

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

22/88

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

AEX

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

الدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT	PREMELANGE
ET	REACTEURS EN
CHARPENTE	METALLIQUE

6 PLANCHES

Proposé par :

E.N.C.C

Etudié par :

BENMOUFFOK MALIKA

Dirigé par :

M. HAMMOUTENE

PROMOTION : J U I N 88

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

DEPARTEMENT: GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT PREMELANGE
ET REACTEURS EN
CHARPENTE METALLIQUE

Proposé par :
E.N.C.C

Etudié par :
BENMOUFFOK MALIKA

Dirigé par :
M. HAMMOUTENE

PROMOTION : J U I N 88

بفسم الله الففم الففم



AU NOM DU DIEU, LE CLEMENT,
LE MISERICORDIEU
« PURETE A TOI ! NOUS N'AVONS
DE SAVOIR QUE CE QUE TU
NOUS A APPRIS ! C'EST TOI
LE SAVANT, LE SAGE,
VRAIMENT ! »



ECOLE NATIONALE
POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : ... GENIE-CIVIL : مصلحة
PROMOTEUR : MR. M. HAMMOUTENE : موجه
ELEVE INGENIEUR : ... BENMOUFFOK Malika : تلميذ مهندس

الموضوع : مبنى المزج الاولي و المفاعات (بالهيكل المعدنية)

الملخص :

يهتم هذا المشروع بدراسة تركيب بناية ذات طابع صناعي من الهياكل المعدنية المدعمة بحواجز استقرار في الاتجاهين و قد روي في الحسابات القوانين المعمول بها في الجزائر ضد الزلازل لعام 1981 و المراجعة في عام 1983 و كذلك آخر المستجدات لجهاز الرقابة التقنية بالجزائر "CTC"

SUJET : Batiment Prémélange et réacteurs en charpente métallique

RESUME :
Ce projet consiste en étude de l'ossature d'un bâtiment à usage industriel en charpente métallique contreventé par palées de stabilités dans les deux sens. Le calcul au seïsme a été conduit suivant le règlement R.P.A (règlement parasismique Algérien) S1 révisé en 83, et les dernières recommandations du (CTC) contrôle technique de construction

SUJET : Prémixing réactors bulding in steél frame

ABSTRACT. :
This project consists of the studdy of an industriel building métalic structure (construction) reinforced in two directions by stability membres. The seism analysation has been made according to the Algerian a seismic code (R.P.A) 81 revised in 83 and the last (CTC) construction technic control recommundation.

S O M M A I R E

REMERCIEMENTS ET DEDICACES	1
INTRODUCTION ET PRESENTATION.....	2
DEROULEMENT TECHNOLOGIQUE DE LA PRODUCTION.....	8
-Shema du processus de production.....	12
ETUDE AU VENT.....	14
VERIFICATION DES ELEMENTS SECONDAIRES.....	23
-Lisses de bardage.....	24
-Pannes.....	25
-Monorails.....	27
-Potelet du pignon	29
CALCUL DES PLANCHERS.....	31
-Dimensionnement des solives et des traverses	32
-Contreventements horizontaux.....	40
ETUDE SISMIQUE	43
-Methode de STODOLA.....	45
-Methode statique equivalente	51
-Repartition des efforts sismiques sur les palees.....	55
VERIFICATION DES ELEMENTS	61
-Presentation du S.T.R.E.S.S.....	62
-Verification du portique longitudinal.....	65
-Verification du portique transversal.....	68
-Contreventement vertical.....	70
ASSEMBLAGES.....	71
ANCRAGE DES POTEAUX.....	80
CONCLUSION	86
BIBLIOGRAPHIE.....	88

#####

REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier

- M HAMMOUTENE mon promoteur
- M A Z Z I pour ses encouragements
- M TOUATI pour sa disponibilité

et tout CEUX ou CELLES qui m'ont aide à mener à terme cette
étude **D I E U** seul pourra les récompenser.

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail a :

- MA GRANDE MERE
- MA MERE
- MON PERE
- MES FRERES ET SOEURS
- A TOUTES MES AMIES ET SOEURS EN DIEU

#####

I N T R O D U C T I O N

E T

P R E S E N T A T I O N

INTRODUCTION ET PRESENTATION

OBJET

pour clôturer ma graduation, le calcul et la vérification des éléments résistants d'un bâtiment à usage industriel m'a été confié.

il s'agit d'un bâtiment en ossature métallique destiné à recevoir un équipement mécanique et électrique servant à la fabrication de la brique silico-calcaire.

Le bâtiment est implanté à RELIZANE région de moyenne sismicité (zone II).

CONCEPTION ET PRESENTATION

Le bâtiment a été conçu de manière simple, il appartient à la catégorie des ossatures articulées avec appuis continus ce qui veut dire:

- Les poutres sont articulées aux poteaux
- Les poteaux sont articulés à la base

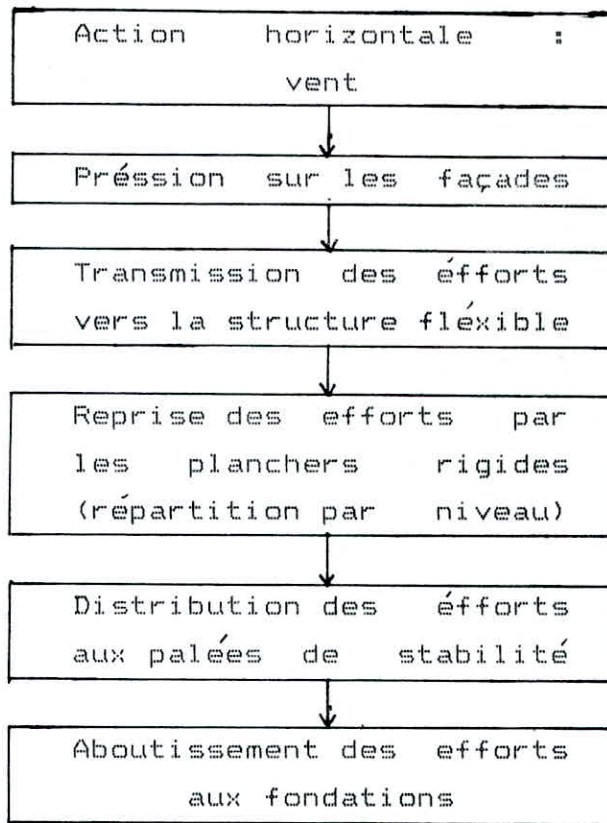
On constate dans ce cas que le système est instable ou déformable sous la moindre action horizontale, donc il est indispensable de prévoir un système de contreventement qui assure la stabilité du bâtiment.

SYSTEME DE CONTREVENTEMENT:

-Contreventement vertical: assuré par des palées de stabilité triangulées (en forme de K), suffisamment rigides.

-Contreventement Horizontal: assuré par des planchers rigides et des palées de stabilité en croix de saint-andré.

Les palées de stabilité sont dimensionnées sous l'action sismique réglementaire (qui est comme on le verra plus tard plus défavorable que le vent). Néanmoins pour illustrer le rôle primordial des palées de stabilité il est intéressant de schématiser le cheminement des efforts (par exemple sous l'action du vent).



CHOIX DES PLANCHERS

Les planchers sont constituées des éléments suivants:

- Solives :distinées à recevoir les bacs d'acier
- Traverses :sur lesquelles l'équipement prend appui.
- Les bacs d'acier en tôle nervurée.

INFRASTRUCTURE

le batiment est prévu sur un sol meuble.les poteaux sont ancrés dans les massifs de façon à permettre la libre rotation, et cela en disposant un grain entre le massif et la platine d'ancrage.

