

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

7/95

وزارة التربية الوطنية
MINISTERE DE L'EDUCATION NATIONALE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT *Genie Civil*

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

*Calcul et conception d'une salle
omnisport en charpente métallique sur
des appuis en béton armé.*

5 PLANCHES

Proposé par :

CTC

Etudié par :

BRAHIMI Soud
BOUHOUCHE Hassina

Dirigé par :

L. LEFKI

PROMOTION
Juin 1995

Dédicaces

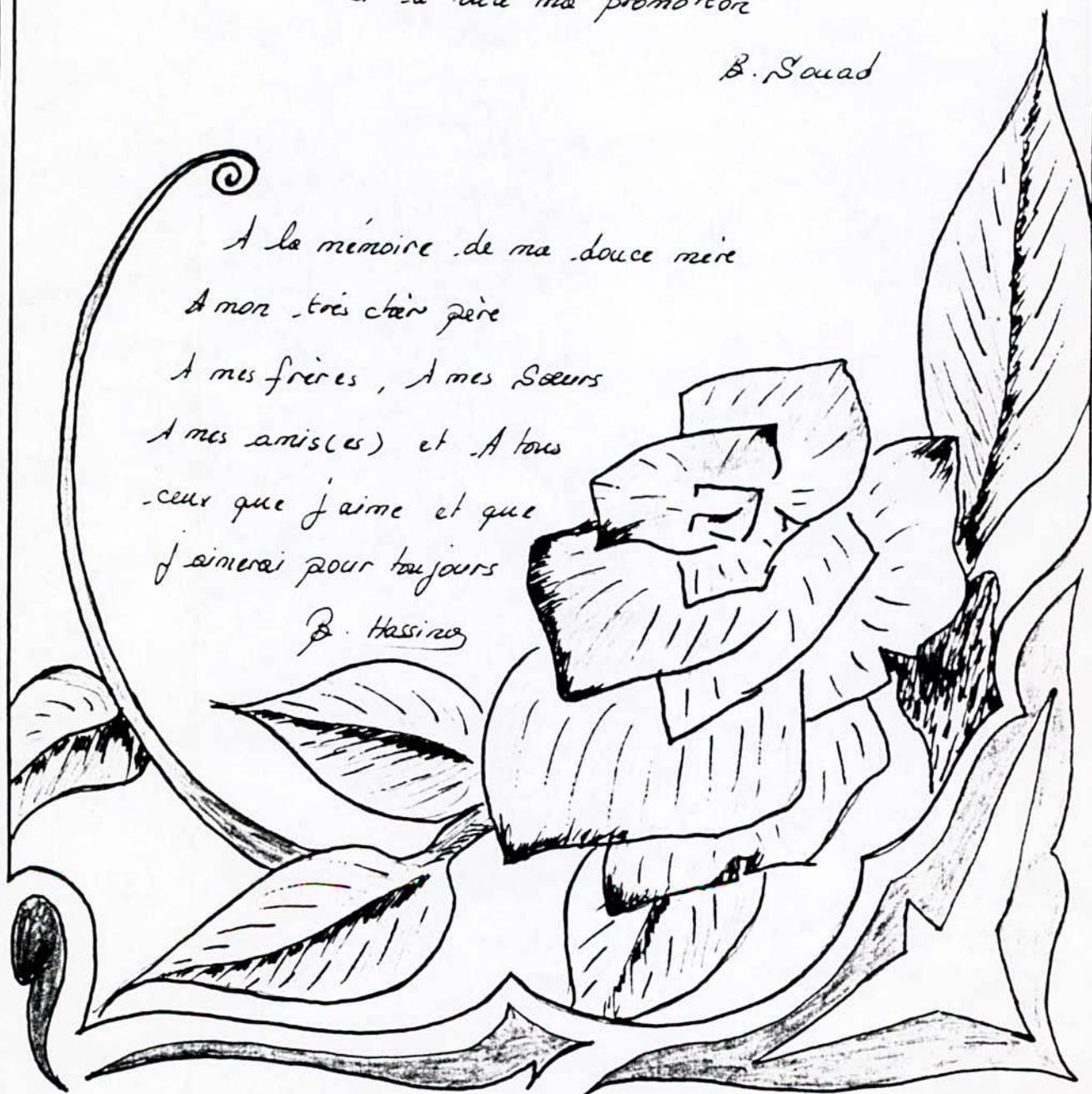
المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

A la mémoire de mon très cher père
A ma formidable mère
A mes frères Ali - Djamel - Mourad
A mes Sœurs Rabia - Djatida - Khadidja
A toute ma famille, A tous mes amis(es)
en particulier - Soumia - Farida - Nore
et à toute ma promotion

B. Souad

A la mémoire de ma douce mère
A mon très cher père
A mes frères, A mes Sœurs
A mes amis(es) et A tous
ceux que j'aime et que
j'aimerai pour toujours

B. Hassina



Remerciements

Nous tenons tout d'abord à exprimer notre profonde reconnaissance envers notre promoteur Monsieur L. LEFKI enseignant à l'école nationale polytechnique d'Alger pour sa disponibilité et son aide très précieuse.

Nous remercions vivement les membres du jury:

- Mr BOUTEMEUR président de jury.
- Mr BAIDOU Examineur.

qui ont bien voulu ^{nous} honorer de leur présence et apprécier ce modeste travail.

Nous exprimons notre gratitude à Mr Y. OUROUA de CNIC et Mr AKACEM de CTC.

Nous tenons également à remercier:

- Mr YOUNSI de SEPWIB à Blida.
- Mr S. BOUHOUCHE pour ses encouragements.

Ainsi que notre amie Nawal pour son aide.

Enfin, nous exprimons nos remerciements à nos professeurs et à tous ceux qui, de près ou de loin, ont contribué à la réalisation de ce mémoire.

Ministere de l'enseignement superieur

Ecole Nationale Polytechnique.

Departement de Genie Civil.

Promoteur :L. LEFKI.

Elèves ingenieurs : H. BOUHOUCHE

S. BRAHIMI

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
المكتبة - BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

الموضوع : دراسة وحساب منشأة من الهياكل المعدنية لقاعدة
متعددة الرياضات تستند على أعمدة من الحراسنة المسلحة

الملخص : تهدف هذه الدراسة إلى حساب أولي لقاعدة متعددة الرياضات
ومراجعة مقاومتها وتوازنها، هذا التوازن يكون بواسطة

- مقومات عمودية : "مقص"
- مقومات أفقية : "تجويف"

Sujet: Etude et conception d'une salle Omnisport en charpente metallique sur
des appuis en béton armé.

Résumé: Le present projet a pour objectif le predimensionnement et la
verification de la resistance et de la stabilité d'une salle Omnisport contreventée:

- Par des caissons secondaires (contreventement horizontal).
- Par des ciseaux (contreventement vertical).

Subject: Study and conception of Omnisport room steel constructional work
on rest of reinforced concrete.

Abstract: The aim of present project is the desion and verification of the
resistance and the stability of Omnisport-room braced.

- by secondary caisson (horizontal brace).
- by lazy-tongs (vertical brace).

Sommaire



Chap I	présentation de l'ouvrage
Chap II	Matériaux
Chap III	Détermination des surcharges climatiques.
Chap IV	Dimensionnement des éléments secondaires.
Chap V	Etude au siesme.
Chap VI	Contreventement et stabilité.
Chap VII	Dimensionnement et vérification des éléments à treillis.
Chap VIII	Les assemblages.
Chap IX	Etude des poteaux.
Chap X	Etude des fondations.
Conclusion.	
Annexes	
Annexe A	STAP(predimensionnement des elements secondaires).
Annexe B	SAP 90(dimensionnement et verification).
Annexe C	Dimensionnement de la semelle.

Sujet

Calcul et Conception D'une Salle Omnisport en Charpente
métallique Sur Des appuis en béton Armé.

Chap I

Présentation de l'ouvrage

I-1 introduction:

Bien que le fer soit connu depuis une époque très reculée il n'était pas utilisé, aux temps antiques, que sous la forme d'armes ou pièces de cuirasse, mais vu l'invention du four à puddler et du laminoir on voit l'emploi de ce métal s'étendre à la construction.

L'application de l'acier à la construction date de l'exposition de Chicago, et, depuis, les progrès de métallurgie pour l'obtention d'un métal plus homogène et plus résistant sont tels que l'acier est aujourd'hui presque exclusivement livré par les forges pour les travaux du batiments, alors le fer et le béton, matériaux témoins de notre civilisation industrielle contemporaine, permettent l'édification de construction désor-mais traditionnelles, les aciers laminés sont employés pour la construction des ossatures et des fermes des batiments de supports, pylônes, portiques, appareils de levage, etc...

I-2 objet de document:

Le but de notre projet est d'étudier la structure d'une salle omnisport composée d'une toiture en charpente métallique reposant sur quatre poteaux en béton armé.

I-3 specification techniques générales:

Reglements et normes:

- Regles CM66 (Document Français)
- Regles RPA88 (Document Algerien)
- Regles RNVA88 (Document Algerien)
- Regles BAEL83 (Document Français)

I-4 Description de l'ouvrage:

4-1/ Charpente métallique:

La toiture de notre structure se compose:

1. De pannes, pièces franchissent l'espace entre les fermes et les relie entre elles.
2. De fermes, qui sont composées de deux arbalétriers, d'un entrain ou tirant, d'un poinçon et de contre-fiche.

Les fermes reportent les charges sur les appuis (Fig 1)

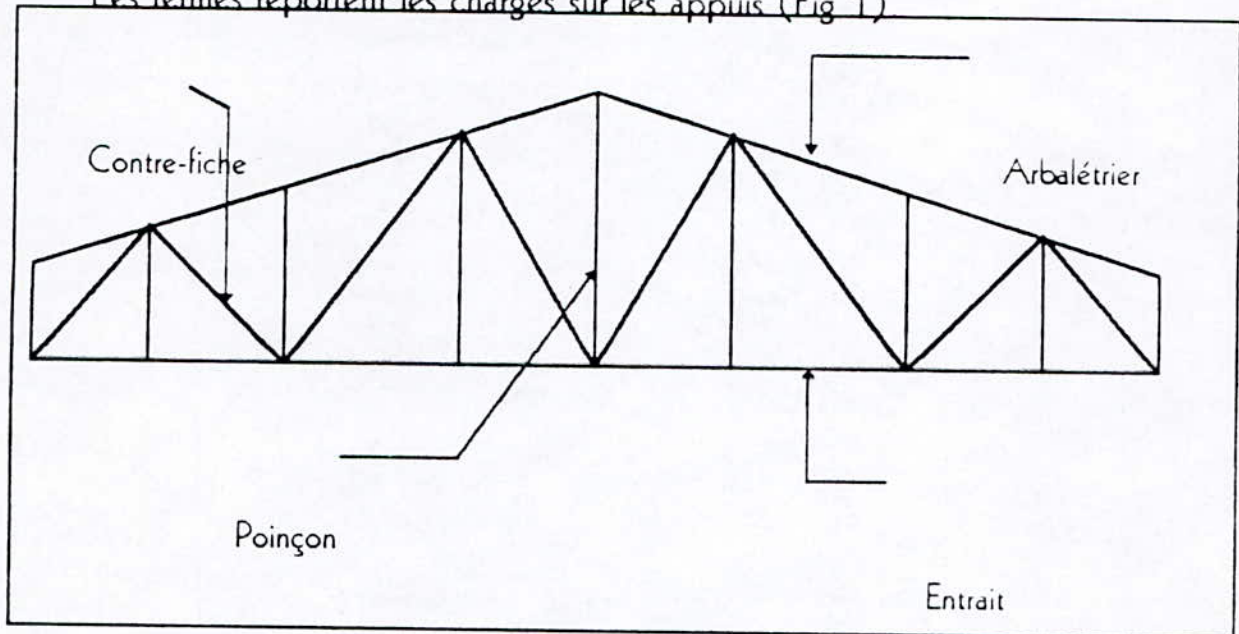


Fig 1: Ferme indeformable.

3. De chevrons, qui reposent sur les pannes, et sont placés parallèlement aux fermes.

4. Des coissons principales et secondaires d'où:

- Les fermes reposent sur les coissons principales.
- Les pièces de contreventement verticaux reposent sur les coissons secondaires.

5. Des pièces spéciales dites « de contreventement » qui ont pour rôle d'assurer la résistance aux efforts non verticaux (vent, charges dissymétriques...).

6. De lattis qui est un élément de la construction chargé de recevoir directement la couverture, il est constitué le plus souvent par une cornière et parfois par un fer à T.

a- Dimensions en plan:

Largeur du bâtiment $L = 50\text{m}$.

Longueur du bâtiment $L = 50\text{m}$.

b- Dimension en hauteur:

Hauteur au faîtage: $H = 18,50\text{m}$.

Hauteur au nu de poteau: $h = 12,920\text{m}$.

c- Stabilité de l'ouvrage:

La stabilité de l'ouvrage est assurée par:

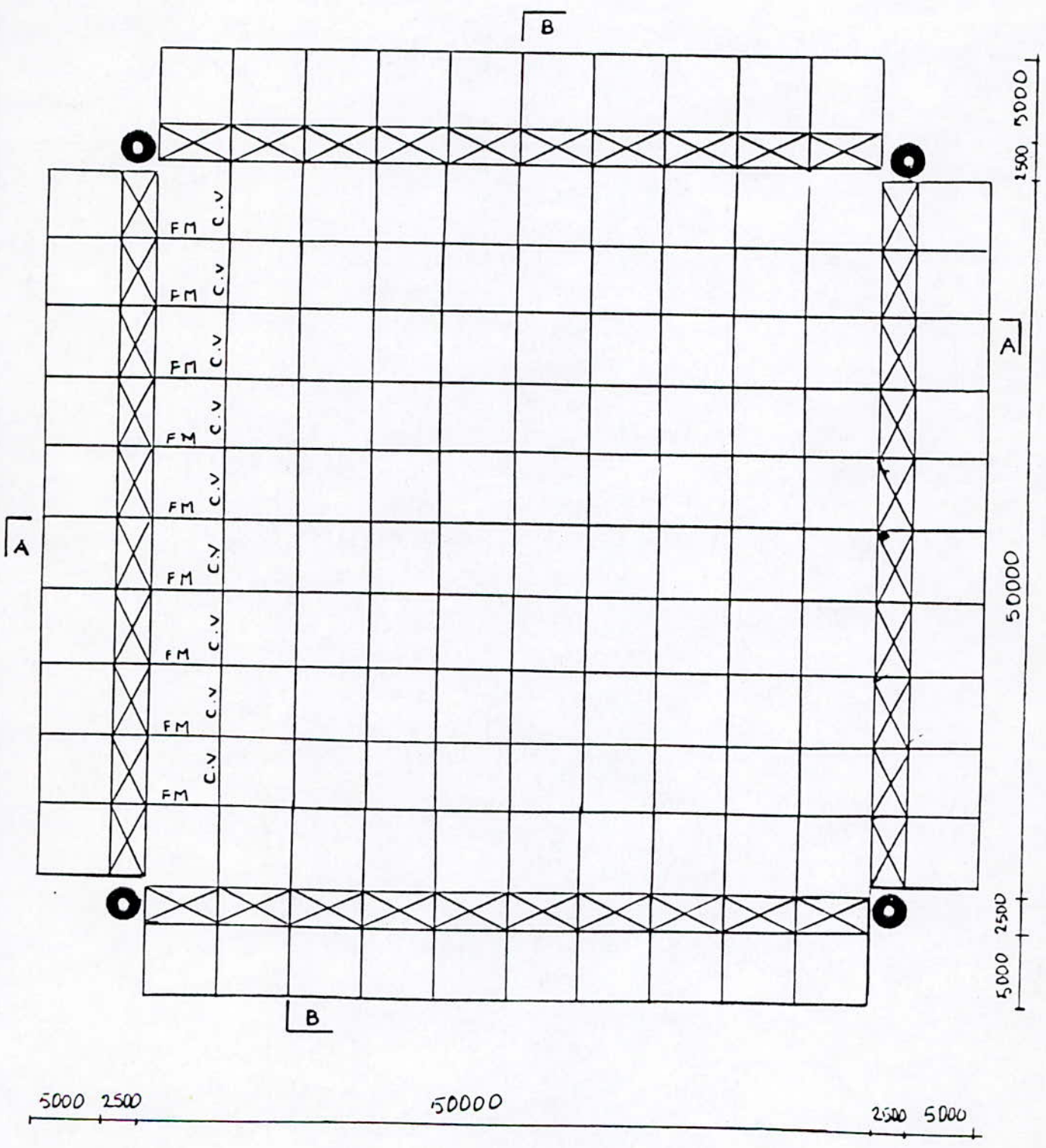
- Les contreventements verticaux « Ciseaux ».
- Les contreventements horizontaux « Coissons ».
- Les poteaux.

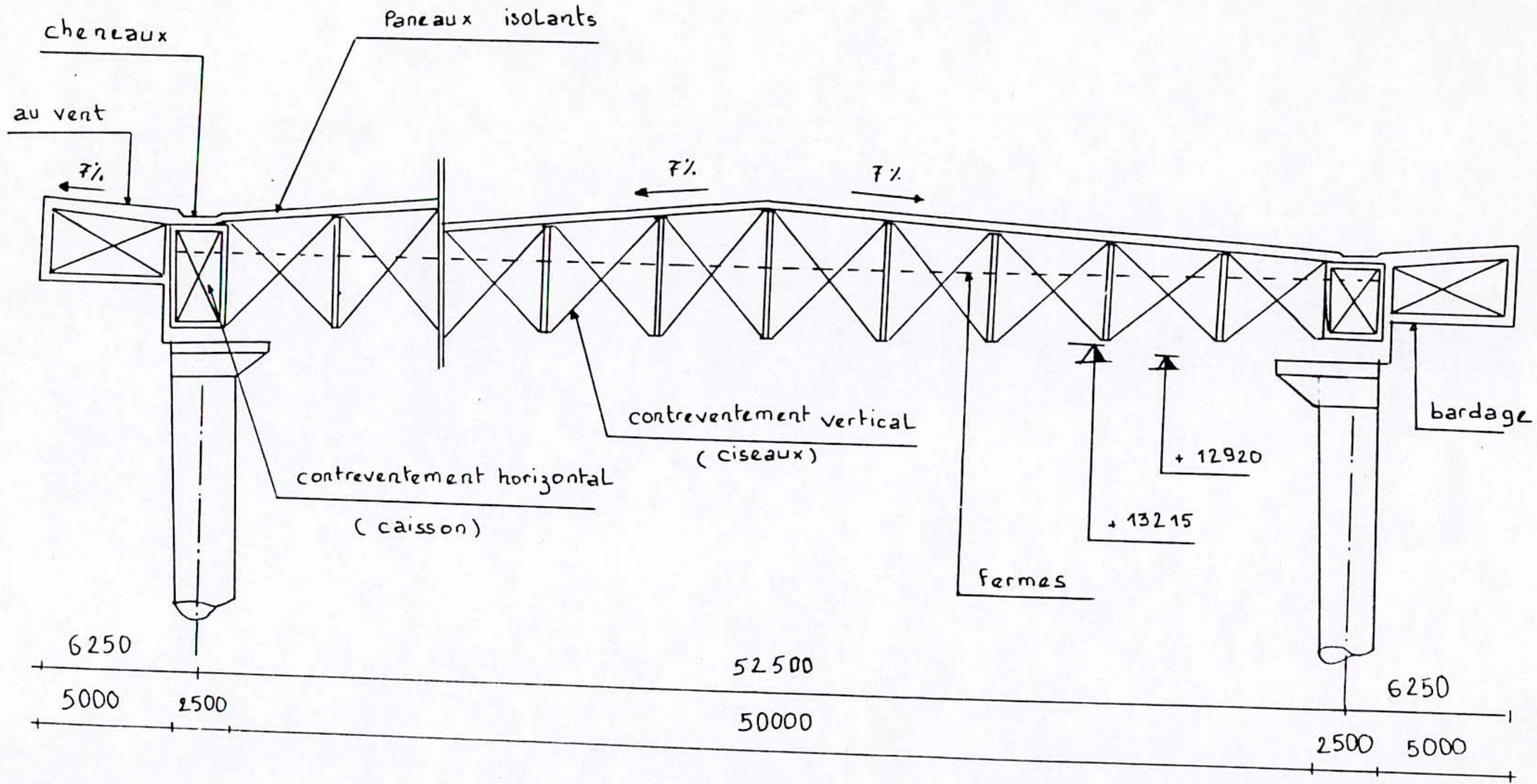
4-2 Bardage:

Les parties hautes des façades seront habillées en panneaux sandwich LL35.

4-3 Couverture:

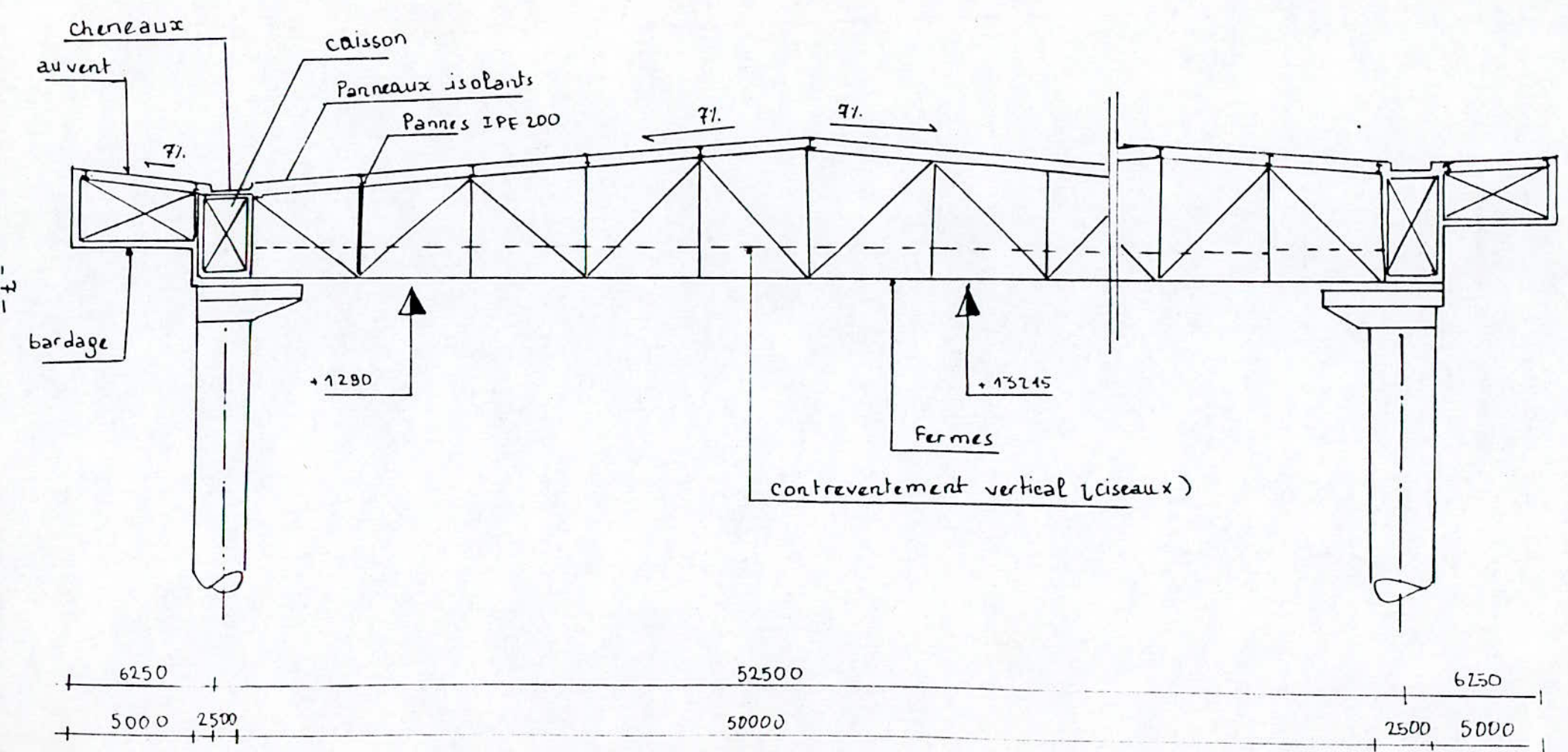
La toiture du bâtiment sera exécutée en panneaux préfabriqués « Sandwich » TL75 assurant une bonne isolation thermique et phonique.





COUPE SCHEMATIQUE _B_B_

-9-



COUPE SCHEMATIQUE -A-A-

Chap II

Matériaux

II-1 Caractéristiques des matériaux utilisés:

1-1- Acier:

- Profils laminés en acier E 24.
- Boulons ordinaires classe 4-6 ($\sigma_c = 2400 \text{ dan / cm}^2$).
- Boulons de haute résistance HR 10-9.
- Ferrailage de poteaux en aciers tore Fe 40.

1-2- Béton:

Le béton entrant dans la construction des poteaux et fondations sera conforme aux règles CCBA 68 (Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé) et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie.

- Le béton armé dosé à 350 Kg / m^3 .
- Le béton de propreté dosé à 200 Kg / m^3 .
- Résistance nominale de compression à 28 jours:
 $\sigma'_{28} = 270 \text{ dan / cm}^2$.
- Résistance nominale de traction à 28 jours:
 $\sigma_{28} = 23,2 \text{ dan / cm}^2$.
- Contrainte admissible de compression:
 $\sigma'_b = \alpha\beta\gamma\delta\epsilon\sigma'_{28}$ (CCBA 68 art. 9.4).
 - $\alpha = 1$ (Ciment CPA 325)
 - $\beta = 5/6$ (Contrôle atténué)
 - γ : dépend des épaisseurs relatives des granulats,
granulat 5-15 $\rightarrow h_m > 4C_g \Rightarrow \gamma = 1$.
 - δ : dépend de la nature des sollicitations:

$$\delta = \begin{cases} 0,3 & \text{en compression simple.} \\ 0,6 & \text{en flexion simple.} \end{cases}$$

$$\delta = \begin{cases} 0,6 & \text{si l'effort normal est une traction} \\ \text{Min} \left(0,6 ; 0,3 \left(\frac{1 + e_0}{3e_1} \right) \right) & \text{si N est une compression} \end{cases}$$

Avec: e_0 : excentricité de la résultante des forces extérieures par rapport au centre de gravité du béton seul.

e_1 : distance limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression.

ε : dépend de la nature des sollicitations et de la forme de la section.

$$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{en compression simple } \forall \text{ la forme de la section.} \\ 0,5 < \varepsilon < 1 & \text{dans les autres cas.} \end{cases}$$

- contrainte admissible de compression simple.

$$\sigma'_{b0} = \alpha\beta\delta\varepsilon\sigma'_{28} = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,3 \times 1 \times 270 = 67,5 \text{ dan / cm}^2.$$

- Contrainte admissible sous flexion simple:

$$\sigma'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,6 \times 1 \times 270 = \text{dan / cm}^2.$$

- Contrainte de traction de référence (CCBA 68 art. 9.5)

Cette contrainte est prise égale à une fraction résistante nominale de la compression σ'_{28} de béton.

$$\sigma'_b = \alpha\beta\gamma\theta\sigma'_{28}.$$

Où: θ : est un coefficient dépendant de résistance nominale du béton.

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}} = 0,026$$

$$\sigma'_b = 1 \times 5/6 \times 1 \times 0,026 \times 270 = 5,9 \text{ dan / cm}^2.$$

Chap III

Détermination des surcharges climatiques

III-1 Etude au vent

1-1- Introduction:

Les actions climatiques sont données par D.T.U " Regle N.V 65 " l'action du vent produit des statiques et des effets dynamiques, les premiers correspondent à des effets de pression réguliers tendant à impacter la construction ou à ses éléments un déplacement constant, tandis que les seconds ont pour résultat de mettre la construction en vibration, le vent est assimilé à des forces statiquement appliquées à la construction, et dépendent de la région, du site, de l'altitude, des dimensions, de la majoration dynamique de l'effet de masque.

L'action exercée par le vent sur des faces d'un élément est considérée comme normale à cet élément, elle est fonction de:

- La vitesse du vent.
- La catégorie de la construction et ses proportions d'ensemble.
- L'emplacement et l'orientation de l'élément considéré par rapport au vent.
- Les dimensions de l'élément considéré de la construction.
- La forme de la paroi (plane ou courbe) à laquelle appartient l'élément considéré.

1-2- Direction du vent:

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

1-3-Pression dynamique:

La pression dynamique " q " en décaNewtons. par mètre carré est donnée par les règles neige et vent algériennes, elle est définie par la formule suivante:

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot S.$$

Avec:

q_H : La pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol exprimée en mètre, pour $0 \leq H \leq 500m$.

$$\frac{q_H}{q_{10}} = 2,5 \frac{H+18}{H+60}$$

(R 1,241 NV 65)

q_{10} : La pression dynamique de base à 10m de hauteur

Blida Region II $\Rightarrow q_{10} = 70 \text{ dan/m}^2$

H: La hauteur compté à partir du sol environnant supposé sensiblement horizontal.

$$H = 18,5\text{m}$$

$$\text{alors: } q_H = 81,369 \text{ dan/m}^2$$

• K_s : effet de site $K_s = 1,30$ (site exposé)

• K_m : effet de masque $K_m = 1$ (couverture non masquée)

• δ : coefficient de réduction des pressions dynamiques, il est fonction de la plus grande dimension exposée au vent, ce coefficient est donné par un graphique dans les règles neige et vent Algeriennes (R 1,245)

$$\delta = 0,75 \text{ par interpolation linéaire.}$$

Alors:

$$q = 81,369 \times 1,3 \times 1 \times 0,75 \approx 80 \text{ dan/m}^2$$

pression dynamique normale: $q = 80 \text{ dan/m}^2$

pression dynamique extrême $q = 80 \times 1,75 = 140 \text{ dan/m}^2$

1-4- Détermination du coefficient de pression c:

Notre toiture entre dans la catégorie des toitures isolées à deux versants dont les bords sont horizontaux et que le vent peut attaquer par les bords sur toute la périphérie. Le coefficient de pression c est en fonction des dispositions de la construction, il est défini comme suit:

$$C = C_e - C_i$$

d'où les coefficients C_e et C_i caractérisent respectivement les actions extérieures et les actions intérieures

1-5- Rapport de dimensions λ

$$\lambda = \frac{h_\alpha}{L} (1 + \cos 2\alpha) \quad \text{pour } 0^\circ \leq \alpha \leq 45^\circ$$

où: h_α : dimension d'un versant suivant la ligne de plus grande pente.

L : dimension horizontale d'un versant.

