.5Q (kg)	EFFORT MAX (kg)
Ei	-1200.0	+763	+760	-1500	-355	-1500
Ej	-39.0	+103	-45	-49	-117 ou +106	-117 ou +106
ij	+1224.5	-759	-707	+1528	+329	+1528
jk	-121.5	+50	+97	-152	-7	-152
Fk	-1225.5	+828	+723	-1522	-290	-1532
kL	+189.0	-78	-150	+236	+11	+236
lJ	+1077.0	-739	-592	+1346	+236	+1346
Lm	-283.5	+180	+169	-354	-84	-354
Gm	-1080.0	+757	+602	-1350	-214	-1350
mn	+472.5	-300	-282	+591	+141	+591
nJ	+699.0	-499	-367	+874	+126	+874
no	-466.5	+327	+252	-583	-893	-583
Ho	-700.5	+505	+370	-876	-119	-876
op	+840.0	-588	-453	+1050	+168	+1050
pJ	0.0	0	0	0	0	0
PI	-600.0	+434	+314	-750	-99	-750

b) Dimensionnement des barres :ELEMENTS EN TRACTION :

- nuance et type d'acier :  
norme G 40.21  
type : acier soudable  
nuance : G 40.21 - 33W
- Design des diagonales : ab ; cd ; ef  
op ; mn ; kl

\* barres ab et op : longueur = 1.8 m  
.....

Pour des barres soudées :  $A_n = A_g$

$$\text{d'où } A_n/A_g = 1.0$$

$$F_y/F_u < 1.0$$

$$\text{pour } F_y = 33 \text{ Ksi}$$

$$A_n/A_g > \frac{F_y}{F_u}$$

Charges de traction admissible :

$$Tr = \phi A_n F_y \dots \dots \dots S16.1 \text{ § } 13.2. (a) (1)$$

$$\begin{aligned} \text{Charges de service pour ab et op} &= + 1050 \text{ kg} \\ &= 2.31 \text{ Kip} \end{aligned}$$

Aire requise :

$$A_n = \frac{Tr}{\phi F_y}$$

$$\phi = 0.9$$

$$F_y = 33 \text{ Ksi}$$

$$A_n = \frac{2.31}{0.9 \times 33}$$

$$= 0.078 \text{ in}^2$$

Section : la plus petite cornière convient :

$$L 1 \times 1 \times 1/8 \quad \text{aire} = 0.23 \text{ in}^2$$

$$r_{\min} = 0.30 \text{ in}$$

$$\text{Poids} = 0.801 \text{ b/Ft}$$

$$\frac{L}{r_{\min}} = \frac{1.8 \times 39.4}{0.30}$$

$$= 236.4 < 300 \quad \text{ok} \dots \dots \dots S16.1 \text{ § } 10.2.2$$

\* barres cd et mn : longueur = 1.875 m

$$\begin{aligned} \text{Charge de service} &= 591 \text{ kg} \\ &= 1.30 \text{ Kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Aire requise : } A_n &= \frac{1.30}{0.9 \times 33} \\ &= 0.044 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Section choisie : L X 1 X 1 X 1/8

$$\begin{aligned} \frac{L}{r_{\min}} &= \frac{1.875 \times 39.4}{0.30} \\ &= 246.25 < 300 \quad \text{ok !} \end{aligned}$$

\* barres ef et kl Longueur = 1.950 m

$$\begin{aligned} \text{Charge de service} &= 236 \text{ kg} \\ &= 0.52 \text{ Kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{aire requise} &= \frac{0.52}{0.9 \times 33} \\ &= 0.018 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Section choisie : L1 X 1 X 1/8

$$\begin{aligned} \frac{L}{r_{\min}} &= \frac{1.950 \times 39.4}{0.30} \\ &= 256.1 < 300 \quad \text{OK !} \end{aligned}$$

• Design du poinçon : hi

$$\text{Longueur} = 1.50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{Charge de service} &= 73 \text{ kg} \\ &= 0.16 \text{ Kip} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Aire requise} &: \frac{0.16}{0.9 \times 33} \\ &= 0.005 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Section : L 1 X 1 X 1/8

$$\begin{aligned} \frac{L}{r_{\min}} &= \frac{1.50 \times 39.4}{0.30} \\ &= 197 < 300 \text{ ok !} \end{aligned}$$

Design de l'entrait : aJ ; cJ ; eJ ; gJ ;  
pJ ; nJ ; lJ ; jJ.

Charge de service max. s'applique sur la barre gJ et est égale à  
1528 kg  
ou 3.36 Kip

Longueur des barres = 1.5m

$$\begin{aligned} \text{aire requise} &= \frac{3.36}{0.9 \times 33} \\ &= 0.113 \text{ in}^2 \end{aligned}$$

Section : L 1 X 1 X 1/8 aire = 25 in<sup>2</sup>

$$\begin{aligned} \frac{L}{r_{\min}} &= \frac{1.50 \times 33.4}{0.30} \\ &= 197 < 300 \text{ OK !} \end{aligned}$$

ELEMENTS EN COMPRESSION :

- Design des montants bc ; de ; fg ; ka  
on ; lm ; jk ; pl.

\* barres bc et on  
.....

$$\begin{aligned} \text{Charge de service} &= 583 \text{ kg} \\ &= 1.28 \text{ kip} \end{aligned}$$

$$\text{Longueur} = 1.125 \text{ m}$$

$$K = 1.0 \dots \dots \dots \text{S16.1 } \S 9.3$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \sqrt{\frac{F_y}{A^2 E}} \dots \dots \dots \text{S16.1 } \S 13.3.1$$

$$F_y = 33 \text{ ksi} \implies \lambda = \frac{KL}{r} \times 0.0107$$

$$\frac{KL}{r_{\min}} = 200 \dots \dots \dots \text{S16 } \S 10.2.1$$

$$\text{d'où } r_{\min} = \frac{KL}{200}$$

$$= \frac{1.125 \times 39.4}{200}$$

$$= 0.22 \text{ in}$$

$$\begin{aligned} \text{Section : L 1 X 1 X 1/8} \quad r &= 0.30 \text{ in} \\ A &= 0.23 \text{ in}^2 \\ W_t &= 0.80 \text{ lb/ft} \end{aligned}$$

$$\lambda = \frac{1.0 \times 1.125 \times 39.4}{0.30} \times 0.0107$$

$$\lambda = 1.58$$

$$1.0 < \lambda \leq 2.0$$

donc

$$C_r = \phi A F_y (-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2}) \dots \dots \dots S16.1 \quad 13.3.1 (b)$$

$$= 0.9 \times 0.23 \times 33 \left( -0.111 + \frac{0.636}{1.58} + \frac{0.087}{(1.58)^2} \right)$$

$$C_r = 2.22 \text{ Kip}$$

$C_r \geq 1.28 \text{ Kip}$ , donc la section convient !

\* Barres de et lm :

$$\begin{aligned} \text{Charge de service} &= 354 \text{ kg} \\ &= 0.78 \text{ Kip} \end{aligned}$$

$$\text{Longueur} = 1.250 \text{ m}$$

$$\frac{KL}{r_{\min}} \leq 200$$

$$\text{d'où } r_{\min} = \frac{1.250 \times 39.4}{200}$$

$$= 0.246 \text{ in}$$

$$\text{Section : L } 1 \times 1 \times 1/8 \quad r = 0.30 \text{ in}$$

$$A = 0.23 \text{ in}^2$$

$$W_t = 0.80 \text{ lb/ft}$$

$$\lambda = \frac{1.0 \times 1.25 \times 39.4}{0.30} \times 0.0107$$

$$\lambda = 1.76$$

$$1.0 < \lambda \leq 2.0,$$

$$C_r = \phi A F_y (-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2})$$

$$= 0.9 \times 0.23 \times 33 \left( -0.111 + \frac{0.636}{1.76} + \frac{0.087}{(1.76)^2} \right)$$

$$= 1.90 \text{ Kip}$$

$C_r > 0.78 \text{ Kip}$ , la section convient !

\* Barres fg et jk

$$\begin{aligned} \text{Charge de service} &= 152 \text{ kg} \\ &= 0.33 \text{ Kip} \end{aligned}$$

$$\text{Longueur} = 1.375 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} r_{\min} &= \frac{1.375 \times 39.4}{200} \\ &= 0.270 \text{ in} \end{aligned}$$

$$\text{Section : L X 1 X 1 X 1/8}$$

$$r = 0.30 \text{ in}$$

$$A = 0.23 \text{ in}^2$$

$$W_t = 0.80 \text{ lb/ft}$$

$$\begin{aligned} \lambda &= \frac{KL}{r} \times 0.0107 \\ &= \frac{1.375 \times 39.4}{0.30} \times 0.0107 \\ &= 1.93 \end{aligned}$$

$$1.0 < \lambda < 2.0$$

$$\begin{aligned} C_r &= \phi A F_y (-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2}) \\ &= 0.9 \times 0.23 \times 33 \left( -0.111 + \frac{0.636}{1.93} + \frac{0.087}{(1.93)^2} \right) \\ &= 1.65 \text{ Kip} \end{aligned}$$

$C_r > 0.33 \text{ Kip}$ , la section convient !