SOLLICITATIONS PRISES EN COMPTE:

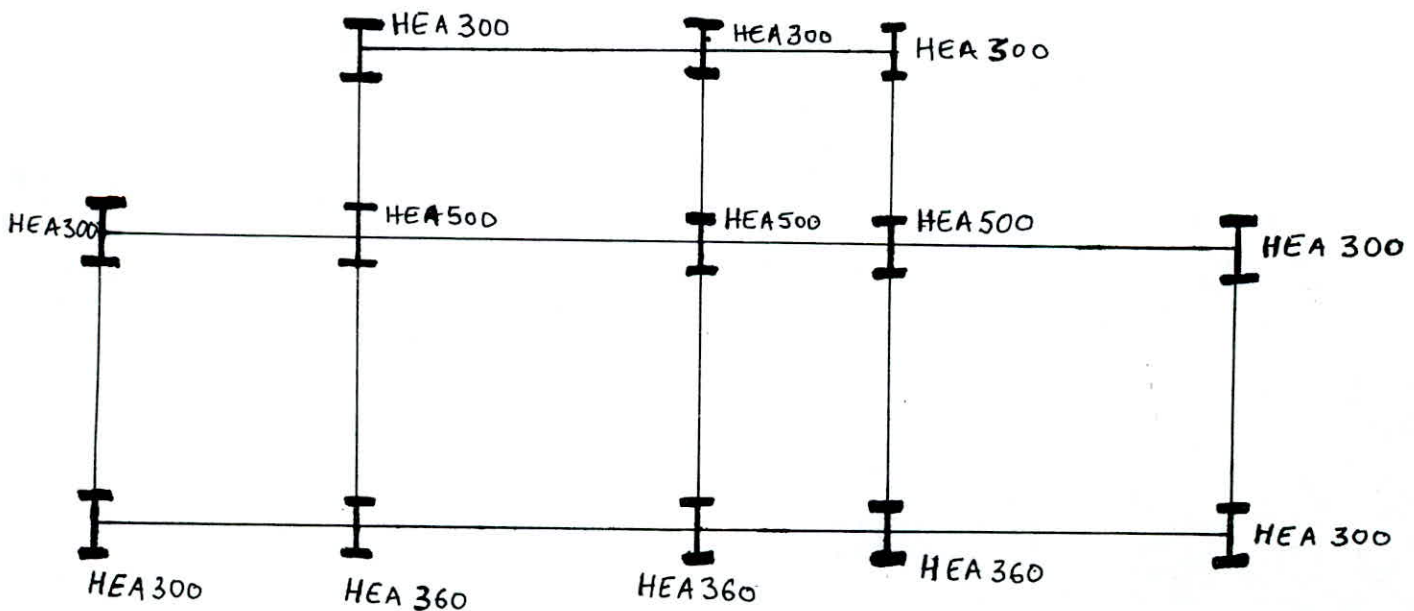
- Charges permanentes CP
- Surcharges d'exploitation P 500 kg/m²:voir cahier de charges
- Surcharges climatiques : .vent :V pression de base 70 kg/m²
.neige:N poussée de base 20 kg/m²
- Seisme E
- Effet de température T

MATÉRIAUX UTILISÉS:

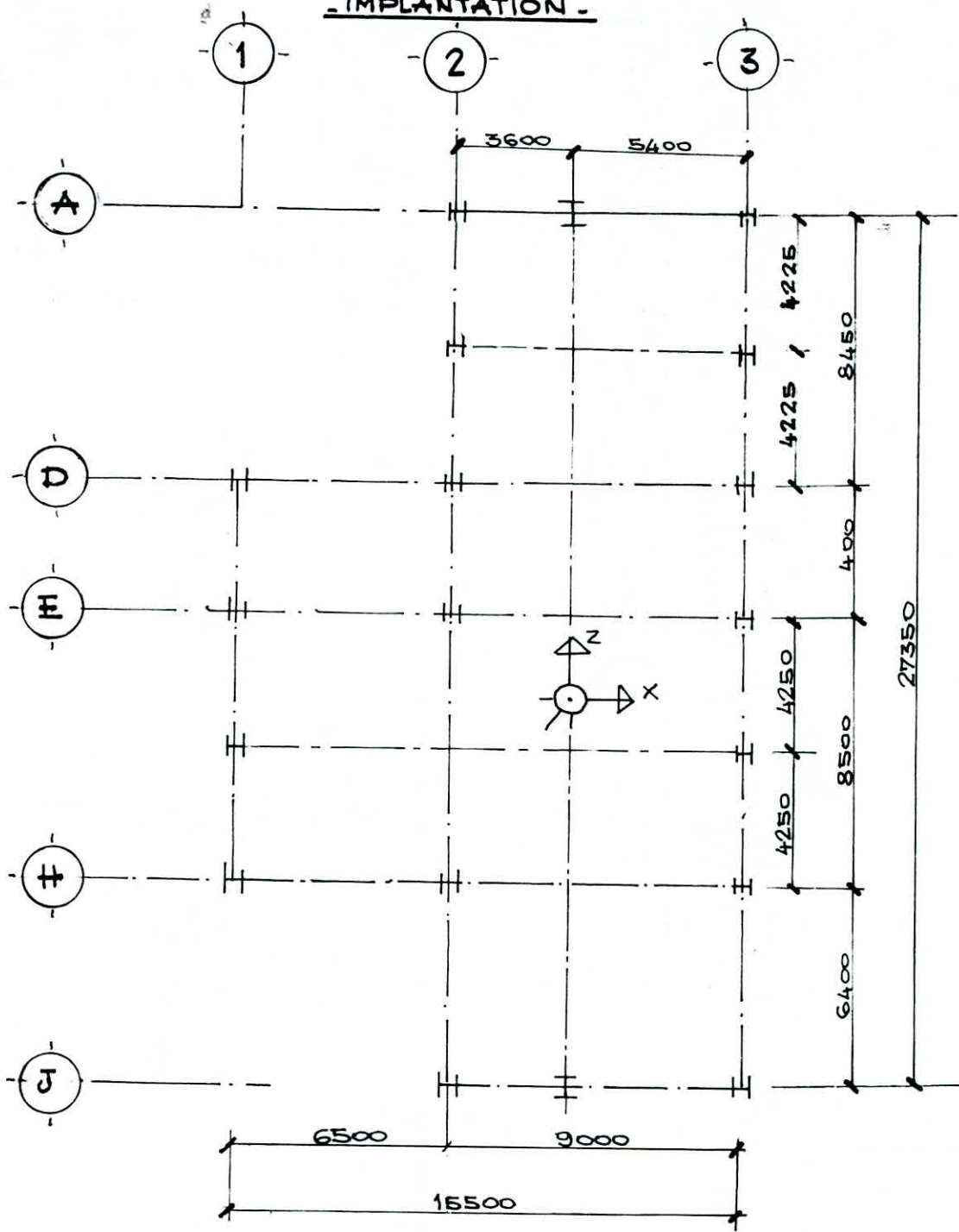
- Massif: béton dosée a 350 kg/m³
- Ossature: on utilise les profilés laminés produits avec de l'acier de nuance E24 répertoriés dans le catalogue de l'otua.
- Couvèrture et bardage: en amiante de ciment
- Planchers : tôle striée 5/7; poids 45 kg/ml
- Assemblage: Nous utiliserons deux types d'assemblages:
 - .boulonnage ordinaire effectué soit en atelier ou sur chantier.
 - .soudure effectuée aussi en atelier ou sur chantier mais d'une façon plus soignée pour des raisons de sécurité et de performances.

PREDIMENSIONNEMENT:

Un prédimensionnement rapide à permis de choisir les poteaux schématisés dans la vue en plan suivante:



- IMPLANTATION -



ECH: 1/200

D E R O U L E M E N T

T E C H N O L O G I Q U E

D E L A

P R O D U C T I O N

DESCRIPTION DU DÉROULEMENT TECHNOLOGIQUE DE LA PRODUCTION

Extraction du sable :

Le sable est extrait d'une sablonnière à l'aide d'un chargeur à pneus .

Transport du sable à l'usine :

Le sable est ensuite acheminé à l'aide des chargeurs à pneus vers l'usine et déposé à proximité de la trémie d'alimentation.

Stockage intermédiaire :

A proximité de la trémie d'alimentation un stockage d'intermédiaire d'une capacité de 2500 m³ de sable .

Préparation du sable :

Le sable est ensuite tamisé et séparé de ses impuretés grâce à un système de tamis vibrants ainsi qu'un réseau de transporteurs vibrant. Les impuretés quant à elles sont conduite à une pile de stockage de déchets .