α : angle de la ligne de plus grande pente d'un versant avec l'horizontale.

$$h_\alpha = 25,061 \text{ m}$$

$$\alpha = 4^\circ$$

$$L = 25 \text{ m}$$

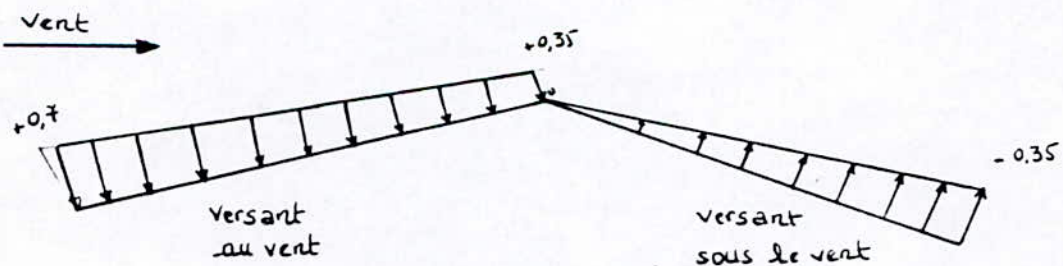
$$\lambda = \frac{25061}{25} (1 + \cos 2 \cdot 4^\circ) = 1,99$$

$$\lambda > 0,20 \Rightarrow \gamma = 1$$

1-6- Actions resultantes unitaires sur les versants

* vent normal au bord horizontal

Le diagramme de la figure RIII-15 (NV 65) donne en fonction de α variant de 0 à 60° , la valeur de c sur les versants.



$$V(\text{normal}) = q \cdot C_{\max} = 56 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

$$V(\text{extrême}) = 1,75 V_{\text{normal}} = 98 \text{ Kg} / \text{m}^2$$

III-2 Action de la neige sur les constructions

2-1- Charge de neige sur le sol:

la charge de neige sur le sol S_0 par unité de surface est fonction de la localisation géographique et de l'altitude du lieu considéré.

La valeur S_0 est déterminée par les lois de variation suivantes en fonction de l'altitude du point considéré.

$$\text{Blida: Zone A} \Rightarrow S_0 = 70H + 15 \quad (\text{RNVA 88})$$

[H]: en Km

[S_0]: en Kg / m²

le présent projet se trouve à une hauteur $H = 216\text{m}$

$$S_0(\text{normale}) = 30,12 \text{ Kg / m}^2$$

$$S_0(\text{extrême}) = 5/6 S_0(\text{normale}) = 50,2 \text{ Kg / m}^2$$

2-2- Charge de neige sur la toiture

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

$$S = C \times S_0$$

S et S_0 sont respectivement les charges sur le toit et sur le sol en Kg / m²

C : est un coefficient de la forme de la toiture appelé coefficient de forme.

Pour les toitures simples à deux versants.

$$0 \leq \beta < 30^\circ \quad C+0,8$$

$$\text{alors: } S(\text{normale}) = 0,8 \times 30,12 = 24,1 \text{ Kg / m}^2$$

$$S(\text{extrême}) = 5/6 S(\text{normale}) = 5/6 \times 24,1 = 40,16 \text{ Kg / m}^2$$

III-3 Effet de variation de temperature

Les éléments de structure changent des dimensions avec la temperature du fait de leur coefficient de dilatation thermique. Le coefficient de dilatation lineaire de l'acier est prix égal à 11×10^{-6} . Ces variations de dimensions se font sans contraintes dans le cas d'éléments hyperstatiques on doit tenir compte des effets de la dilatation thermique chaque fois qu'ils risquent.

- a) d'engendrer des effets anormaux dans les charpentes.
- b) de produire des désordres dans les appuis et dans les éléments de remplissage.
- c) de gêner l'exploitation.

On admet pour les ossatures et charpentes exposées à l'air libre une variation de teperature de $\pm 36^\circ$ en Afrique du Nord.

Il parait utile de préciser qu'on cherche tougours à éviter de prendre en compte les actions thermiques par une conception juducieuse plutôt que d'être amené à le faire par exemple, On admet habituellement de négliger les effets de dilatation pour autant que les longueurs ou largeurs des éléments restent inferieures à certaine valeur pour les constuctions courantes, ils sont de l'ordre de 50 m comme il s'agit dans notre cas.

Chap IV

Dimensionnement des éléments secondaires

Conception et calcul des constructions métalliques:

Les constructions métalliques peuvent être de conceptions différentes, selon l'application à laquelle elles sont destinées, les contraintes d'exploitation, les contraintes d'environnement, les exigences architecturales, les habitudes des constructeurs, etc...

Nous ne retiendrons que les solutions technologiques les plus couramment utilisées et nous effectuerons les calculs de dimensionnement et de vérification de notre construction, élément par élément, successivement et dans le sens logique de descente des charges (pannes, fermes, caissons, poteaux, fondations).

La méthodologie des calculs sera la suivante:

- Repérage des diverses actions possibles et calculs des combinaisons d'actions les plus défavorables.
- Calcul des sollicitations correspondantes (effort normaux et tranchants, moment de flexion simple ou déviée).
- Vérification des résistances des pièces (calcul des contraintes).
- Vérification des stabilités de forme (déformation, fleches, déplacement).

IV-Predimensionnement des éléments secondaires

IV-1 les pannes:

1-1/ Généralités

Les pannes qui ont pour fonction de supporter la couverture sont disposées à entraxes constants.

Compte tenu de la pente des versants, donnée par la pente des fermes, les pannes sont inclinées d'un angle α et de ce fait fonctionnent en flexion devée.

Les pannes sont en effet soumises à :

Des charges verticales (poids propre de la panne et de complexe de couverture, neige) dont la résultante, ramenée en charge linéique se décompose en une charge parallèle à l'âme de la panne et d'une charge perpendiculaire à l'âme qu'il convient de bien prendre en compte, pour éviter tout risque de déversement latéral

une charge oblique appliquée parallèlement à l'âme de la panne.

Il conviendrait donc de calculer, lors du dimensionnement d'un profil de panne deux moments de flexion disjoints selon les deux plans principaux d'inertie du profil.

1-2 Principe de dimensionnement:

Les pannes sont dimensionnées par le calcul pour satisfaire simultanément
-aux conditions de résistance.
-aux conditions de flèche.

1-3 Estimation de charges:

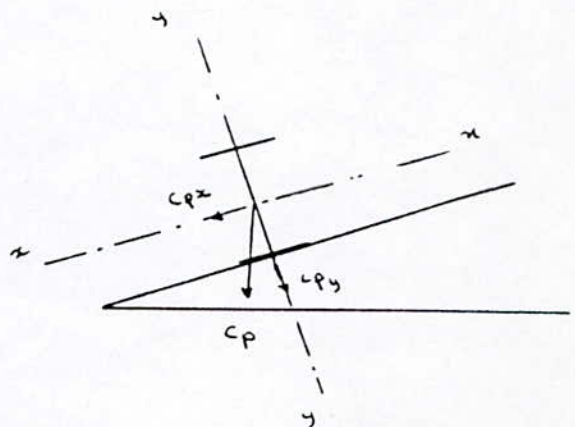
choisissons un IPE 160
L'espacement: 5m
poids propre IPE 160: 15,8Kg/m
couverture: 70Kg/m
d'où $c_p = 85,8\text{Kg/m}$.

1-4 Surcharges climatiques:

neige S (normale) : 120,5 Kg/m
vent V (normal) : 280 Kg/m

1-5 Décomposition des charges:

* suivant x-x



$$c_{px} = c_p \cdot \sin \alpha$$

$$c_{pn} = 85,8 \times \sin 4^\circ = 5,98 \text{ Kg/m}$$

$$N_x = 120,5 \times \sin 4^\circ = 8,40 \text{ Kg/m}$$

* suivant y-y

$$c_{py} = c_p \cos \alpha$$

$$c_{py} = 85,8 \cos 4^\circ = 85,59 \text{ Kg/m}$$

$$N_y = 120,5 \times \cos 4^\circ = 120,20 \text{ Kg/m}$$

$$* V_n = -280 \text{ Kg/m.}$$

1-6 Combinaison des charges les plus défavorables:

$$\text{suivant x-x: } 4/3 c_{pn} + 3/2 N_x = 20,57 \text{ Kg/m}$$

$$\text{suivant y-y: } c_{py} + V_e = -404,41 \text{ Kg/m.}$$

1-7 Calcul des sollicitations:

$$M_x = Q_y \cdot \frac{\ell^2}{8} = 404,41 \cdot \frac{5^2}{8} = 1263,78 \text{ Kg.m}$$

$$M_y = Q_x \cdot \frac{\ell^2}{8} = 20,57 \cdot \frac{5^2}{8} = 64,28 \text{ Kg.m}$$

1-8 Verification à la resistance:

$$\sigma = \frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y}$$

$$\sigma = \frac{1263,78}{109} \cdot 10^2 + \frac{64,28}{16,7} \cdot 10^2 = 1544,34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié.}$$

1-9 Calcul à la flèche:

$$f_x^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_x}{I_y} \cdot \frac{\ell^4}{E} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_y^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y}{I_x} \cdot \frac{\ell^4}{E} \leq \frac{L}{200}$$

$$f_y^{\max} = \frac{5}{384} \times \frac{(5,98 + 8,40) \cdot 5^4 \cdot 10^8}{68,30 \times 100 \times 2,10 \cdot 10^5} = 0,81 \text{ cm}$$

$$f_x^{\max} = \frac{5}{384} \cdot \frac{205,79 \times 5^4 \cdot 10^8}{869 \times 100 \times 2,10 \cdot 10^5} = 0,91 \text{ cm.}$$

$$f^{\max} = \sqrt{f_x^{\max^2} + f_y^{\max^2}} = 1,21 \text{ cm.}$$

$$f_{\max} < 2,5 \text{ cm}$$

c'est vérifié

IV-2 Verification du déversement

Le déversement des pieces flecties est le second phenomène d'instabilité élastique, après le flambement, avec lequel il présente une analogie certaine.

Les efforts de soulèvement dûs au vent entraînent pratiquement dans tous les cas des efforts de compression (flexion de la panne) dans la membrane inferieure des pannes, il en résulte un flambement lateral que l'on appelle phenomène de « déversement ».

Il est nécessaire de verifier: $k_d \cdot \sigma \leq \sigma_e$.

avec: k_d : coefficient de déversement.

σ : contrainte appliquée.

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y k^2}{I_x \ell^2} (D-1)B.C$$

σ_d : contrainte de non déversement.

l : Longueur de flambement de la membrane comprimée supposée isolée.

D : Coefficient fonction des dimensions de la pièce.

B : Coefficient fonction du niveau d'application des charges.

C : Coefficient fonction de la répartition latérale des charges.

On a :

$$C = 1,078$$

$$B = 0,85$$

$$D = 2,97$$

$$\sigma_d = 40000 \cdot \frac{I_y k^2}{I_x \ell^2} (D-1)B.C$$

$$k = 160 \text{ mm}$$

$$l = 5000 \text{ mm}$$

$$I_y = 68,3 \text{ cm}^4$$

$$I_x = 869 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_d = 6,10 \text{ dan / mm}^2$$

$$\lambda_0 = \frac{\ell}{k} \cdot \sqrt{\frac{4}{B.c} \cdot \frac{I_x}{I_y} \cdot \left(1 - \frac{6d}{6e}\right)}$$

$$\lambda_0 = 196,27 \quad \text{d'ou } k_0 = 6,65.$$

$$k_d = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_s} (k_0 - 1)} \quad k_d = 2,65.$$

$$\sigma_1 = \frac{V_s \cdot \ell^2}{8 W_x} = \frac{490 \times 25}{8 \times 109} \times 10^2 = 1404,81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k.d.\sigma.f = 3722,76 \text{ Kg/cm}^2 \text{ r\u00e9sque de d\u00e9versement.}$$

Prenons un IPE 200

$$c = 1,078 \quad , \quad D = 2,53$$

$$B = 0,83 \quad \sigma_d = 46,40 \quad , \quad k_0 = 4,50 \quad , \quad k_d = 2,32$$

$$\sigma_f = 789,30 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k.d.\sigma.f = 1814,93 \text{ Kg/cm}^2$$

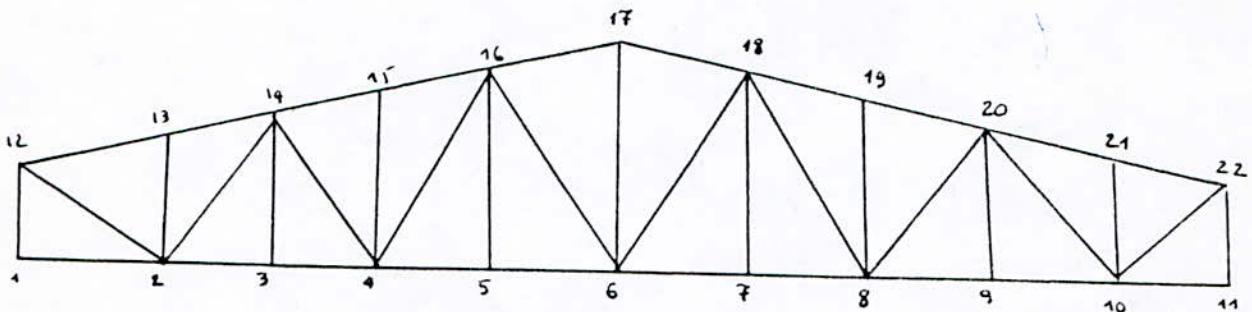
$$k.d.\sigma.f \leq \sigma_e = \underline{2400 \text{ Kg/cm}^2} \quad (\text{c'est v\u00e9rifi\u00e9}).$$

IV-3 Dimensionnement des fermes:

Pour le dimensionnement des fermes, nous avons utilisé le logiciel

» STAP » voir l'annexe.

La ferme la plus sollicitée est la ferme 5.



Le cas de chargement le plus défavorable est:

$$4/3c_p + 3/2 (N+Q).$$

$$C_p = 1600 \text{ Kg/m}^2.$$

$$Q = 100 \text{ Kg/m}^2.$$

$$N = 24 \text{ Kg/m}^2.$$

D'où calcul des effets internes dans les barres est fait pour une force ($1 \text{ daN/m}^2 \times 5 \text{ m}$) = 5 daN/ml .

3-1 Calcul des membranes:

* Membranes supérieures:

L'effort de compression le plus défavorable est:

$$57,85 \times 303333 = 175478,14 \text{ daN}.$$

*Vérification à la compression:

***Conversion de signe:**

+ traction.

- compression

Éléments	Barres	N
membres inférieures	1-2	0
	2-3	45,59
	3-4	45,59
	4-5	59,29
	5-6	59,29
	6-7	59,29
	7-8	59,29
	8-9	45,59
	9-10	45,59
	10-11	0

Éléments	Barres	N
membres supérieures	12-13	-26,58
	13-14	-26,55
	14-15	-55,74
	15-16	-55,72
	16-17	-57,85
	17-18	-57,85
	18-19	-55,72
	19-20	-55,74
	20-21	-26,55
	21-22	-26,58

Éléments	Barres	N
Diagonales	2-12	33,47
	2-14	-24,77
	4-14	12,97
	4-16	-5,17
	6-16	-2,20
	6-18	-2,20
	8-18	-5,17
	8-20	12,97
	10-20	-24,77
	10-21	33,47

Éléments	Barres	N
Montants	1-12	-27,50
	2-13	-4,63
	3-14	0
	4-15	-4,66
	5-15	0
	6-17	3,08
	7-18	0
	8-19	-4,66
	9-20	0
	10-21	-4,63
	11-22	-27,50

prenons un HEB 260.

$$A = 118,4 \text{ cm}^2, \quad i_y = 6,58 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} = \frac{500,48}{6,58} = 76,06 \quad \text{d'ou } k = 1,387.$$

$$s = \frac{N}{A} = \frac{175478,14}{118,4} = 1482,07 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{d'ou } k\sigma = 1482,07 \times 1,387 = 2055,63 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$k\sigma \leq \sigma_e \quad (\text{C'est verifié}).$$

3-2 Membranes inferieures:

$$* \text{ Verification à la traction: } \quad \sigma < \sigma_e$$

$$N = 59,29 \times 3033,33 = 179846,13 \text{ Kg/cm}^2.$$

Choisissons un HEB200.

$$\text{On a } A = 78,1 \text{ cm}^2.$$

$$s = \frac{N}{A} = \frac{179846,13}{78,1} = 2302,76 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma \leq \sigma_e \quad (\text{O.K}).$$

3-3 Montants:

$$* \text{ Verification à la compression: }$$

$$N = 27,5 \times 3033,33 = 83416,57 \text{ Kg/cm}^2$$

prenons HEB 160:

$$A = 54,3 \text{ cm}^2 \quad i_y = 4,05 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{\ell}{i} \quad \lambda = \frac{347}{4,05} = 85,6 \Rightarrow k = 1,552.$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{83416,57}{54,3} = 1536,21 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$k\sigma = 1,552 \times 1536,21 = 2384,19 \text{ Kg/cm}^2$$

$$k\sigma \leq \sigma_e \quad (\text{c'est vérifié}).$$

3-4 Membrures inclinées

* vérification à la compression:

$$N = 24,77 \times 3033,33 = 75135,58 \text{ daN.}$$

Prenons un HEB 200.

$$A = 91 \text{ cm}^2 \quad i_y = 5,59 \text{ cm.}$$

$$\lambda = \frac{\ell_i}{i} = \frac{649}{5,59} = 116,1 \Rightarrow k = 2,368$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{75135,58}{91,0} = 825,66$$

$$k\sigma = 825,66 \times 2,368 = 1955,17 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$k\sigma < \sigma_e \quad (\text{c'est vérifié}).$$

Vérification à la traction:

$$N = 33,47 \times 3033,33 = 101525,55 \text{ daN.}$$

Prenons HEB 220

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{101525,55}{91} = 1115,66 \text{ Kg / cm}^2.$$

$$\sigma \leq \sigma_e \quad (\text{c'est vérifié}).$$

ChapV

Etude au seisme

V-Etude au seisme

L'étude au seisme est basée sur les règles parasismiques Algeriennes (R.P.A. 88) qui sont applicables à toutes les constructions courantes de configuration simple.

V-1- Méthode dynamique par analyse de spectre de reponse:

1-1-Hypothèses

1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des noeuds principaux.
2. Seuls les déplacements horizontaux des noeuds sont pris en compte.
3. Les planchers et fondations doivent être rigides dans leur plan (vis à vis des déplacements horizontaux).
4. Le nombre de mode à prendre en compte est telle que la somme des coefficients de participation de ses modes soit au moins égale à 90%.

1-2-Calcul de la force sismique:

* - la force sismique latérale au niveau K pour le mode i est:

$$F_{ki} = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot \gamma_i \cdot W_k$$

* - la force sismique résultante (effort tranchant) au niveau K, due au mode i est:

$$V_{ki} = \sum_{j=k}^n F_{ji}$$

* - la force sismique totale à la base (effet tranchant à la base), due au mode i est:

$$S_i = A \cdot D_i \cdot B \cdot K \cdot \bar{\alpha}_i \cdot \sum_{j=1}^n W_j$$

avec:

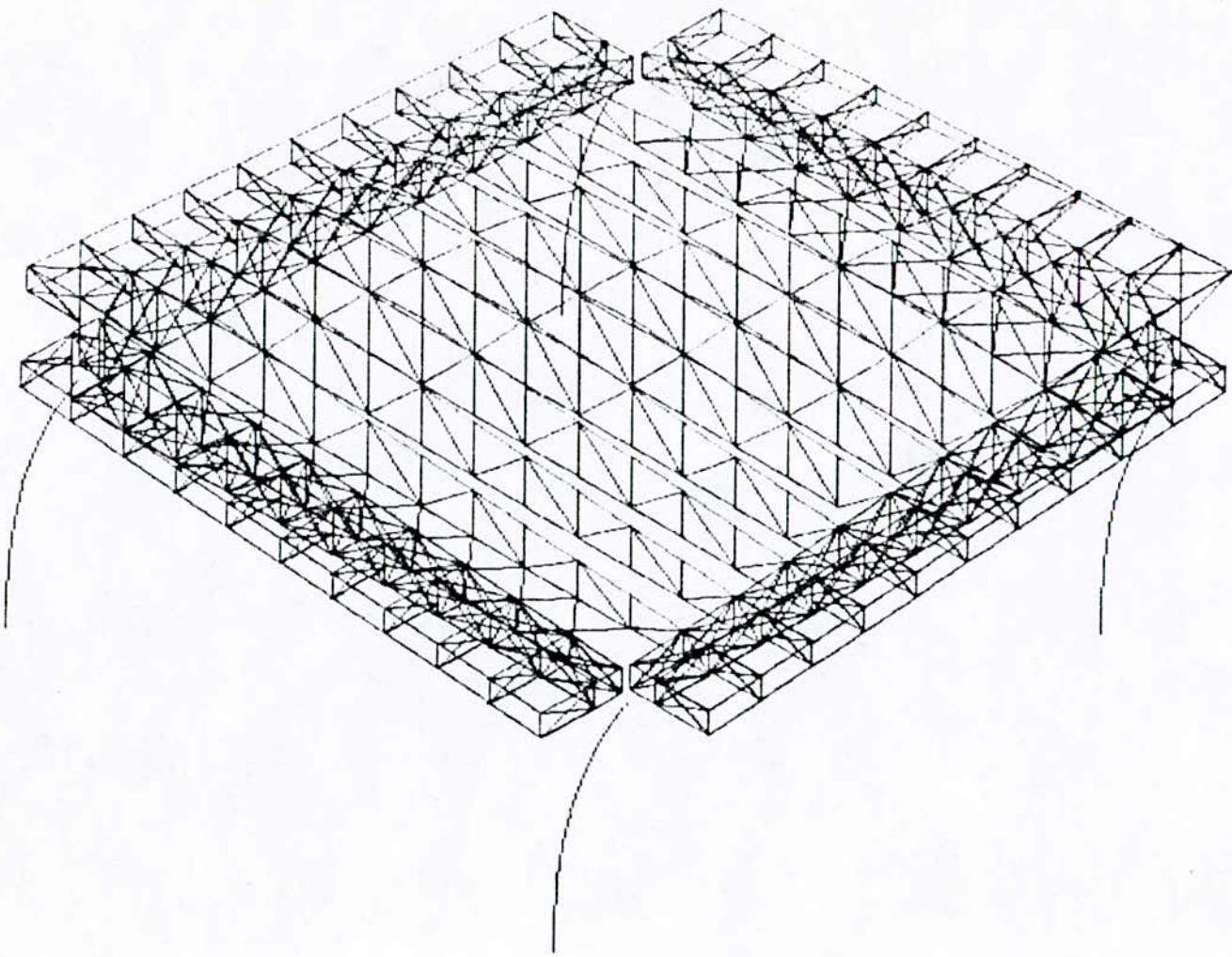
- A: coefficient d'accélération de zone.
- D_i: facteur d'amplification dynamique.
- B: facteur de comportement de la structure.
- Q: facteur de qualité.
- W_k: poids de l'étage k.

γ_i : coefficient de distribution.

α_i : coefficient de participation modale.

Le logiciel SAP 90 nous donne:

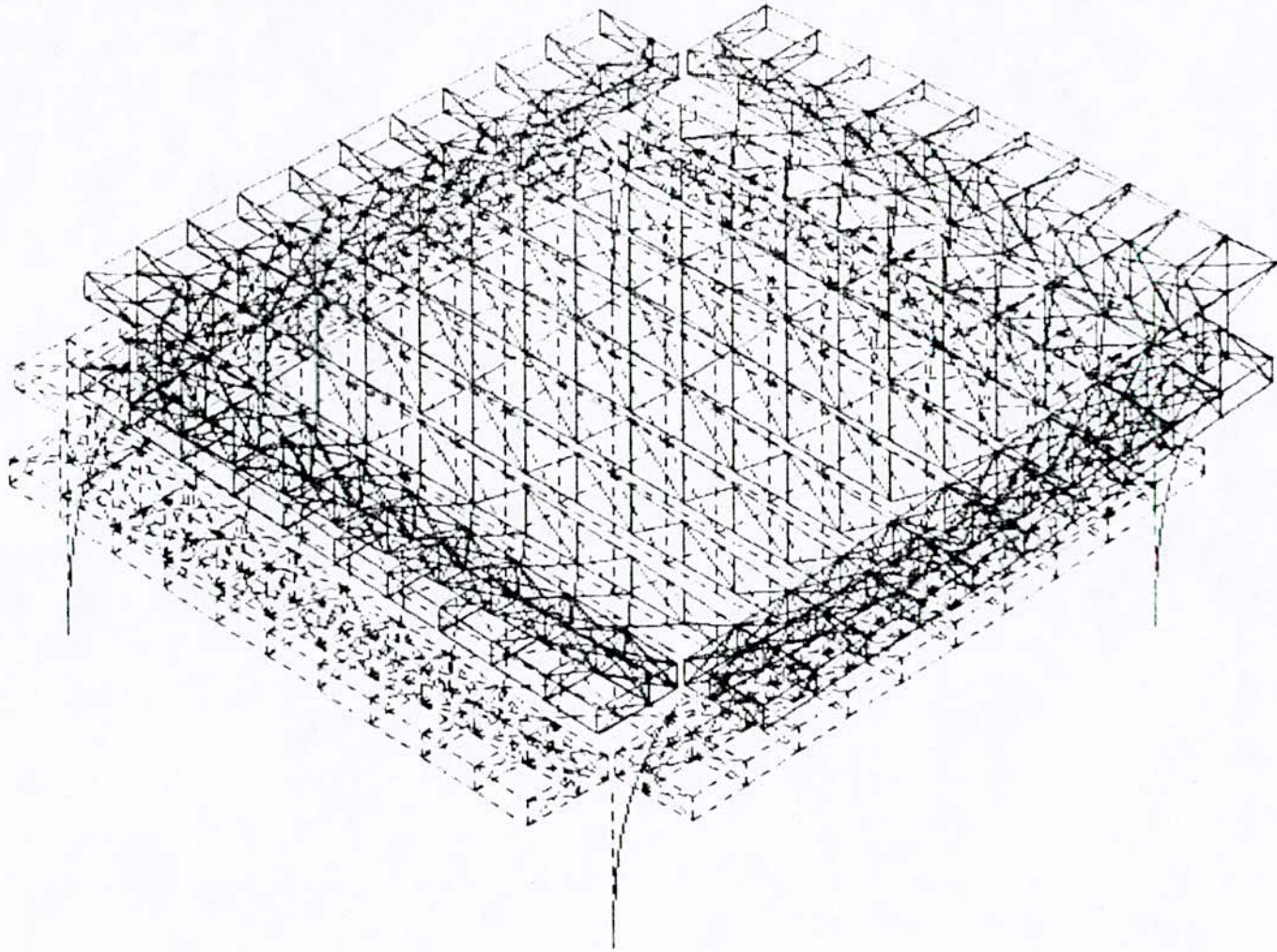
Spec.	S=0,03	D=0,1
A=0		
0,3	2,00	2,00
0,4	2,00	2,00
0,5	2,00	2,00
0,6	1,77	1,77
0,7	1,59	1,59
0,8	1,46	1,46
0,9	1,35	1,35
1,0	1,26	1,26
1,1	1,18	1,18
1,2	1,12	1,12
1,3	1,06	1,06
1,4	1,00	1,00
1,5	0,96	0,96
1,6	0,921	0,921
1,7	0,880	0,88
1,8	0,852	0,852
1,9	0,821	0,821
2,0	0,794	0,794
10	0,794	0,794



b5
 DEFORMED
 SHAPE
 LOAD 4

MINIMA
 X .0000E+00
 Y .0000E+00
 Z .0000E+00
 MAXIMA
 X .2684E-02
 Y .1028E-02
 Z .6807E-06

SAP90



bs
DEFORMED
SHAPE
LOAD 4

MINIMA
X .0000E+00
Y .0000E+00
Z .0000E+00
MAXIMA
X .2684E-02
Y .1028E-02
Z .6807E-06

SAP90

Chap VI

contreventement et stabilité

VI-1 Vérification de la stabilité d'ensemble

Après avoir dimensionné et vérifié individuellement les éléments d'une structure, il faut s'assurer de la stabilité globale du bâtiment, notamment sous l'effet du vent.

1-1-Principes de vérification:

L'effet global du vent se décompose en:

- Une composante horizontale T (trainée) produisant un effet d'entraînement.
- Une composante verticale ascendante U (portance) produisant un effet de soulèvement.

Ces deux (2) composantes donnent lieu à un moment de renversement M_R .

Il faut que ce moment de renversement reste inférieur au moment stabilisateur M_s dû au poids propre du bâtiment, soit:

$$M_R = U\zeta + T \cdot b \leq M_s = G \frac{\ell}{2}$$

Le calcul de ces actions d'ensemble prend en compte les pressions dynamiques du vent, qui sont calculées en effectuant aux pressions statiques un coefficient de majoration dynamique β , qui est fonction, entre autres, de la période du mode fondamental d'oscillation.

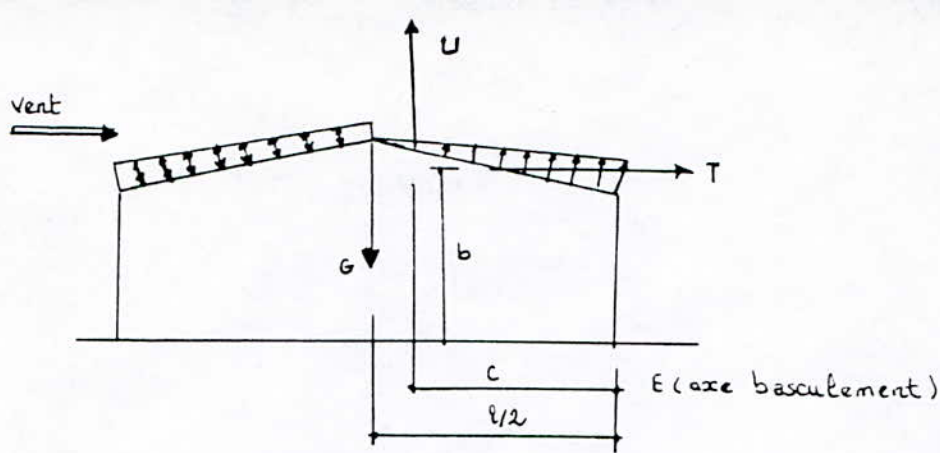
* **Période propre T du mode fondamental d'oscillation d'une structure:**

Les formules donnant la période T pour une structure métallique sont données dans les règles NV. (annexe 4)

Notre toiture est considérée comme une toiture isolée reposant sur 4 appuis en béton armé à inertie constante. D'où:

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\rho h^3}{g 3EI}}$$

$$g = 9,81 \text{ m/s}^2. \quad T \text{ en secondes.}$$



* Coefficient de majoration dynamique β .

Il est donné par les formules suivantes (règles NV 65 chap 1.5).

- Surcharges normales : $\beta = \theta(1 + \xi\tau)$.
- Surcharges extrêmes : $\beta = (0,5 + \theta/2)$.

$\theta = 1$, ce qui signifie que β garde la même valeur, que les surcharges soient normales ou extrêmes.

ξ est fonction de la période T

τ est fonction de la hauteur du bâtiment

1-2-vérification de la stabilité

- Longueur : $L = 50$ m.

- Largeur : $L = 50$ m.

Hauteur au fitage : $h = 18,5$ m.

- Pente des versants : $\alpha = 4^\circ$.

- Section du poteau : $A = 4,9$ cm².

- Poids propre total du bâtiment (ossature, couverture, bardage équipements fixes etc...) : $G = 282,2$ daN/m² + p.p des poteaux

$$G = 537,325 \text{ daN/m}^2$$

- Pression de base vent extrême : $V_e = 140$ daN/m².

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{Ph^3}{g \cdot 3EI}}$$

$$P = 537,325 \text{ daN/m}^2 \Rightarrow P = 25 \times 537,325 = 67165,625 \text{ daN}$$

$$H = 13 \text{ m}$$

$$I = 1,9165 \text{ m}^4$$

on obtient $T = 0,176$ s.

$\tau = 0,34$ pour $h = 18,5$ m.