\* Barres Ka et PI :

Charge de service = 750 kg  
= 1.65 Kip

Longueur = 1m

$$r_{\min} = \frac{1 \times 39.4}{200}$$

$$= 0.197 \text{ in}$$

Section : L X 1 X 1 X 1/8      r = 0.30 in

$$A = 0.23 \text{ in}^2$$

$$Wt = 0.80 \text{ lb/Ft}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \times 0.0107$$

$$= 1.40$$

$$1.0 < \lambda < 2.0,$$

$$C_r = \phi A F_y (-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2})$$

$$= 2.64 \text{ Kip}$$

$C_r > 1.65 \text{ Kip}$ , la section convient

• diagonales gh et ij

Cette membrure peut subir deux cas de sollicitations :

- une traction sous une charge de service de 106 kg ou 0.23 Kip
- une compression sous une charge de service de 117 kg ou 0.26 Kip

i/ Charge de traction : 0.23 Kip

$$\text{Aire requise} = \frac{0.23}{0.9 \times 33} = 0.007 \text{ in}^2$$

Section L 1 X 1 X 1/8

$$\frac{L}{r} = \frac{2.30 \times 39.4}{0.30} = 266.7 < 300 \text{ OK !}$$



ii/ Charge de compression : 0.26 Kip

$$r_{\min} = \frac{KL}{200} = \frac{2.3 \times 39.4}{200}$$

$$= 0.40 \text{ in}$$

$$\text{Section : } L \ 1 \frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{2} \times 1/8 \quad r = 0.47 \text{ in}$$

$$A = 0.36 \text{ in}^2$$

$$W_t = 1.23 \text{ lb/ft}$$

$$\lambda = \frac{KL}{r} \times 0.0107$$

$$= 1.82$$

$$1 < \lambda < 2.0,$$

$$C_r = \phi A F_y (-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2})$$

$$= 3.69 \text{ Kip}$$

$C_r > 0.26$  donc la section convient !

• Design de l'arbalétrier : ab ; bd ; cf ; Dh ;  
HO ; Grm ; Fk ; Ei.

La charge de service Max. s'applique sur la membrure

$$C_f = 1532 \text{ kg ou } 3.37 \text{ Kip}$$

Longueur = 1.506 m

$$\frac{KL}{r_{\min}} = 200$$

$$\text{d'où } r_{\min} = \frac{1.506 \times 39.4}{200}$$

$$= 0.296 \text{ in}$$

1° Choix : section : L X 1 X 1 X 1/8

$$\lambda = 2.12$$

$$2.0 < \lambda < 3.6,$$

$$Cr = \phi AF_y (0.009 + 0.877 \lambda^{-2}) \dots \dots \dots S16.1 \quad 13.3.1. (c)$$

$$= 0.9 \times 0.23 (0.009 + \frac{0.877}{2.12^2})$$

$$= 1.39 \text{ Kip}$$

$Cr < 3.37 \text{ Kip}$ , la section ne convient pas !

2° choix : L  $1\frac{1}{2}$  X  $1\frac{1}{2}$  X  $\frac{1}{8}$

$$r = 0.47 \text{ in}$$

$$A = 0.36 \text{ in}^2$$

$$W_t = 1.23 \text{ lb/Ft}$$

$$\lambda = 1.35$$

$$1.0 < \lambda < 2.0,$$

$$Cr = 0.9 \times 0.36 \times 33 (0.111 + \frac{0.636}{1.35} + \frac{0.087}{(1.35)^2})$$

$$= 6.7 \text{ kip}$$

$Cr > 3.37 \text{ kip}$ , la section convient !

c) Remarques :

des remarques suivantes s'imposent après l'analyse du treillis et le dimensionnement des barres.

i/ Les réactions reçues par les poteaux sont suivant les cas :

(1) D seulement :

$$R_1 = 4 \times 150 \\ = 600 \text{ kg}$$

Dans ce cas-ci le poteau est soumis à une compression axiale.

(2) D + Q :

• Une réaction horizontale :

$$R_{2X} = 0.17 \times 25 \\ = 4.25 \text{ kg}$$

• Une réaction verticale

$$R_{2Y} = 600 - (3.47 \times 25) \\ = 512.5 \text{ kg}$$

Ce deuxième cas de chargement semble plus critique, car ici le poteau doit résister à la flexion et à la compression.

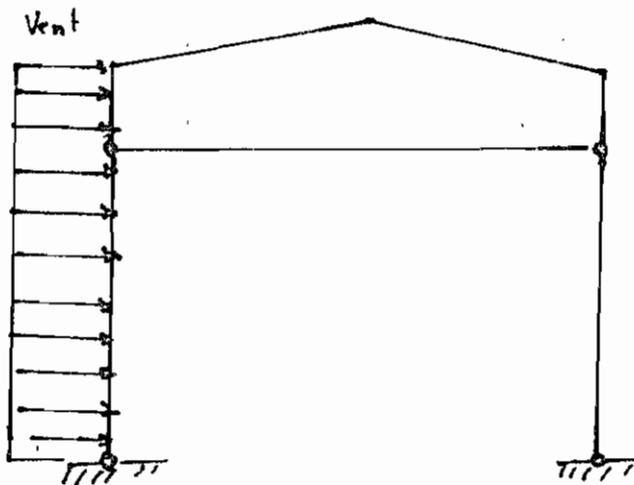
- ii/ En examinant le treillis nous constatons que la barre gh a une longueur effective de  $KL = 2.30$  m, ce qui est très grand pour une membrure en compression. Il y a lieu, dans ce cas de changer l'orientation de cette membrure de telle sorte que dans sa nouvelle position qu'elle soit en traction. Ainsi le  $r_{\min}$  requis sera plus petit :

$$\begin{aligned} r_{\min} &= \frac{L}{300} \\ &= \frac{2.30 \times 39.4}{300} \\ &= 0.30 \end{aligned}$$

Dans ce cas-ci nous pourrions utiliser le profilé L 1 X 1 X 1/8 au lieu du L 1 1/2 X 1 1/2 X 1/8.

# Resumé du design du trallis

Membrane	charge de design (kg)	Section choisie	Aire de la section (in <sup>2</sup> )	charge admissible (kg)	Longueur (m)	Poids (kg)
Arbalétrier { Ab, H0 Bd, Gm Cf, Fk Dh, Ee }	- 876	L1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	0.36	3040	1.506	2.80
	- 1350	L1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	0.36	3040	1.506	2.80
	- 1532	L1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	0.36	3040	1.506	2.80
	- 1500	L1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	0.36	3040	1.506	2.80
me { ka, pI ab, op bc, na cd, mn de, lm ef, kl fg, jk gh, ij ki, }	- 750	L1 x 1 x 1/8	0.23	1880	1.000	1.20
	+ 1050	L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.500	2.15
	- 583	L1 x 1 x 1/8	0.23	1700	1.125	1.35
	+ 591	L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.875	2.25
	- 354	L1 x 1 x 1/8	0.23	1540	1.250	1.50
	+ 226	L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.950	2.35
	- 152	L1 x 1 x 1/8	0.23	1430	1.375	1.65
	- 115	L1 1/2 x 1 1/2 x 1/8	0.36	2360	2.300	4.25
	+ 73	L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.500	1.80
	Droit { aJ, pJ cJ, nJ eJ, lJ gJ, jJ }	+ 0	L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.500
+ 874		L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.500	1.80
+ 1346		L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.500	1.80
+ 1528		L1 x 1 x 1/8	0.23	3100	1.500	1.80

5 - Calcul des poteaux

- Hauteur du poteau = 4.5 m
- Ecartement des poteaux = 5 m
- $P = q C_c C_g C_p$

$$= 16.47 C_p$$

$$C_p = 0.7$$

$$P = 11.5 \text{ kg/m}^2$$

Deux combinaisons de charges sont à considérer :

- (1) D seulement
- (2) D + Q

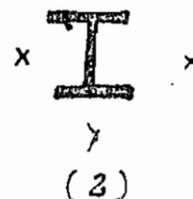
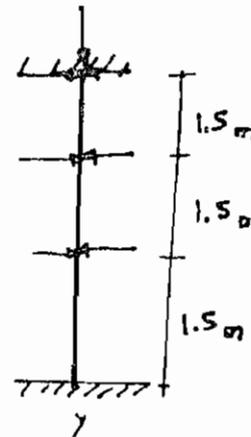
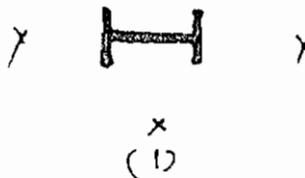
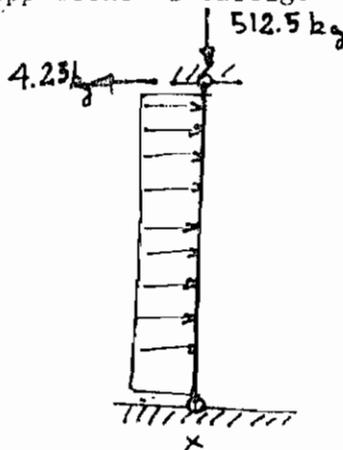
Le calcul du treillis nous a déjà donné les réactions qui s'appliquent aux poteaux dans les deux cas.