Alimentation de la chaux et stockage :

La chaux acheminée par des camions cocote est déchargée par un système pneumatique dans deux silos, elle est ensuite transportée par deux transporteurs à vis et un élévateur dans le silo à chaux de travail .

Le silo à chaux de travail ainsi que les transporteurs à vis et l'élévateur sont dépoussiérés par les filtres .

Dosage et mélange :

Dans cette phase, le sable ainsi que la chaux sont entraînés dans un silo intermédiaire et tombent à des proportions convenables (après avoir subis au préalable un dosage), la présence de l'eau à un volume réglable permet de confectonner la pâte qui constitue la base du matériau .

Passage au réacteur et au mélangeur final :

A la suite du procédé discontinu de dosage et de prémélange la matière est conduite en flux continu du prémélangeur au réacteur à l'aide d'un élévateur à godets. Les parois de l'élévateur sont revêtues de mats de caoutchouc pour empêcher l'adhésion de la matière .

Trois réacteurs permettent la réalisation des (tâches) suivantes :

- C'est à ce niveau que l'on ajoute le reste d'eau encore nécessaire afin d'obtenir la plasticité nécessaire du mélange chaux + sable assurant à la brique crue une stabilité suffisante après le mélange. Jusqu'à ce point la masse chaux-sable est gardée aussi sèche que possible, à cause de sa tendance à coller .

- La masse chaux-sable subit encore une fois un mélange intense, avant d'arriver sur la presse spéciale en matière plastique assurant un meilleur glissement et empêchant ainsi le collage de la matière .

Au dessus de chaque bande transporteuse conduisant vers les presses , un autre électro-aimant est prévu en vue de l'élimination du fer pour éviter l'endommagement des presses .

Installation de pressage :

La matière enfin aboutit à des presses hydrauliques entièrement automatiques ainsi, le niveau de remplissage des moules, pression hydraulique dans les cylindres de pressage, le niveau des briques et d'autres paramètres de pressage seront présélectionnés et contrôlés par le système de contrôle des presses .

Avec trois de ces presses, on peut fabriquer 214200.00 tonnes de briques dont 50 % du format DF et 50 % du format 2DF.

Autoclavage :

L'empilage des briques moulées sur les chariots d'autoclavage est avancement de ceux-ci sont des tâches complètement automatisées, le système comprend aussi un indicateur de défauts .

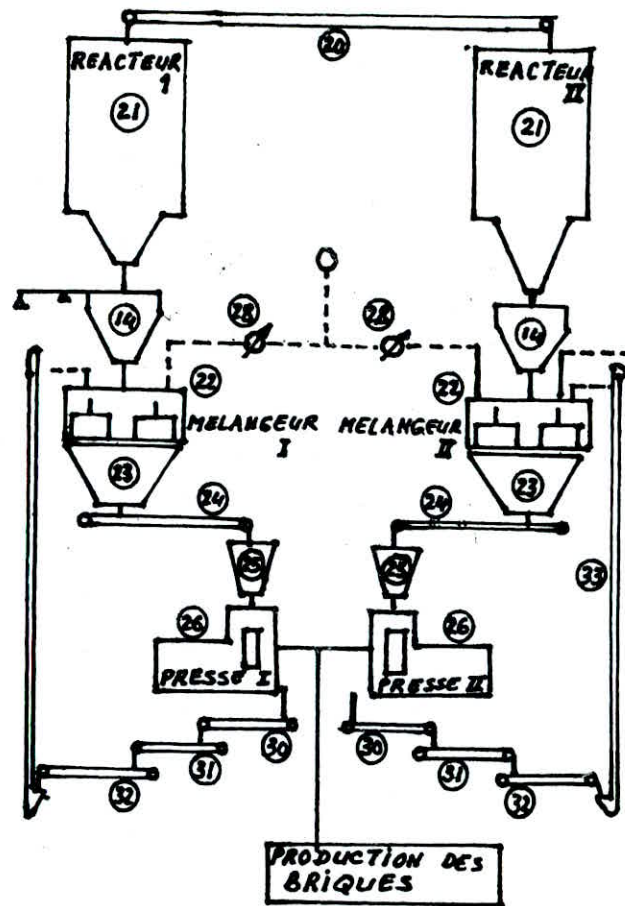
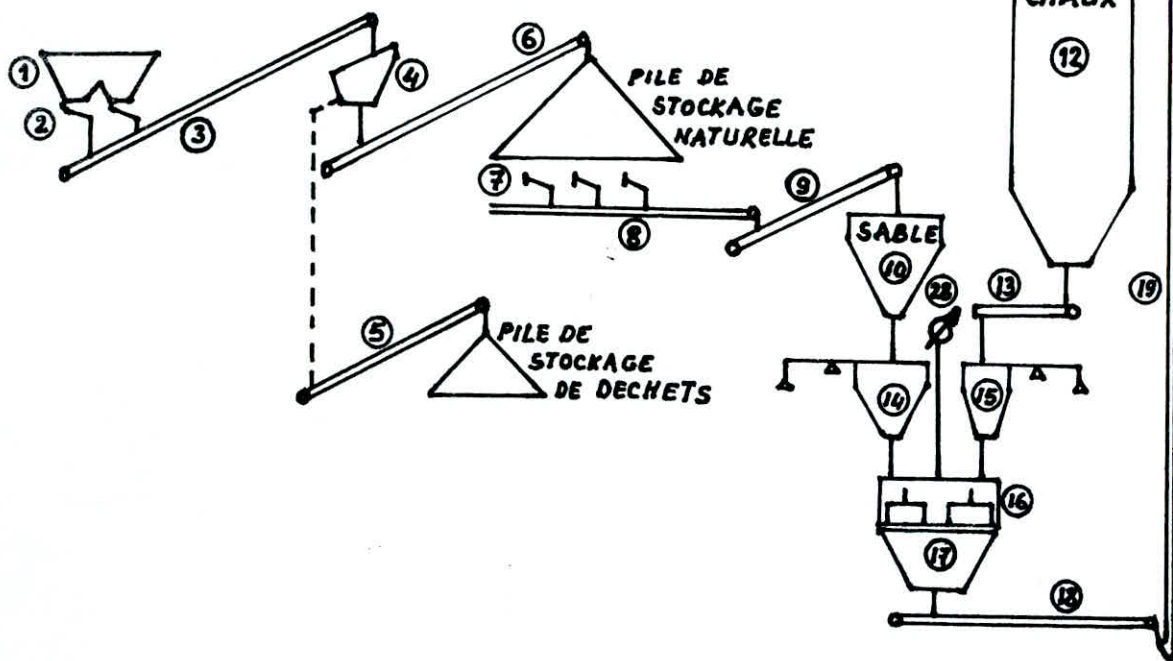
Pour le durcissement des briques silico-calcaires, le choix s'est porté sur les autoclaves à deux portes. Une voie de garage se trouve avant chaque autoclave sur laquelle un train complet sera placé avec des briques à durcir. Le processus d'autoclavage étant terminé, les deux portes de l'autoclave s'ouvrent et un train complet de briques durcies est sorti de l'autoclavage pendant que, simultanément, un train complet de briques non durcies est avancé dans l'autoclave.

Transport interne et chargement :

Pour la circulation des chariots d'autoclavage en opération, trois transbordeurs, une machine à traction (treuil) et une machine de trainage à câble seront prévues et une machine à nettoyer les chariots d'autoclavage vides est prévue (réctifieuse). Deux portiques de chargement monorail manoeuvrés du corridor servent à charger les briques silico-calcaires sur les camions. Au moyen de ce portique les briques silico-calcaires seront empilées sur l'aire de stockage. Sur chaque crochet des portiques se trouve un grappin hydraulique à l'aide de ce grappin, un paquet de briques complet peut être déplacé (un paquet = 1080 briques DF et 576 briques 2DF).