D'où $\xi = 0,2$.

* Coefficient de majoratio dynamique β :

$$\beta = \sigma(1 + \xi\tau)$$

Avec $\theta = 1$.

$$\xi = 0,2.$$

$$\tau = 0,34.$$

D'où $\beta = 1,068$.

$$\delta (50 \text{ m}) = 0,74.$$

Calcul de la force de trainée:

$$T = (c_s - c_i) \text{tg} \alpha \frac{L\ell}{2} \delta V_s \beta.$$

$$T = 0,35 \times 0,122 \times \frac{50 \times 50}{2} \times 0,74 \times 140 \times 1,068.$$

$$T = 5905,66 \text{ daN.}$$

Calcul de la force de portance:

$$U = -(C_s - C_i) L \ell \delta V_s \beta.$$

$$U = 0,35 \times 50 \times 50 \times 0,74 \times 140 \times 1,068.$$

$$U = 96814,2 \text{ daN.}$$

*Calcul du bras de levier:

$$b = h - \frac{h'}{2}.$$

$$b = 18,5 - \frac{5,5}{2} = 15,75 \text{ m}$$

$$c \approx 22 \text{ m}$$

*Calcul des moments:

$$MR = T \cdot b + U c = 2154,24 \text{ t.m.}$$

$$M_s = G \cdot \frac{\ell}{2} = 1343312,5 \times 25 = 33582,82 \text{ t.m.}$$

Nous avons $MR < M_s$.

Pour assurer la stabilité il faut que le poids des semelles soit supérieur à

$$(M_s - MR) \frac{2}{\ell}.$$

Nous avons 4 poteaux d'où 4 semelles.

Le poids minimal d'une semelle correspond à

$$(M_1 - M_2) \times \frac{2}{l \times 4}$$

poids d'une semelle $P_s = 314,28 \text{ t}$.

VI-2 Contreventement et stabilité

2-1 Généralités:

Les contreventements et les stabilités, ont pour fonction principale de reprendre et de transmettre aux fondations les efforts dûs aux forces horizontales sollicitant l'ouvrage, ainsi que d'empêcher de grandes déformations sous ces mêmes sollicitations horizontales.

Dans notre cas:

a- Les principaux efforts horizontaux sont:

- Les effets du vent.
- Les actions dynamiques du seisme.

b- Principales fonctions des stabilités et des contreventements:

- Assurer la stabilité statique.
- Limiter les déformations des ouvrages.
- Garantir la stabilité d'éléments particuliers, surtout ce qui concerne le contre-flambement des éléments comprimés.
- Assurer la construction d'ensembles spéciaux.

Les contreventements et stabilités sont imposés par:

- Leur fonctions, longitudinal ou transversal.
- Leur positions dans l'espace.
- Leur emplacement dans la structure.

c- Calcul et vérification des contreventements:

* - Contreventement horizontal (caissons secondaires)

Cheminement des efforts

Sollicitation (vent)



bardages



Caissons



Poteaux



Fondations



Sol

Le contreventement horizontal est assuré par les caissons secondaires.

*** - Contreventement vertical (ciseaux)**

Le contreventement vertical des fermes treillis s'oppose dans une certaine mesure au deversement des fermes, mais il n'est pas suffisant pour assurer la stabilité des combles.

Le contreventement vertical assure le maintien et l'équerrage des fermes treillis.

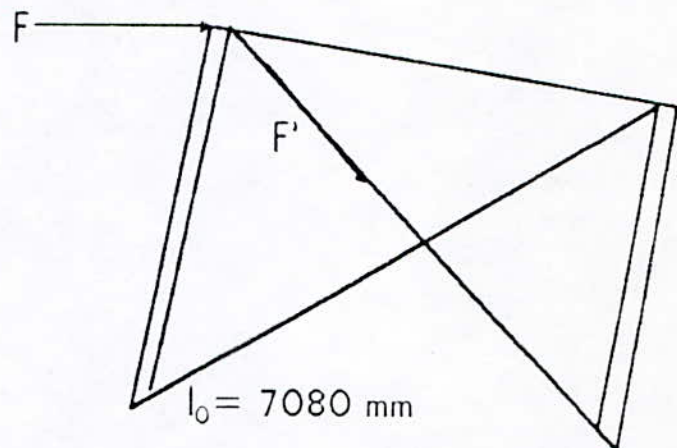
La principale fonction des contreventements verticaux est de limiter les longueurs de flambement des membrures des fermes.

*** - Vérification du contreventement**

La vérification des ciseaux n'est pas nécessaire sauf dans le cas où les fermes reçoivent des efforts importants.

- Stabilité verticales des fermes:

$$F' = F/10$$



Longueur de flambement

$$l_f = \frac{l_0}{2} = \frac{7080}{2} = 3540 \text{ Cm.}$$

$$F = -409,14 \text{ t (compression).}$$

$$F' = -40,91 \text{ t (revenant au ciseau).}$$

Il faut vérifier: $k\sigma \leq \sigma_e$

On choisit des doubles cornières $\text{L} 100 \times 100 \times 10$

$$i_x = i_y = 6,1 \text{ Cm}$$

$$A = 19,11 \text{ Cm}^2$$

$$\lambda = \frac{l}{i} = \frac{354}{0,1} = 58,032 \rightarrow k = 1,105$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{40,19 \times 10^3}{19,11} = 2140,76 \text{ kg / Cm}^2.$$

$$k\sigma = 2365,53 \text{ kg / Cm}^2 < 2400 \text{ kg / Cm}^2 \text{ (c'est vérifié).}$$

Chap VII

**Dimensionnement et verification
Des
éléments à treillis**

Introduction:

Certaines structures spatiales sont isostatiques, il est donc théoriquement possible de déterminer les efforts dans les barres par une épure de Crémona dans l'espace.

Toutefois ne serait-ce qu'en raison du nombre élevé des barres qui les composent, qu'elles soient isostatiques ou hyperstatiques, les structures spatiales nécessitent l'emploi de programmes automatiques pour le calcul de leurs sollicitations, les programmes les plus connus sont, SAP 80, SAP 90, ROBOT.

Dans l'étude qui suit nous utiliserons le logiciel SAP 90.

Le SAP 90 est un outil performant s'intégrant avec le niveau actuel de la technologie et de la technique.

Le SAP est appelé à être remanié pour rester à jour et suivre et garder son niveau de bonne performance. Le développement a été fait en Fortran 77 ce qui garantit une grande souplesse d'utilisation ainsi ce logiciel peut être exploité sur un micro ordinateur ou miniordinateur. Ce programme permet d'analyse statique et dynamique du système que l'on veut réaliser l'une ou l'autre ou deux simultanément, ainsi les combinaisons de changement peuvent inclure tous les résultats du changement statique que dynamique.

VII-1- Evaluation des charges et surcharges

$$g = 282,2 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{charge permanente})$$
$$V_n = 56 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{charge d\u00eate au vent normal})$$
$$N_n = 24,1 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{charge d\u00eate \u00e0 la neige normale})$$
$$P = 100 \text{ Kg/m}^2 \quad (\text{charge d'exploitation d'une toiture inaccessible}).$$

La combinaison la plus d\u00e9favorable est la combinaison 2: (effet du vent)

VII-2- Dimensionnement des \u00e9l\u00e9ments

On dimensionne le caisson principal et la ferme 11 qui sont les \u00e9l\u00e9ments les plus sollicit\u00e9s de la toiture. On utilisera des HEA et des doubles corni\u00e8res.

Connaissant les efforts dans les diff\u00e9rentes barres en utilisant le logiciel SAP 90, nous pouvons maintenant v\u00e9rifier l'admissibilit\u00e9 des diverses contraintes de traction et de compression dans les barres.

On dimensionne les diff\u00e9rentes sections en optimisant les contraintes au mieux pour chaque \u00e9l\u00e9ment.

2-1 V\u00e9rifications

- Les pi\u00e8ces comprim\u00e9es seront v\u00e9rifi\u00e9es \u00e0 la compression.
- Les pi\u00e8ces tendues seront v\u00e9rifi\u00e9es \u00e0 la traction.

A- Ferme 11

El\u00e9ments	Effort	N(t)
Arbaletries		-82,42
Montants		57,56
Diagonales		125,5
Entr\u00e2its		150,13

1- Arbaletriers :

$$N_{\max} = -82,42t$$

*- Verification à la compression:

On choisit des $\text{JL } 150 \times 150 \times 15$

et on doit vérifier: $k\sigma \leq \sigma_e$

k: coefficient de flambement, il est fonction de l'élanement λ .

$$\lambda = \frac{l_f}{i_y}$$

l_f : longueur de flambement ($l_f = l_0 = 5,012 \text{ m}$)

i_y : rayon de giration.

$$\begin{cases} i_y = 4,59 \text{ Cm} \\ A = 85,98 \text{ Cm}^2 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{501,2}{4,59} = 109,19 \rightarrow k = 2,148 \text{ (tables CM66)}$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{82,42 \times 10^3}{85,98} = 958,59 \text{ kg / cm}^2$$

$$k\sigma = 2059,06 \text{ kg / cm}^2 < 2400 \text{ kg / cm}^2 \text{ (c'est vérifié)}$$

2- Montants:

$$N_{\max} = 57,56t$$

*- Verification de la resistance à la traction:

On choisit des $\text{JL } 90 \times 90 \times 9$

et on doit vérifier: $\sigma \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{57,56 \times 10^3}{30,96} = 1859,17 \text{ kg / Cm}^2 < 2400 \text{ kg / Cm}^2$$

(C'est vérifié).

*- Verification à l'élanement:

$$\lambda_{\max} < \lambda_{\lim} = 200$$

$$\left\{ \lambda_x = \frac{l_0}{i_x} = \frac{522}{2,75} = 189,81 \right.$$

$$\left. \lambda_y = \frac{0,8l_0}{i_y} = 151,85 \right.$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = 189,81 < \lambda_{\lim} = 200$$

3- Diagonales :

$$N_{\max} = 125,5t.$$

*- Verification de la resistance à la traction:

On choisit des \llcorner 120x120x12

et on doit verifier: $\sigma \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{125,5 \times 10^3}{55,02} = 2280,89 \text{ kg / Cm}^2 < 2400 \text{ kg / Cm}^2$$

(C'est verifié).

*- Verification à l'élanement:

$$\lambda_{\max} < \lambda_{\lim} = 200.$$

$$\left\{ \lambda_x = \frac{l_o}{i_x} = \frac{706,5}{3,66} = 193,06 \right.$$

$$\left. \lambda_y = \frac{0,8l_o}{i_y} = 154,42 \right.$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = 193,06 < \lambda_{\lim} = 200$$

4- Membrures inferieures :

On choisit des \llcorner 150x150x15

et on doit verifier: $\sigma \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{150,13 \times 10^3}{85,98} = 1746,10 \text{ kg / Cm}^2 < 2400 \text{ kg / Cm}^2$$

(C'est verifié).

*- Verification à l'élanement:

$$\lambda_{\max} < \lambda_{\lim} = 200$$

$$\left\{ \lambda_x = \frac{l_o}{i_x} = \frac{500}{4,59} = 108,93 \right.$$

$$\left. \lambda_y = \frac{0,8l_o}{i_y} = 87,14 \right.$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = 108,93 < \lambda_{\lim} = 200$$

B- Caisson principal:

Eléments	Effort	N(t)
Membrures inferieures		114,19
Montants		95,62
Diagonales		190,52
Membrures superieures		-10,5

1-Membrures inferieures:

$$N_{\max} = 114,19t.$$

**- Verification de la resistance à la traction:*

On choisit des HEA 200

et on doit verifier: $\sigma \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{11,19 \times 10^3}{53,8} = 2122,49 \text{ kg / cm}^2 < 2400 \text{ kg / cm}^2$$

(c'est verifié)

2- Montants :

$$N_{\max} = 95,62t$$

**- Verification de la resistance à la traction:*

On choisit des HEA 180

et on doit verifier: $\sigma \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{95,62 \times 10^3}{45,3} = 2110,81 \text{ kg / Cm}^2 < 2400 \text{ kg / Cm}^2$$

(C'est verifié).

**- Verification à l'élanement:*

$$\lambda_{\max} < \lambda_{\lim} = 200$$

$$\begin{cases} \lambda_x = \frac{\ell_o}{i_x} = \frac{487}{7,45} = 65,36 \\ \lambda_y = \frac{0,8\ell_o}{i_y} = \frac{389,6}{4,52} = 86,19 \end{cases}$$

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = 86,19 < \lambda_{\min} = 200$$

3- Diagonales :

$$N_{\max} = +190,52t$$

*- Verification à la compression:

On choisit des HEB 260

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{190,52 \times 10^3}{86,8} = 2194,93 \text{ kg / Cm}^2$$

$$\sigma = 2194,93 \text{ kg / Cm}^2 < 2400 \text{ kg / Cm}^2 \text{ (C'est vérifié).}$$

4- Membrures superieures (pièces comprimées)

$$N_{\max} = -10,5t$$

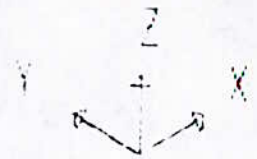
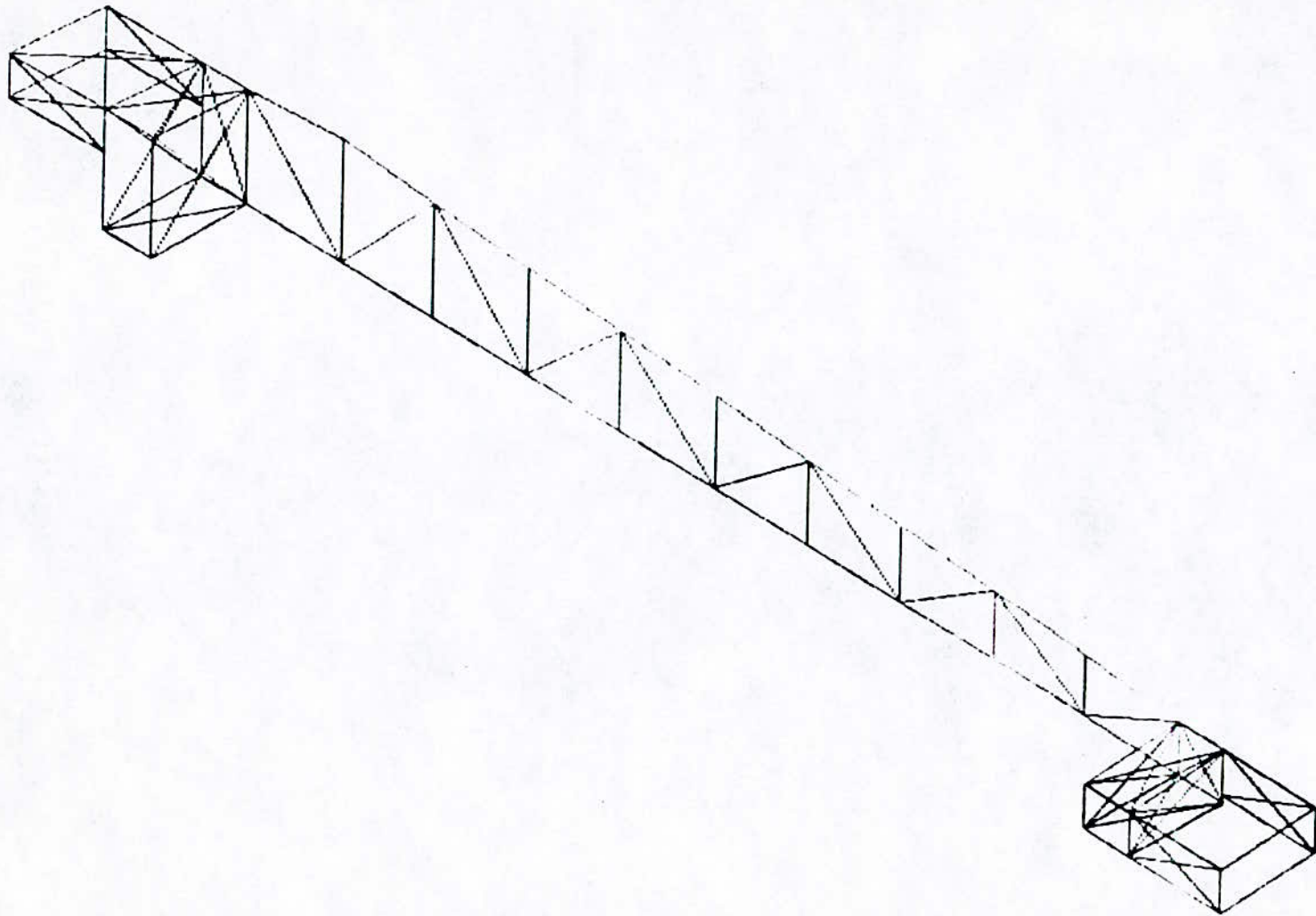
On choisit des HEA 120

et on doit verifier: $k\sigma \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{10,5 \times 10^3}{25,3} = 415,019 \text{ kg / Cm}^2$$

$$\lambda = \frac{\ell_o}{i_y} = \frac{5 \times 10^3}{3,02} = 165,5 \rightarrow k = 4,43$$

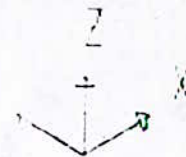
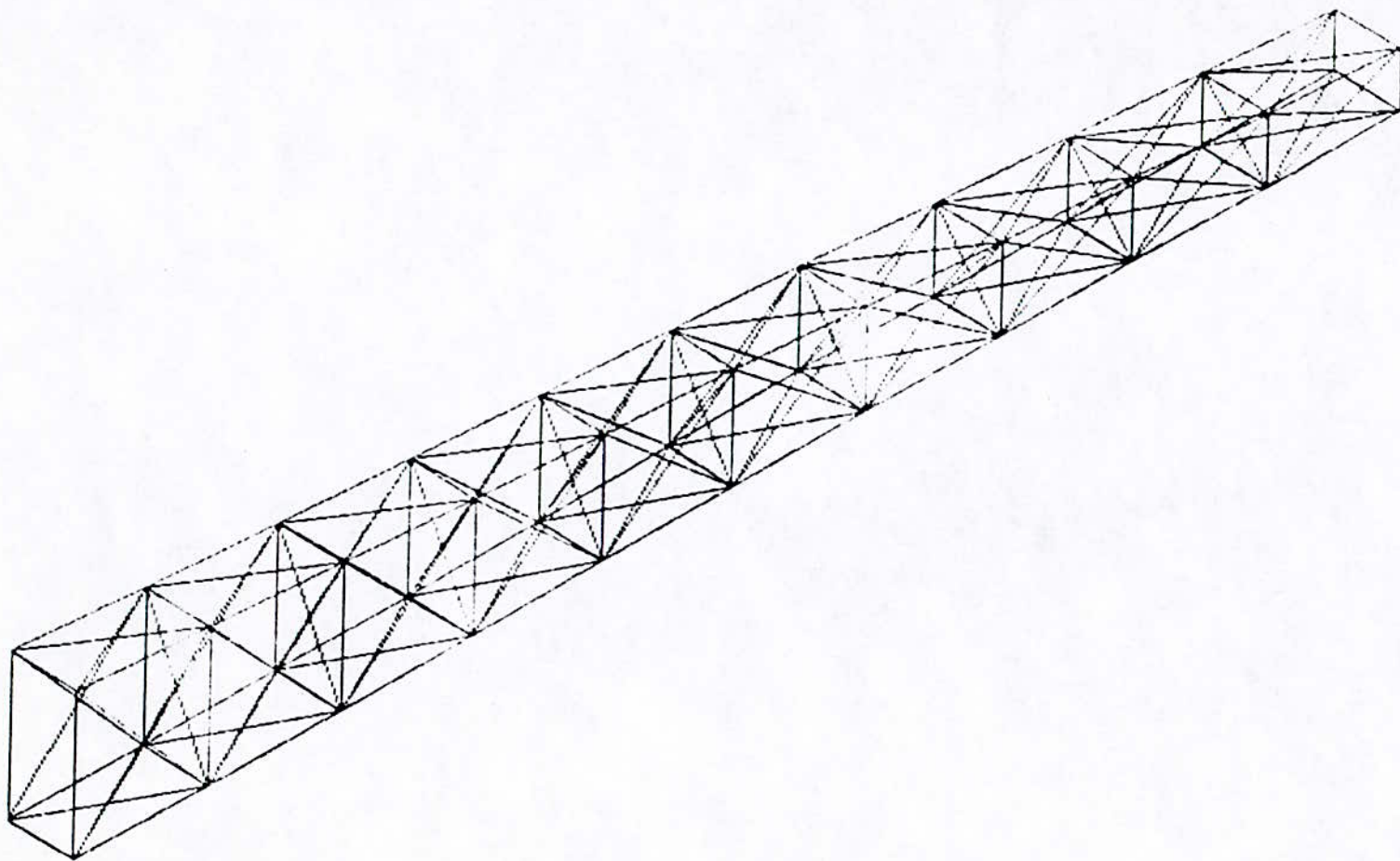
$$k\sigma = 1838,53 \text{ kg / Cm}^2 < 2400 \text{ kg / Cm}^2 \text{ (C'est vérifié).}$$



bs
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
WIRE FRAME

SAP90



bs
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
WIRE FRAME

SAP90

Chap VIII

Les assemblages

VIII- les assemblages

VIII-1- Généralités

Un assemblage est un dispositif qui permet de réunir et de solidariser plusieurs pièces entre elles, en assurant la transmission et la répartition des diverses sollicitations entre les pièces, sans générer de sollicitations parasites notamment de torsion.

Pour réaliser une structure métallique, on dispose de pièces individuelles qu'il convient d'assembler.

- Soit bout à bout (éclissages, raboutages).
- Soit concourantes (attaches treillis et systèmes réticulés).

Pour conduire les calculs selon les schémas classiques de la résistance des matériaux, il y a lieu de distinguer, parmi les assemblages :

- Les assemblages articulés, qui transmettent uniquement les efforts normaux et tranchants.
- Les assemblages rigides, qui transmettent en outre les divers moments.

Cette dichotomie est en fait une simplification pour mener les calculs, car en réalité, les assemblages ont un comportement intermédiaire (semi-articulés, semi-encastés).

Les articulations, réalisées par boulonnage, n'ont pas d'apparence d'articulations classiques.

Le critère caractéristique réside en fait dans la flexibilité à proximité du noeud.

Le choix de l'assemblage sera fonction des critères ci-après :

- Exécution facile.
- Hypothèses faites au départ sur le noeud.
- Et selon les éléments de réduction à transmettre.

VIII-2- Assemblages boulonnés:

Le nombre de boulons nécessaire dans chaque section doit équilibrer l'effort correspondant.

$$N = Q_{app} / Q_{adm}$$

Avec:

Q_{app} : effort par boulon dans la barre.

Q_{adm} : effort admissible au cisaillement.

élément		effort/ boulon DAN	Q (DAN)	ϕ mm	Nombre	Nuance
ferme	montant	50360	10659	20	4	10.9
	diagonale	62750	10659	20	6	10.9
caisson	montant	63974	10659	20	6	10.9
	diagonale	85070	10659	20	8	10.9

VIII-3-Assemblage par soudure:

A partir de la formule enveloppe:

On peut se dispenser de toute investigation plus poussée dès qu'on vérifie pour chaque cordon quelque soit la direction de l'effort et l'angle formé par les faces assemblées.

$$F / (0,75 \cdot l \cdot a \cdot \alpha)$$

avec:

l : longueur utile du cordon

a : épaisseur utile, distance minimale de la à la surface du cordon ou à la corde en cas de cordon bombé.

α : coefficient de réduction, qui est fonction de l'épaisseur a (en mm) du cordon qui prend les valeurs:

$$\begin{cases} \alpha = 1 & \text{pour } a \leq 4\text{mm} \\ \alpha = 0,8 \left(1 + \frac{1}{a} \right) & \text{pour } a \geq 4\text{mm} \end{cases}$$

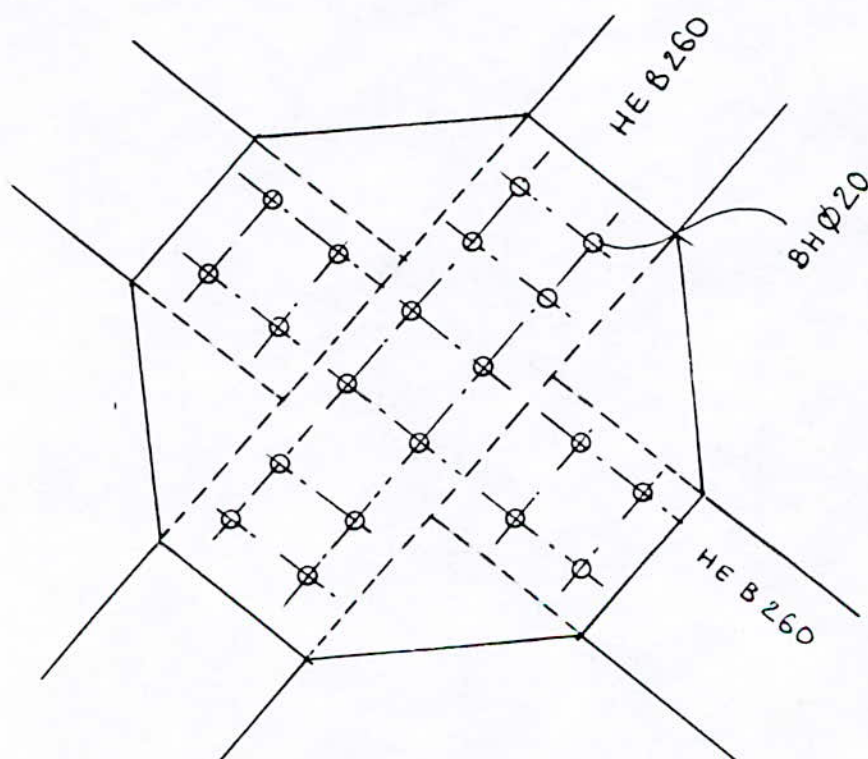
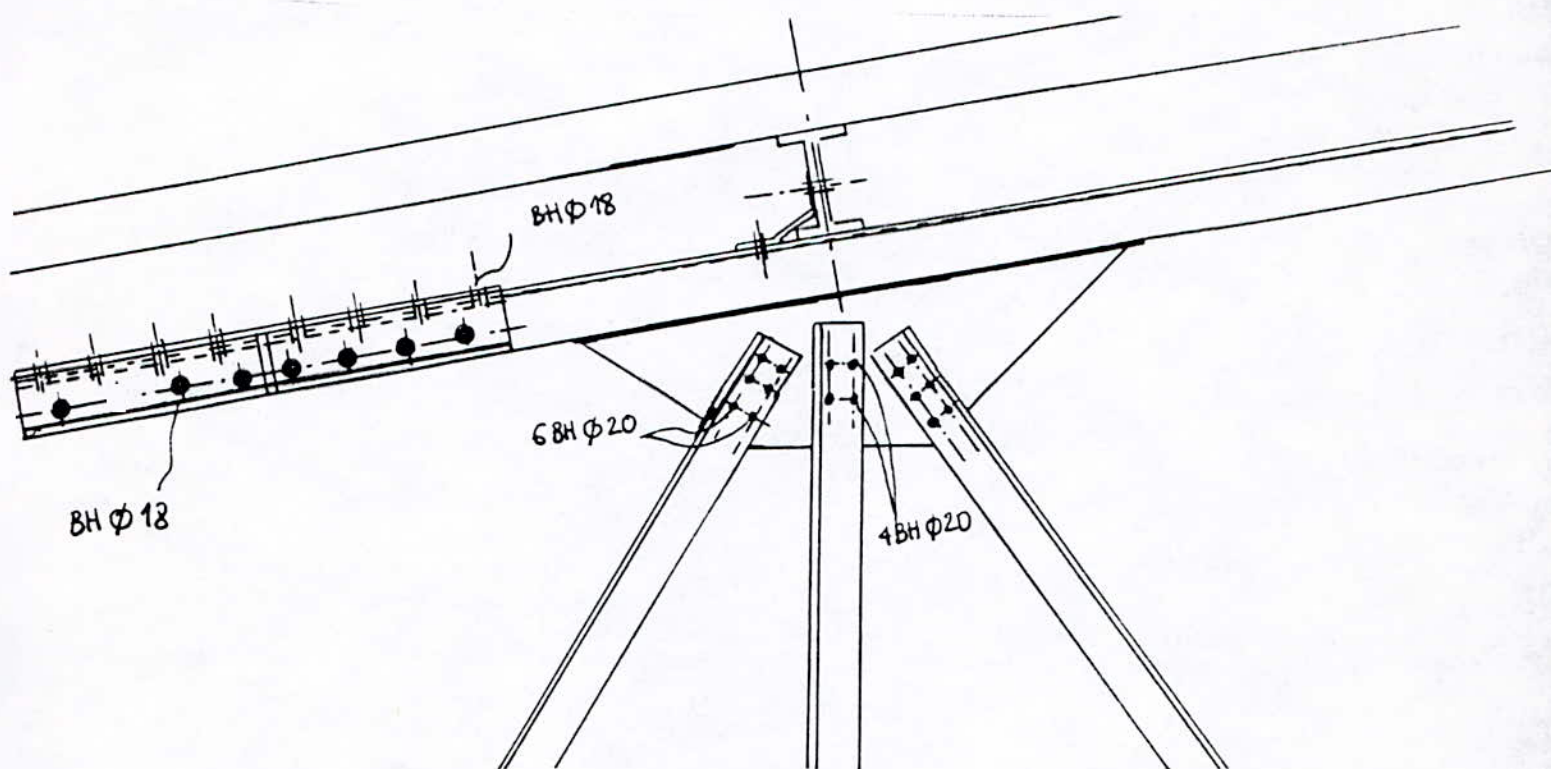
On peut indiquer la longueur de la soudure et on trouve:

$$l \geq 14,38 \text{ Cm.}$$

*-Couvre-joint:

Les barres très longues ne peuvent être transportées, elles doivent être recoupées en plusieurs tronçons, la continuité entre tronçons est assurée par des assemblages au chantier « joints de chantier ».

On réalise donc les assemblages d'equerre (noeuds) en usine par soudage et de reporter le joint de chantier à une certaine distance du noeud.



Assemblage des diagonales (caisson)

Chap IX

Etude des poteaux

IX Etude des poteaux

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments flechissants en tête et à la base dans le sens longitudinal et dans le sens transversal.

IX-1- L'elancement du poteau

La longueur de flambement à pour valeur:

$$l_c = 0,7l_0 = 9,1\text{m}$$

$$l_c / a = 9,1 / 2,5 = 3,6 < 14,4$$

(voir pierre charon -formulaire 14-)

donc le flambement n'est pas à considerer et nous avons une pièce courte d'où la condition $\lambda < 50$ est réalisée.



IX-2- Ferrailage du poteau

Pour simplifier les calculs on assimile les poteaux circulaires à des poteaux carrés, d'où on utilisera pour le calcul de ferrailage la méthode « pierre charon ».

$$\begin{cases} M = 2372,83 \text{ t.m} \\ N = 940,062 \text{ t} \\ T = 228,21 \text{ t} \end{cases}$$

2.1- Les armatures longitudinales

On a généralement :

$$\phi > 12 \text{ mm} ; \quad \frac{a}{20} < \phi < \frac{a}{10}$$

La section des armatures longitudinales doit être au moins égale à la valeur A_m , donnée par:

$$A_m = \frac{1,25}{1000} \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N}{\sigma'_{b'0}}$$

N: effort normal qui égal à 940,062 t.