Dans le premier cas de chargement la colonne est soumise à l'action d'une force axiale de compression :  $C_f = 600 \text{ kg}$

Dans le deuxième cas de chargement, nous avons deux sortes de sollicitations :

- une compression axiale :  $C_f = 512.5 \text{ kg}$
- une flexion simple causée par la pression du vent :  $11.5 \text{ kg/m}^2$

Le poteau reçoit en plus de ces efforts les réactions due aux lisses qui supportent le bardage métallique.



Calcul des sollicitations :

$$M_{fx} = ?$$

- La charge horizontale (4.25 kg) donne un diagramme de moment triangulaire avec comme maximum et minimum :

4.25 X L au sommet du poteau

0 au sommet du poteau

- La charge de vent donne un diagramme parabolique avec un maximum au point milieu de la colonne égale à  $\frac{WL^2}{8}$

où  $W = P \times$  distance entre poteaux

avec  $P = 11.5 \text{ kg/m}^2$

distance entre poteaux = 5m

donc,  $W = 11.5 \times 5$

$= 57.5 \text{ kg/m}$

Calcul du moment maximum sous l'action des charges D et Q

- Le moment est donné par l'équation :

$$(1) M_{(x)} = W \frac{L}{2} x - \frac{Wx^2}{2} - 4.25 x$$

$$= \left[ \frac{W}{2} (L - x) - 4.25 \right] x$$

- Le moment maximum s'obtient en dérivant l'équation (1) :

$$\frac{dM_{(x)}}{dx} = 0$$

$$= \frac{WL}{2} - Wx - 4.25 = 0$$

$$d'où x = \frac{L}{2} - \frac{4.25}{W}$$

$$= \frac{4.5}{2} - \frac{4.25}{57.5}$$

$$= 2.176$$

Pour  $x = 2.176 \text{ m}$ ,

$$M(x) = 136.14 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$M_{fy} = 0$$

Charge de design :

$$M_{fx} = 136.4 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

$$= 1 \text{ Kip} \cdot \text{p}_i$$

$$= 12 \text{ Kip} \cdot \text{P}_o$$

$$C_f = 512 \text{ kg}$$

$$= 1.13 \text{ Kip}$$

Choix du profilé :

$$W 4 \times 13 \text{ g } 40 - 21 \text{ } 33 \text{ W}$$

$$A = 3.82 \text{ in}^2$$

$$I_x = 11.3 \text{ in}^4$$

$$I_y = 3.76 \text{ in}^4$$

$$Z_x = 6.27 \text{ in}^3$$

$$S_x = 5.43$$

$$S_y = 1.85 \text{ in}^3$$

$$r_x = 1.72 \text{ in}$$

$$r_y = 0.99 \text{ in}$$

Classe du profilé :

$$b = 4 \text{ in}$$

$$t = 0.345 \text{ in}$$

$$\frac{54}{\sqrt{33}} = 8.4$$

$$\frac{b}{2t} = 5.797 < \frac{54}{\sqrt{F_y}}$$

$$\frac{420}{\sqrt{33}} = 73.113$$

$$\frac{h}{W} = 12.4 < \frac{420}{\sqrt{F_y}}$$

La section est donc de classe 1.

• Degré d'élançement

De déplacement latéral est permis dans les 2 sens parce que la liaison à cet endroit n'est pas rigide.

- Dans le cas (1), le S16.1 donne  $k_y = 1.0$  (Cf appendice B, Fig. B1)

$$r_y = 0.99 \text{ in}$$

$$L = 14.76 \text{ in}$$

$$= 177.2$$

• 
$$\frac{K L}{r_y} = 179$$

- Dans le cas (2) étant donné que les liaisons entre poteau et lisses seront du type simple, on calcule le degré d'élançement de chaque portion située entre deux appuis intermédiaire et on choisit le plus grand.

Les sections étant d'égales longueurs (1.5 m) le K étant le même,  $K = 1.0$  le degré d'élançement est alors :

$$\frac{K \times L}{r_x} = \frac{1.0 \times 1.5 \times 39.4}{1.79}$$

$$= 34.4$$

Vérification de la section :

i/ Rupture par déformations plastiques.....S16.1 § 13.8.2. (b)

$$\frac{C_f}{C_r} + 0.85 \frac{M_{fx}}{M_{rx}} + \frac{0.60 M_{fy}}{M_{ry}} \leq 1.0$$

•  $C_r = \phi A F_y$

$$= 0.3 \times 3.82 \times 33$$

$$= 113.45 \text{ Kip}$$

•  $M_{rx} = \phi Z_x F_y$

$$= 0.9 \times 6.27 \times 33$$

$$= 186.23 \text{ Kip} - P_o$$

$$C_f = 1.126 \text{ Kip}$$

$$M_{fx} = 12 \text{ Kip} - P_o$$

D'où

$$\frac{1.126}{113.45} + \frac{0.85 \times 12}{186.23} = 0.06 \leq 1.0$$

ii/ Rupture par instabilité.....S16.1 § 13.8.2 (c)

$$(c) \frac{C_f}{C_r} + \frac{W_x M_{fx}}{M_{rx} \left( 1 - \frac{C_f}{C_{ex}} \right)} + 0 \leq 1.0$$

•  $C_r = ?$ 

$$\lambda = \frac{KL}{r} \times 0.0107$$

$$\lambda = 179 \times 0.0107$$

$$\lambda = 1.915$$

$$1.0 < \lambda \leq 2.0,$$

$$C_r = \phi A F_y (-0.111 + 0.636 \lambda^{-1} + 0.087 \lambda^{-2})$$

$$= 27.87$$

•  $M_{rx} = ?$ 

$$M_u = \frac{S}{\omega} \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}$$

$$\omega = 1.0 \dots \dots \dots \text{S16.1 13.8.4 (a) (ii)}$$

$$S = 1.85 \text{ in}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{20\,000}{LD/AF}$$

$$L = 177.2 \text{ in}$$

$$d/AF = 2.97$$

$$\sigma_1 = \frac{20,000}{177.2 \times 2.97}$$

$$= 38.0$$

$$\sigma_2 = \frac{250\,000}{(L/r_t)^2}$$

$$r_t = \sqrt{\frac{I_t}{A_t}}$$

$$I_t = \frac{t \times b^3}{12}$$

$$= 1.92 \text{ in}^4$$

$$A_t = bt + \frac{1}{6} (d - 2t) W$$

$$= 1.56 \text{ in}^2$$

$$r_t = 1.1$$

$$\sigma_2 = 9.63$$

$$M_u = \frac{1.85}{1.0} \sqrt{(38.0)^2 + (9.63)^2}$$

$$= 75.52 \text{ Kip} - P_o$$

$$M_p = Z F_y$$

$$= 6.27 \times 33$$

$$= 206.91$$

$$M_u < \frac{2}{3} M_p$$

$$M_{rx} = \phi M_u$$

$$= 0.9 \times 72.52$$

$$= 65 \text{ Kip} - P_o$$

$$C_{ex} = 286\,000 A / (KL/r_x)^2$$

$$= 286\,000 \times 3.82 / (34.4)^2$$

$$= 923.23$$

On a finalement d'après la relation (c) :

$$\frac{1.126}{27.78} + \frac{1.0 \times 12}{75.52 \left(1 - \frac{1.126}{923.23}\right)} = 0.20 < 1.0$$

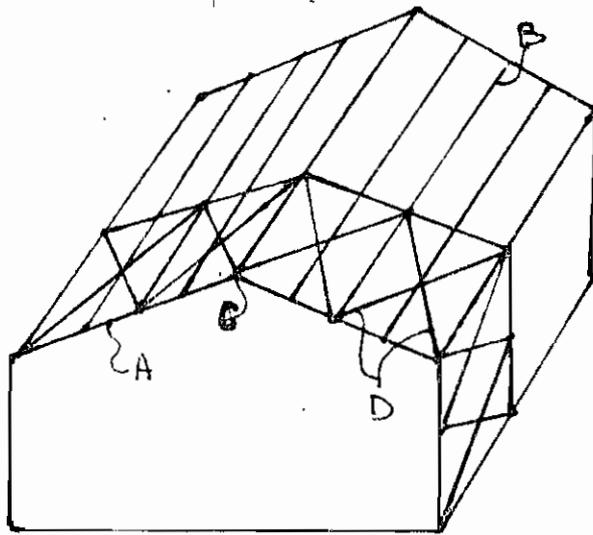
La section W 4 X 13 convient !