SECTEUR DE TRAITEMENT DU SABLE

INST DE MELANGE



REACTEUR ET INST DE PRESSION

**GRAPHE DE FLUENCE
POUR FABRICATION DE
BRIQUES SILICO
CALCAIRES**

LEGENDE

- 1-Tremie de changement de sable
- 2-Goulottes vibrantes
- 3-Bande transporteuse
- 4-Tamis vibrant
- 5-Bande transporteuse
- 6-Bande transporteuse
- 7-Transporteurs vibrants
- 8-Bande transporteuse
- 9-Bande transporteuse
- 10-Tremie tampon ou silo de travail (sable)
- 11-Filtre d'air
- 12-Silo de chaux
- 13-Transporteurs à vis
- 14-Entonnoir pour peser le sable et installation de pesage
- 15-Entonnoir pour peser la chaux et installation de pesage
- 16-Mélangeur discontinu
- 17-Plateau de reprise
- 18-Bande transporteuse
- 19-Elevateur à godets
- 20-Bande transporteuse réversible
- 21-Réacteurs
- 22-Mélangeurs discontinus
- 23-Plateau de reprise
- 24-Bande transporteuse
- 25-Trémies de transport aux presses
- 26-Presses hydrauliques
- 27-Installation de dosage de la peinture
- 28-Installation de dosage de l'eau
- 29-Poutre de levage et grue pour palettes de peinture
- 30-Bande transporteuse
- 31-Bande transporteuse
- 32-Bande transporteuse
- 33-Elevateurs à godets
- 34-Chariots de transport à deux wagons
- 35-Chariots de transport à un wagon
- 36-Wagons de briques
- 37-Grue portique
- 38-Drague pour charge de brique
- 39-Autoclave à fermeture unilatérale
- 40-installation de production de vapeur
- 41-Installation de traitement de l'eau
- 42-Distribution de vapeur et tuyauterie
- 43-Tuyauterie de l'eau
- 44-Neant
- 45-Equipement pneumatique
- 46-Equipement de transport électrique
- 47-Série de rails
- 48-Machine à broser les wagonnets (sur commande)
- 49-Série d'équipements de contrôle électrique
- 50-Ligne d'inter-connexion

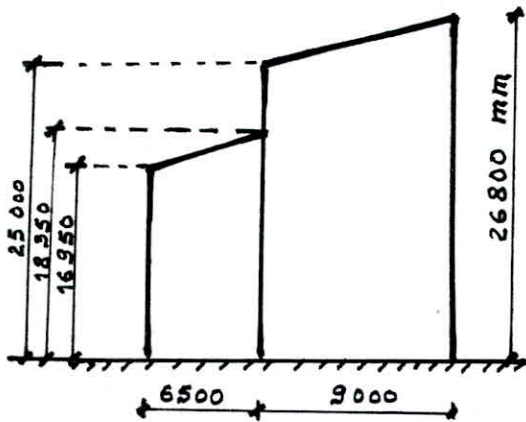
E T U D E

A U

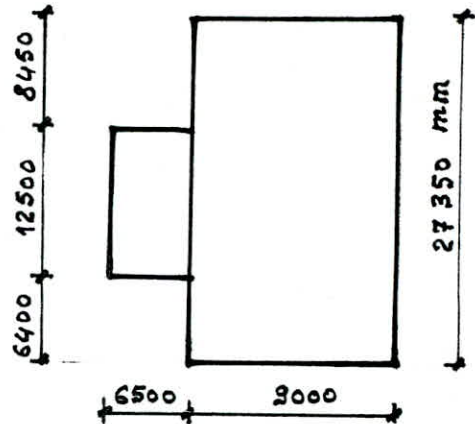
V E N T

ETUDE AU VENT

- Le vent est assimilé à des forces statiques appliquées à la construction.
- On admet que le vent a une direction moyenne horizontale, mais qu'il peut venir de n'importe quel côté.
- Les surcharges climatiques ont un effet très important sur la construction métallique. De ce fait, l'étude de la résistance et la stabilité d'une construction sous ses surcharges est obligatoire.



vue en élévation



vue en plan

1- Pression du vent :

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot S \cdot \beta \cdot C$$

1-1) pression de base:

$$q_H = 2.5 \frac{H + 18}{H + 60} q_{10}$$

$q_{10} = 70$ daN/m pression de base
à une hauteur de 10 m
(document CTC)

$H=16.95m$: $q_H = 79.48$ daN/m (Kg/m)

$H=26.8m$ $q_H = 90.92$ daN/m

1-2) coefficient de site K_s : $K_s = 1$ (site normal)

1-3) coefficient de masque K_m :

Sur la face sud-est et au delà de la hauteur de 12 mètres (comptée à partir du sol), le bâtiment est exposé au vent. De ce fait on adopte $K_m = 1$ (aucun masque) sur la partie du bâtiment comprise entre 12.000 m et 16.800 m. Les trois autres faces sont quant à elles soumises totalement à l'action du vent ($K_m = 1$).

1-4) effet des dimensions :

Les pressions dynamiques s'exerçant sur les éléments constitutifs d'une construction (potelets, lisses, pannes, poutres, poteaux, etc...) doivent être affectées d'un coefficient de réduction en fonction de la plus grande dimension (horizontale ou verticale) de la surface offerte au vent de l'élément considéré et de la cote H du point le plus haut de cette surface .

1-5) perméabilité des parois :

Les parois présentent de petites ouvertures uniformément réparties ont une perméabilité $\mu \leq 5$, le bâtiment est alors une construction de type fermé .

1-6) coefficient de majoration dynamique β :

Ce coefficient est donné par ces deux formules

β normale : $\beta_N = \theta (1 + \tau)$ τ : coefficient de réponse donné par le diagramme

β extreme : $\beta_E = (0.5 + \frac{\theta}{2}) \beta_N$ de la figure R III .3 ossature (la courbe acier)

mais $\beta = \text{Max} (1 , \beta_E)$

τ : coefficient de pulsation (fig R 3.4)

θ : coefficient global

0.70 pour $H \leq 30$ metres.

1-7) coefficient d'action du vent :

Action extérieure et intérieure

construction fermée reposant sur le sol

1-7-1 action extérieure Ce :

Le bâtiment présente des décrochements en plan et en élévation

a) vent perpendiculaire à Sa :

a-1- Rapport de dimension λ_a

D'après le règlement NV65, le décrochement en plan du bâtiment nous donne le rapport b/a équivalent. (l'une des dimensions étant la dimension normale au vent du rectangle circonscrit et l'autre le quotient par cette valeur de la surface au plan)

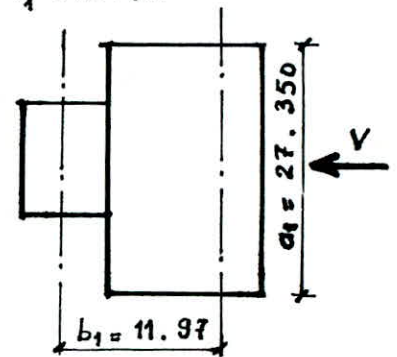
$$\begin{aligned} S &= S \text{ petit rectangle} + S \text{ grand rectangle} \\ &= \text{surface en plan du bâtiment} \\ &= 12.500 \times 6.500 + 9.000 \times 27.350 = 327.4 \text{ m} \\ &\quad 327.4 \end{aligned}$$

$$S = a_1 b_1 \implies b_1 = S/a_1 = \frac{327.4}{27.350} = 11.97 \text{ m} \quad b_1 = 11.97 \text{ m}$$

$$\lambda_a = H/a_1 = \frac{26.800}{27.350} = 0.979 = 0.98$$

$$b_1 / a_1 = \frac{11.97}{27.350} = 0.438 = 0.44$$

λ_a doit vérifier l'inégalité : $0.5 < \lambda_a < 2.5$
 $0.5 < 0.97 < 2.5$ **vérifié**



a-2-coefficient γ_0 :

D'après l'abaque qui donne γ_0 en fonction de $\lambda_a = 0.98$
 $b_1/a_1 = 0.44$

$$\implies \gamma_0 = 1$$

d'où C_e :