$\sigma'_{b'0}$: contrainte admissible à la compression du béton

$$\sigma'_{b'0} = 67,5 \text{ bars}$$

θ_1 : coefficient pris égal à 1,8 pour les poteaux d'angle

$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} \quad (l_c = 2l_0)$$

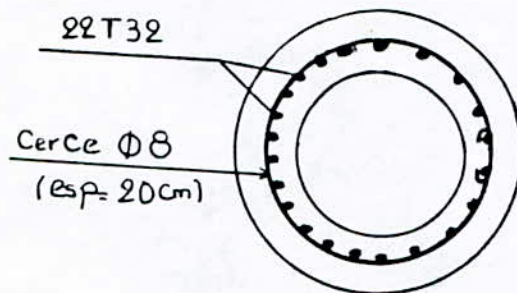
$$\theta_2 = 1 + \frac{2 \times 13}{4 \cdot 2,5 - 2 \cdot 0,05} = 3,62$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma'_m} = 1 + \frac{2160}{4120} = 1,52.$$

$$A'_m = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,18 \cdot 3,62 \cdot 1,52 \cdot \frac{940,062 \times 10^3}{68,5}$$

$$A'_m = 169,16 \text{ cm}^2$$

soit 22T32



coupe transversale

2-2. Les armatures transversales

On prend l'espacement $e = 20 \text{ cm}$

$h = 13 \text{ m} \Rightarrow$ on utilise 5 cerces dans chaque mètre espacés de 20 cm \Rightarrow

$$65\phi \Rightarrow A = 130,6 \text{ cm}^2$$

Les longrines

Les longrines sont des poutres reliant les semelles entre elles au niveau de la base de celle-ci.

Elles doivent être calculées pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à :

$N/15$ pour les terrains de consistance moyenne

$N/10$ pour les terrains meubles.

Où N est la force axiale du poteau en question.

Le ferrailage minimum doit être $4\phi 12$ ou $4T12$ avec des cadres dont l'espacement ne doit pas dépasser 20 cm

Dans notre cas $N_{max} = 940,062 \text{ t}$

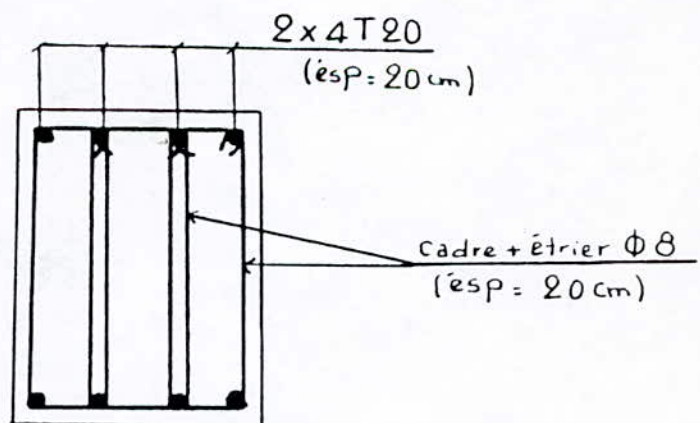
alors: $N = 940,062 / 15 = 62,67 \text{ t}$

La section de la longrine étant de $(30 \times 25) \text{ cm}^2$

En traction: $A_L = N / \sigma'_a$ ($\sigma'_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$)

$\Rightarrow A_L = (62,67 \times 103) / 2800 = 22,38 \text{ cm}^2$.

On prend pour les armatures longitudinales $8T20$ ($A = 25,12 \text{ cm}^2$) et nous adopterons pour les armatures transversales des cadres $\phi 8$ et des étriers $\phi 8$ et dont l'espacement est de 20 cm.



ChapX

Etude des fondations

X Etude des fondations

X-1-Introduction

Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte admissible du sol à introduire dans les calculs et qui est fonction des trois quantités suivantes:

- Contrainte de rupture de sol.
- Contrainte maximale autorisée par les règles parasismiques.
- Contrainte correspondant au tassement maximal acceptable.

En pratique, la valeur de la contrainte admissible du sol à introduire dans les calculs, que nous désignons par σ'_s , est donnée par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages ont déjà été réalisés, ou à partir des résultats des sondages effectués, en général, par un laboratoire de mécanique des sols.

X-2- Description du sol

Tous les forages qui ont été exécutés jusqu'à une profondeur d' environ 43m montrent un profil de couches comme suit:

- Sable de dune.
- Gravier - galet.
- Marne compacte.

La base du terrain est formée de marne, sédiment marin, la nappe souterraine est soumise à une pression faible, Sa hauteur piezométrique ne dépasse guère le niveau de la mer.

Les essais faits en laboratoire et insitu ont donné les coefficients caractéristiques du sol. (voir coupe de sol) tenant compte de la nature et les caractéristiques du sol, on pourrait réaliser des fondations sur semelles isolées sur les sables dunaires qui en principe possède une force portante considérable (2 à 3 bars).

La contrainte admissible du sol sera déterminer par la formule de Terzagui en considerant l'excentricité et l'obliquité éventuelles des charges.

Les tassements sont très faibles, et cela est dû à la couche de sable dont les grains sont uniformes et le coefficient œdométrique élevé, tandis que la couche de gravier-galet, elle est pratiquement incompressible.

Coupe du sol

Profondeurs

±0.00

- 6.00

- 16.00

- 21.30

- 21.50

- 35.00

Sable Fin

Sable moyennement
Grenu.

Galets et Gravier

arrêt du Forage à
une profondeur
de 40 m.

$$\gamma_d = 1.60 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_h = 2.00 \text{ t/m}^3$$

$$\eta = 40 \%$$

$$e = 0.66$$

$$J = 32.5$$

$$\gamma_d = 1.8 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_h = 2.15 \text{ t/m}^3$$

$$\eta = 32 \%$$

$$J = 37.5$$

$$e = 0.47$$

$$\gamma_d = 1.70 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_h = 2.10 \text{ t/m}^3$$

$$\gamma_s = 2.75 \text{ t/m}^3$$

$$\eta = 38.2 \%$$

$$e = 0.62$$

$$L.L = 46 \%$$

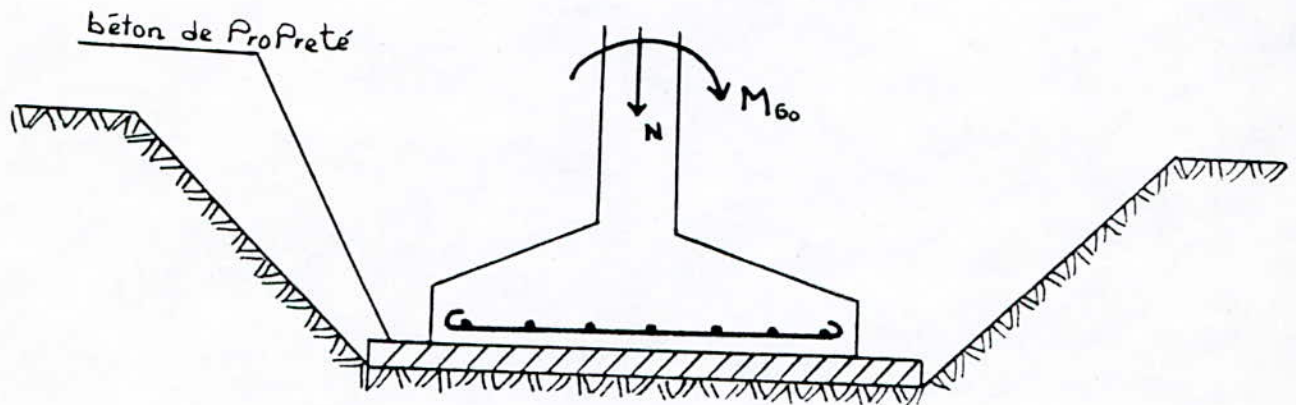
$$L.P = 19 \%$$

$$\omega = 22 \%$$

$$C_u = 2.0 \text{ kg/cm}^2$$

X-3-Description de la semelle

Une semelle sous poteau isolée est constituée par des empattements destinés à répartir sur le sol de fondation la charge transmise par le poteau.



(Fig. 1)

On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 200 Kg de ciment par mètre cube de béton (voir fig.1).

N : La charge à transmettre au sol dans le sens longitudinal du poteau, cette charge comprend:

- Le poids de poteau.
- Les charges permanentes agissant sur le poteau.
- Les charges d'exploitation agissant sur le poteau.

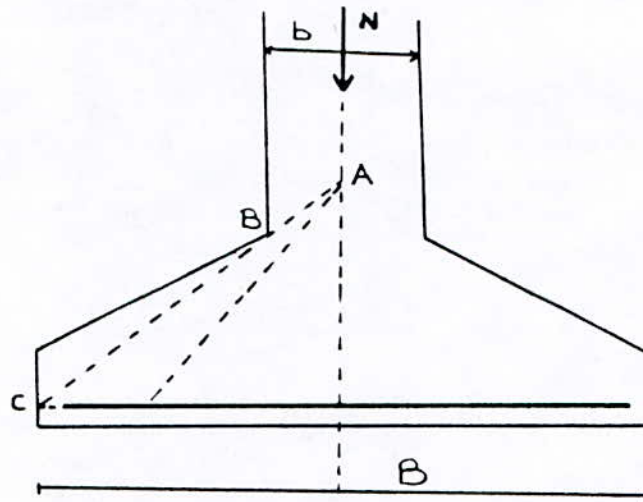
M_{G_0} : le moment rapporté au centre de gravité du béton seul de la section de base du poteau.

Les semelles sont des pièces dont la hauteur est grande par rapport à la longueur.

Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode des bielles, mise au point à la suite d'essais et qui consiste à admettre que les efforts provenant du poteau sont

transmis au sol par des bielles de béton obliques et équilibrées deux à deux par les armatures .

On considère que les bielles ont leur origine au point A, intersection de la droite CB avec l'axe de poteau (voir fig.2).

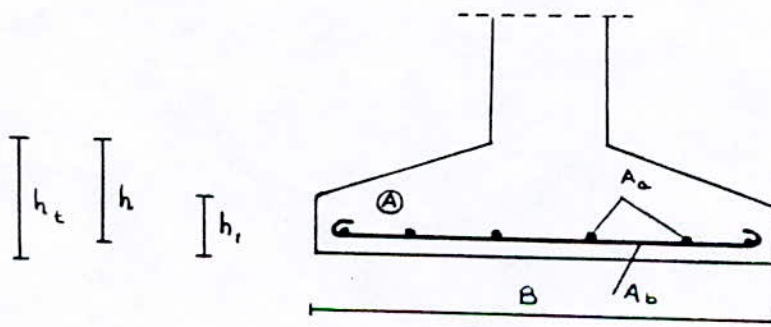


(Fig. 2)

Après calcul on déduit la section des armatures par unité de longueur de semelle:

$$A = \frac{N(B-b)}{8h\sigma'}$$

3-1-étude de la semelle



$$N = 1558,5t$$

$$M = 3039,15 \text{ t.m}$$

$$T = 233,78 \text{ t}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,95 \text{ m.}$$

3-1-1- Dimensionnement:

$$\frac{B}{A} = \frac{b}{a} = 1 \Rightarrow A = B$$

$$\sigma'_1 > \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \Rightarrow \begin{cases} \sigma'_1 > \frac{N}{A \cdot B} + \frac{M_y}{I} \\ A \geq 6 \cdot e_0 \quad (\text{stabilité de la semelle}) \end{cases}$$

$$A \geq 6 \cdot e_0 \Rightarrow A \geq 11,7 \text{ m on prend } A = B = 12 \text{ m}$$

3-1-2-Calcul de la contrainte admissible du sol:

On applique la formule de Terzagui pour une semelle isolée

$$\sigma'_1 = \gamma_k D + \frac{\left(1 - 0,2 \frac{A}{B}\right) \gamma_k \frac{A}{2} N_\gamma + \gamma_k D (N_q - 1) + \left(1 + 0,2 \frac{A}{B}\right) c N_c}{F}$$

Dans le cas d'une excentricité, A est remplacé par $A' = A - 2e_0$.

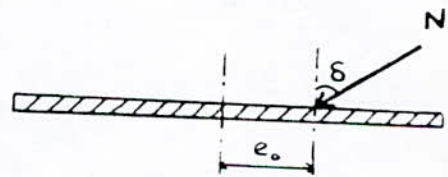
L'effort tranchant provoque une inclinaison de N d'un angle

$$\delta = \text{Arctg} \frac{T}{N}$$

et dans ce cas N_γ et N_q seront multipliés par des coefficients reducteurs i_γ , i_q

$$\text{respectivement } \delta = \text{Arctg} \frac{233,78}{1558,5} = 8,53^\circ.$$

$$\begin{cases} \delta = 8,53^\circ \\ \varphi = 32,5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} i_q = 0,71 \\ i_\gamma = 0,56 \end{cases}$$



(tableau VIII, X de la mécanique des sols tome 2 par G. Sanglerat).

$$\varphi = 32,5 \Rightarrow \begin{cases} N_x = 23,2 \\ N_y = 29,8 \end{cases}$$

$c = 0$ (sable)

F: coefficient de sécurité = 3.

D: ancrage = 2,5m.

D'où $\sigma'_1 = 2,5 \text{ bars}$.

3-1-3 Etude de diagramme des contraintes pour les semelles reposant sur le sol

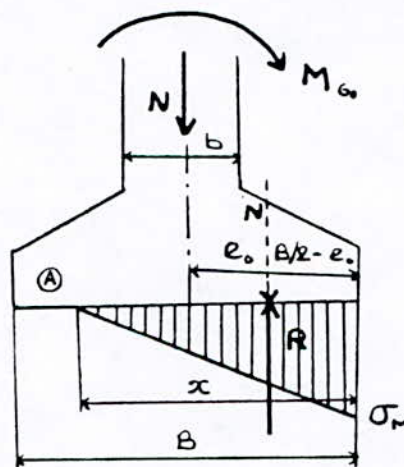
La semelle à étudier est une semelle carrée d'où $A = B = 12 \text{ m}$.

$e = 1,95 \text{ m} > \frac{B}{6} = 2 \text{ m} \Rightarrow$ le diagramme des contraintes sera triangulaire

(N tombe à l'extérieur du noyau central de la semelle). (voir fig .3).

Dans ce cas la resultante R des contraintes du sol a pour valeur:

$$R = \sigma_m \cdot \frac{x}{2} \cdot A.$$



(Fig. 3)

R passe par le centre de gravité du triangle des contraintes donc à $x/3$ de l'extrémité droite de la semelle.

Comme R doit être égale et opposée à N, on a:

$$\frac{x}{3} = \frac{B}{2} - e_0$$

$$R = N = \sigma_m \times \frac{3}{2} \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) \cdot A$$

$$\Rightarrow \sigma_m = \frac{2N}{3 \left(\frac{B}{2} - e_0 \right) \cdot A}$$

$$\sigma_m = \frac{2 \times 1558,5}{3 \left(\frac{12}{2} - 1,95 \right) \times 12} = 21,37t$$

On admet que l'on doit avoir pour l'équilibre:

$$\sigma_M \leq 1,33\sigma', \text{ (cas general)} \Rightarrow 21,37t < 28,42t$$

$$\sigma_M \leq \sigma', \text{ (si le moment est dû au vent dominant)} \Rightarrow 21,37t < 25t.$$

Les deux conditions sont vérifiées.

3-1-4-Hauteur de la semelle:

$$h \geq \max \left\{ \frac{A-a}{4}, \frac{B-b}{4} \right\}$$

$$h \geq \max \{2,37m, 2,375m\}$$

On prend: $h = 2,38m$

$$\Rightarrow \begin{cases} h_t = h + d = 2,43m. \\ h_t = \frac{h_t}{2} \text{ à } \frac{h_t}{3} = 1m. \\ h = 2,38m. \end{cases}$$

3-2-Ferraillage de la semelle:

Il s'agit d'une semelle rigide, on utilise la méthode des bielles, qui consiste à calculer la semelle sollicitée par $N' > N$ ou $N' = \sigma(A/4) \cdot A \cdot B$

d'où

$$\sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{\sigma_2 + 3\sigma_1}{4}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{AB} \pm \frac{M_v}{I}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A^2} \left(1 \pm \frac{6e}{A}\right)$$

$$\begin{cases} \sigma_1 = 21,37t/m^2 \\ \sigma_2 = 0,27t/m^2 \end{cases} \Rightarrow \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = 16,095t/m^2$$

$$\text{d'où } N' = \sigma\left(\frac{A}{4}\right) \cdot A \cdot B = 2317,68t$$

$$A_a = \frac{N'(A - a)}{8h \cdot \sigma'_s} = 413\text{Cm}^2$$

$$A_b = \frac{N'(B - b)}{8h \cdot \sigma'_s} = 413\text{Cm}^2$$

$$A_a = A_b = 413\text{Cm}^2 \rightarrow 52\text{T}32 \quad (A = 417,99 \text{Cm}^2)$$

La semelle est ferrillée symétriquement dans le sens a et b.

$A_s = 413\text{Cm}^2$ on prend 52 T 32 ($A_s = 417,9 \text{Cm}^2$) pour la nappe inférieure suivant le sens a et b.

Les règles de bonne construction conduisent à prévoir une armature supérieure dont la section est de l'ordre de $A_s/10$ soit $41,3 \text{Cm}^2$ (26T16), des armatures verticales T20 et des armatures horizontales T16 avec un espacement de 20 Cm.

(voir plan de ferrillage)

*-Verification de l'adhérence:

La contrainte d'adhérence admissible pour les ancrages d'armatures en barres est donnée par:

$$\tau_d = 1,25 \Psi_d \sigma'_b$$

d'où: Ψ_d : coefficient de scellement, est pris égal à 1,5 pour les barres à haute adhérence.

σ'_b : Contrainte de traction de référence du béton.

Pour un dosage de 350 kg/m^3 , on a $\sigma'_b = 5,8 \text{ bars}$.

$$\tau'_d = 2,8 \sigma'_b = 16,31 \text{ kg/Cm}^2$$

on doit vérifier si: $\phi_s < \frac{\tau'_d}{\sigma'_b} A$

$$\left\{ \frac{\tau'_d}{\sigma'_b} \cdot A = \frac{16,31}{2800} \cdot 1200 = 6,99 \text{ Cm} > \phi_s \right.$$

$$\left\{ \frac{\tau'_d}{\sigma'_b} \cdot B = 6,99 \text{ Cm} > \phi_s \right.$$

⇒ on ne met pas des crochets à 45° .

*- Verification au poinçonnement:

$$h \geq 1,44 \sqrt{\frac{Q'}{\sigma'_{b_0}}} = 1,44 \sqrt{\frac{2317,68 \times 10^3}{67,5}} \approx 2,40 \text{ m.}$$

C'est vérifié

*- Verification de la fissuration:

La limite imposée par la condition de fissuration du béton est la plus grande des valeurs σ_1 ou σ_2 définies par les relations suivantes (σ_1 et σ_2 en bars):

$$\sigma_1 = k \frac{\eta \omega_1}{\phi(1+10\omega_1)} \quad , \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta \cdot k \cdot \sigma'_b}{\phi}}$$

(voir béton armé - pierre charon- Formulaire).

d'où:

k: coefficient dépendant des conséquences de fissuration, est égale à $1,5 \times 10^6$ pour les fissuration peu nuisible.

η : coefficient de fissuration, est égal à 1,6 pour les barres à haute adhérence.

σ'_B : contrainte de traction de référence du béton, en bars $\sigma'_b = 5,8$ bars (dosage 350 kg / m³).

ϕ : diamètre nominal, en millimètres, de la plus grosse des barres tendues ($\phi = 32$ mm).

ω_f : pourcentage de fissuration.

$$\omega_f = A / B_f$$

A: section totale des armatures tendues.

$$B_f = 2 \cdot d \cdot B \quad (\text{voir fig. 4})$$

$$B_f = 12000 \text{ Cm}^2.$$

$$\omega_f = 413 / 12000 = 0,034.$$

$$\sigma_1 = 1902,98 \text{ kg} / \text{Cm}^2 = 1903 \text{ kg} / \text{Cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 1582,90 \text{ Kg} / \text{Cm}^2 = 1583 \text{ kg} / \text{Cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{2800, \max(1903, 1583)\}.$$

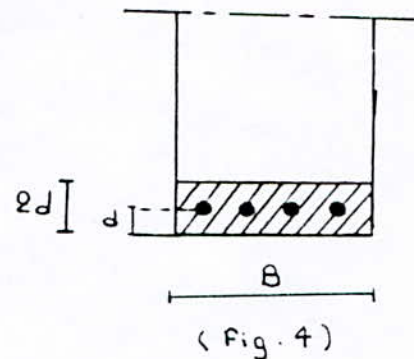
$$\bar{\sigma}_s = 1903 \text{ Kg} / \text{Cm}^2 < 2800 \text{ Kg} / \text{Cm}^2$$

\Rightarrow possibilité de fissuration.

Pour éviter ce phénomène on doit changer la contrainte admissible de l'acier, d'où on prend $\sigma'_a = 1903 \text{ kg} / \text{Cm}^2$

$$A = 413 \text{ Cm}^2 \Rightarrow \omega_f = 0,034 \Rightarrow \sigma_1 = 1583 \text{ kg} / \text{Cm}^2, \sigma_2 = 1903 \text{ kg} / \text{Cm}^2$$

Alors $\sigma_2 \geq \sigma'_a$ (c'est vérifié).



Conclusion generale:

En comparaison des constructions en béton, armé ou précontraint, les constructions métalliques exigent qu'une attention toute particulière soit portée sur certains points, notamment:

- Les assemblages (boulonnages, soudages), afin de se prémunir contre leurs risques de rupture brutale, qui conduiraient à la ruine de l'ouvrage par effondrement.
- Les phénomènes d'instabilités élastique (flambement, déversement, voilement) qui amplifient considérablement les contraintes dans les pièces et qui sont particulièrement redoutables en construction métallique, du fait de l'utilisation de pièces de faible épaisseur et de grand élancement.

En plus, les apparitions de désordre, dans les constructions métalliques, sont les conséquences d'erreurs qui peuvent se situer à différents niveaux:

- au niveau de la conception (choix technologiques, calculs).
- au niveau de la production (plans d'exécution, choix des méthodes, fabrication, contrôle).
- au niveau de la manutention (transport, levage, montage).

Les possibilités d'erreurs sont nombreuses et peuvent concerner tous les acteurs intervenant aux différents stades d'élaboration d'une structure.

Certaines erreurs peuvent conduire à des désordres légers, affectant des équipements secondaires, qui ne participent pas à la stabilité de l'ouvrage (déchirement de couvertures ou de bardages, par exemple), par contre, d'autres erreurs peuvent occasionner des désordres importants, conduisant à l'effondrement partiel ou total de la construction.

En conclusion, les causes des désordres en construction métallique sont multiples et leurs conséquences de portées très variables. Il faut simplement retenir que tous les intervenants concernés (conception, calculs, dessins, fabrication, montage, ...) sont impliqués et responsables à leurs niveaux respectifs d'intervention, et que la prudence doit rester de rigueur pour tous.

Mais, malgré ces désordres les structures métalliques présentent de nombreux avantages, et certains inconvénients.

Principaux avantages:

- industrialisation totale: il est possible de préfabriquer intégralement des bâtiments en atelier, avec une grande précision et une grande rapidité (à partir des laminés). Le montage sur site, par boulonnage est d'une grande simplicité.
- Transport aisé, en raison du poids peu élevé, qui permet de transporter loin, en particulier à l'exportation.
- Résistance mécanique:
 - La grande résistance de l'acier à la traction permet de franchir de grandes portées.
 - La possibilité d'adaptation plastique offre une grande sécurité.
 - La tenue aux seismes est bonne, du fait de la ductilité de l'acier.
- Modifications: les transformations, adaptations, surélévations ultérieures d'un ouvrage sont aisément réalisables.
- Possibilités architecturales, beaucoup plus étendues qu'en béton.

Principaux inconvénients:

- Résistance en compression moindre que le béton.
- Susceptibilité aux phénomènes d'instabilité élastique, en raison de la minceur des profils.
- Mauvaise teneur au feu, exigeant des mesures de protection onéreuses.
- Nécessité d'entretien régulier des revêtements protecteurs contre la corrosion pour assurer la pérennité de l'ouvrage.
-

Malgré tout, la construction métallique reste un mode de construction séduisant, largement aussi sécurisant que les constructions en béton ou en bois.

La conception d'une ossature ne peut être laissée au soin du spécialiste de construction métallique travaillant isolément, mais doit s'élaborer de concert avec les autres participants à la conception du bâtiment, même lorsque cette ossature n'intervient pas de manière apparente dans l'architecture.

Il nous paraît utile de rappeler qu'un bâtiment doit être de conception simple, de calcul aisé et d'exécution rapide.

Le but de l'ingénieur n'est donc pas de faire des ouvrages spectaculaires, mais de simplifier au maximum tout ce qu'on devra exécuter, pour cela, il faut qu'il sache mesurer les difficultés des ouvrages complexes afin de les écarter.

Bibliographie:

- Guide pratique de charpente métallique.
Établie par: DAUSSY
- Construction métallique - aide mémoire.
Établie par: Dunod.
- Les charpente métalliques
Établie par: Gustin.
- Béton armé 2.
Établie par: Jean Perchat.
- Conception et calcul des structures métalliques.
Établie par: P. Labarraque.
- Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règle B.A.E.L.83.
Établie par: Pierre Charon.
- Des règles neige et vent Algériennes NV 65.
- Règles de calcul des construction en acier CM 66.
Établie par:
 - L'institut technique du bâtiment et des travaux publics.
 - Le centre technique industriel de la construction métallique.
- Règles parasismiques Algériennes RPA 88.
Document technique réglementaire DTRB-2-48.
Composition du groupe de travail spécialisé (G.T.S).
- Calcul pratique des structures métalliques O.P.U.
- Mécanique de sol, tomes I, II.
Établie par: Songlerat.

Annexes

Annexe A

STAP (Prédimensionnement des éléments secondaires)

ferme7

22,1,1,1
1,0,1,1,0.,0.,0.,0
2,0,0,1,4.5,0.,0.,0
3,0,0,1,9.5,0.,0.,0
4,0,0,1,14.5,0.,0.,0
5,0,0,1,19.5,0.,0.,0
6,0,0,1,24.5,0.,0.,0
7,0,0,1,29.5,0.,0.,0
8,0,0,1,34.5,0.,0.,0
9,0,0,1,39.5,0.,0.,0
10,0,0,1,44.5,0.,0.,0
11,0,1,1,49,0.,0.,0
12,0,0,1,0.,3.47,0.,0
13,0,0,1,4.5,3.82,0.,0
14,0,0,1,9.5,4.14,0.,0
15,0,0,1,14.5,4.52,0.,0
16,0,0,1,19.5,4.87,0.,0
17,0,0,1,24.5,5.22,0.,0
18,0,0,1,29.5,4.87,0.,0
19,0,0,1,34.5,4.52,0.,0
20,0,0,1,39.5,4.17,0.,0
21,0,0,1,44.5,3.82,0.,0
22,0,0,1,49,3.47,0.,0
1,11,
12,2,-5
13,2,-5
14,2,-5
15,2,-5
16,2,-5
17,2,-5
18,2,-5
19,2,-5
20,2,-5
21,2,-5
22,2,-5
1,41,1
1,21e+9,10e-4
1,1,2,1,0
2,2,3,1,0
3,3,4,1,0
4,4,5,1,0
5,5,6,1,0
6,6,7,1,0
7,7,8,1,0
8,8,9,1,0
9,9,10,1,0
10,10,11,1,0
11,1,12,1,0
12,2,12,1,0
13,2,13,1,0
14,2,14,1,0
15,3,14,1,0
16,4,14,1,0
17,4,15,1,0
18,4,16,1,0
19,5,16,1,0
20,6,16,1,0
21,6,17,1,0
22,6,18,1,0

23, 7, 18, 1, 0
24, 8, 18, 1, 0
25, 8, 19, 1, 0
26, 8, 20, 1, 0
27, 9, 20, 1, 0
28, 10, 20, 1, 0
29, 10, 21, 1, 0
30, 10, 22, 1, 0
31, 11, 22, 1, 0
32, 12, 13, 1, 0
33, 13, 14, 1, 0
34, 14, 15, 1, 0
35, 15, 16, 1, 0
36, 16, 17, 1, 0
37, 17, 18, 1, 0
38, 18, 19, 1, 0
39, 19, 20, 1, 0
40, 20, 21, 1, 0
41, 21, 22, 1, 0

1ferme7

C O N T R O L I N F O R M A T I O N

NUMBER OF NODAL POINTS (NUMNP) = 22
NUMBER OF ELEMENT GROUPS (NUMEG) = 1
NUMBER OF LOAD CASES (NLCASE) = 1
SOLUTION MODE (MODEX) = 1
EQ.0, DATA CHECK
EQ.1, EXECUTION

1 N O D A L P O I N T D A T A

INPUT NODAL DATA

H N O D E N U M B E R I N G	B O U N D A R Y C O N D I T I O N C O D E S			N O D A L P O I N T C O O R D I N A T E S		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1	0	1	1	.000	.000	.000
2	0	0	1	4.500	.000	.000
3	0	0	1	9.500	.000	.000
4	0	0	1	14.500	.000	.000
5	0	0	1	19.500	.000	.000
6	0	0	1	24.500	.000	.000
7	0	0	1	29.500	.000	.000
8	0	0	1	34.500	.000	.000
9	0	0	1	39.500	.000	.000
10	0	0	1	44.500	.000	.000
11	0	1	1	49.000	.000	.000
12	0	0	1	.000	3.470	.000
13	0	0	1	4.500	3.820	.000
14	0	0	1	9.500	4.140	.000
15	0	0	1	14.500	4.520	.000
16	0	0	1	19.500	4.870	.000
17	0	0	1	24.500	5.220	.000
18	0	0	1	29.500	4.870	.000
19	0	0	1	34.500	4.520	.000
20	0	0	1	39.500	4.170	.000
21	0	0	1	44.500	3.820	.000
22	0	0	1	49.000	3.470	.000

GENERATED NODAL DATA

H NODE NUMBER ING	BOUNDARY CONDITION CODES			NODAL POINT COORDINATES		
	X	Y	Z	X	Y	Z
1	0	1	1	.000	.000	.000
2	0	0	1	4.500	.000	.000
3	0	0	1	9.500	.000	.000
4	0	0	1	14.500	.000	.000
5	0	0	1	19.500	.000	.000
6	0	0	1	24.500	.000	.000
7	0	0	1	29.500	.000	.000
8	0	0	1	34.500	.000	.000
9	0	0	1	39.500	.000	.000
10	0	0	1	44.500	.000	.000
11	0	1	1	49.000	.000	.000
12	0	0	1	.000	3.470	.000
13	0	0	1	4.500	3.820	.000
14	0	0	1	9.500	4.140	.000
15	0	0	1	14.500	4.520	.000
16	0	0	1	19.500	4.870	.000
17	0	0	1	24.500	5.220	.000
18	0	0	1	29.500	4.870	.000
19	0	0	1	34.500	4.520	.000
20	0	0	1	39.500	4.170	.000
21	0	0	1	44.500	3.820	.000
22	0	0	1	49.000	3.470	.000
.000	0					