En observant les différentes vérifications (rigidité et stabilité), on serait tenté de croire qu'une section plus faible conviendrait. Cependant, il n'en est rien, car les normes imposent un degré d'élanement  $(KL/r)$  maximum égal à 200. Avec la section choisie, nous avons un  $\frac{KL}{r}$  de 179.

D'autre part, la W4 X 13 est la plus petite section que les catalogues donnent dans la série des W.

## 6 . Contreventements

En général on utilise des cornières ou des plats que l'on dispose en diagonale dans le plan de la toiture. Le plus souvent, les contreventements suivant rampant sont placés en croix de saint-André dans les travées extrêmes comme le montre la figure :

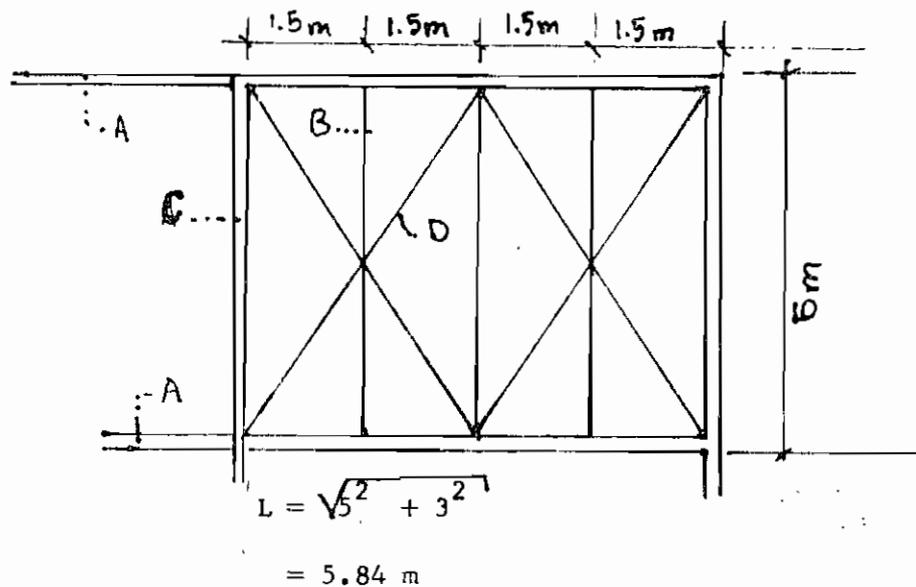


- A : Ferme
- B : Panne
- C : Faîtage
- D : contreventement

Le rôle des contreventements est d'assurer la stabilité de la bâtisse (sous l'action du vent), cependant les diagonales ne sont pas calculées pour résister à une quelconque contrainte. Ce qui guide le choix des sections c'est le degré d'éclancement des diagonales. En effet la limite suivante doit être respectée :

$$\frac{L}{r} \leq 300$$

Longueur des barres :

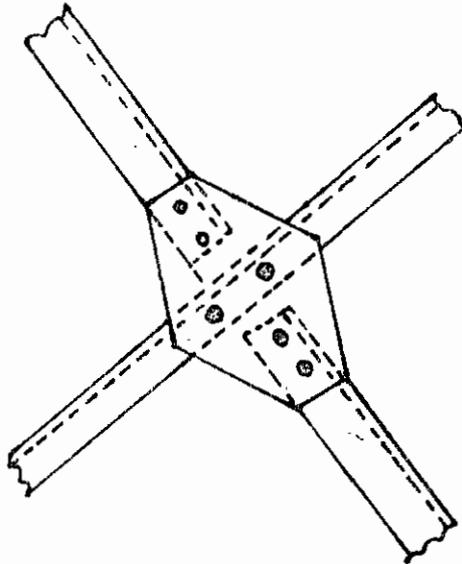


Les deux diagonales seront assemblées au point O grâce à une liaison rigide donc la longueur à considérer dans le calcul de  $L/r$  est :

$$\begin{aligned}L &= \frac{5.80}{2} \\ &= 2.92 \text{ m} \\ &= 115 P_o\end{aligned}$$

La section qui convient est :

$$L \ 1 \frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{2} \times 1/8 \quad \text{avec} \quad \frac{L}{r} = 244.68 \leq 300$$



Detail de connection des croix de St. André

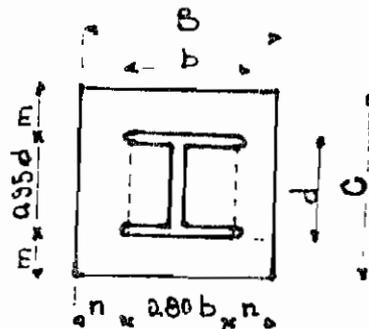
7 / FONDATION :.1 Base des poteaux :

La base des poteaux est une platine (surface plane) qui répartit les charges sur le massif de fondation. Celui-ci va comporter les boulons d'ancrage.

La surface d'appui du poteau est déterminée par la pression admissible sur le massif. Cette pression dépend du dosage du béton et de l'armature.

Calcul de la platine :

Le "CISC : Limit States Design Steel Manual" donne les formules suivantes (pages 4-118 et 4-119).



Aire de la platine :  $A = B \times C$

$$= \frac{Cf}{Br}$$

$Cf$  = charge de compression pondérée transmise par le poteau

$$= 512.5 \text{ kg}$$

$$= 1.126 \text{ Kip}$$

$Br = 0.85 \phi cF'c$  pour le béton

$\phi c = 0.63$  pour le béton

$tp$  = épaisseur de la platine

$$= \frac{2 Cf m^2}{BC \phi Fy} \quad \text{ou} \quad \frac{2 Cf n^2}{BC \phi Fy} \quad : \text{ si } n < m$$

$\phi = 0.90$  pour l'acier

Caractéristiques du poteau :

$$W 4 \times 13 \quad (b = 4Po \text{ et } d = 4.16 Po)$$

Aire de platine requise :

$$A = \frac{C_p}{B_r}$$

Pour les massifs de fondations,

$$F'_c \geq 1\ 000\ \text{lb/po}^2 \dots \dots \dots \text{GNB } \phi 9.15.2.3$$

$$\text{Prenons } F'_c = 1\ 000\ \text{lb/po}^2$$

$$= 1\ \text{Ksi}$$

$$B_r = 0.85 \times 0.63 \times 1$$

$$= 0.535$$

$$A = \frac{1.126}{0.535}$$

$$= 2.11\ \text{in}^2$$

Le profilé W4 X 13 a une aire supérieure à celle qui est calculée ( $3.82\ \text{in}^2$ ) donc une plaque d'assise n'est pas nécessaire théoriquement.

Mais pour permettre l'ancrage du poteau nous prendrons les dimensions suivantes :

$$m = 1\ \text{po}$$

$$n = 1\ \text{po}$$

$$B = 0.80b + 2n$$

$$= 5.2\ \text{po}$$

$$C = 0.95\ d + 2m$$

$$= 5.95\ \text{po}$$

$$\text{Prenons : } B = 6\ \text{po} \Rightarrow n = 1.40$$

$$C = 6\ \text{po} \Rightarrow m = 1.024$$

Epaisseur de la plaque :

$$t_p \leq \frac{1}{5}n$$

$$t_p = \frac{1.4}{5}$$

$$= 0.28\ \%$$

Pour la platine nous utiliserons le plat : P1.6 X 5/6

## 7.2 : Massif de fondation

En général le massif de fondation est exécuté par une entreprise autre que celle qui fournit l'ossature métallique. C'est pourquoi nous ne nous attarderons pas sur ce sujet dans la mesure où nous nous intéressons à la charpente métallique.

Cependant, dans le plan d'implantation de la bâtisse la position des poteaux, les niveaux d'arase et les différentes charges doivent être indiquées avec précisions.

Pour plus de détails sur les positions, on consultera le plan d'implantation. La charge transmise à la fondation se calcule comme suit :

Soit  $f$  la pression transmise à la fondation par la platine

dimension de la platine = 6" X 6"

$$A = 36 \text{ P}^2$$

$$C_f = 1.126 \text{ Kip}$$

$$f = \frac{C_f}{A}$$

$$= \frac{1.126}{36}$$

$$= 31.27 \text{ Psi}$$

On demandera alors à l'entreprise de maçonnerie de préparer des fondations en béton dont la résistance en compression à 28 jours est de 1 000 Psi. Le massif devra en outre supporter une pression, sous poteau, de 35 Psi avec précisions.