{	face au vent	$C_e = 0.8$ quel que soit γ_0
	face sous vent	$C_e = -(1.3 \gamma_0 - 0.8) = -0.5$

b) Vent perpendiculaire à Sb :

b-1- Rapport de dimension λ_b

$$S = a_2 b_2 \implies a_2 = S/b_2 = \frac{327.4}{15.500} = 21.12 \text{ m} \quad S = 327.4 \text{ m} \quad a_2 = 21.12 \text{ m}$$

$$\lambda_b = H / b_2 = \frac{26.800}{15.5} = 1.72$$

15.500

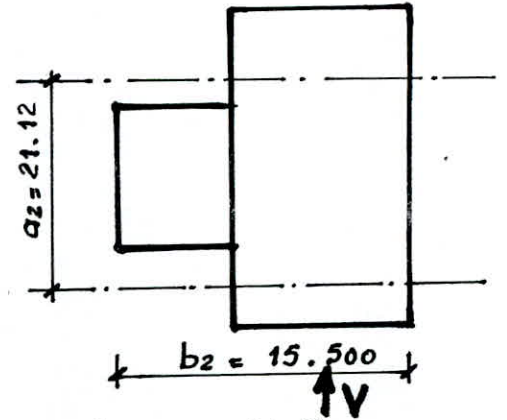
$$b_2 / a_2 = \frac{15.500}{21.12} = 0.73$$

λ_b vérifie bien l'inégalité $1 < \lambda_b < 2.5$
 $1 < 1.72 < 2.5$

b-2- coefficient δ_0 :

D'après la lecture de l'abaque

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_b = 1.72 \\ b_2/a_2 = 0.73 \end{array} \right. \implies \delta_0 = 1$$



d'où C_e $\left\{ \begin{array}{l} \text{face au vent} : C_e = + 0.8 \text{ quel que soit } \delta_0 \\ \text{face sous vent} : C_e = - (1.3 \delta_0 - 0.8) = 0.5 \end{array} \right.$

c) Vent sur la toiture

c-1- Vent perpendiculaire aux génératrices :

La pente de la toiture est de 20 % $\alpha = 11.5$

En fonction de α et δ_0 , l'abaque RIII.6 donne les valeurs de C_e .

$$\alpha^\circ = 11.3 \text{ degrés}$$

$$\delta_0 = 1$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{face au vent} : C_e = - 0.66 \\ \text{face sous vent} : C_e = - 0.34 \end{array} \right.$$

c-2- Vent parallèle aux génératrices :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha^\circ = 0 \\ \delta_0 = 1 \end{array} \right. \quad C_e = - 0.5$$

2-Actions intérieures :

La construction étant fermée ($\mu \leq 5\%$)

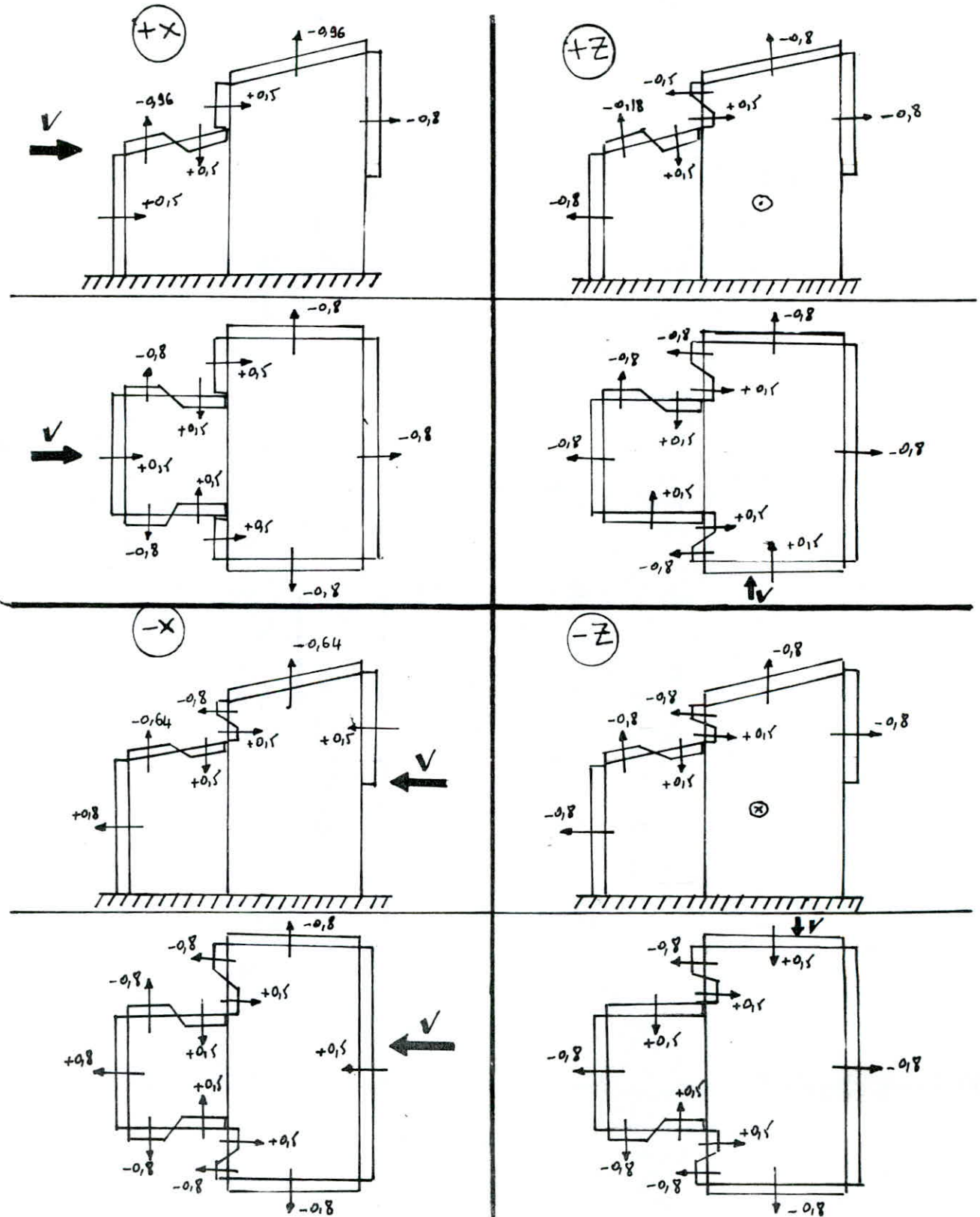
- surpression : $C_i = + 0.6 (1.8 - 1.3 \delta_0) = + 0.3$