EDUATION NUMBERS

NODE NUMBER	DEGREE OF FREEDOM		
	X	Y	Z
N			
1	1	0	0
2	2	3	0
3	4	5	0
4	6	7	0
5	8	9	0
6	10	11	0
7	12	13	0
8	14	15	0
9	16	17	0
10	18	19	0
11	20	0	0
12	21	22	0
13	23	24	0
14	25	26	0
15	27	28	0
16	29	30	0
17	31	32	0
18	33	34	0
19	35	36	0

20	37	38	0
21	39	40	0
22	41	42	0

1 LOAD CASE DATA

LOAD CASE NUMBER = 1

NUMBER OF CONCENTRATED LOADS . = 11

	NODE NUMBER	DIRECTION	LOAD MAGNITUDE
0	12	2	-.50000E+01
0	13	2	-.50000E+01
0	14	2	-.50000E+01
0	15	2	-.50000E+01
0	16	2	-.50000E+01
0	17	2	-.50000E+01
0	18	2	-.50000E+01
0	19	2	-.50000E+01
0	20	2	-.50000E+01
0	21	2	-.50000E+01
0	22	2	-.50000E+01

1E L E M E N T G R O U P D A T A

E L E M E N T D E F I N I T I O N

ELEMENT TYPE (NPAR(1)) . . . = 1

- EQ.1, TRUSS ELEMENTS
- EQ.2, ELEMENTS CURRENTLY
- EQ.3, NOT AVAILABLE

NUMBER OF ELEMENTS. (NPAR(2)) . . . = 41

M A T E R I A L D E F I N I T I O N

NUMBER OF DIFFERENT SETS OF MATERIAL
AND CROSS-SECTIONAL CONSTANTS (NPAR(3)) . . . = 1

SET NUMBER	YOUNGS MODULUS E	CROSS-SECTIONAL AREA A
---------------	------------------------	------------------------------

1	.21000E+11	.100000E-02
---	------------	-------------

1 E L E M E N T I N F O R M A T I O N

ELEMENT NUMBER-N	NODE I	NODE J	MATERIAL SET NUMBER
1	1	2	1
2	2	3	1
3	3	4	1
4	4	5	1
5	5	6	1
6	6	7	1
7	7	8	1
8	8	9	1
9	9	10	1
10	10	11	1
11	1	12	1

12	2	12	1
13	2	13	1
14	2	14	1
15	3	14	1
16	4	14	1
17	4	15	1
18	4	16	1
19	5	16	1
20	6	16	1
21	6	17	1
22	6	18	1
23	7	18	1
24	8	18	1
25	8	19	1
26	8	20	1
27	9	20	1
28	10	20	1
29	10	21	1
30	10	22	1
31	11	22	1
32	12	13	1
33	13	14	1
34	14	15	1
35	15	16	1
36	16	17	1
37	17	18	1
38	18	19	1
39	19	20	1
40	20	21	1
41	21	22	1

1TOTAL SYSTEM DATA

NUMBER OF EQUATIONS (NEQ) = 42
NUMBER OF MATRIX ELEMENTS (NWK) = 578
MAXIMUM HALF BANDWIDTH (MK) = 25
MEAN HALF BANDWIDTH (MM) = 13

1LOAD CASE 1

D I S P L A C E M E N T S

NODE	-DISPLACEMENT	Y-DISPLACEMENT	Z-DISPLACEMENT
1	.100016E-03	.000000E+00	.000000E+00
2	.100016E-03	-.118903E-03	.000000E+00
3	.110871E-03	-.228219E-03	.000000E+00
4	.121726E-03	-.305594E-03	.000000E+00
5	.135843E-03	-.350354E-03	.000000E+00
6	.149960E-03	-.362611E-03	.000000E+00
7	.164077E-03	-.350211E-03	.000000E+00
8	.178194E-03	-.305307E-03	.000000E+00
9	.188971E-03	-.227560E-03	.000000E+00
10	.199748E-03	-.118651E-03	.000000E+00
11	.199748E-03	.000000E+00	.000000E+00
12	.176763E-03	-.454403E-05	.000000E+00
13	.179992E-03	-.119747E-03	.000000E+00
14	.180585E-03	-.228219E-03	.000000E+00
15	.173192E-03	-.306598E-03	.000000E+00
16	.162923E-03	-.350354E-03	.000000E+00
17	.149885E-03	-.361845E-03	.000000E+00

18	.136858E-03	-.350211E-03	.000000E+00
19	.126594E-03	-.306384E-03	.000000E+00
20	.118779E-03	-.227560E-03	.000000E+00
21	.119985E-03	-.119523E-03	.000000E+00
22	.123196E-03	-.454405E-05	.000000E+00

STRESS CALCULATIONS FOR ELEMENT GROUP 1

ELEMENT NUMBER	FORCE	STRESS
1	-.130200E-04	-.130200E-01
2	.455914E+02	.455914E+05
3	.455914E+02	.455914E+05
4	.592910E+02	.592910E+05
5	.592911E+02	.592911E+05
6	.592915E+02	.592915E+05
7	.592915E+02	.592915E+05
8	.452640E+02	.452640E+05
9	.452639E+02	.452639E+05
10	.159494E-04	.159494E-01
11	-.274999E+02	-.274999E+05
12	.334701E+02	.334701E+05
13	-.463492E+01	-.463492E+04
14	-.247798E+02	-.247798E+05
15	-.441478E-04	-.441478E-01
16	.129757E+02	.129757E+05
17	-.466644E+01	-.466644E+04
18	-.517237E+01	-.517237E+04
19	.466145E-04	.466145E-01
20	-.220662E+01	-.220662E+04
21	.307953E+01	.307953E+04
22	-.220701E+01	-.220701E+04
23	-.295335E-05	-.295335E-02
24	-.517213E+01	-.517213E+04
25	-.499967E+01	-.499967E+04
26	.134414E+02	.134414E+05
27	-.760557E-05	-.760557E-02
28	-.244261E+02	-.244261E+05
29	-.479387E+01	-.479387E+04
30	.334703E+02	.334703E+05
31	-.275000E+02	-.275000E+05
32	-.265853E+02	-.265853E+05
33	-.265594E+02	-.265594E+05
34	-.557461E+02	-.557461E+05
35	-.557218E+02	-.557218E+05
36	-.578516E+02	-.578516E+05
37	-.578517E+02	-.578516E+05
38	-.557224E+02	-.557224E+05
39	-.557224E+02	-.557224E+05
40	-.265702E+02	-.265702E+05
41	-.265853E+02	-.265853E+05

ISOLUTION TIME LOG IN SEC

FOR PROBLEM

fermez

Annexe B

SAP 90 (Dimensionnement et vérification)

INTRODUCTION

Les programmes **SAP**, lancés il y a plus de 25 ans, ont acquis la réputation du logiciel le plus utilisé dans le domaine de l'analyse des structures par éléments finis.

SAP90 représente la dernière sortie de la famille **SAP**. Opérationnel sur un ordinateur personnel, il offre les performances de la technologie d'aujourd'hui: capacité de calcul, vitesse d'exécution, précision, analyses statique et dynamique, ...

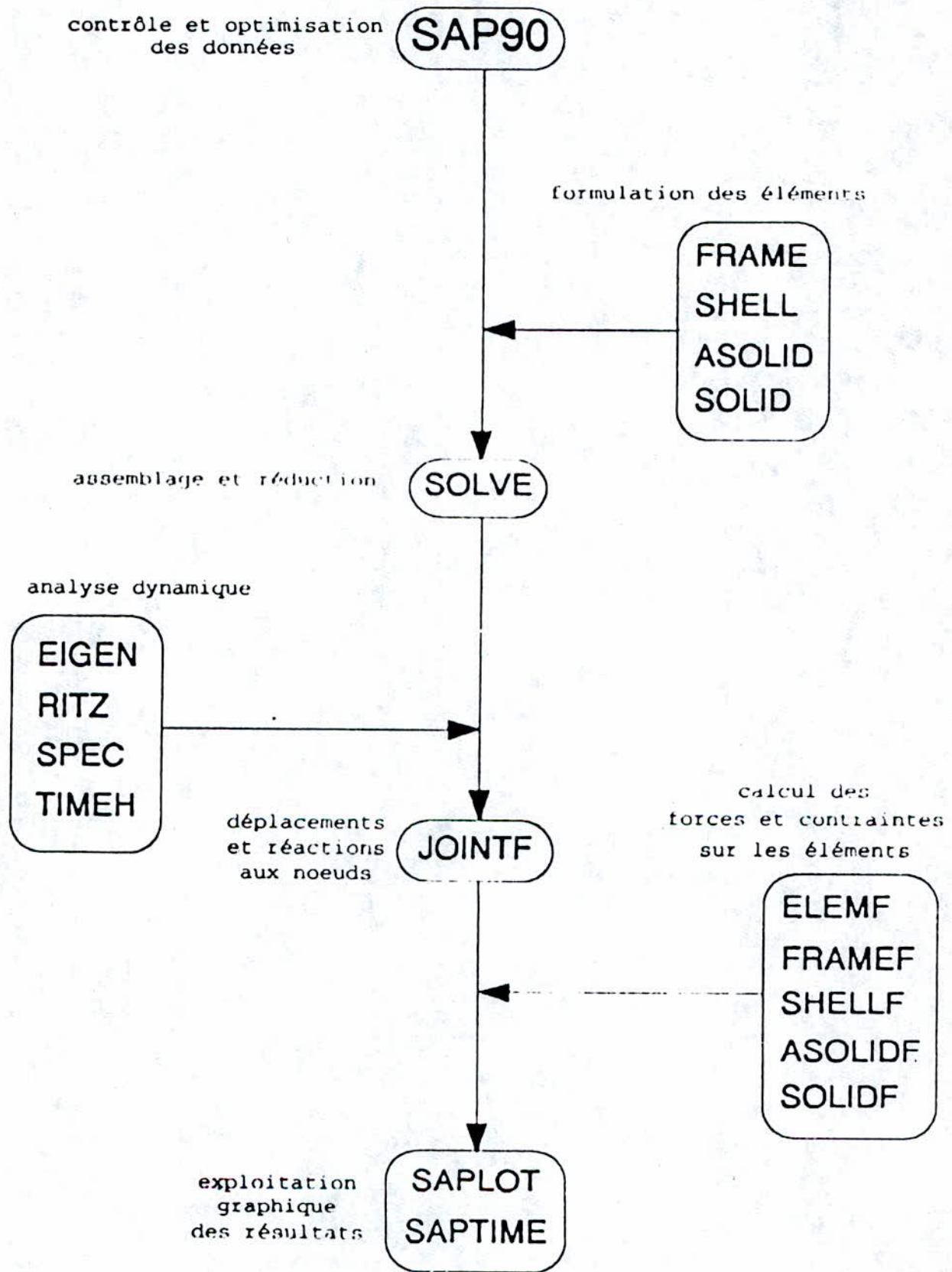
SAP90 est une formule complète, il permet, en outre de la préparation et de l'exécution, l'interprétation graphique des résultats de l'analyse.

Fonctionnement

Le programme **SAP90** est un ensemble de programmes (modules) et qui sont exécutés dans un ordre déterminé. La disposition de ces modules et les phases d'exécution sont illustrées dans la figure 1.1 .

Le module **SAP90** est toujours exécuté le premier. A sa requête, on doit lui spécifier le nom du fichier de données de la structure à traiter (**EXEMPLE**). Une exécution sans erreur de ce module va créer le fichier **GO.BAT** . Ce dernier comporte une série de modules qui sont activés pour le traitement de la structure particulière et suivant les types d'analyse désirés. L'étape suivante est de lancer **GO** pour exécuter cette série de commandes. Une suite de messages à l'écran vous informe de la progression des calculs.

Le programme **SAP90** comporte une option appelée **RESTART** qui consiste à modifier certaines données et de relancer l'exécution pour obtenir d'autres résultats sans pour autant refaire toute la procédure de calcul (gain de temps)



Analyse statique et dynamique d'une toiture en C.M.

SYSTEM

N=479 L=4 V=4

JOINTS

C Caisson 1

1	X=0	Y=0	Z=13	
71	X=50			G=1,71,7
2	X=0	Y=2.5	Z=13	
72	X=50			G=2,72,7
3	X=0	Y=2.5	Z=16.5	
73	X=50		Z=13	G=3,73,7
4	X=0	Y=7.5	Z=16.5	
74	X=50		Z=13	G=4,74,7
5	X=0	Y=7.5	Z=18.5	
75	X=50		Z=15	G=5,75,7
6	X=0	Y=2.5	Z=18.5	
76	X=50		Z=15	G=6,76,7
7	X=0	Y=0	Z=18.5	
77	X=50		Z=15	G=7,77,7

C Caisson 2

78	X=50	Y=-50.2	Z=13	
148	X=0			G=78,148,7
79	X=50	Y=-52.7	Z=13	
149	X=0			G=79,149,7
80	X=50	Y=-52.7	Z=16.5	
150	X=0		Z=13	G=80,150,7
81	X=50	Y=-57.7	Z=16.5	
151	X=0		Z=13	G=81,151,7
82	X=50	Y=-57.7	Z=18.5	
152	X=0		Z=15	G=82,152,7
83	X=50	Y=-52.7	Z=18.5	
153	X=0		Z=15	G=83,153,7
84	X=50	Y=-50.2	Z=18.5	
154	X=0		Z=15	G=84,154,7

C Caisson 3

155	X=-.75	Y=-50.1	Z=13	
225		Y=-.1		G=155,225,7
156	X=-3.25	Y=-50.1	Z=13	
226		Y=-.1		G=156,226,7
157	X=-3.25	Y=-50.1	Z=13	
227		Y=-.1	Z=16.5	G=157,227,7
158	X=-8.25	Y=-50.1	Z=13	
228		Y=-.1	Z=16.5	G=158,228,7
159	X=-8.25	Y=-50.1	Z=15	
229		Y=-.1	Z=18.5	G=159,229,7
160	X=-3.25	Y=-50.1	Z=15	
230		Y=-.1	Z=18.5	G=160,230,7
161	X=-.75	Y=-50.1	Z=15	
231		Y=-.1	Z=18.5	G=161,231,7

C Caisson 4

232	X=50.75	Y=-.1	Z=13	
302		Y=-50.1		G=232,302,7
233	X=53.25	Y=-.1	Z=13	
303		Y=-50.1		G=233,303,7
234	X=53.25	Y=-.1	Z=13	
304		Y=-50.1	Z=16.5	G=234,304,7
235	X=58.25	Y=-.1	Z=13	
305		Y=-50.1	Z=18.5	G=235,305,7

236	X=58.25	Y=-.1	Z=15	
306		Y=-50.1	Z=18.5	G=236,306,7
237	X=53.25	Y=-.1	Z=15	
307		Y=-50.1	Z=18.5	G=237,307,7
238	X=50.75	Y=-.1	Z=15	
308		Y=-50.1	Z=18.5	G=238,308,7
C Ferme 1				
309	X=5	Y=-5.1	Z=13	
325		Y=-45.1		G=309,325,2
310		Y=-5.1	Z=18.5	
326		Y=-45.1	Z=15.7	G=310,326,2
C Ferme 2				
327	X=10	Y=-5.1	Z=13	
343		Y=-45.1		G=327,343,2
328		Y=-5.1	Z=18.15	
330		Y=-10.1	Z=18.5	
344		Y=-45.1	Z=16.05	G=330,344,2
C Ferme 3				
345	X=15	Y=-5.1	Z=13	
361		Y=-45.1		G=345,361,2
346		Y=-5.1	Z=17.8	
348		Y=-10.1	Z=18.15	
350		Y=-15.1	Z=18.5	
362		Y=-45.1	Z=16.4	G=350,362,2
C Ferme 4				
363	X=20	Y=-5.1	Z=13	
379		Y=-45.1		G=363,379,2
364		Y=-5.1	Z=17.45	
368		Y=-15.1	Z=18.15	G=364,368,2
370		Y=-20.1	Z=18.5	
380		Y=-45.1	Z=16.75	G=370,380,2
C Ferme 5				
381	X=25	Y=-5.1	Z=13	
397		Y=-45.1		G=381,397,2
382		Y=-5.1	Z=17.1	
388		Y=-20.1	Z=18.15	G=382,388,2
390		Y=-25.1	Z=18.5	
398		Y=-45.1	Z=17.1	G=390,398,2
C Ferme 4'				
399	X=30	Y=-5.1	Z=13	
415		Y=-45.1		G=399,415,2
400		Y=-5.1	Z=16.75	
408		Y=-25.1	Z=18.15	G=400,408,2
410		Y=-30.1	Z=18.50	
412		Y=-35.1	Z=18.15	
416		Y=-45.1	Z=17.45	G=412,416,2
C Ferme 3'				
417	X=35	Y=-5.1	Z=13	
433		Y=-45.1		G=417,433,2
418		Y=-5.1	Z=16.4	
428		Y=-30.1	Z=18.15	G=418,428,2
430		Y=-35.1	Z=18.5	
434		Y=-45.1	Z=17.8	G=430,434,2
C Ferme 2'				
435	X=40	Y=-5.1	Z=13	
451		Y=-45.1		G=435,451,2
436		Y=-5.1	Z=16.05	
450		Y=-40.1	Z=18.5	G=436,450,2
452		Y=-40.1	Z=18.15	
C Ferme 1'				
453	X=45	Y=-5.1	Z=13	
469		Y=-45.1		G=453,469,2

454 Y=-5.1 Z=15.7
470 Y=-45.1 Z=18.5 G=454,470,2

c poteaux

471 x=-1.35 y=1.25 z=0
472 x=-1.35 y=1.25 z=13
473 x=51.35 y=1.25 z=0
474 x=51.35 y=1.25 z=13
475 x=51.35 y=-51.25 z=0
476 x=51.35 y=-51.25 z=13

477 x=-1.35 y=-51.25 z=0
478 x=-1.35 y=-51.25 z=13

c joint centre

479 x=25 y=-25 z=15.75

RESTRAINTS

1,470,1 R=0,0,0,0,0,1
1,2,1 R=0,1,1,1,0,1
6,7,1 R=0,1,1,1,0,1
71,72,1 R=1,1,1,1,0,1
76,77,1 R=1,1,1,1,0,1
78,79,1 R=0,1,1,1,0,1
83,84,1 R=0,1,1,1,0,1
148,149,1 R=1,1,1,1,0,1
153,154,1 R=1,1,1,1,0,1
155,156,1 R=1,0,1,0,1,1
160,161,1 R=1,0,1,0,1,1
225,226,1 R=1,1,1,0,1,1
230,231,1 R=1,1,1,0,1,1
232,233,1 R=1,0,1,0,1,1
237,238,1 R=1,0,1,0,1,1
302,303,1 R=1,1,1,0,1,1
307,308,1 R=1,1,1,0,1,1
472,476,4 R=0,1,1,1,0,1
474,478,4 R=1,1,1,1,0,1
471,475,4 R=1,1,1,1,1,1
473,477,4 R=1,1,1,1,1,1
479 R=0,0,1,1,1,0

FRAME

NM=6 Z=-1 NL=4

1 d=.015,.185,.2 b=.2,.009,.2 W=.00613 M=.0613 E=2.1e8 G=1.05e8
2 d=.010,.180,.190 b=.2,.0065,.2 W=.00422 M=.0422 E=2.1e8 G=1.05e8
3 d=.010,.180,.190 b=.2,.0065,.2 W=.00422 M=.0422 E=2.1e8 G=1.05e8
4 d=.015,.185,.2 b=.2,.009,.2 W=.00613 M=.0613 E=2.1e8 G=1.05e8
5 d=.000001 B=.000001 W=.00000001 M=.0000001 E=2E+10 G=1E+10
6 A=4.45 I=1.91,1.91 W=144.625 M=1446.25 E=.77e8 G=.14e8

1 WL=0,-4.5,0
2 WL=0,-1.2,0
3 WL=0.28,0,0
4 WL=0,-2.5,0

1 1 8 M=1 LP=2,0 ms=479,479 E=9,1,7,7
11 2 9 M=1 LP=2,0 G=9,1,7,7
21 4 11 M=1 LP=2,0 ms=479,479 G=9,1,7,7
31 5 12 M=1 LP=2,0 ms=479,479 G=9,1,7,7
41 6 13 M=1 LP=2,0 ms=479,479 G=9,1,7,7
51 7 14 M=1 LP=2,0 ms=479,479 G=9,1,7,7
61 1 2 M=1 LP=3,0 ms=479,479 G=10,1,7,7
72 3 4 M=1 LP=3,0 ms=479,479 G=10,1,7,7
83 5 6 M=1 LP=3,0 ms=479,479 G=10,1,7,7
94 6 7 M=1 LP=3,0 ms=479,479 G=10,1,7,7
105 1 7 M=2 LP=2,0 ms=479,479 G=10,1,7,7
116 2 3 M=2 LP=2,0 ms=479,479 G=10,1,7,7

126	3	6	M=2	LP=2,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
137	4	5	M=2	LP=2,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
148	1	9	M=3	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
158	2	8	M=3	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
168	7	13	M=3	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
178	6	14	M=3	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
188	8	13	M=3	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
197	9	14	M=3	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
206	1	14	M=3	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
216	7	8	M=3	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
226	2	13	M=3	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
236	9	6	M=3	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
781	3	5	M=3	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
992	4	6	M=3	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
246	78	85	M=1	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
256	79	86	M=1	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
266	81	88	M=1	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
276	82	89	M=1	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
286	83	90	M=1	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
296	84	91	M=1	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
306	78	79	M=1	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
317	80	81	M=1	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
328	82	83	M=1	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
339	83	84	M=1	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
350	78	84	M=2	LP=2,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
361	79	80	M=2	LP=2,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
371	80	83	M=2	LP=2,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
382	81	82	M=2	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
661	234	237	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
672	235	236	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
683	232	240	M=4	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
693	233	239	M=4	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
903	238	244	M=4	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
913	237	245	M=4	LP=1,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
923	239	244	M=5	LP=2,0	ms=479,479	G=8,1,7,7
932	240	245	M=5	LP=2,0	ms=479,479	G=8,1,7,7
941	232	245	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
951	238	239	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
961	233	244	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
971	240	237	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1047	234	236	M=4	LP=2,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
1058	235	237	M=4	LP=2,0	ms=479,479	G=10,1,7,7
1069	8	309	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1070	309	311	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1078	325	141	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1079	14	310	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1080	310	312	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1088	325	147	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1089	309	311	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1095	14	309	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1099	309	312	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1103	312	313	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1107	325	147	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1108	15	327	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1109	327	329	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1117	343	134	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1118	21	325	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1119	325	330	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1127	344	140	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1128	327	329	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1137	21	327	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1138	327	330	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7
1142	330	331	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=9,1,7,7

1362	435	436	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=8,1,2,2
1371	63	435	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1372	435	438	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=3,1,4,4
1376	438	439	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=3,1,4,4
1380	451	98	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1381	64	453	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1382	453	455	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1390	469	85	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=7,1,2,2
1391	70	454	M=4	LP=3,0	NSL=1,2,3,4	ms=479,479
1392	454	456	M=4	LP=3,0	NSL=1,2,3,4	ms=479,479
1400	470	91	M=4	LP=3,0	NSL=1,2,3,4	ms=479,479
1401	453	454	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1410	70	453	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=8,1,2,2
1411	453	456	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1415	456	457	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=3,1,4,4
1419	469	91	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=3,1,4,4
1420	218	311	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1421	211	313	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1422	204	315	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1423	197	317	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1424	190	319	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1425	183	321	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1426	176	323	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1427	169	325	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1428	309	211	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1429	311	204	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1430	313	197	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1431	315	190	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1432	317	183	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1433	319	176	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1434	321	169	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1435	323	162	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1436	239	455	M=4	LP=1,0	ms=479,479	
1444	453	246	M=4	LP=1,0	ms=479,479	G=7,1,7,2
1452	5	13	M=4	LP=3,0	ms=479,479	G=7,1,2,7
1453	6	12	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1454	223	229	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1455	222	230	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1456	299	307	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1457	300	306	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1458	86	90	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1459	89	97	M=4	LP=3,0	ms=479,479	
1460	471	472	M=6	LP=2,0	ms=0,479	
1461	473	474	M=6	LP=2,0	ms=0,479	
1462	475	476	M=6	LP=2,0	ms=0,479	
1463	477	478	M=6	LP=2,0	ms=0,479	

masse

479 m=790.63,790.63,0,0,0,214063.07

spec

A=0	S=0.03	D=0.1
0.3	2.00	2.00
0.4	2.00	2.00
0.5	2.00	2.00
0.6	1.77	1.77
0.7	1.59	1.59
0.8	1.46	1.46
0.9	1.35	1.35
1.0	1.26	1.26
1.1	1.18	1.18
1.2	1.12	1.12
1.3	1.06	1.06

1.4	1.00	1.00
1.5	0.96	0.96
1.6	0.921	0.921
1.7	0.88	0.88
1.8	0.852	0.852
1.9	0.821	0.821
2.0	0.794	0.794
10.	0.794	0.794

COMBO

1. C=4/3, 1.5, 0, 1.5
2. C=1, 0, 1.2, 0
3. C=1, 0, 0, 1 D=1
4. C=0, 0, 0, 0 D=1

SELECT

NT=1 ID=474 SW=1
NT=1 ID=1,77,1
NT=1 ID=309,326,1
NT=1 ID=381,398,1
NT=1 ID=232,308,1
NT=2 ID=473,474,1
NT=2 ID=1,77,1
NT=2 ID=309,326,1
NT=2 ID=381,398,1
NT=2 ID=232,308,1
NT=3 ID=473,474,1
NT=3 ID=1,77,1
NT=3 ID=309,326,1
NT=3 ID=381,398,1
NT=5 ID=840,971,1
NT=5 ID=1,236,1
NT=5 ID=1069,1107,1
NT=5 ID=1225,1263,1

21	-----							
	1	25.53	.0	-.74	1.97	.00	.00	.01
			5.0	-.70	-1.64	.00	.00	
	2	28.20	.0	-.81	2.18	.00	.00	.01
			5.0	-.78	-1.82	.00	.00	
	3	12.72	.0	-.37	.99	.00	.00	.01
			5.0	-.34	-.81	.00	.00	
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	
22	-----							
	1	23.75	.0	-.56	1.29	.00	-.00	-.00
			5.0	-.52	-1.41	.00	.00	
	2	26.26	.0	-.61	1.42	.00	-.00	-.00
			5.0	-.58	-1.57	.00	.00	
	3	11.82	.0	-.28	.65	.00	.00	.00
			5.0	-.25	-.70	.00	.00	
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	
23	-----							
	1	18.27	.0	-.43	.94	.00	.00	.00
			5.0	-.39	-1.10	.00	.00	
	2	20.22	.0	-.47	1.04	.00	.00	.00
			5.0	-.44	-1.22	.00	.00	
	3	9.10	.0	-.22	.47	.00	.00	.00
			5.0	-.19	-.54	.00	.00	
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	
24	-----							
	1	12.66	.0	-.30	.63	.00	-.00	.00
			5.0	-.26	-.79	.00	.00	
	2	14.03	.0	-.33	.70	.00	-.00	.00
			5.0	-.30	-.88	.00	.00	
	3	6.30	.0	-.16	.32	.00	.00	.00
	PAGE 7		5.0	-.13	-.39	.00	.00	
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	
25	-----							
	1	6.78	.0	-.17	.30	.00	-.00	.00
			5.0	-.13	-.47	.00	.00	
	2	7.54	.0	-.19	.33	.00	-.00	.00
			5.0	-.16	-.53	.00	.00	

	3	3.38	.0	-.09	.15	.00	.00	.00
			5.0	-.06	-.23	.00	.00	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	.00
26	-----							
	1	.46	.0	-.04	-.06	.00	-.00	.00
			4.3	.00	-.13	.00	.00	.00
			5.0	.01	-.13	.00	.00	.00
	2	.54	.0	-.03	-.07	.00	-.00	.00
			5.0	-.00	-.15	.00	.00	.00
	3	.23	.0	-.02	-.02	.00	.00	.00
			3.7	.00	-.07	.00	.00	.00
			5.0	.01	-.06	.00	.00	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	.00
27	-----							
	1	-6.69	.0	.12	-.47	.00	-.00	.00
			5.0	.16	.24	.00	.00	.00
	2	-7.38	.0	.14	-.52	.00	-.00	.00
			5.0	.17	.26	.00	.00	.00
	3	-3.33	.0	.05	-.23	.00	.00	.00
			5.0	.09	.12	.00	.00	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	.00
28	-----							
	1	-15.35	.0	.31	-.97	.00	-.00	.00
			5.0	.35	.67	.00	.00	.00
	2	-16.97	.0	.35	-1.08	.00	-.00	.00
			5.0	.38	.74	.00	.0	.00
	3	-7.64	.0	.15	-.48	.00	.00	.00
			5.0	.18	.34	.00	.00	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	.00
29	-----							
	1	-26.62	.0	.53	-1.60	.00	-.00	.00
			5.0	.57	1.16	.00	.00	.00
	2	-29.47	.0	.59	-1.78	.00	-.00	.00
			5.0	.62	1.27	.00	.00	.00
	3	-13.25	.0	.26	-.79	.00	-.00	.00
			5.0	.29	.58	.00	.00	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	.00

		.0	-.15	.31	.00	.00	
		5.0	-.12	-.38	.00	.00	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.0	.00	.00	.00	.00	
35							
1	6.78						.00
		.0	-.17	.29	.00	.00	
		5.0	-.13	-.46	.00	.00	
2	7.54						.00
		.0	-.18	.32	.00	.00	
		5.0	-.15	-.52	.00	.00	
3	3.38						.00
		.0	-.09	.15	.00	.00	
		5.0	-.06	-.23	.00	.00	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.0	.00	.00	.00	.00	
36							
1	.46						.00
		.0	-.03	-.06	.00	-.00	
		4.3	.00	-.13	.00	.00	
		5.0	.01	-.13	.00	.00	
2	.54						.00
		.0	-.03	-.07	.00	-.00	
		5.0	-.00	-.15	.00	.00	
3	.23						.00
		.0	-.02	-.03	.00	.00	
		3.7	.00	-.07	.00	.00	
		5.0	.01	-.06	.00	.00	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.0	.00	.00	.00	.00	
37							
1	-6.69						.00
		.0	.12	-.46	.00	-.00	
		5.0	.16	.23	.00	.00	
2	-7.38						.00
		.0	.14	-.51	.00	-.00	
		5.0	.17	.25	.00	.00	
3	-3.33						.00
		.0	.05	-.23	.00	.00	
		5.0	.08	.12	.00	.00	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.0	.00	.00	.00	.00	
38							
1	-15.34						.00
		.0	.30	-.95	.00	-.00	
		5.0	.34	.66	.00	.00	
2	-16.97						.00
		.0	.34	-1.06	.00	-.00	
		5.0	.37	.72	.00	.00	
3	-7.64						.00
		.0	.14	-.47	.00	.00	
		5.0	.18	.33	.00	.00	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.0	.00	.00	.00	.00	