Pour plus de détails sur les positions, on consultera le plan d'implantation. La charge transmise à la fondation se calcule comme suit :

Soit  $f$  la pression transmise à la fondation par la platine

dimension de la platine = 6" X 6"

$$A = 36$$

$$A = 36 \text{ P}^2$$

$$C_f = 1.126 \text{ Kip}$$

$$f = \frac{C_f}{A}$$

$$= \frac{1.126}{36}$$

$$= 31.27 \text{ Psi}$$

On demandera alors à l'entreprise de maçonnerie de préparer des fondations en béton dont la résistance en compression à 28 jours est de 1000 Ksi. Le massif devra en outre supporter une pression, sous poteau, de 35 Ksi.

A titre indicatif, nous donnerons un exemple de calcul de massif

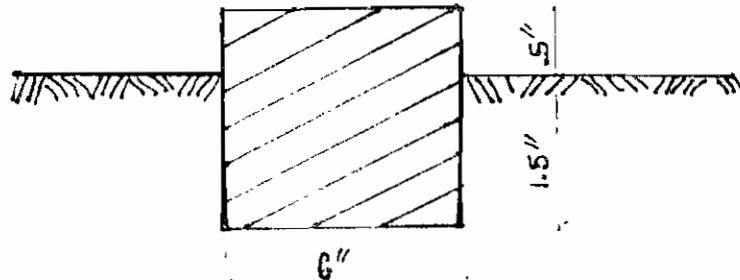
Soit  $q_a$  = pression admissible sur le sol.

On suppose que nous avons de l'argile ayant les caractéristiques suivantes

. Charge admissible =  $1 \text{ kg/cm}^2 = 14 \text{ lb/Po}^2$

. Densité =  $2\ 000 \text{ Kg/m}^3 = 124.85 \text{ lb/Pi}^3$

Hypothèses de départ :



Poids de l'argile enlevée :

$$\begin{aligned} 0.45 \times 0.15 \times 0.15 \times 2\ 000 &= 20.25 \text{ kg} \\ &= 44.55 \text{ lb} \end{aligned}$$

Pression de cette colonne d'argile :

$$\frac{44.55}{6 \times 6} = 1.24 \text{ Lb/Po}^2$$

Négligeons le poids du massif.

Pression admissible sur l'argile à 1.5  $P_i$  de profondeur ( $q_e$ )

$$\begin{aligned} q_e &= q_a - 1.24 \\ &= 14 - 1.24 \\ &= 12.76 \end{aligned}$$

École Polytechnique  
de Paris

Aire du massif de fondation :

$$A = \frac{P}{q_e}$$

$P$  = force exercée par le poteau sur le massif  
 = 512.5 kg + poids de la colonne

$$\begin{aligned} \text{Poids de la colonne} &= 13 \text{ Lb/P}_i \times 4.5 \text{ m} \times \frac{1}{0.3048} \\ &= 192 \text{ Lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} P &= 1. \quad 1127.5 \text{ Lb} + 192 \text{ Lb} \\ &= 1320 \text{ Lb} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} A &= \frac{1320}{12.76} \\ &= 103.45 \text{ Po}^2 \end{aligned}$$

On peut alors prendre :  
 $a = b = 10.5 \text{ Po}$

Vérification :

Pression sur le sol à  $1.5 \text{ P}_i$  de profondeur :

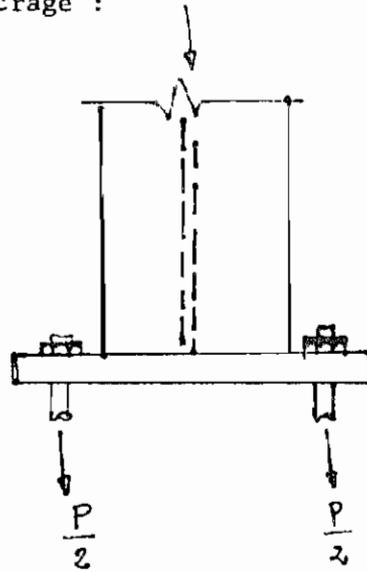
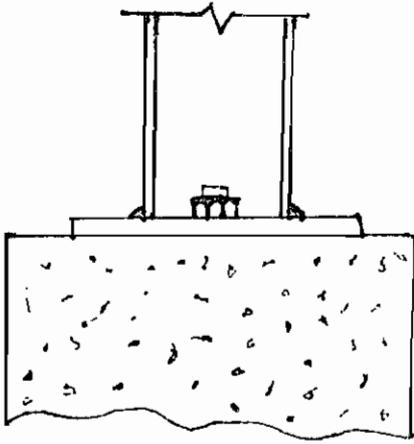
$$\begin{aligned} q_e &= \frac{P}{A} - \left[ \frac{10.5^2}{144} \times 1.5 \times 124.85 + 150 \times \frac{10.5^2}{144} \times 2 \right] \\ &= 135 / \text{Lb/P}_i^2 \\ &= 9.38 \text{ Lb/Po} < 12.76 \quad \text{Ok !} \end{aligned}$$

Le massif de fondation a les dimensions suivantes :

$$a = b = 10.5 \text{ Po}$$

$$h = 2 \text{ P}_i$$

Boulons d'ancrage :



Chaque boulon doit résister à l'effort

$$\frac{P}{2} = \frac{1.32}{2}$$

$$= 0.66 \text{ Kip}$$

$$T_r = 0.75 \phi n A_b F_u \dots \dots \dots \text{S16.1 } \frac{3}{8} \text{ 13.11.12}$$

$$\phi = 0.67$$

$$n = 2$$

$$F_u = 120 \text{ Ksi}$$

$$A_b = \frac{1.32}{0.75 \times 0.67 \times 2 \times 120}$$

$$= 0.0109$$

On peut prendre un boulon A 325  $D = \frac{1}{2}$  Po

8 - Laisons

8.1 : Calcul des cordons de soudure des joints du treillis :

a/ Éléments en traction

i - Montants et diagonales

. Cornière L 1 X 1 X 1/8 G 40.21 - 33 W

$$\begin{aligned} P = Tr &= \phi A_n F_y \\ &= 0.9 \times 0.23 \times 33 \\ &= 6.8 \text{ Kip} \end{aligned}$$

Soudure nécessaire :

$$\begin{aligned} E 60 \text{ X X}, F_{ymin} &= 0.5357 \times u \\ &= 0.5357 \times 60 \\ &= 32.14 \text{ Ksi} < 33 \text{ Ksi} \\ \text{d'où } v_n &= 1.19 \text{ K/Po par } 1/16'' \end{aligned}$$

Pour les cornières,  $a \leq 0.75e$

$$\begin{aligned} a_{\max} &= 0.75 \times \frac{1}{8} \\ &= \frac{1.5}{16} \end{aligned}$$

Longueur totale du cordon

$$\begin{aligned} L &= \frac{6.8}{1.19 \times 1.5} \\ &= 3.81 \text{ Po} \end{aligned}$$

Posons  $L_3 = 1 \text{ Po}$

$$\begin{aligned} \text{On a,} \\ L_1 &= L \frac{b_2}{b_1 + b_2} - \frac{L_3}{2} \\ &= 3.8 \frac{0.7}{1} - \frac{1}{2} \end{aligned}$$

$$= 1.1 \text{ Po}$$

$$= 5.6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0.6 \text{ Po}$$

$$= 1.5 \text{ cm}$$

Conclusion :

Cornière L 1 X 1 X 1/8 en traction :

$$Tr = 6.8 \text{ Kips}$$

$$L_1 = 5.6 \text{ cm}$$

$$L_2 = 1.5 \text{ cm}$$

$$L_3 = 2.5 \text{ cm}$$

$$a = 0.24 \text{ cm}$$

ii/ Entrait :

L'entrait étant fait d'une seule pièce, les cordons de soudure sont calculés en faisant la différence des deux forces axiales qui agissent de part et d'autre du joint.

Pour rendre le travail du soudeur plus facile, nous allons calculer le cas le plus défavorable et le généraliser.