- dépression : $C_i = - 0.6 (1.3 \delta_0 - 0.8) = - 0.3$

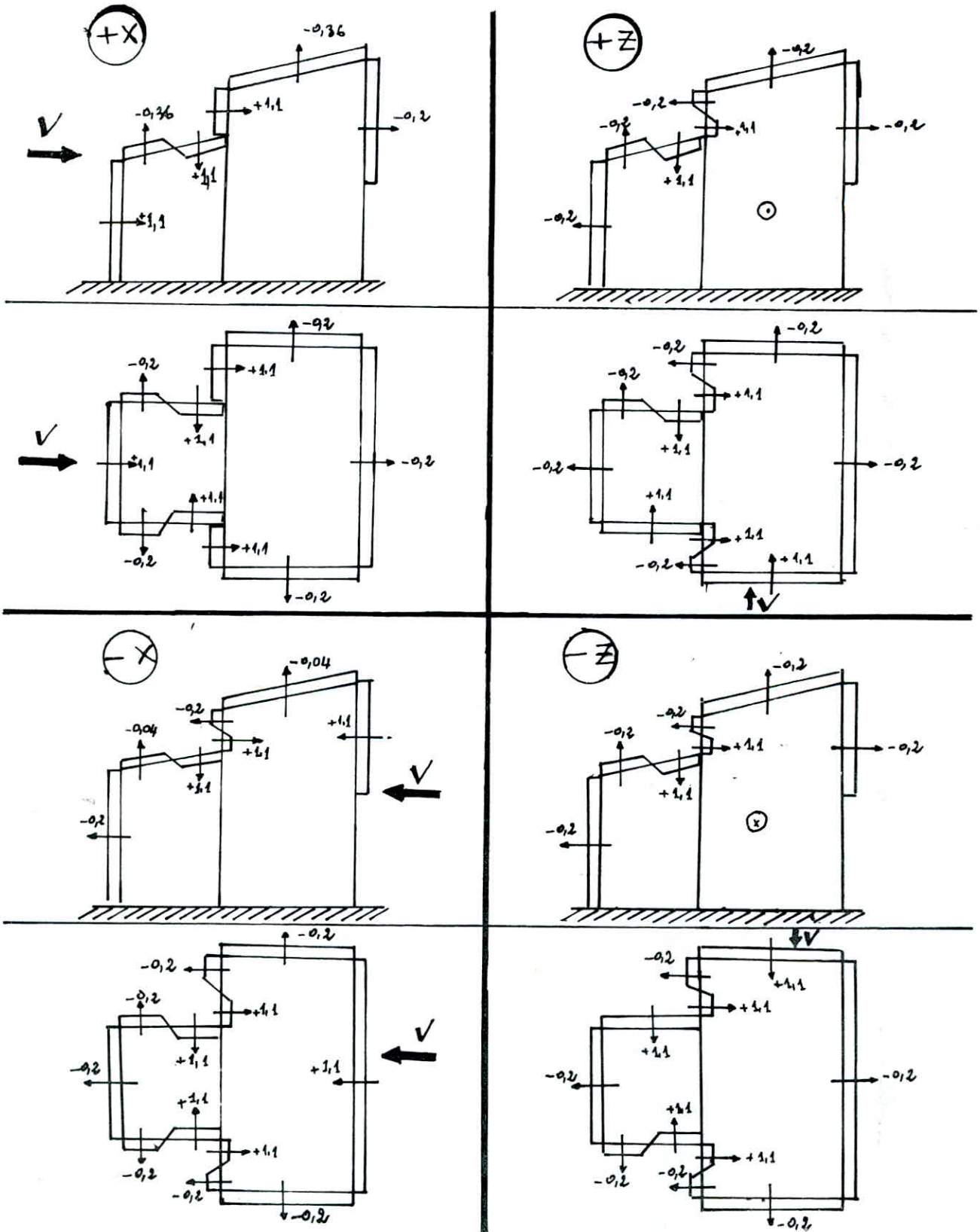
3-Actions résultantes :

$$C = C_e - C_i$$

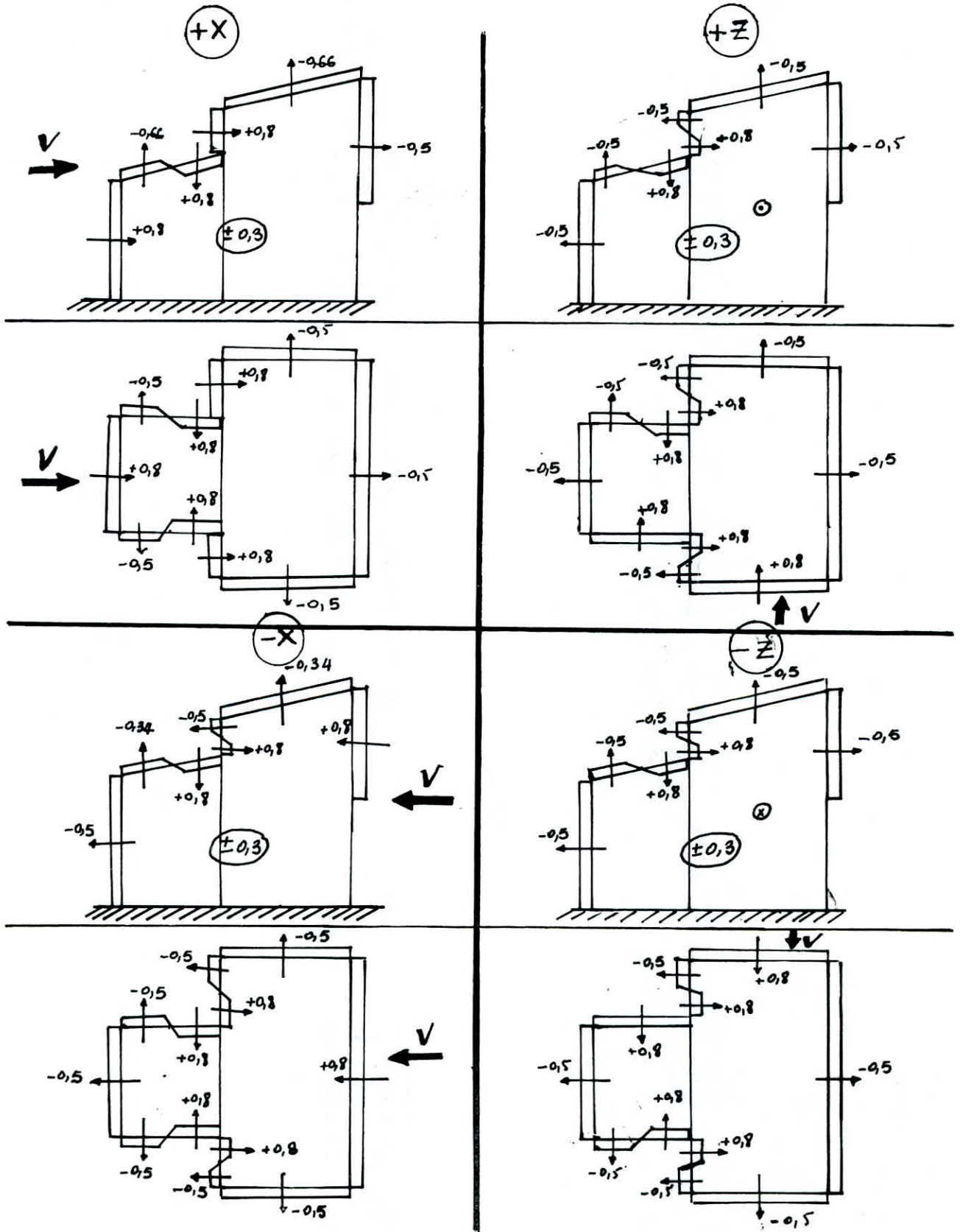
Action Resultante: Suppression
 Action interieure + 0.3



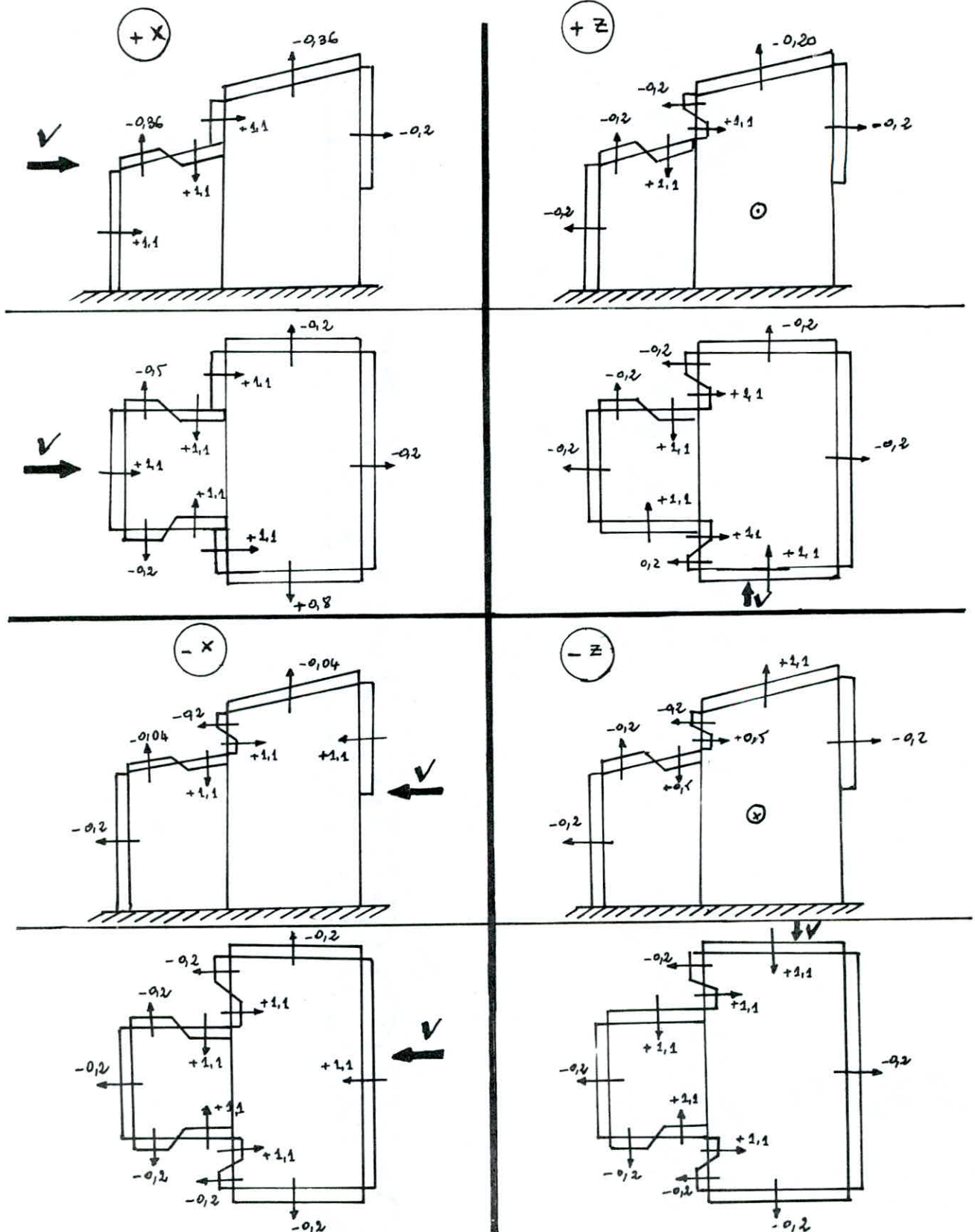
Action Resultante: Depression
 Action interieure -0.3