1	-26.62	.0	.52	-1.59	.00	-.00	.00
		5.0	.56	1.14	.00	.00	.00
2	-29.47	.0	.59	-1.76	.00	-.00	.00
		5.0	.62	1.26	.00	.00	.00
3	-13.25	.0	.26	-.78	.00	-.00	.00
		5.0	.29	.57	.00	.00	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
40	-----						
1	-38.22	.0	1.08	-2.62	.00	.00	-.01
		5.0	1.12	2.91	.00	-.00	-.01
2	-42.33	.0	1.21	-2.91	.00	.00	-.01
		5.0	1.24	3.21	.00	-.00	-.01
3	-19.04	.0	.53	-1.30	.00	.00	-.01
		5.0	.56	1.45	.00	-.00	-.01
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
41	-----						
1	27.48	.0	-.63	1.56	.00	-.00	.01
2	30.37	5.0	-.59	-1.49	.00	.00	.00
		.0	-.69	1.73	.00	-.00	.00
3	13.69	5.0	-.66	-1.65	.00	.00	.00
		.0	-.32	.78	.00	.00	.00
4	.00	5.0	-.29	-.74	.00	.00	.00
		.0	.00	.00	.00	.00	.00
42	-----						
1	23.68	.0	-.50	1.11	.00	-.00	-.00
		5.0	-.46	-1.29	.00	.00	-.01
2	26.18	.0	-.54	1.22	.00	-.00	-.01
		5.0	-.51	-1.43	.00	.00	-.00
3	11.79	.0	-.25	.56	.00	-.00	-.00
		5.0	-.22	-.64	.00	.00	-.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
43	-----						
1	18.27	.0	-.40	.87	.00	-.00	.00
		5.0	-.36	-1.02	.00	.00	.00
2	20.22	.0	-.43	.96	.00	-.00	.00
		5.0	-.40	-1.13	.00	.00	.00

	2	14.04	5.0	-.23	-.72	.00	.00	-.00
			.0					
	3	6.31	5.0	-.27	-.80	.00	.00	.00
			.0	-.14	.26	.00	.00	
	4	.00	5.0	-.11	-.35	.00	.00	.00
			.0	.00	.00	.00	.00	
45			5.0	.00	.00	.00	.00	

	1	6.80	.0	-.16	.25	.00	.00	-.00
			5.0	-.11	-.43	.00	.00	
	2	7.55	.0	-.17	.27	.00	.00	-.00
			5.0	-.13	-.48	.00	.00	
	3	3.38	.0	-.08	.13	.00	.00	.00
			5.0	-.05	-.21	.00	.00	
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	
46	-----							
	1	.49	.0	-.03	-.07	.00	.00	-.00
			4.3	.00	-.14	.00	.00	
			5.0	.01	-.14	.00	.00	
	2	.57	.0	-.03	-.08	.00	.00	-.00
			5.0	-.00	-.16	.00	.00	
	3	.24	.0	-.02	-.03	.00	.00	.00
			3.7	.00	-.07	.00	.00	
			5.0	.01	-.07	.00	.00	
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	
47	-----							
	1	-6.64	.0	.09	-.41	.00	.00	.00
			5.0	.13	.15	.00	-.00	
	2	-7.33	.0	.11	-.46	.00	.00	-.00
			5.0	.14	.16	.00	-.00	
	3	-3.31	.0	.04	-.20	.00	.00	.00
			5.0	.07	.08	.00	.00	
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			5.0	.00	.00	.00	.00	

48	-----							
	1	-15.26	.0	.23	-.81	.00	.00	.00
			5.0	.28	.47	.00	-.00	
	2	-16.88	.0	.27	-.90	.00	.00	.00
			5.0	.30	.51	.00	-.00	
	3	-7.60	.0	.11	-.40	.00	.00	.00
			5.0	.14	.24	.00	.00	
	4	.00						.00

		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.0	.00	.00	.00	.00	
49	-----						
1	-26.49	.0	.42	-1.34	-.00	.00	-.00
		5.0	.46	.87	-.00	-.00	-.00
2	-29.33	.0	.47	-1.49	-.00	.00	-.00
		5.0	.50	.96	-.00	-.00	-.00
3	-13.19	.0	.20	-.66	.00	.00	-.00
		5.0	.24	.44	.00	-.00	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
50	-----						
1	-40.98	.0	.89	-2.37	.00	.00	.01
		5.0	.93	2.21	.00	-.00	.01
2	-45.39	.0	1.00	-2.63	.00	.00	.00
		5.0	1.03	2.44	.00	-.00	.00
3	-20.41	.0	.44	-1.17	.00	.00	.00
		5.0	.47	1.10	.00	.00	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
51	-----						
1	31.69	.0	-.78	1.90	.02	-.04	.19
		5.0	-.74	-1.93	.02	.08	.21
2	35.01	.0	-.86	2.10	.02	-.04	.09
		5.0	-.83	-2.14	.02	.08	.00
3	15.78	.0	-.39	.94	.01	-.02	.00
		5.0	-.36	-.95	.01	.04	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
52	-----						
1	23.82	.0	-.49	1.08	.05	-.11	.00
		5.0	-.45	-1.28	.05	.11	.00
2	26.35	.0	-.54	1.18	.05	-.13	.00
		5.0	-.51	-1.43	.05	.13	.00
3	11.86						

		.0	-.25	.54	.02	-.06	
		5.0	-.22	-.64	.02	.06	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
53	-----						
1	18.12	.0	-.39	.85	.05	-.11	-.00
		5.0	-.35	-1.01	.05	.11	
2	20.06	.0	-.43	.94	.05	-.13	-.00
		5.0	-.40	-1.13	.05	.13	
3	9.02	.0	-.20	.43	.02	-.06	.00
		5.0	-.17	-.50	.02	.06	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
54	-----						
1	12.39	.0	-.27	.54	.05	-.11	-.00
		5.0	-.23	-.71	.05	.11	
2	13.74	.0	-.29	.60	.05	-.13	-.00
		5.0	-.26	-.79	.05	.12	
3	6.17	.0	-.14	.27	.02	-.06	-.00
		5.0	-.11	-.35	.02	.06	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
55	-----						
1	6.51	.0	-.15	.24	.04	-.11	-.00
		5.0	-.11	-.42	.04	.11	
2	7.24	.0	-.16	.26	.05	-.12	-.00
		5.0	-.13	-.47	.05	.12	
3	3.24	.0	-.08	.12	.02	-.06	-.00
		5.0	-.05	-.20	.02	.06	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00
56	-----						
1	.23	.0	-.03	-.09	.04	-.11	-.00
		3.2	.00	-.13	.04	.03	
		5.0	.02	-.11	.04	.11	
2	.29	.0	-.02	-.10	.05	-.12	-.00
		3.6	.00	-.14	.05	.05	
		5.0	.01	-.13	.05	.12	
3	.11	.0	-.02	-.04	.02	-.05	.00
		2.9	.00	-.07	.02	.01	
		5.0	.01	-.05	.02	.05	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		5.0	.00	.00	.00	.00	.00

218 -----							
1	105.43	.0	.07	-.31	.14	-.58	-.07
		6.9	.10	.26	.14	.38	
2	114.19	.0	.08	-.35	.15	-.64	-.08
		6.9	.10	.28	.15	.43	
3	52.53	.0	.03	-.15	.07	-.28	-.03
		6.9	.05	.13	.07	.19	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		6.9	.00	.00	.00	.00	
219 -----							
1	68.45	.0	.04	-.23	.14	-.57	-.07
		6.7	.07	.16	.14	.38	
2	75.89	.0	.05	-.26	.16	-.63	-.08
		6.7	.07	.17	.16	.42	
3	34.12	.0	.02	-.11	.07	-.28	-.04
		6.7	.04	.08	.07	.19	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		6.7	.00	.00	.00	.00	
220 -----							
1	30.87	.0	.02	-.16	.14	-.55	-.08
		6.5	.05	.08	.14	.37	
2	34.34	.0	.03	-.19	.16	-.61	-.09
		6.5	.05	.09	.16	.41	
3	15.40	.0	.01	-.08	.07	-.27	-.04
		6.5	.03	.04	.07	.18	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		6.5	.00	.00	.00	.00	
221 -----							
1	-8.18	.0	.01	-.13	.14	-.53	-.08
		6.3	.04	.03	.14	.35	
2	-8.88	.0	.02	-.15	.16	-.59	-.09
		6.3	.04	.03	.16	.39	
3	-4.04	.0	.00	-.06	.07	-.26	-.04
		6.3	.02	.02	.07	.18	
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		6.3	.00	.00	.00	.00	
222 -----							
1	-49.87	.0	.01	-.15	.14	-.51	-.09
		6.0	.04	.01	.14	.34	
2	-55.06	.0	.02	-.17	.16	-.57	-.10
		6.0	.04	.00	.16	.38	
3	-24.80						-.04

		.0	.00	-.07	.07	-.25	
		6.0	.02	.01	.07	.17	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		6.0	.00	.00	.00	.00	
223	-----						
1	-96.41						-.09
		.0	.03	-.23	.14	-.49	
		5.9	.06	.04	.14	.34	
2	-106.66						-.10
		.0	.04	-.26	.16	-.55	
		5.9	.06	.04	.16	.37	
3	-47.98						-.04
		.0	.01	-.11	.07	-.24	
		5.9	.03	.02	.07	.17	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.9	.00	.00	.00	.00	
224	-----						
1	-151.77						-.10
		.0	.05	-.37	.14	-.47	
		5.7	.08	-.00	.14	.32	
2	-168.09						-.11
		.0	.06	-.41	.16	-.53	
		5.7	.08	-.01	.16	.36	
3	-75.55						-.05
		.0	.02	-.18	.07	-.23	
		5.7	.04	.00	.07	.16	
4	.00						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.7	.00	.00	.00	.00	
225	-----						
1	-169.16						-.14
		.0	.35	-1.01	.11	-.39	
		5.5	.37	.98	.11	.20	
2	-190.52						-.16
		.0	.39	-1.13	.12	-.44	
		5.5	.41	1.09	.12	.22	
3	-111.13						-.07
		.0	.17	-.50	.05	-.19	
		5.5	.19	.49	.05	.10	
4	.01						.00
		.0	.00	.00	.00	.00	
		5.5	.00	.00	.00	.00	

362 -----							
1	2.94	.0	-.55	1.49	-.04	.07	.00
		3.1	-.55	-.23	-.04	-.04	.00
2	3.31	.0	-.60	1.64	-.04	.08	.00
		3.1	-.60	-.26	-.04	-.04	.00
3	1.44	.0	-.27	.74	-.02	.04	.00
		3.1	-.27	-.12	-.02	-.02	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		3.1	.00	.00	.00	.00	.00
363 -----							
1	4.52	.0	-.58	1.44	-.03	.06	.00
		2.8	-.58	-.17	-.03	-.03	.00
2	5.07	.0	-.64	1.59	-.03	.07	.00
		2.8	-.64	-.19	-.03	-.03	.00
3	2.21	.0	-.29	.72	-.02	.03	.00
		2.8	-.29	-.09	-.02	-.02	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		2.8	.00	.00	.00	.00	.00
364 -----							
1	4.37	.0	-.51	1.13	-.04	.06	.00
		2.4	-.51	-.11	-.04	-.02	.00
2	4.89	.0	-.56	1.25	-.04	.07	.00
		2.4	-.56	-.12	-.04	-.02	.00
3	2.14	.0	-.25	.56	-.02	.03	.00
		2.4	-.25	-.06	-.02	-.01	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		2.4	.00	.00	.00	.00	.00
365 -----							
1	4.71	.0	-.41	.80	-.05	.08	.00
		2.1	-.41	-.05	-.05	-.03	.00
2	5.26	.0	-.45	.88	-.05	.09	.00
		2.1	-.45	-.06	-.05	-.03	.00
3	2.31	.0	-.20	.40	-.03	.04	.00
		2.1	-.20	-.03	-.03	-.02	.00
4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
		2.1	.00	.00	.00	.00	.00
366 -----							
1	5.68	.0	-.19	.33	-.01	.02	.00
		1.8	-.19	-.00	-.01	-.00	.00
2	6.33	.0	-.21	.36	-.01	.02	.00
		1.8	-.21	-.00	-.01	.00	.00
3	2.79						.00

			.0	-.09	.16	-.01	.01	
			1.8	-.09	-.00	-.01	-.00	.00
367	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			1.8	.00	.00	.00	.00	.00
	1	6.48	.0	.21	-.31	-.10	.12	.00
			1.4	.21	-.01	-.10	-.03	.00
	2	7.21	.0	.24	-.35	-.11	.13	.00
			1.4	.24	-.01	-.11	-.03	.00
	3	3.19	.0	.11	-.16	-.05	.06	.00
			1.4	.11	-.01	-.05	-.02	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			1.4	.00	.00	.00	.00	.00
368	1	8.45	.0	.98	-1.19	-.16	.14	.00
			1.1	.98	-.16	-.16	-.02	.00
	2	9.38	.0	1.09	-1.32	-.17	.16	.00
			1.1	1.09	-.18	-.17	-.02	.00
	3	4.17	.0	.49	-.59	-.08	.07	.00
			1.1	.49	-.08	-.08	-.01	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			1.1	.00	.00	.00	.00	.00
369	1	11.67	.0	2.61	-2.50	-.26	.18	.00
			.7	2.61	-.67	-.26	-.00	.00
	2	12.93	.0	2.88	-2.76	-.28	.20	.00
			.7	2.88	-.74	-.28	.00	.00
	3	5.77	.0	1.30	-1.24	-.13	.09	.00
			.7	1.30	-.34	-.13	-.01	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			.7	.00	.00	.00	.00	.00
370	1	17.25	.0	6.13	-4.29	-.85	.35	.00
			.3	6.13	-2.15	-.85	.06	.00
	2	19.06	.0	6.76	-4.73	-.92	.40	.00
			.3	6.76	-2.37	-.92	.07	.00
	3	8.55	.0	3.05	-2.14	-.43	.17	.00
			.3	3.05	-1.07	-.43	.02	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			.3	.00	.00	.00	.00	.00
371	1	1.65	.0	-.88	-.09	-.06	.08	.00

	2	1.80	2.0	-.88	-1.86	-.06	-.04	.00
			.0	-.97	-.10	-.07	.09	.00
	3	.84	2.0	-.97	-2.04	-.07	-.04	.00
			.0	-.44	-.05	-.03	.05	.00
	4	.00	2.0	-.44	-.93	-.03	-.02	.00
			.0	.00	.00	.00	.00	.00
372			2.0	.00	.00	.00	.00	.00

	1	2.94	.0	-.90	-.02	-.00	.00	.00
			2.0	-.90	-1.83	-.00	.00	.00
	2	3.26	.0	-1.00	-.02	.00	.00	.00
			2.0	-1.00	-2.02	.00	.01	.00
	3	1.47	.0	-.45	-.01	-.00	.01	.00
			2.0	-.45	-.91	-.00	-.00	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			2.0	.00	.00	.00	.00	.00

373	1	4.08	.0	-.88	.00	.08	-.05	.00
			2.0	-.88	-1.76	.08	.10	.00
	2	4.53	.0	-.97	.00	.09	-.06	.00
			2.0	-.97	-1.94	.09	.12	.00
	3	2.03	.0	-.44	.00	.03	-.02	.00
			2.0	-.44	-.87	.03	.05	.00
	4	.00	.0	.00	.00	.00	.00	.00
			2.0	.00	.00	.00	.00	.00

374	1	3.88	.0	-.62	.01	.03	-.03	.00
			2.0	-.62	-1.23	.03	.04	.00
	2	4.30	.0	-.68	.02	.04	-.04	.00
			2.0	-.68	-1.35	.04	.05	.00
	3	1.93	.0	-.31	.01	.01	-.01	.00

JOINT DISPLACEMENTS

LOAD COMBINATION 1 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
471	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
472	.1871E-04	.1878E-04	.0000E+00	.0000E+00	.2159E-05	-.7127E-06
473	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
474	.1871E-04	-.1878E-04	.0000E+00	.0000E+00	.2159E-05	-.7127E-06
475	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
476	-.1871E-04	-.1878E-04	.0000E+00	.0000E+00	-.2159E-05	-.7127E-06
477	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
478	-.1871E-04	.1878E-04	.0000E+00	.0000E+00	-.2159E-05	-.7127E-06
479	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.7127E-06

LOAD COMBINATION 2 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

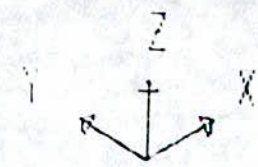
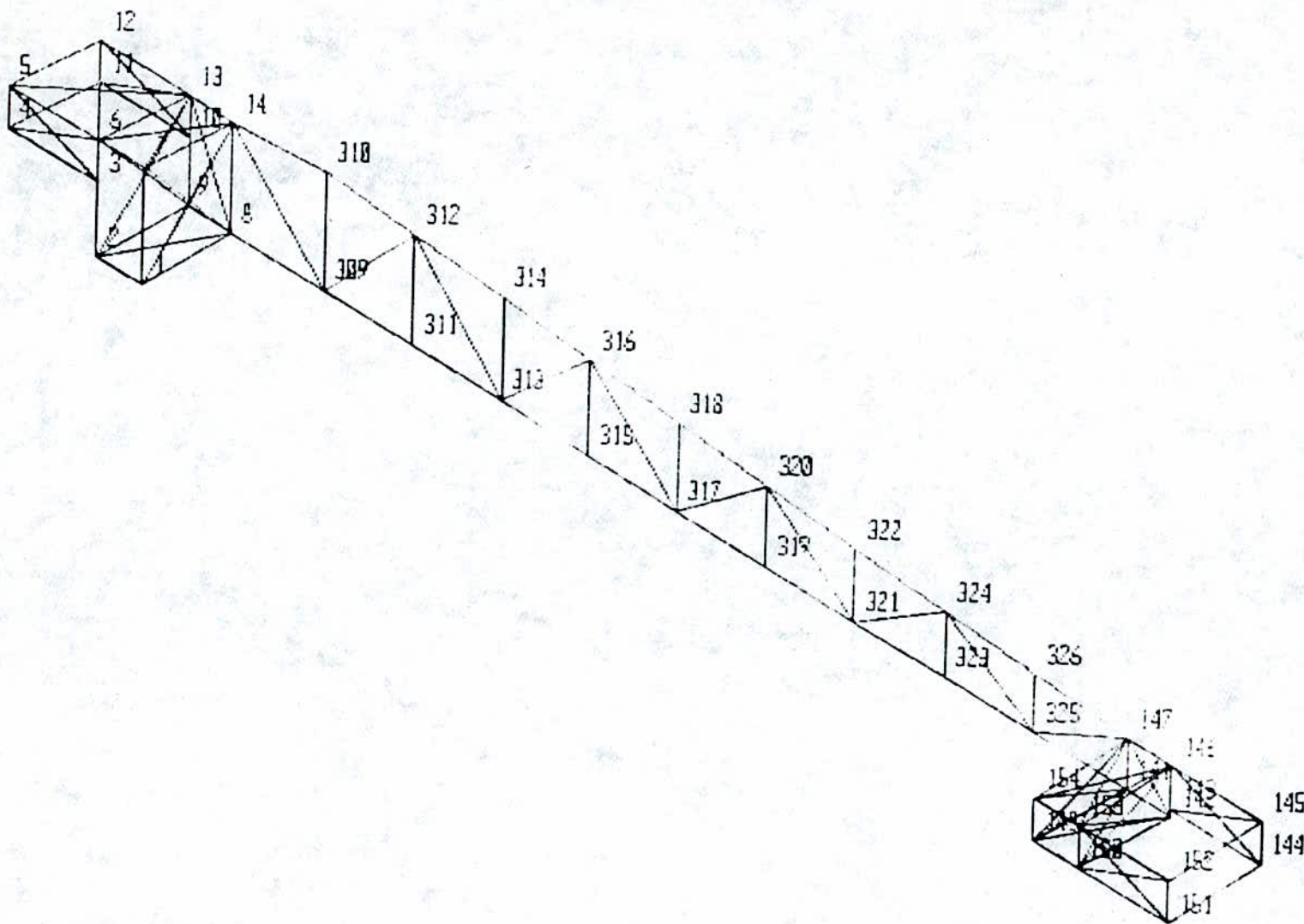
JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
471	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
472	.2079E-04	.1311E-03	.0000E+00	.0000E+00	.2398E-05	-.7919E-06
473	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
474	.2079E-04	.8937E-04	.0000E+00	.0000E+00	.2398E-05	-.7919E-06
475	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
476	-.2079E-04	.8937E-04	.0000E+00	.0000E+00	-.2398E-05	-.7919E-06
477	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
478	-.2079E-04	.1311E-03	.0000E+00	.0000E+00	-.2398E-05	-.7919E-06
479	.0000E+00	.1102E-03	.0000E+00	.0000E+00	.0000E+00	-.7919E-06

LOAD COMBINATION 3 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
471	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
472	.002693	.001037	.000000	.000000	.000311	-.000000
473	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
474	.002693	.001019	.000000	.000000	.000311	-.000000
475	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
476	.002675	.001019	.000000	.000000	.000309	-.000000
477	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
478	.002675	.001037	.000000	.000000	.000309	-.000000
479	.002684	.001028	.000000	.000000	.000000	-.000000

LOAD COMBINATION 4 - DISPLACEMENTS "U" AND ROTATIONS "R"

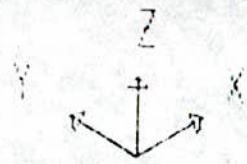
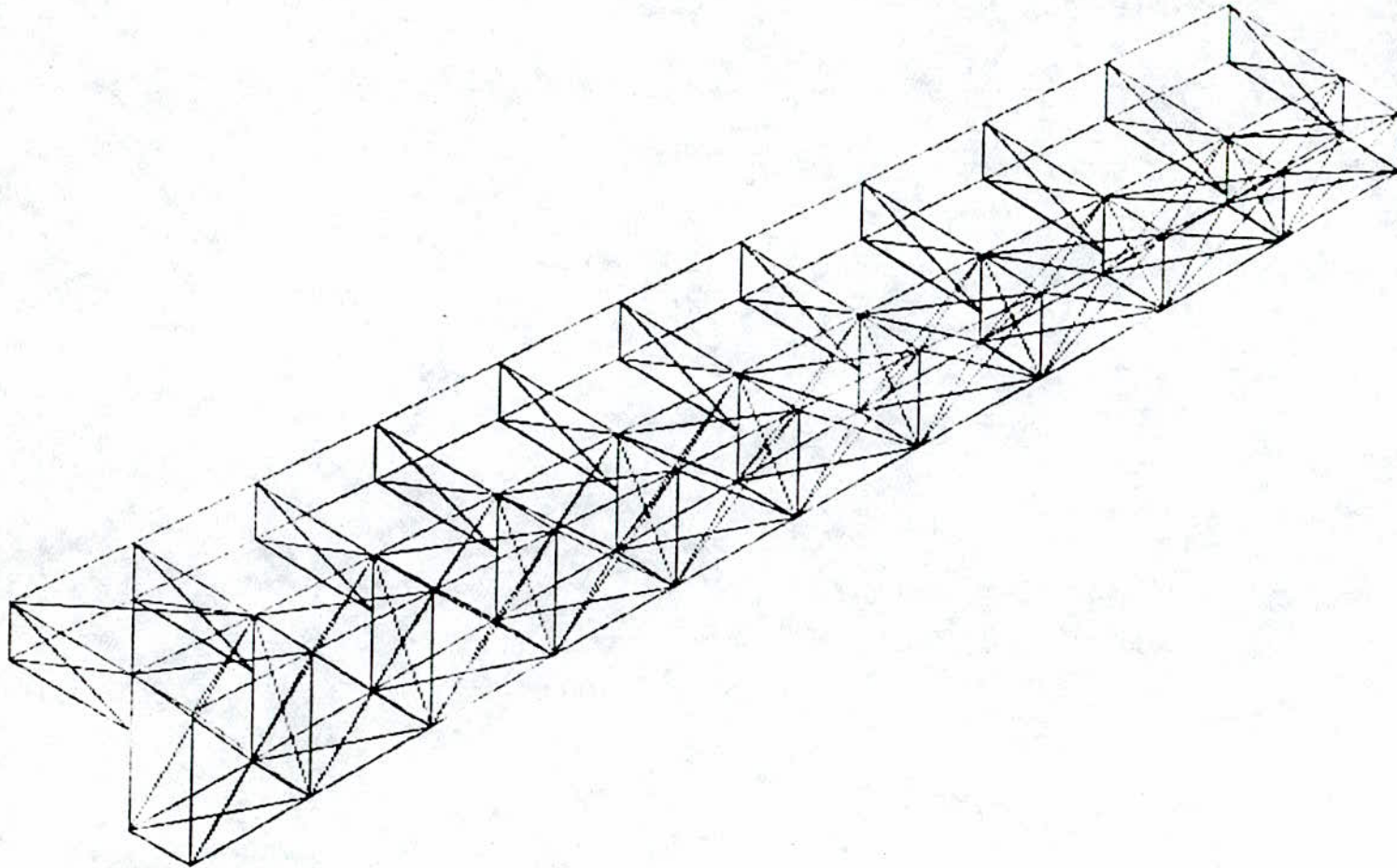
JOINT	U(X)	U(Y)	U(Z)	R(X)	R(Y)	R(Z)
471	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
472	.002684	.001028	.000000	.000000	.000310	.000000
473	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
474	.002684	.001028	.000000	.000000	.000310	.000000
475	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
476	.002684	.001028	.000000	.000000	.000310	.000000
477	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000	.000000
478	.002684	.001028	.000000	.000000	.000310	.000000
479	.002684	.001028	.000000	.000000	.000000	.000000



bs
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
JOINT IDS
WIRE FRAME

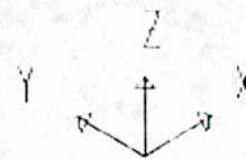
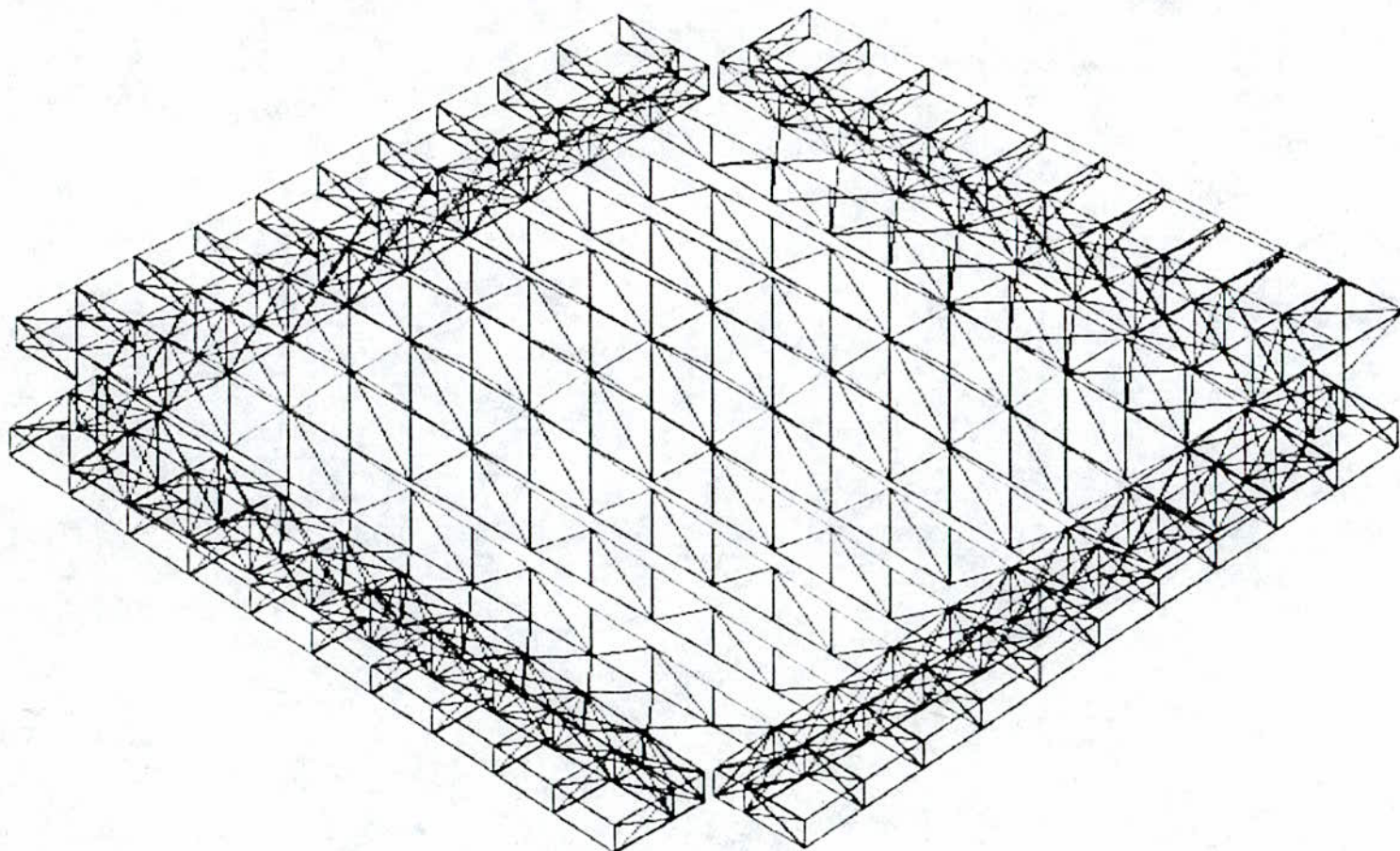
SAP90



bs
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
WIRE FRAME

SAP90



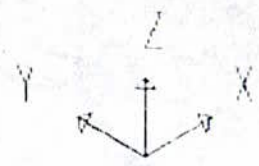
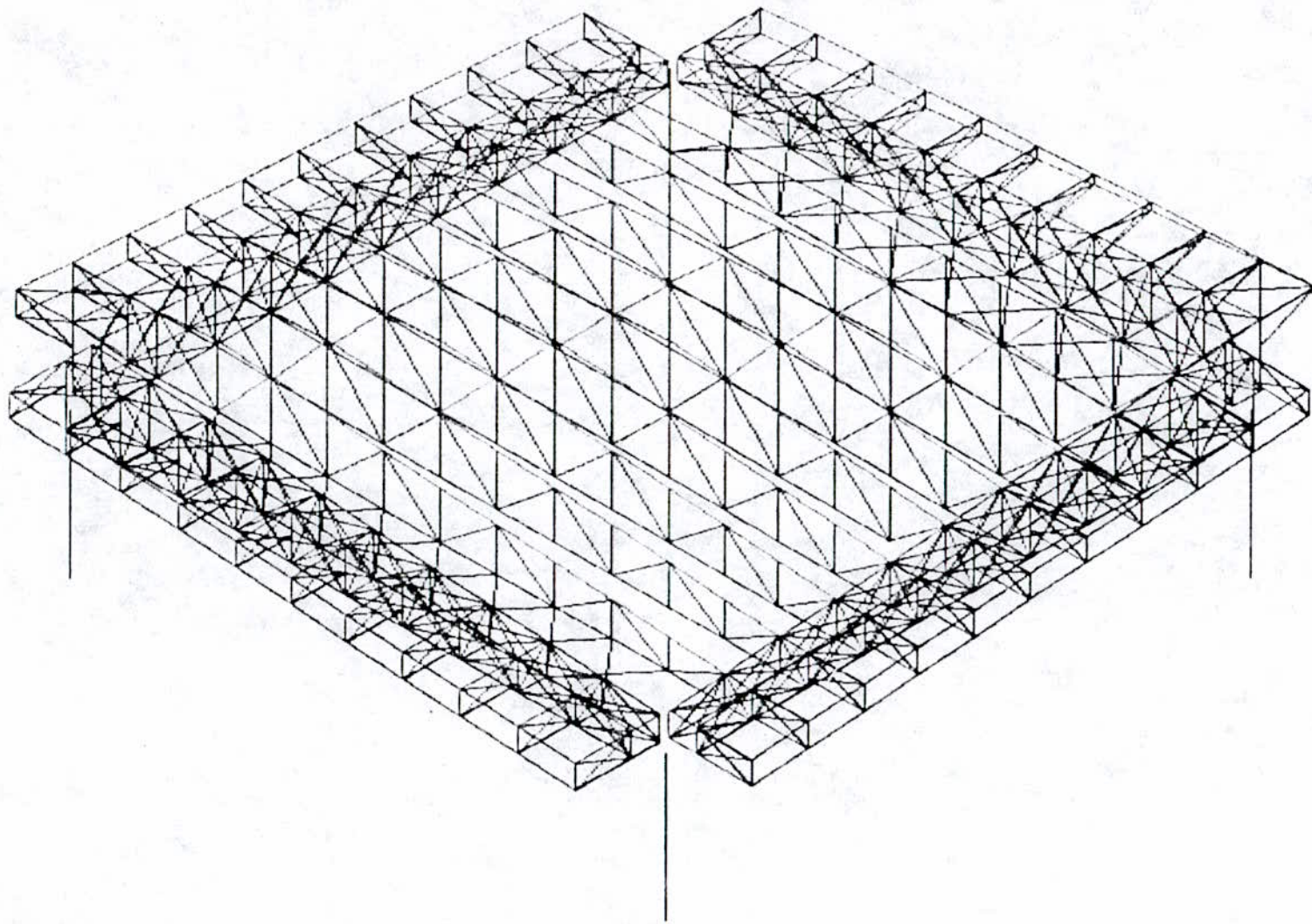
bs

UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS

WIRE FRAME

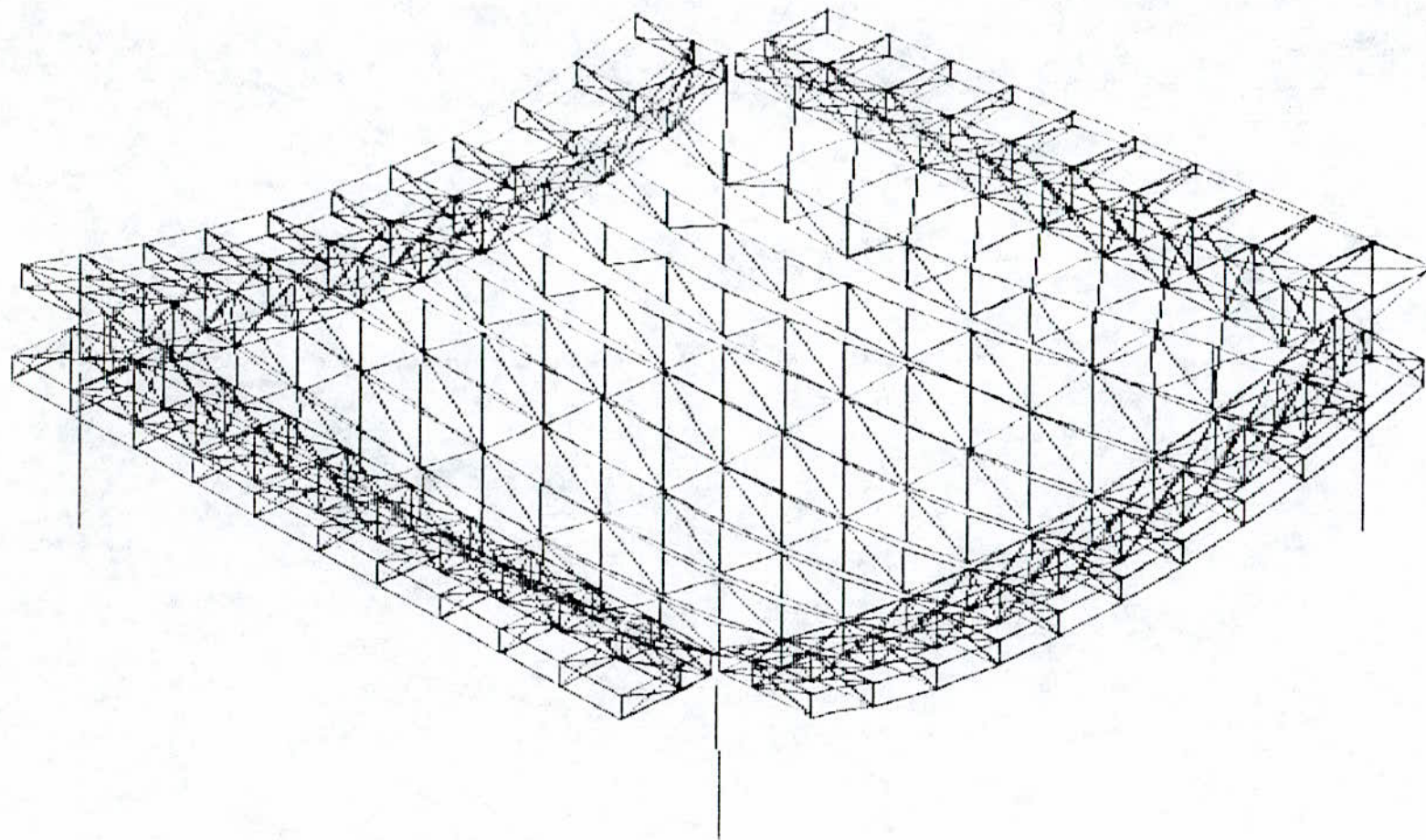
SAP90



bs
UNDEFORMED
SHAPE

OPTIONS
WIRE FRAME

SAP90



bs

DEFORMED
SHAPE

LOAD 1

MINIMA

X $-.2331E-04$

Y $-.2370E-04$

Z $-.1145E-02$

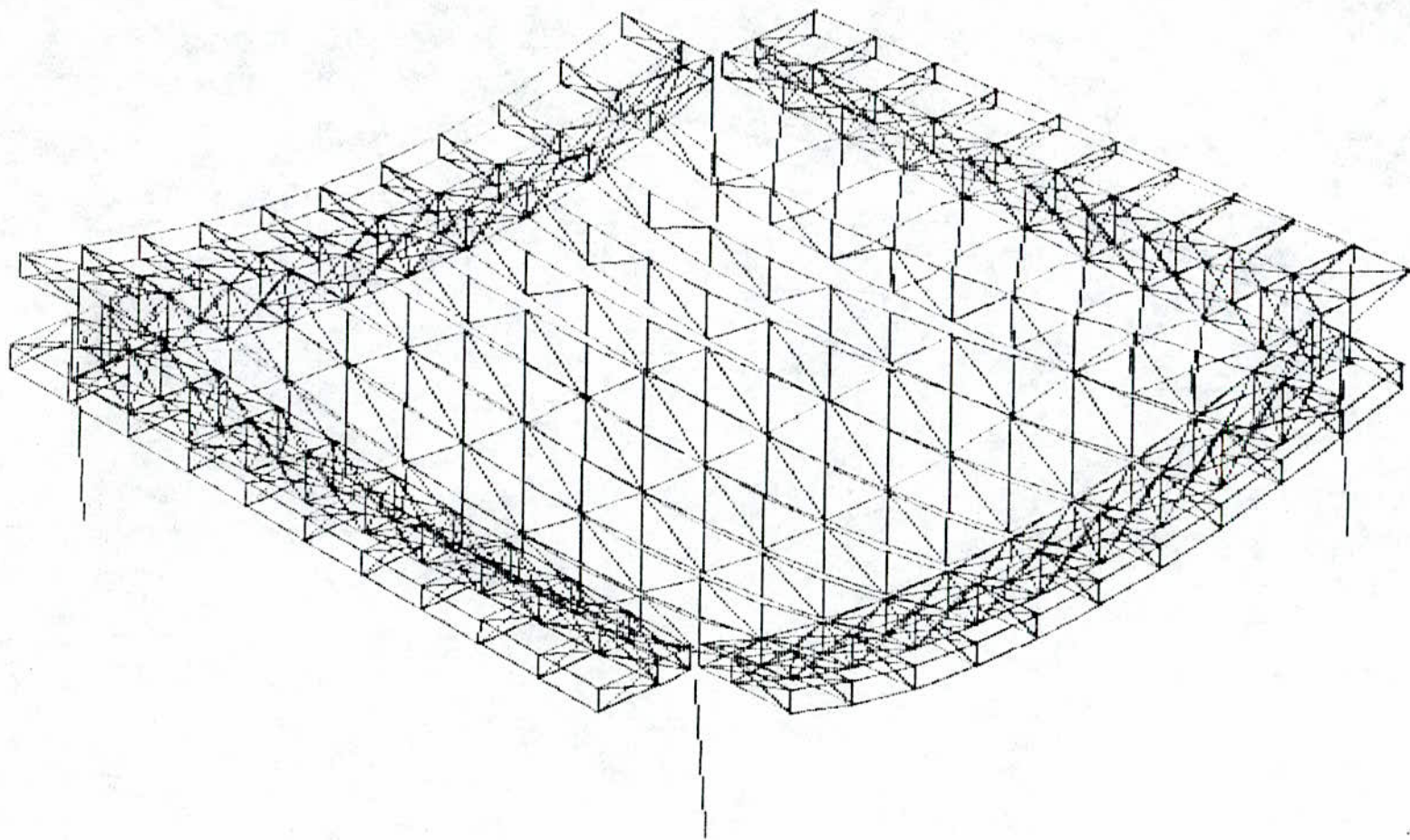
MAXIMA

X $.2316E-04$

Y $.2370E-04$

Z $.0000E+00$

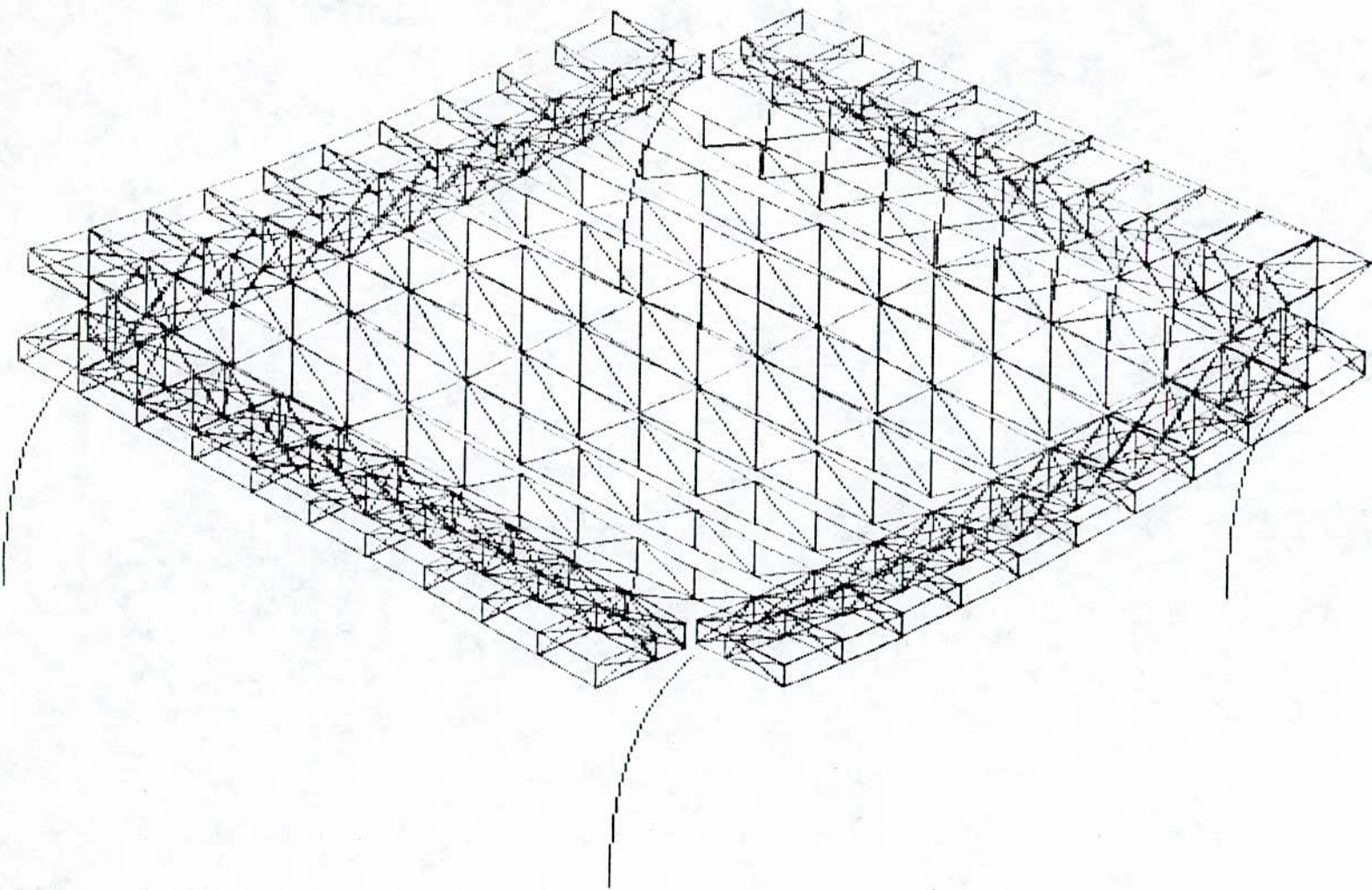
SAP90



b5
 DEFORMED
 SHAPE
 LOAD 2

MINIMA
 X -.2589E-04
 Y .0000E+00
 Z -.1267E-02
 MAXIMA
 X .2574E-04
 Y .1366E-03
 Z .0000E+00

SAP90



bs
 DEFORMED
 SHAPE
 LOAD 3

MINIMA
 X .00000E+00
 Y .00000E+00
 Z -.5695E-03
 MAXIMA
 X .2695E-02
 Y .1040E-02
 Z .00000E+00

SAP90

Annexe 6

Dimensionnement de la semelle

TITRE DE LA SEMELLE = S2

Données .

SIGMA SOL KG/CM² = 2.5
ANCRAGE EN m = 2
COTE A EN cm = 250
COTE B (en cm) = 250

SENS X

FORCE (1) = 940.0625
MOMENT (1) = 3039.15
SENS Y
FORCE (1) = 940.0625
MOMENT (1) = 3039.15

Résultats .

longueur = 11.7
largeur = 11.7
hauteur ht = 2.35
semelle+remblai = 621.38

SENS X

CAS DE CHARGES 1

FO = 1.946378
SIG(1) = 2.118784E-03
SIG(2) = 2.279186
SIGMA 3/4 = 1.709919

SENS Y

CAS DE CHARGES 1

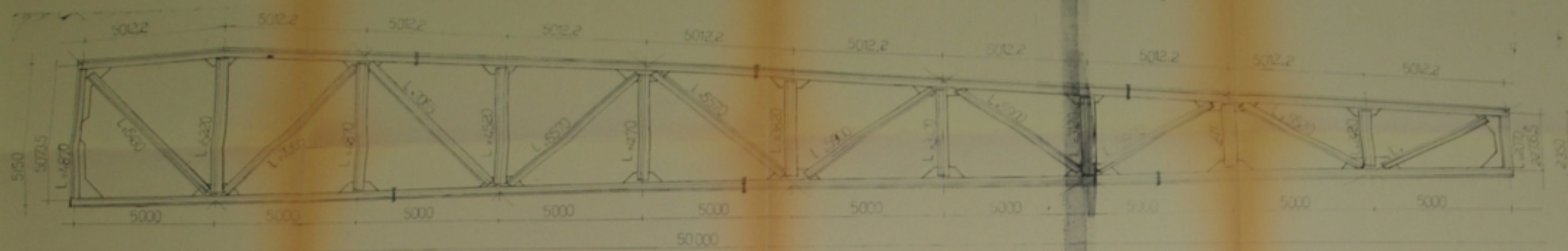
FO = 1.946378
SIG(1) = 2.118784E-03
SIG(2) = 2.279186
SIGMA 3/4 = 1.709919

FERAILLAGE DE CALCUL

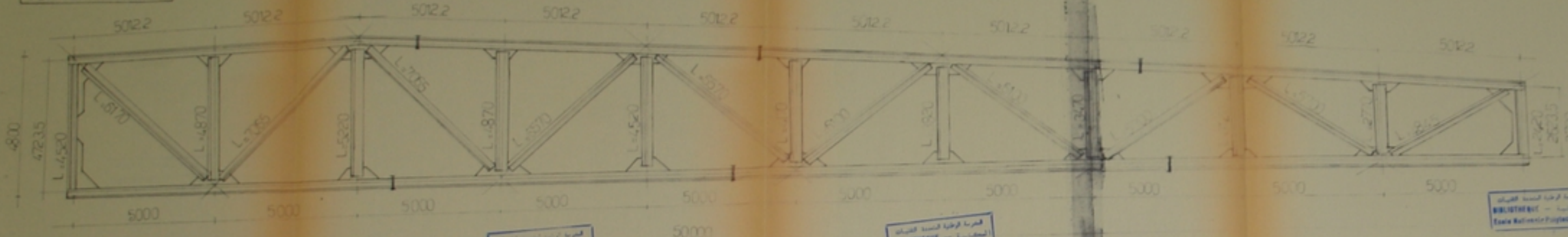
SENS X : 415.455
SENS Y : 417.9841

FERAILLAGE ADOPTE

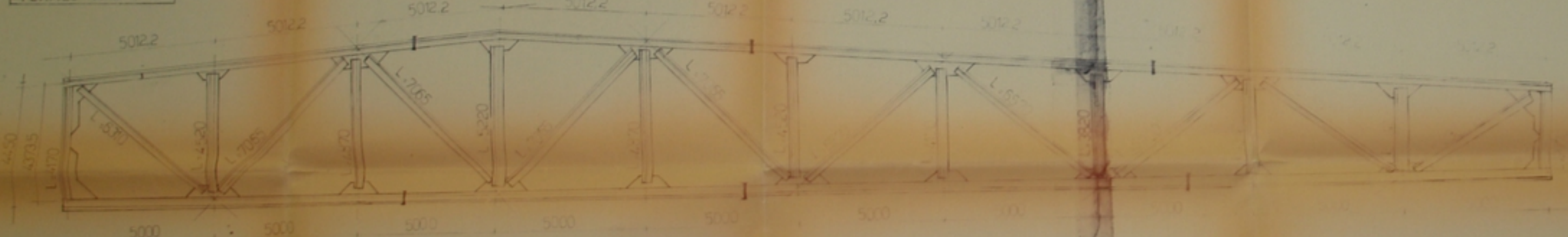
SENS X : T 12 ep 15
SENS Y : T 12 ep 15



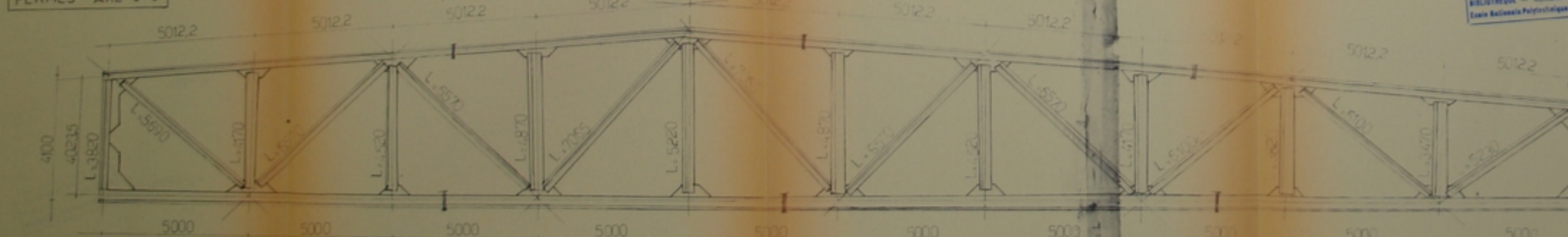
FERMES AXE 3-11



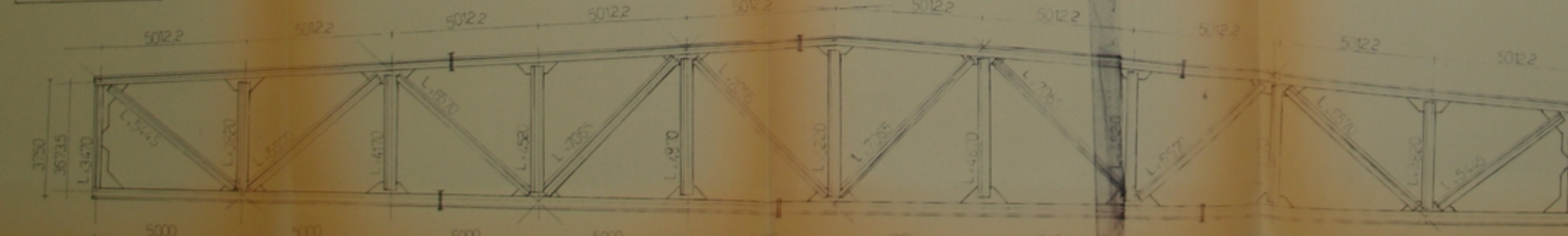
FERMES AXE 4-10



FERMES AXE 5-9



FERMES AXE 6-8

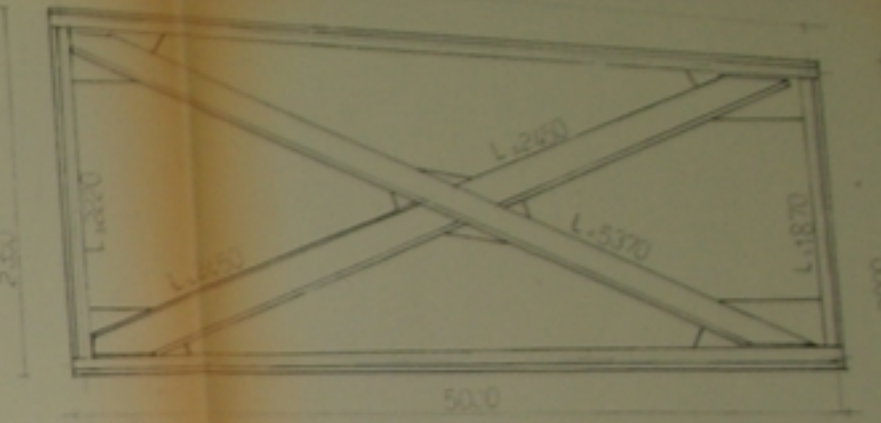


FERMES AXE 7

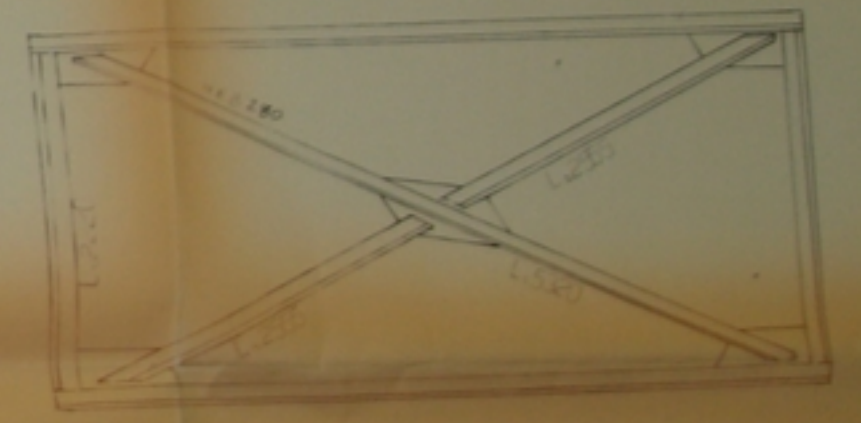
ACIER UTILISE E24

Les composants des Fermes	
ARBALETRIER	L 40, 190, 75
ENTRAIT	L 150, 150, 75
DIAGONALE	L 120, 120, 75
MONTANT	L 90, 150, 75

FERME AU VENT éch 1/25



FERME TRANSVERSALE AU VENT



فهرمة الوحدة الهندسية المعمارية
BIBLIOTHEQUE - الهندسية
Ecole Nationale Polytechnique

فهرمة الوحدة الهندسية المعمارية
BIBLIOTHEQUE - الهندسية
Ecole Nationale Polytechnique

فهرمة الوحدة الهندسية المعمارية
BIBLIOTHEQUE - الهندسية
Ecole Nationale Polytechnique

فهرمة الوحدة الهندسية المعمارية
BIBLIOTHEQUE - الهندسية
Ecole Nationale Polytechnique