La plus grande différence enregistrée est 874 kg (joint 3)

$$P = 874 \text{ kg}$$

$$= 1.92 \text{ Kip}$$

Soudure nécessaire :

$$E60 \text{ XX}, F_{ymin} = 32.14 \text{ Ksi} \quad 33 \text{ Ksi}$$

$$\text{D'où } 0.75e \text{ prenons } a_{max} = \frac{1}{16} \text{ Po}$$

Longueur totale du cordon :

$$L_c = \frac{1.92}{1.19} = 1.62 \text{ Po}$$

$$L_1 = \frac{1.62 \times 0.7}{1} = 1.1 \text{ Po} = 2.9 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0.52 \text{ Po}$$

$$= 1.3 \text{ cm}$$

Pour chaque joint de l'entrait on prendra :

$$L_1 = 2.9 \text{ cm}$$

$$L_2 = 1.3 \text{ cm}$$

$$a = 0.16 \text{ cm}$$

Rappelons que l'entrait est une cornière L 1 X 1 X 1/8

b/ Eléments en compression

. Cornière L 1 X 1 X 1/8

$$\text{barres bc et on} : cr = 2.22 \text{ Kips}$$

$$\text{barres de et lm} : cr = 1.90 \text{ kip}$$

$$\text{barres fg et jk} : cr = 1.65 \text{ Kip}$$

$$\text{barres Ka et pI} : cr = 2.64 \text{ Kips}$$

Soudure nécessaire :

$$E 60 \text{ XX } F_{ymin} = 32.14 \text{ Ksi par } \frac{1}{16}''$$

$$a_{max} = \frac{1.5}{16} \text{ prenons } a = 1 \text{ Po}$$

Longueur total du cordon :

$$\text{- Barres bc et on} : L = \frac{2.22}{1.19} = 1.9 \text{ Po}$$

$$L_3 = 1 \text{ Po}$$

$$L_1 = 1.9 \times 0.7 - 0.5$$

$$= 0.8 \text{ Po}$$

$$= 2.1 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0.1 \text{ Po}$$

$$= 0.3 \text{ cm}$$

b/ Eléments de compression

• Cornière L 1 X 1 X 1/8

barres bc et on :  $C_n = 2.22$  Kips

barres de et lm :  $C_n = 1.90$  Kip

barres fg et jk :  $C_r = 1.65$  Kip

barres K<sub>a</sub> et pI :  $C_r = 2.64$  Kips

Soudure nécessaire :

E 60 XX,  $F_{ymin} = 32.14$  Ksi < 33 Ksi

d'où  $v_r = 1.19$  K/Po par  $\frac{1}{16}$

$a_{max} = \frac{1.5}{16}$  prenons  $a = 1$  Po

Longueur totale du cordon :

- barres bc et on :  $L = \frac{2.22}{1.19} = 1.9$  Po

$L_3 = 1$  Po

$L_1 = 1.9 \times 0.7 - 0.5$

= 0.8 Po

= 2.1 cm

$L_2 = 0.1$  Po

= 0.3 cm

$$\text{- Barres de et lm : } L = \frac{1.9}{1.19} = 1.6 \text{ Po}$$

$$\begin{aligned} L_3 &= 1 \text{ Po} \\ &= 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= 1.6 \times 0.7 - 0.5 \\ &= 0.6 \text{ Po} \\ &= 1.6 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_2 = 0$$

$$\text{- Barres fg et jk : } L = \frac{1.65}{1.19} = 1.4 \text{ Po}$$

$$\begin{aligned} L_3 &= 1 \text{ Po} \\ &= 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= 0.4 \text{ Po} \\ &= 1 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$L_2 = 0$$

$$\text{- Barres Ka et pI : } L = \frac{2.64}{1.19} = 2.2 \text{ Po}$$

$$L_3 = 1 \text{ Po}$$

$$\begin{aligned} L_1 &= 2.2 \times 0.7 - 0.5 \\ &= 1 \text{ Po} = 2.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_3 &= 0.2 \text{ Po} \\ &= 0.5 \text{ cm} \end{aligned}$$

• Cornières  $1 \frac{1}{2} \times 1 \frac{1}{2} \times \frac{1}{8}$

- Diagonales gh et ij :  $C_r = 3.69$  Kips

Soudure nécessaire :

E 60 XX,  $F_{ymin} = 32.14$  Ksi 33 Ksi

d'où  $v_r = 1.19$  K/Po par  $\frac{1}{16}$  "

$$a_{max} = \frac{1.5}{16}$$

Longueur totale du cordon :

$$L = \frac{3.69}{1.19 \times 1.5} = 2.07 \text{ Po}$$

$$L_3 = 1.5$$

$$L_1 = \frac{2.07 \times 1.08}{1.5} = 0.75$$

$$= 2.07 - 1.5$$

$$= 1.06 \text{ Po}$$

$$= 1.5 \text{ cm}$$

• Arbalétrier

membrane Ab

$$P = 700.5 \text{ kg}$$

$$= 1.54 \text{ Kips}$$

$$a_{max} = \frac{1}{16} "$$

Longueur de la soudure =  $\frac{1.54}{1.19} = 130$  Po

$$L_3 = 0$$

$$L_1 = \frac{1.3 \times 1.08}{1.5} = 0.94 \text{ Po} = 2.4 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0.36 \text{ Po} = 0.9 \text{ cm}$$

### Faitage

$$P = Cr = 6.7 \text{ Kips}$$

$$a_{\max} = \frac{1.5}{16} \text{ ''}$$

$$L_{\text{tot}} = \frac{6.7}{1.19 \times 1.5} = 3.64 \text{ Po}$$

$$L_3 = 1.5 \text{ Po}$$

$$L_1 = 1.87 \text{ Po} = 4.7 \text{ cm}$$

$$L_2 = 0.3 \text{ Po} = 0.8 \text{ cm}$$

### 8 -2 Liason platine-poteau

La soudure de la platine doit résister aux efforts suivants :

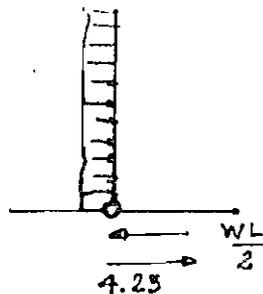
$$W = 57.5 \text{ kg/m}$$

$$\frac{WL}{2} = 129.375 \text{ kg}$$

$$R_x = 129.375 - 4.25$$

$$= 125.125 \text{ kg}$$

$$= 0.275 \text{ Kip}$$



Soudure nécessaire :

$$E 60 \text{ XX} \quad , \quad F_{y\min} = 32.14 \text{ Ksi} \quad 33 \text{ Ksi}$$

$$\text{D'où } V_r = 1.19 \text{ K/Po par } \frac{1}{16} \text{ ''}$$

La soudure se faisant par deux cordons de soudure latérale, nous devons avoir :  $L \geq d$

$$d = 4.16 \text{ Po}$$

La longueur de soudure de chaque côté du poteau sera :

$$L = 4 \text{ Po}$$

On peut prendre  $a = \frac{1}{16} \text{ Po}$

### 8 -3 Liaison poteau-ferme :

La rotule sera réalisée par deux plaques d'assises, l'une soudée au treillis et l'autre à la tête du poteau. Ces plaques seront liées par deux boulons.

Sollicitation des boulons :

Les boulons sont soumis à la traction

$$Tr = 0.75 \phi n A_b F_u \dots \dots \dots S16.1 \text{ } \S 13.11.2$$

$$n = 2$$

$$\phi = 0.67$$

$$F_u = 120 \text{ Ksi}$$

Aire requise :

$$A_b = \frac{0.600 \times 2.2}{0.75 \times 0.67 \times 2 \times 120}$$

$$= 0.010 \text{ Po}$$

Nous allons prendre le A 307 : D = 1/4 Po

Vérification

$$Tr = 0.75 \times 0.67 \times 2 \times 0.25 \times 120$$

$$= 30.15 \text{ Kips}$$

$$Tr > 1.32 \text{ Kip}$$

Dimensions des plaques d'assises :

Clause 21.8 du S16.1 donne pour notre cas

$$e \geq 1.5 D = 0.375 \text{ Po}$$

Prenons pour le poteau une plaque de 4 X 4 X 1/4 Po

Voir CNB § 9.17.3.4

Prenons la même plaque pour le treillis

Cherchons :

$$Br = \phi t n e F_u \leq 3 \phi t d n F_u$$

$$\text{ou } e F_u \leq 3 d F_u$$

$$\text{Diamètre du trou} = \frac{1}{4} + \frac{1}{16} + \frac{1}{16} = \frac{3}{8} \text{ Po}$$

$$e = (4 - 3/8) \times \frac{1}{2}$$

$$= 1.8 \text{ Po}$$

Pour la plaque :  $F_u = 53 \text{ Kip/Po}^2$

Pour le boulon :  $F_u = 120 \text{ Kip/Po}^2$

$$e\bar{F}_u = 1.8 \times 53 = 95.4$$

$$3d F_u = 3 \times 0.25 \times 120 = 90$$

Pour un boulon A 325  $D = \frac{1}{2} \text{ Po}$

$$F_u = 120$$

$$d = 0.5$$

$$\text{Diamètre du trou} = \frac{1}{2} + \frac{1}{16} + \frac{1}{16} = \frac{5}{8} \text{ Po}$$

$$e = (4 - \frac{5}{8}) \times \frac{1}{2}$$

$$= 1.68 \text{ Po}$$

$$3d F_u = 3 \times 0.5 \times 120 = 180$$

$$eF_u = 1.68 \times 53 = 89.04$$

Conclusion :

Dimension de la plaque :  $4 \times 4 \times 1/4$

Dimension des boulons : A325  $D = 1/2 \text{ Po}$

## V - EVALUATION DES PRIX

Nous ferons les calculs sur les 2 bases suivantes :

- i/ Prix du mètre carré de charpente = 25 000 F CFA  
cette source nous vient de l'ONGAD
- ii/ Prix du kilogramme de charpente = 450 F CFA  
cette source est moins officielle, cependant nous allons la considérer.