Action Resultante Exterieur



Action Resultante



D I M E N S I O N N E M E N T

D E S E L E M E N T S

S E C O N D A I R E S

DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS SECONDAIRES

LISSES DE BARDAGE: les lisses de bardage sont constituées de poutrelles (IEP, UAP) ou de profils minces pliés. Disposées horizontalement, elles portent sur les poteaux de portiques ou éventuellement sur les potelets intermédiaires. L'entraxe des lisses est déterminé par la portée admissible des bacs de bardage.

Les lisses destinées à reprendre les efforts du vent sur le bardage sont posées naturellement pour présenter leur inertie maximale dans le plan horizontal.

Les lisses sont généralement dimensionnées par les conditions de flèche et non par les conditions de résistance ($f \leq l/200$)

1/ Disposition : écartement : 1.35m

lièrnes de lisses à mi-portée

2/ Sollicitations: CP: bardage en amiante de ciment 17 kg/m²

poids propre de la lisse

vent: normal $V_n = 115.18$ kg/ml

extrême $V_e = 201.57$ kg/ml

V_n a été déterminé pour toutes les lisses, le plus défavorable a été retenu.

3/ Prédimensionnement :

a/ la lisse a été calculée comme une poutre simple sur 2 appuis

$$q_x = V_e = 201.57 \text{ Kg/ml}$$

$$M_{ox} = \frac{q_x \cdot l^2}{8} = \frac{201.57 \times (5.4)^2}{8} = 734.72 \text{ Kg.m}$$

$$W_{ox} \geq \frac{M_{ox}}{\sigma_e} = \frac{734.72}{24} = 30.61 \text{ cm}^3 \Rightarrow \text{UAP 100}$$

CP: poids propre des lisses + poids du bardage $W_x = 41.9 \text{ cm}^3$

CP = $10.5 + 17 \times 1.35 = 33.45 \text{ Kg/ml}$ $P = 10.5 \text{ kg/ml}$

combinaison des charges: $W_y = 9.95 \text{ cm}^3$

$$\frac{4}{3} C_p + \frac{3}{2} V_n = \frac{4}{3} \times 33.45 + \frac{3}{2} \times 115.18 = 217.37 \text{ Kg} \quad I_x = 209 \text{ cm}^4$$

$$C_p + V_e = 33.45 + 201.57 = 235.02 \text{ Kg} \quad I_y = 32.8 \text{ cm}^4$$

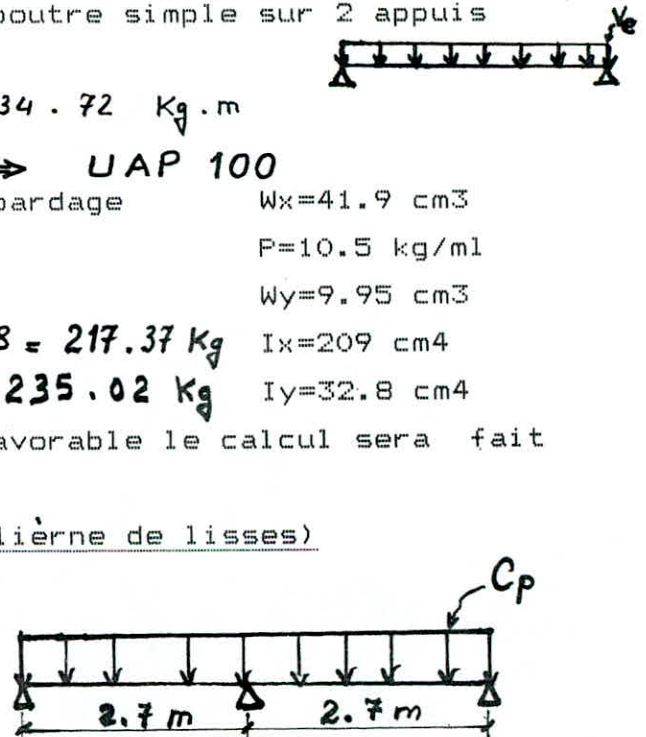
la combinaison CP + V_e étant la plus défavorable le calcul sera fait avec cette dernière

b/ lisse sur 3 appuis (présence d'1 lièrne de lisses)

$$M_y = C_p \ell^2 / 8 = 33.45 \times (2.7)^2 / 8$$

$$M_y = 30.48 \text{ Kg.m}$$

$$W_y = M_y / \sigma_e < 9.95 \text{ cm}^3$$



4/Vérification en flexion déviée

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e$$

$$1594.1 + 251.09 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad 1845.19 < 2400 \text{ C'est vérifié}$$

5/vérification de la flèche $f < \bar{f} = L/200 = 540/200 = 2.7 \text{ cm}$

• dans le plan Y-Y

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_y \cdot l^4}{E \cdot I_x}$$

$Q_y = V_n = 115.8 \text{ kg/m}$: charge non pondérée (cas de flèche)

$$f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{115.18 \times (5.4)(540)^3}{2.1 \times 10^6 \times 209} = 2.9 \text{ cm} > \bar{f} = 2.7 \text{ cm}$$

non vérifié

On change de profile UAP 130

$$P = 13.7 \text{ kg/ml}$$

$$W_x = 70.7 \text{ cm}^3$$

$$I_x = 459 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 51.3 \text{ cm}^4$$

• D'où : $f_x = \frac{5}{384} \cdot \frac{115.18 \times (5.4)^4}{2.1 \times 10^6 \times 459} = 1.32 \text{ cm} < \bar{f} = 2.7 \text{ cm}$

c'est vérifié

Dans le plan X-X

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{Q_x \cdot l^4}{E \cdot I_y}$$

$$Q_x = CP = 13.7 + 17 \times 1.35 = 36.65 \text{ kg/m}$$

$$f_y = \frac{5}{384} \cdot \frac{36.65 \times (2.7)^4}{2.1 \times 10^6 \times 51.3} = 0.235 \text{ cm} < \bar{f} = 2.7 \text{ cm}$$

c'est vérifié

On admet UAP 130 pour les lisses de bardages

ETUDE DES PANNES: les pannes qui ont pour fonction de supporter la couverture sont disposées parallèlement à la sablière dans le plan des versants. Disposées à entraxes constants elles peuvent être renforcées pour reprendre les efforts horizontaux, leur entraxe est déterminé par la portée admissible des bacs de couverture.