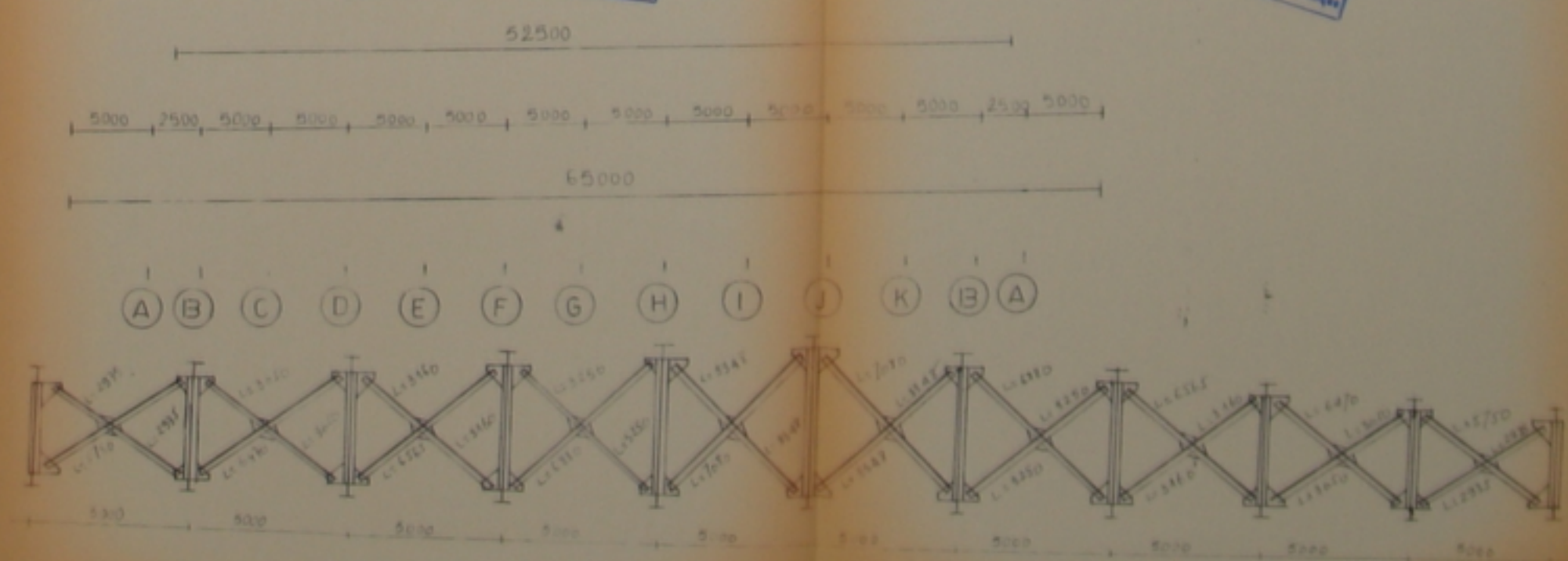
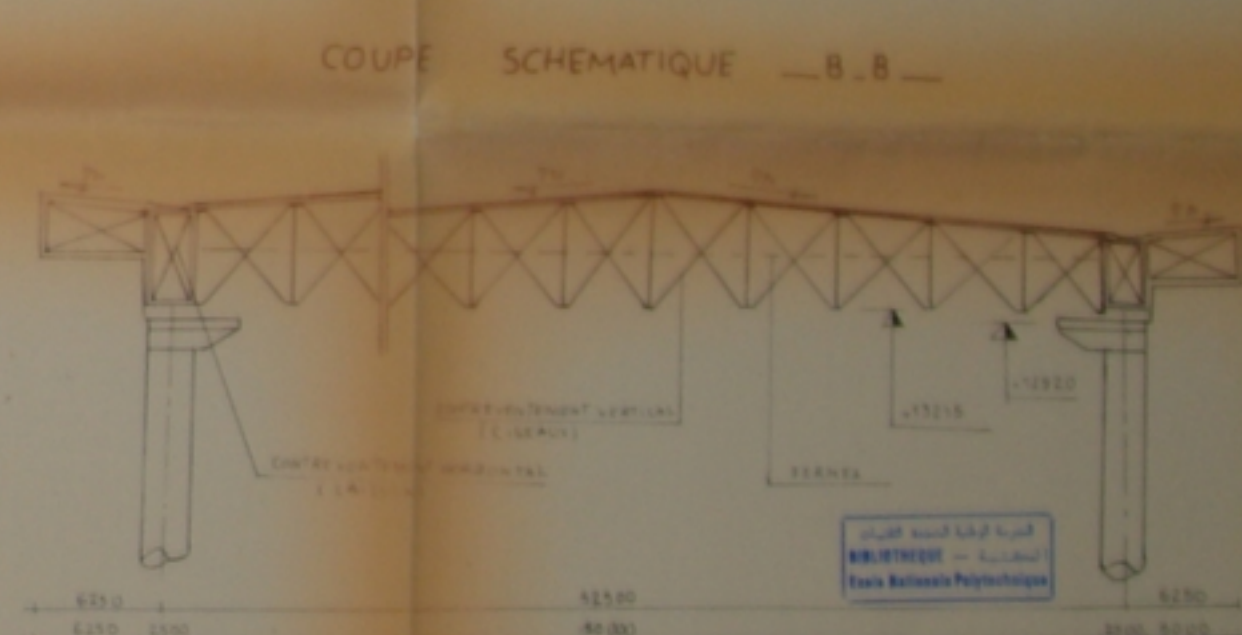
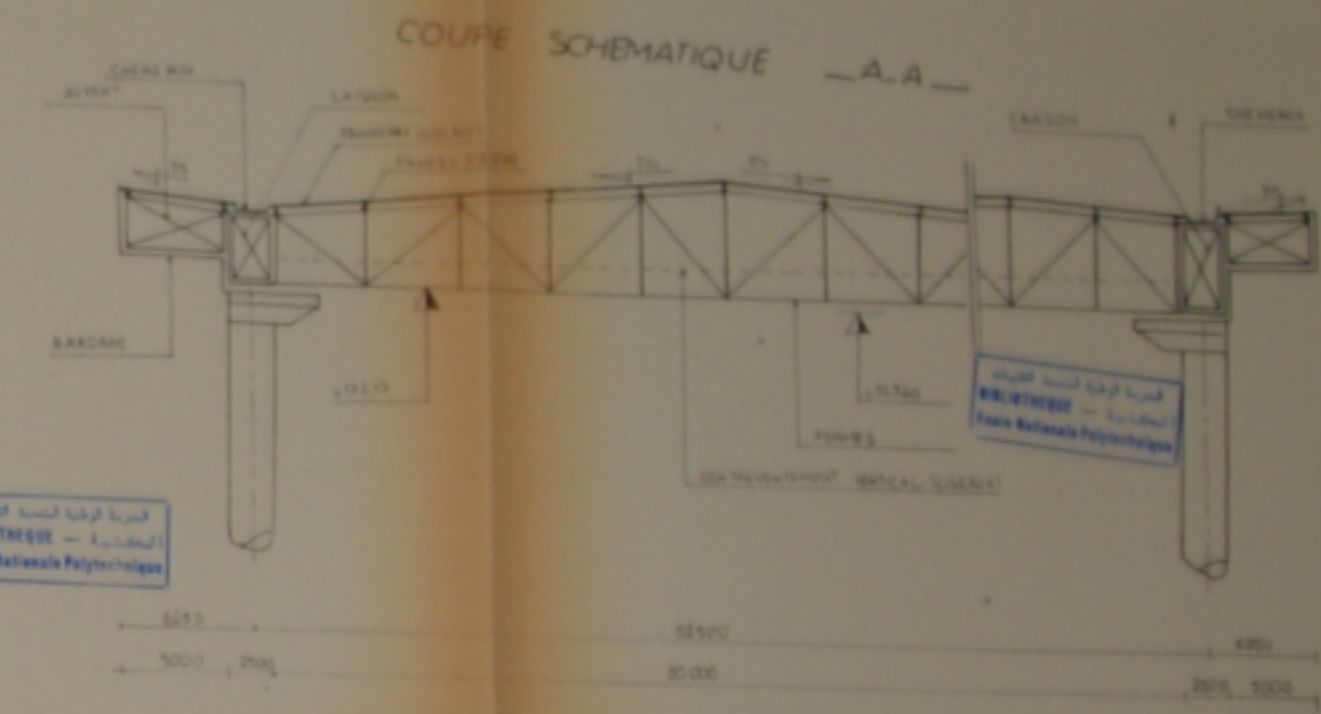
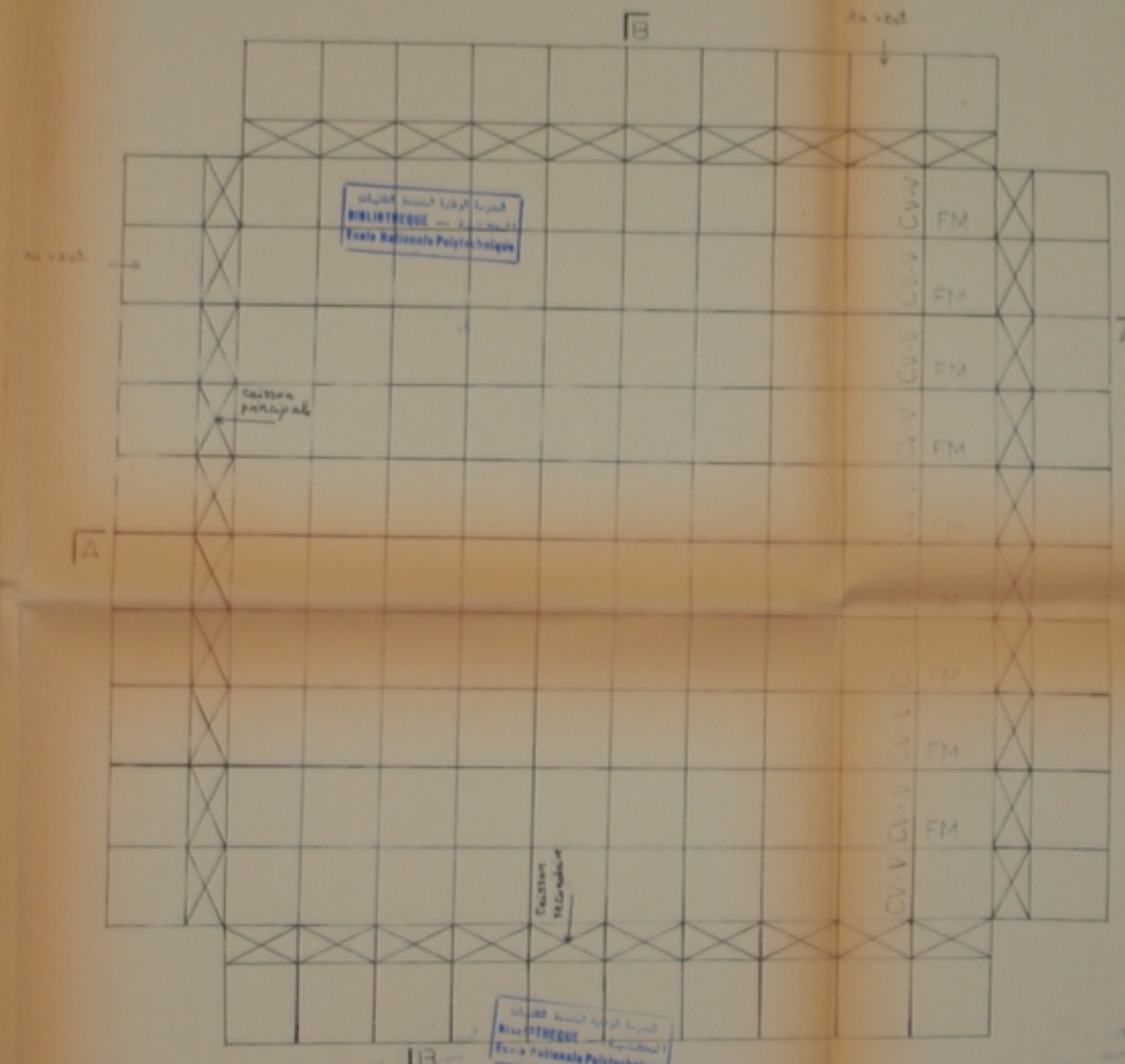
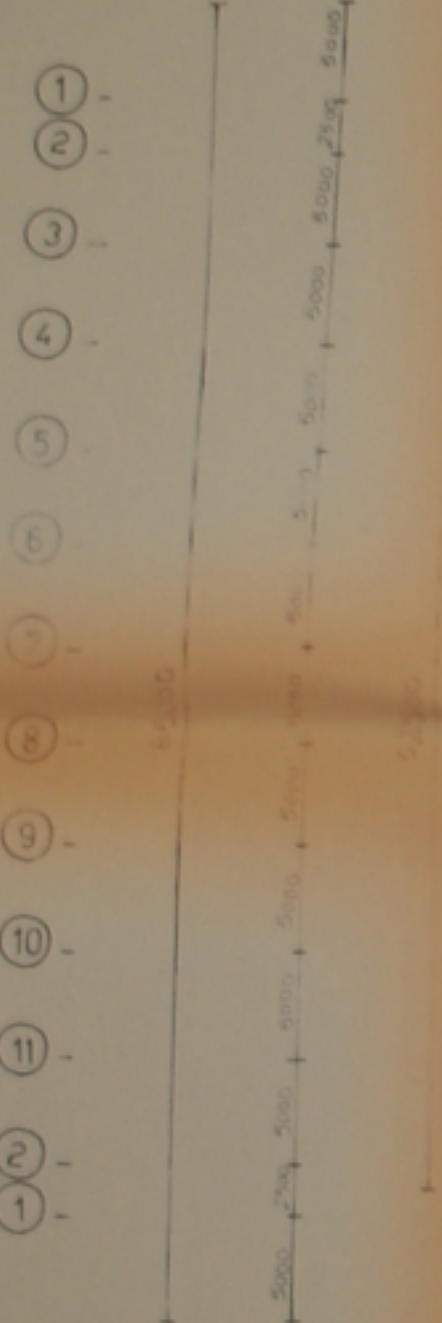
فهرمة الوحدة الهندسية المعمارية
BIBLIOTHEQUE - الهندسية
Ecole Nationale Polytechnique

فهرمة الوحدة الهندسية المعمارية
BIBLIOTHEQUE - الهندسية
Ecole Nationale Polytechnique

Ecole nationale Polytechnique	
département de Génie-civil	
projet de fin d'études promotion: 94-95	calcul et conception d'une salle omnisport en C-M sur des appuis en B-A
	proposé par CTC
dirigé par: L. LEFKI	éch 1/25 désignation N°: 02
étudié par: S. BRAHIMI H. BOUHOUCHE	
	- composants des fermes - Fermes au vent

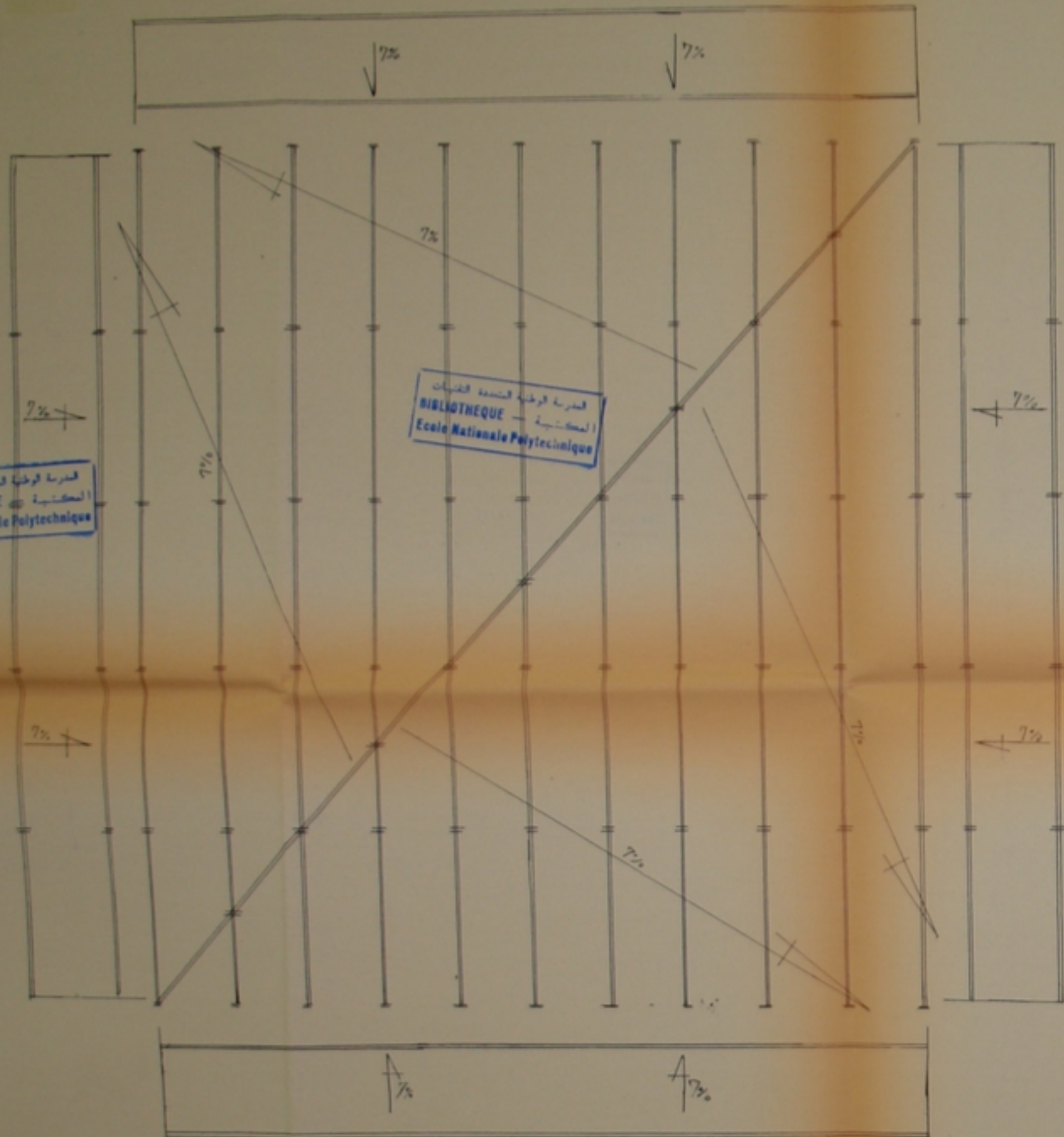
317
28/10084

VUE EN PLAN DE LA COUVERTURE
schéma de repérage éch 1/250

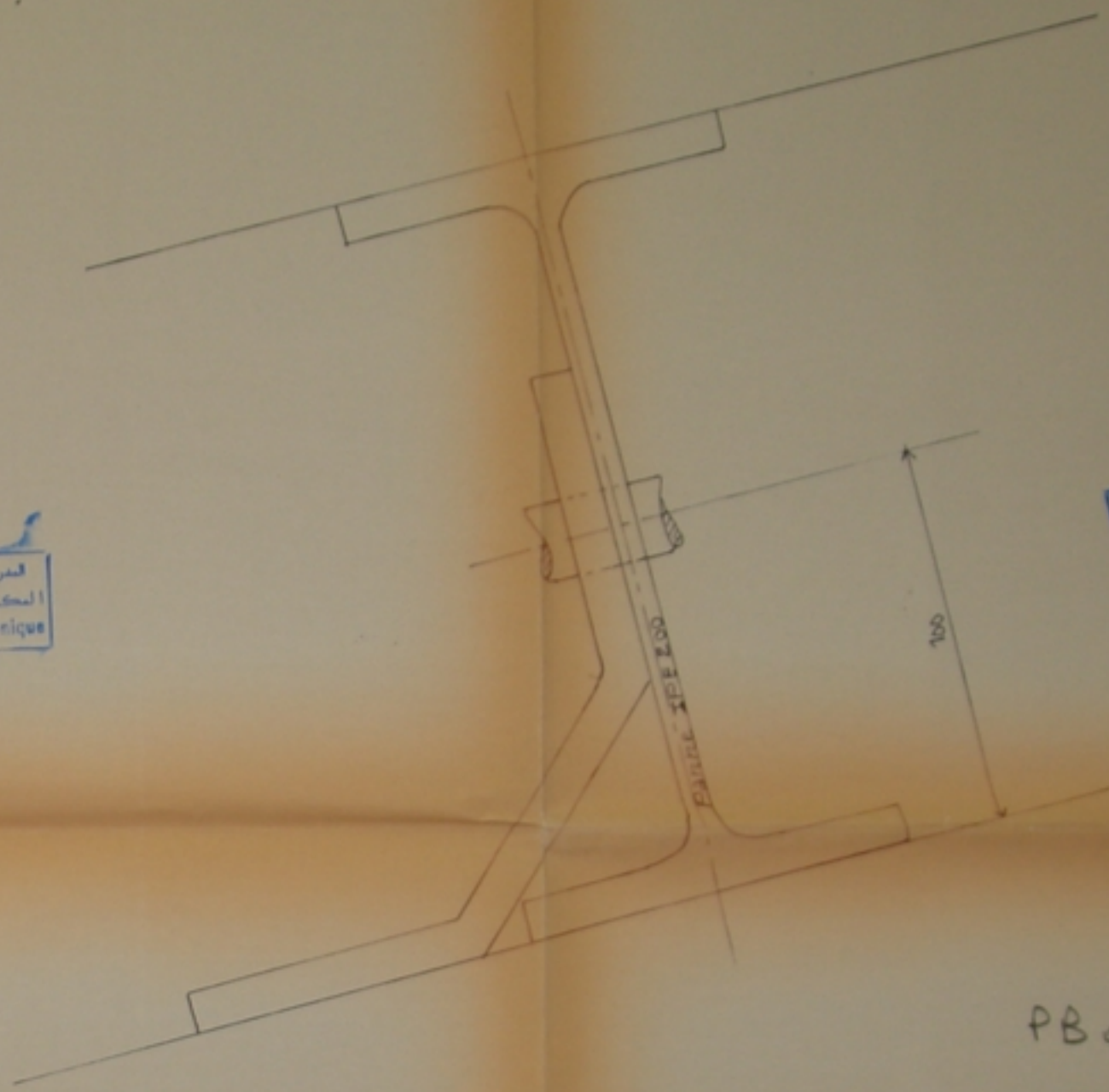


CISEAUX AXE - G -

école nationale polytechnique	
département de Genie - civil	
projet de fin d'études promotion 94-95	calcul et conception d'une salle omnisport en C-M sur des appuis en B-A
Proposé par C.T.C	
dirigé par: L. LEFKI	éch 1/125 1/250 designatation N:03
étudié Par: S-IBRAHIMI H-BOUHOUCHE	
Vue en plan de la couverture Ciseaux Coupes schématiques	



POSE DES PANNES SUR FERMES éch 1/250



PB 007/95
N° 03

ecole nationale polytechnique	
département de Genie - civil	
projet de fin d'études promotion: 94 95	calcul et conception d'une salle omnisport en C-M sur des appuis en IB-A
proposé Par C.T.C	
dirigé Par: L-LEFKI	éch 1/250
étudié Par: S-IBRAHIMI H-BOUHOUCHE	désignation N°: 04
Pose des Pannes sur fermes	

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

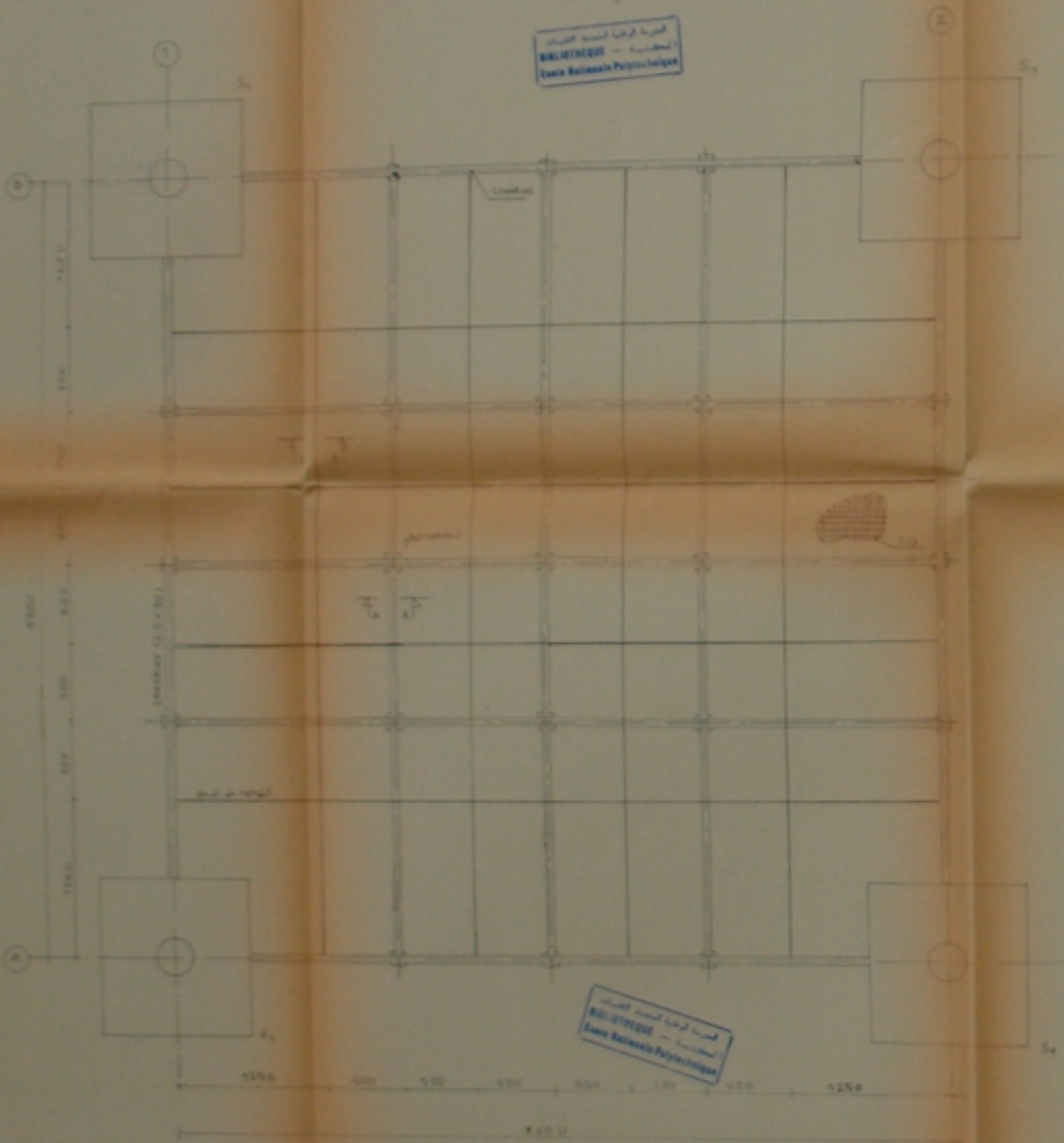
المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

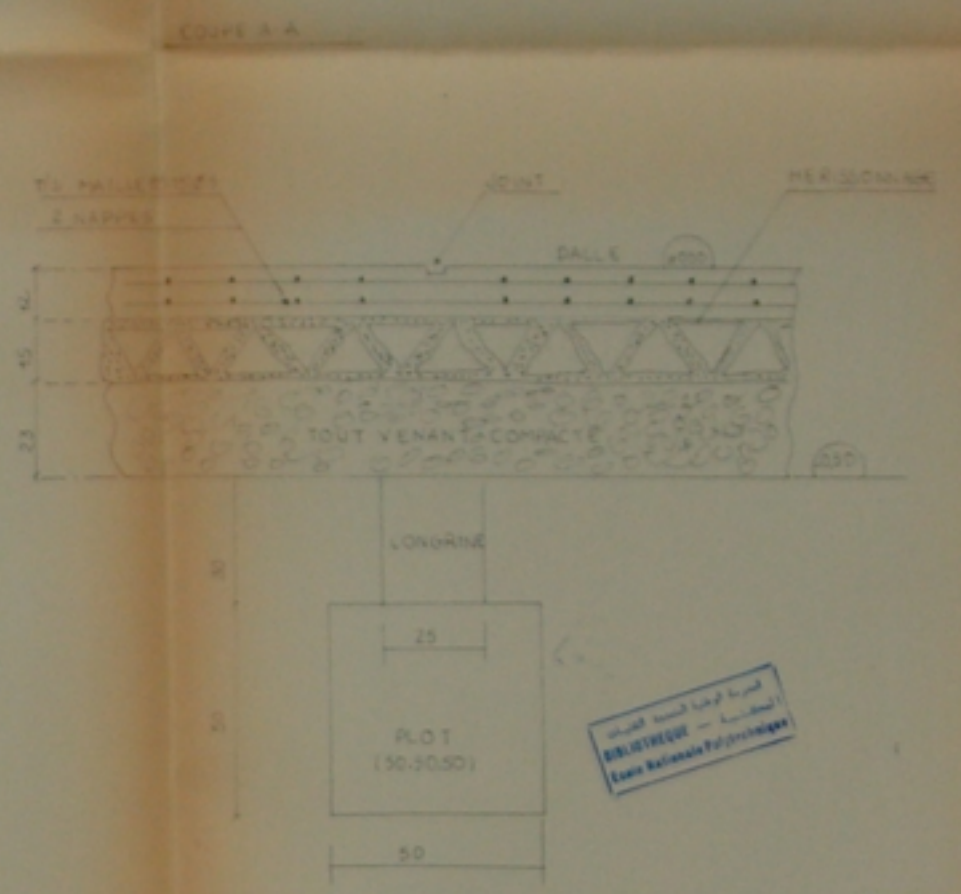


المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

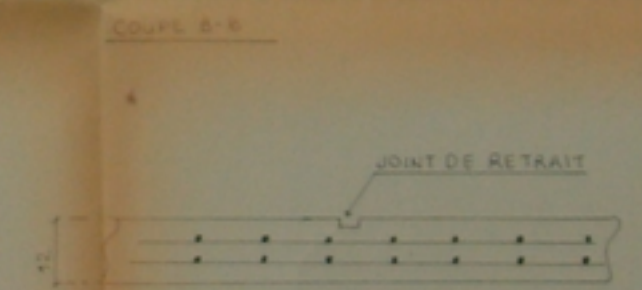
المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

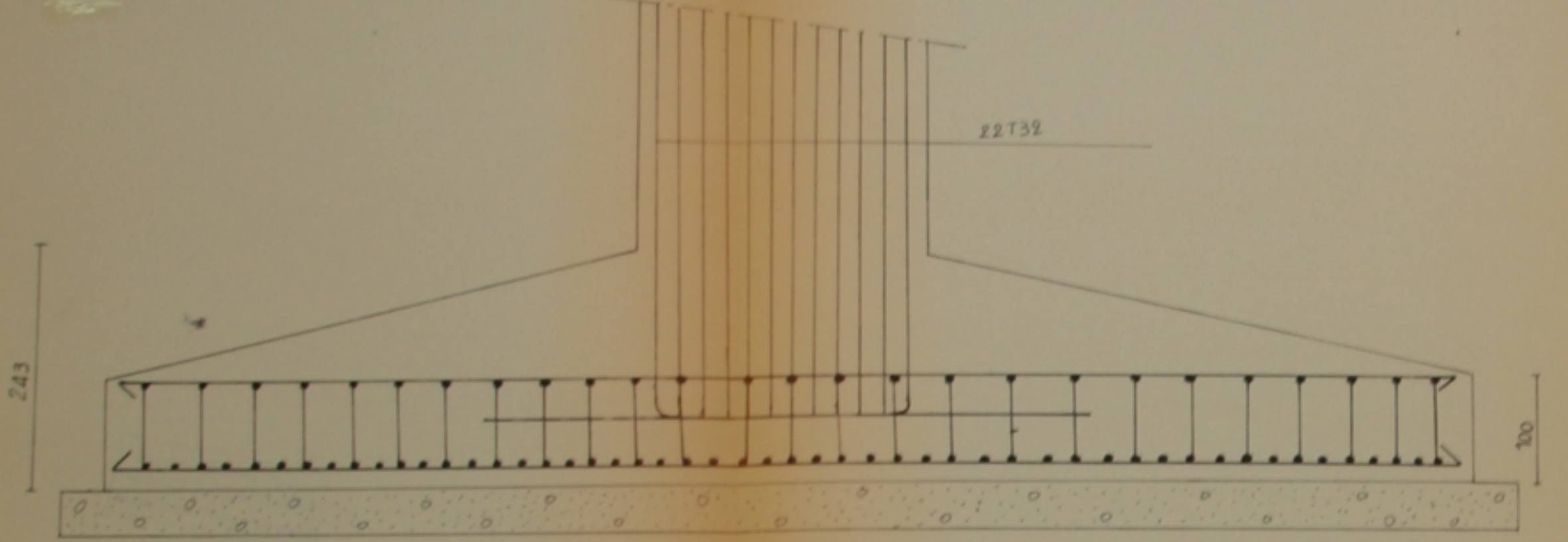
المعهد الوطني للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

NDIA
BETON ARME DOSE A 300KG/M³ C/P 3/5
BETON DE PROPRETE DOSE A 200KG/M³ C/P 3/5
BETON DES RESERVATIONS DOSE A 400KG/M³ C/P 3/5
PREVOIR DES JOINTS DE RETRAIT TOUT LES 2M

PB.007/95

N34

Ecole nationale polytechnique	
departement de Genie - Civil	
projet de fin d'études promotion: 94-95	calcul et conception d'une salle omnisport en C-M sur des appuis en B-A
proposé par C.T.C	
dirigé par: L-LEFKI	éch 1/200
étudié par: S. BRAHINI H. BOUHOUCHE	désignation N°: 05
Implantation et coupes	



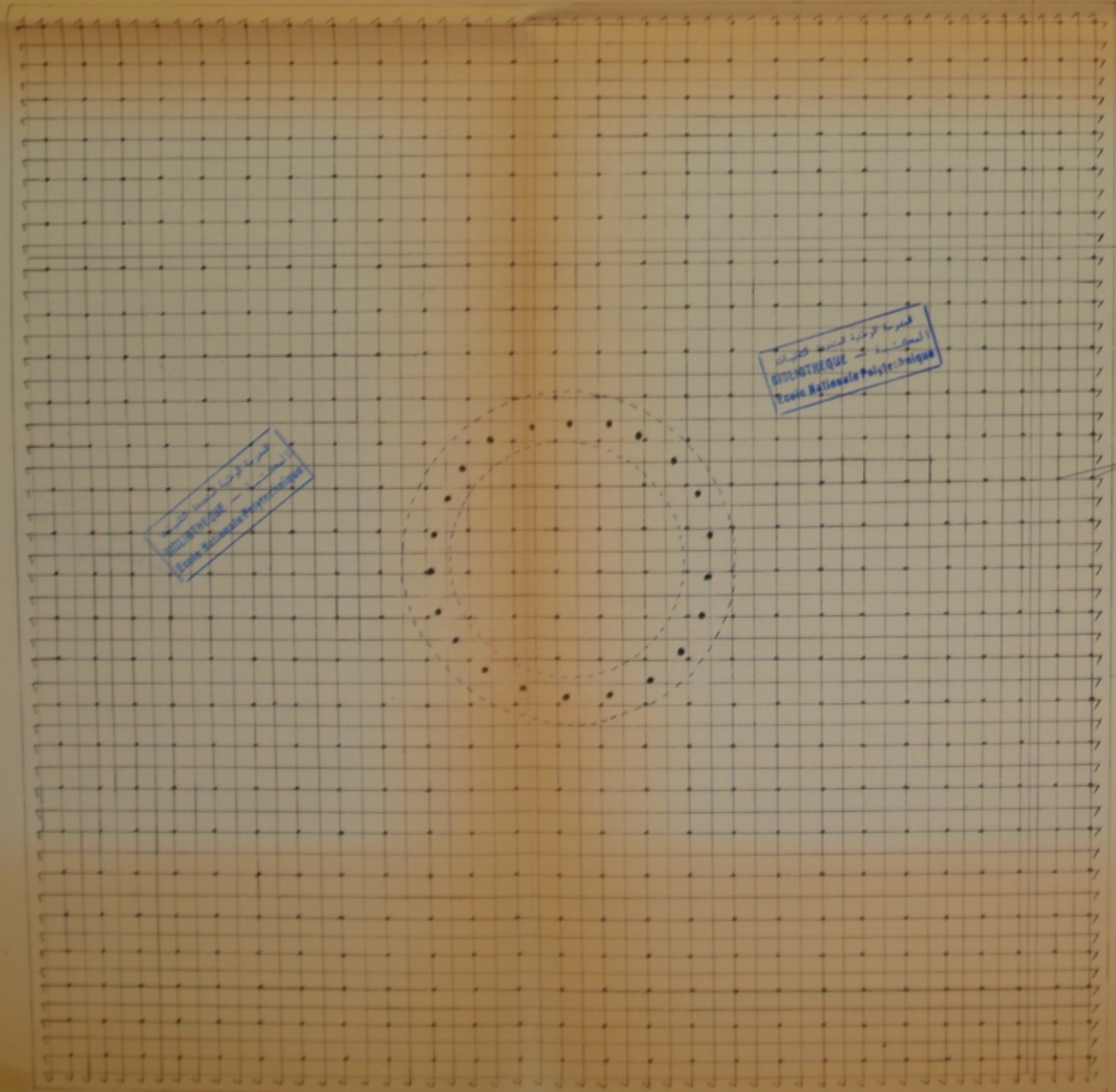
المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

1200

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

52T32 (esp = 20cm)

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

26T20

52T32 (esp = 20cm)

المكتبة - المكتبة
BIBLIOTHEQUE - المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PB 007/95
N: 5

école nationale polytechnique	
département de Genie - civil	
projet de fin d'études promotion: 94 95	calcul et conception d'une salle omnisport en C-M sur des appuis en B-A
proposé par C.T.C	
dirigé par: L-LEFKI	éch 1/25
étudié par: S-IBRAHIMI H-BOUHOUCHE	désignation N°: 06
Fondations	