### i/ Evaluation à partir de la surface :

Rappel des dimensions de la bâtisse :

Largeur = 12 m  
Hauteur libre = 4.5 m  
Hauteur totale = 6 m  
Longueur 20 à 35 m

Nous allons faire les calculs pour une longueur de 20 m

Surface de la bâtisse

$$\begin{aligned} S &= 12 \times 20 \\ &= 240 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Prix} &= 25\ 000 \times 240 \\ &= 6\ 000\ 000 \text{ F CFA} \end{aligned}$$

### ii/ Evaluation à partir du poids de la charpente :

Poids de la charpente :

Ferme = 75 kg  
2 poteau = 180 kg  
10 pannes = 90 Kg  
8 lisses = 72 kg  
Bardage  
55 m<sup>2</sup> = 440 kg

Couverture

$$60.24 \text{ m}^2 = 485 \text{ kg}$$

$$\begin{array}{r} \text{Total} : 1242 \\ \quad \times 4 \\ \hline 5368 \end{array}$$

$$\begin{array}{r} 2 \text{ poteaux} + 180 \\ \hline 5550 \text{ kg} \end{array}$$

$$\begin{aligned} \text{Prix} &= 5\ 550 \times 450 \\ &= 2\ 497\ 500 \end{aligned}$$

Disons 2 500 000 frs CFA

La deuxième méthode n'inclut pas le coût de la maçonnerie. En plus le remplissage est souvent en agglos et non en bardage métallique.

La première méthode donne, certainement une valeur plus proche de la réalité si l'on veut inclure dans le prix le coût de la maçonnerie.

## VI - CONCLUSION

Dans cette étude nous avons essayé de considérer tous les éléments qui doivent entrer en ligne de compte de la construction d'une bâtisse. Cependant il y a des détails qui n'apparaissent que pendant la période d'érection. Il nous est donc difficile de les cerner. Nous avons tenté d'uniformer aux maximum tous les éléments qui entrent en ligne de compte (cornières, soudures, goussets, etc...) pour faciliter la fabrication en série. Cependant les contraintes imposées par les codes ne nous ont pas toujours permis d'atteindre ces objectifs.

À la fin de cette étude, quelques remarques s'imposent :

- Il serait beaucoup plus pratique de considérer des encastremements au niveau des liaisons fermes-poteaux au lieu d'appuis simples qui posent des problèmes pratiques. L'encastrement des fermes sur poteau est beaucoup plus facile à réaliser. Le seul inconvénient se situe au niveau du calcul des réactions d'appuis.
- Les charpentes que l'on rencontre dans le pays sont en général beaucoup plus lourdes par exemple on trouve des doubles cornières pour des bâtisses plus petites que celle que nous avons dimensionner. Il serait intéressant de comparer les normes françaises qui sont utilisées au Sénégal aux normes canadiennes.
- La légèreté de la charpente montre qu'il y a avantage à faire des études sur les treillis fait en tubes ou en tôle mince formée à froid.

Pour la fabrication en série, il ne se posera pas de difficultés pour varier les dimensions (surtout la largeur). Les cornières choisies étant les plus petites, on peut faire des bâtisses de 8 m, 10 m ou même 15 m de largeur sans faire des retouches importantes aux calculs.

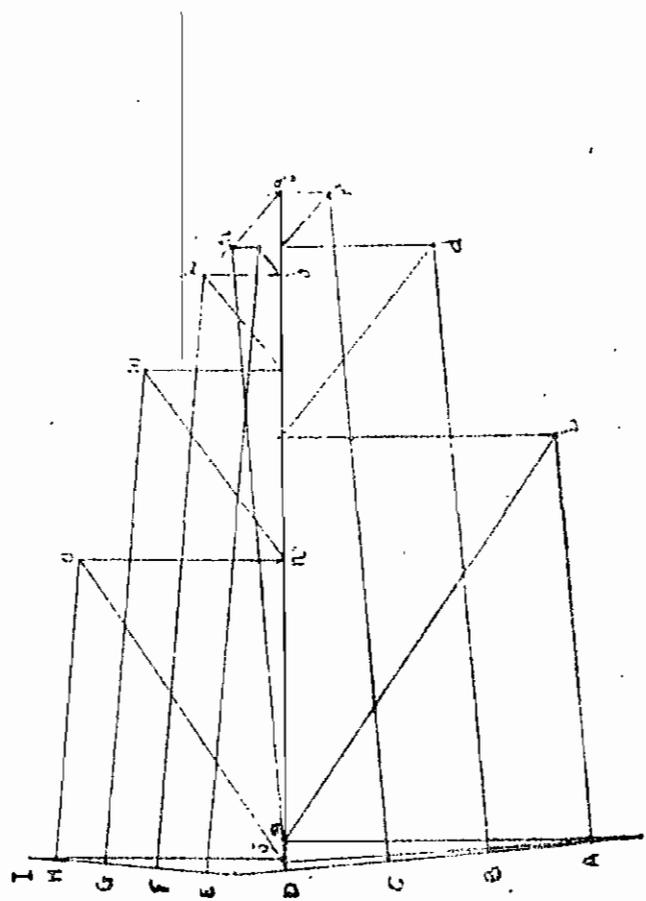
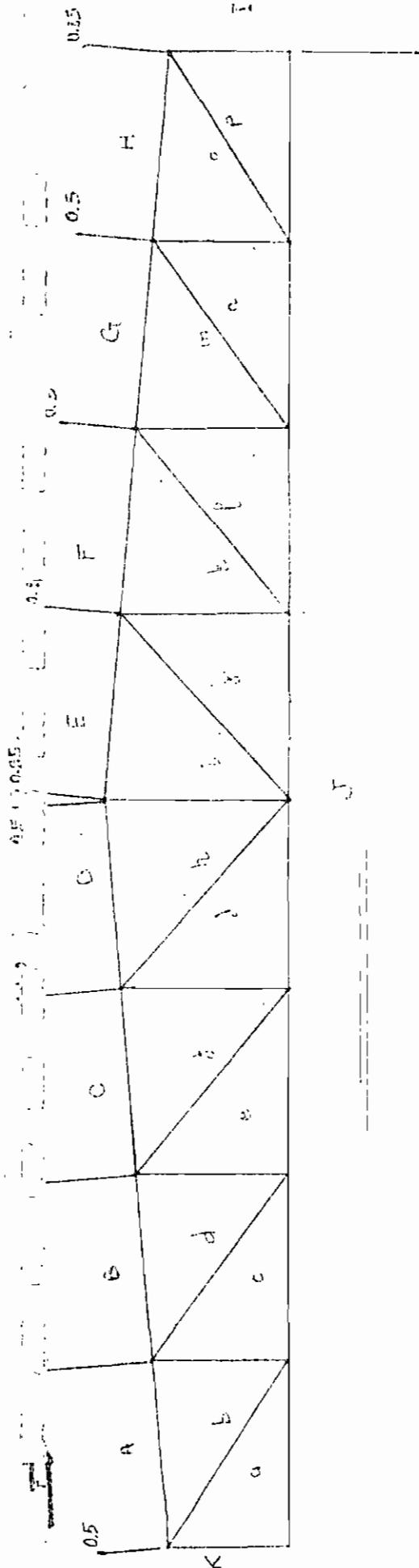
© 1983 Polytechnique  
de Montréal

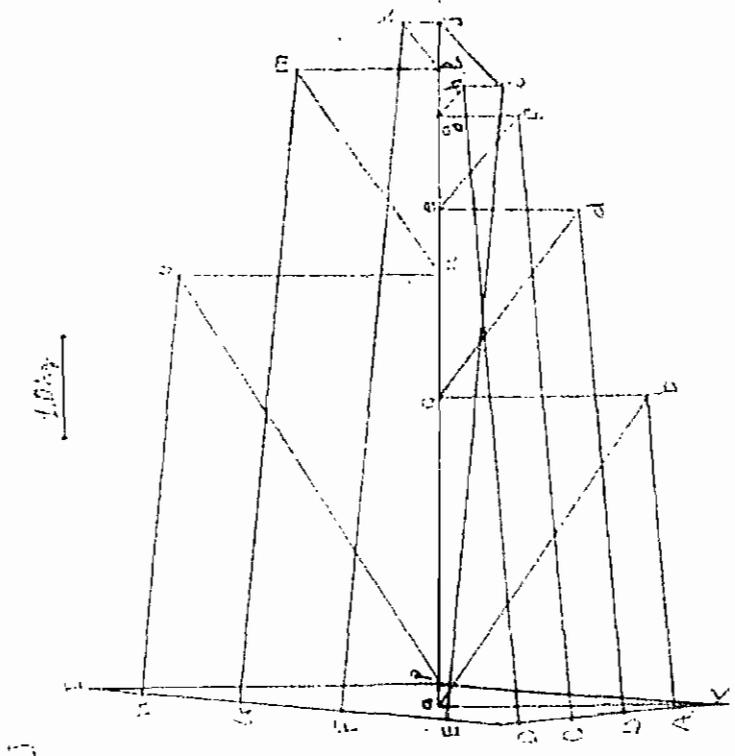
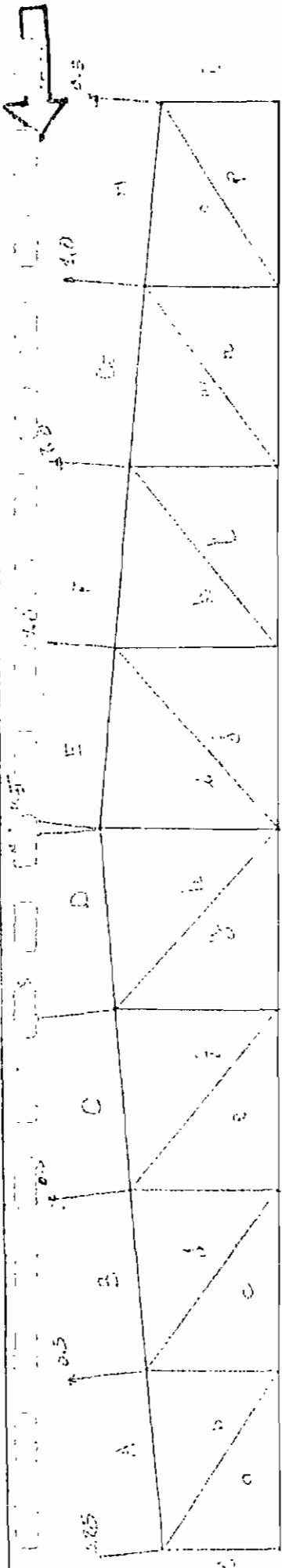
VII - ANNEXES

Tableau de déformations et de déplacements virtuels (GÉOMÉTRIE)

Barre	effort (kg)
Ka	-4.00
Ab	-4.65
ba	+5.60
aJ	0
bc	-3.15
Bd	-7.10
dc	+3.15
cJ	+4.65
de	-1.90
Cj	-2.05
je	+1.25
eJ	+7.10
Jg	-0.85
Dh	-7.95
hg	-0.20
gJ	+8.05
ih	+0.10

Barre	effort (kg)
Ei	-7.95
ij	-0.20
jJ	+8.05
jk	-0.85
Fk	-8.05
kl	-1.25
lJ	+7.10
lm	-1.90
Gm	-7.10
ma	+3.15
nJ	+4.65
no	-3.15
Ho	-4.65
op	+5.60
pJ	0.00
pI	-4.00





J

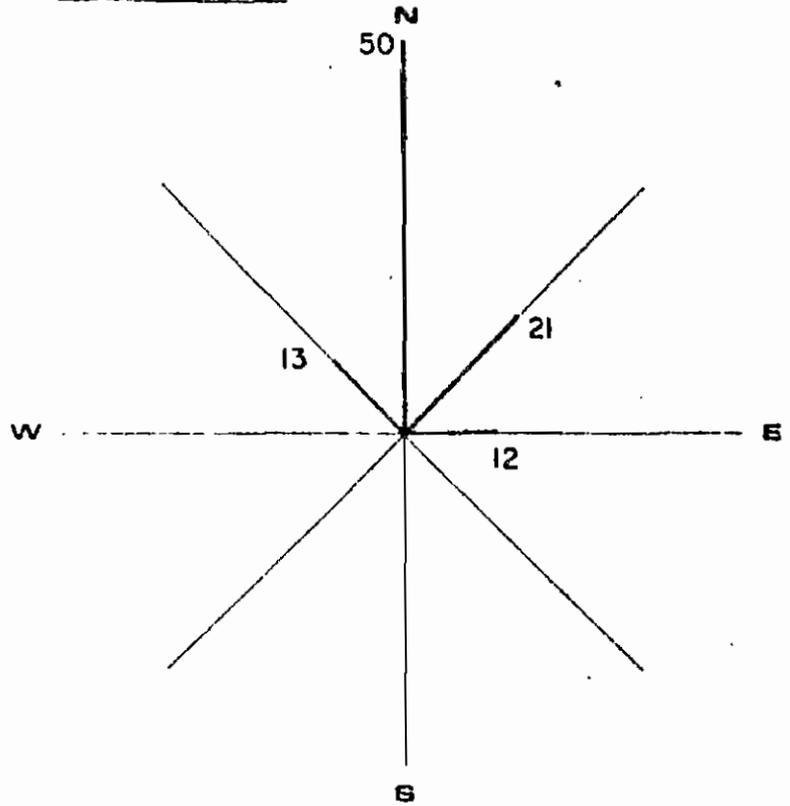
Tableau de la barre de la machine

Barre	Vent de droite (kg)	Vent de gauche (kg)
Ka	2.60	3.50
Ab	3.15	3.95
ba	3.70	4.80
aJ	0.20	0.20
bc	2.05	2.65
Bd	5.05	5.95
dc	2.30	2.40
eJ	2.90	4.15
de	1.35	1.50
Cf	6.50	6.50
je	1.20	0.70
eJ	4.65	5.95
jg	0.80	0.50
Dh	6.30	6.10
hg	0.40	0.70
gJ	5.55	6.50
ih	0.40	0.85

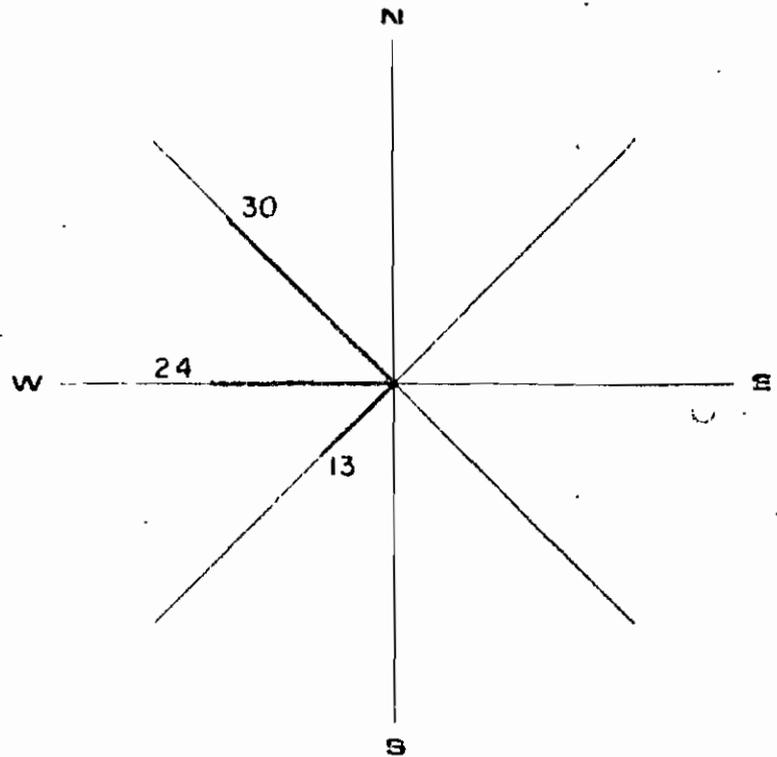
Barre	Vent de droite (kg)	Vent de gauche (kg)
Ei	6.20	6.15
ij	0.85	0.30
Jj	6.40	5.80
jk	0.35	0.75
Fk	6.70	5.80
kl	0.55	1.20
LJ	6.00	4.75
Lm	1.40	1.30
Gm	6.15	4.85
mn	2.45	2.30
nJ	3.95	2.90
no	2.55	2.00
Ho	4.10	2.90
op	4.70	3.55
pJ	0.00	0.00
pI	3.45	2.50

DIRECTION DES VENTS

SAISON SECHE



SAISON DES PLUIES



en % de fréquence

1cm pour 10 %

REFERENCES

1. Techniques de l'ingénieur  
C-2 : Béton  
Construction métallique
2. LINTON E. GRINTER  
Elementary Structural Analyse And Design  
Steel 1, Fimber and Reinforced Concrete  
MacMillan Company, New-York  
Second Edition
3. E.H. GAYLORD, Jr - G.N. GAYLORD  
Design of Steel Structures  
Mac Graw-Hill  
Second Edition
4. CICS  
Limit States Design Steel Manual
5. R.M. SCHUSTER  
Cold Formed Steel. Design Manual
6. Mc Gruire
7. PIERRE SIBILLE
  - . Constructions métalliques I N° 1 413  
EPM
  - . Constructions métalliques I N° 1413  
Application à la norme S16.1 - 1974  
EPM
8. A. GUERRIN  
Traité de béton armé T3  
Les fondations  
DUNOD