Les pannes sont considérées libres et articulées et compte tenu de la pente des versants elles sont inclinées d'un angle et de ce fait sont sollicitées en flexion déviée.

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

Compte tenu de la faible inertie transversale des profilés de pannes leur dimensionnement peut conduire à des sections importantes donc onéreuses. La solution est de disposer des liernes à mi-portée pour réduire la flèche transversale

Condition de flèche : $f < 1/200$

Condition de résistance:

La condition de flèche est souvent la plus déterminante.

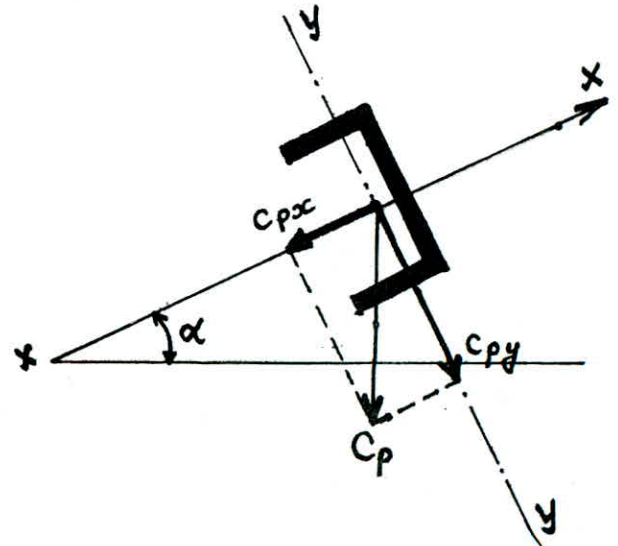
Disposition: entraxe 1.35m

Evaluation des charges

- CP: poids propre de pannes (estimé).....20 kg/m
- poids du bardage17 kg/m²
- P : homme avec son matériel.....100 kg
- Neige : neige normale Nn.....27 kg/ml
- neige extrême Ne=5/3.Nn45 kg/ml
- Vent : vent normal Vn=114.68 kg
- vent extrême Ve=1.75 Vn200.68 kg

Projection des charges sur les axes principaux de la panne:

- CP : CPx=CP.sin = 8.41 kg/ml
- CPy=cp.cos = 42.12 kg/ml
- P : Px = P.sin = 19.59 kg
- Py = P.cos = 98.06 kg
- NEIGE : Nnx=Nn.sin = 5.29 kg/ml
- Nny=Nn.cos = 26.47 kg/ml
- Nex=Ne.sin = 8.817 kg/ml
- Ney=Ne.cos = 44.127 kg/ml
- VENT : Vnx=Vn.sin = 22.47 kg/ml
- Vny=Vn.cos = 112.45 kg/ml
- Vex=Ve.sin = 39.32 kg/ml
- Vey=Ve.cos = 196.79 kg/ml



Prédimensionnement

Calcul des moments Mx suivant y

- sous CP : $Q_{Cpy} \times l^2 / 8 = 42.12 \times (6.4)^2 / 8 = 215.65 \text{ Kg.m}$
- sous P : $P_y \times l / 4 = 98.06 \times 6.4 / 4 = 156.9 \text{ Kg.m}$
- sous Ne/2 : $Q_{Ney} \times l^2 / 8 = 44.127 \times (6.4)^2 / 8 \times 2 = 112.96 \text{ Kg.m}$
- sous Ve : $Q_{vey} \times l^2 / 8 = 196.788 \times (6.4)^2 / 8 = 1007.55 \text{ Kg.m}$
- sous Vn : $Q_{vny} \times l^2 / 8 = 112.45 \times (6.4)^2 / 8 = 575.74 \text{ Kg.m}$

combinaison des moments:

$$4/3 \left(\frac{M_{Nn}}{2} + M_{Vn} + M_P \right) = 1157.54 \text{ Kg.m}$$

soit la combinaison la plus défavorable qu'il faut considérer

Calcul des moments My suivant x

- sous CP : $Q_{Cpx} \times l^2 / 8 = 8.4 \times (3.2)^2 / 8 = 10.75 \text{ Kg.m}$
- sous P : $P_x \times l / 4 = 19.59 \times 3.2 / 4 = 15.67 \text{ Kg.m}$
- sous Ne/2 : $Q_{Nex} \times l^2 / 8 = 8.82 \times (3.2)^2 / 8 = 5.64 \text{ Kg.m}$
- sous Ve : $Q_{vex} \times l^2 / 8 = 39.32 \times (3.2)^2 / 8 = 50.33 \text{ Kg.m}$

combinaison des moments : $M_y = M_{cp} + \frac{M_{Nc}}{2} + M_{Ve} + M_p = 82.41 \text{ Kg.m}$

d'où $M_x = 1493.05 \text{ kg.m}$

$M_y = 82.41 \text{ kg.m}$

détermination du profilé $W_x \geq (M_x + 2 M_y) \frac{1}{\sigma_e}$

$$W_x \geq (1493.05 + 5.5 \times 82.41) \cdot \frac{1}{24} = 81.09 \text{ cm}^3$$

soit UAP 150 $W_x = 106 \text{ cm}^3$

$W_y = 21.0 \text{ cm}^3$

$P = 17.9 \text{ kg/ml}$

$CP = 17.9 + 22.95 = 40.85 \text{ kg/ml}$

$CP_x = 8 \text{ kg/ml}$ $CP_y = 40.1 \text{ kg/ml}$

$$M_{cp_x} = \frac{40.1 \times (6.4)^2}{8} = 205 \text{ Kg.m}$$

$$M_{cp_y} = \frac{8 \times (3.2)^2}{8} = 10.24 \text{ Kg.m}$$

M_x et M_y deviennent : $M_x = 1482,4 \text{ kg/m}$

$M_y = 81.9 \text{ kg/m}$

Vérification à la flexion déviée :

$$\frac{M_x}{W_x} + \frac{M_y}{W_y} \leq \sigma_e \Rightarrow \left(\frac{1482.4}{106} + \frac{81.9}{21} \right) \cdot (10)^2 \leq 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$1788.5 < 2400$ c'est vérifié UAP 150

Vérification de la flèche :

on procède par superposition des flèches des charges non pondérées

$$\text{Plan } x-x$$

$$f_y = \frac{5 \cdot l_y^3}{384 E I_y} \left(Q_{Nnx} \cdot l + Q_{Vx} \cdot l + Q_{cp_x} \cdot l + \frac{8}{5} P_x \right) =$$

$$= \frac{5 \cdot (320)^3}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 93.3} \left(22.47 \times 3.2 + 5.27 \times 3.2 + 8 \times 3.2 + \frac{8}{5} \times 19.59 \right) \rightarrow \text{soit } f_y = 0.32 \text{ cm}$$

Plan y-y

$$f_x = \frac{5 \cdot l_x^3}{384 E I_x} \left(Q_{Ny} \cdot l + Q_{Vy} \cdot l + Q_{cp_y} \cdot l + \frac{8}{5} P_y \right) =$$

$$f_x = \frac{5 \cdot (640)^3}{384 \times 2.1 \times 10^6 \times 797} \left(26.47 \times 6.4 + 112.4 \times 6.4 + 40.1 \times 6.4 + \frac{8}{5} \cdot 98.06 \right) = 0.53 \text{ cm}$$

$$f = \sqrt{(0.32)^2 + (0.53)^2} = 0.619 \text{ cm} \text{ c'est vérifié UAP 150}$$

CALCUL DU MONORAIL : deux monorails identiques doivent être dimensionnés pour reprendre le chargement suivant :

CP: poids du palan.....135 kg

poids propre du profile du monorail (estime)...20 kg/ml

P: surcharge d'exploitation 1500 kg

coefficient de majoration dynamique $k=1.2$

Prédimensionnement du monorail

charge $P' = k \cdot (\text{POIDS DU PALAN} + P) = 1962 \text{ kg}$

$M_{\max} = -P' \cdot a = -1962 \cdot 1,5 = -2943 \text{ kg} \cdot \text{m}$

$W_x \geq \frac{M_{\max}}{\sigma_e} = \frac{2943}{24} = 122,62 \text{ cm}^3$

soit IPE 200 $W_x = 214 \text{ cm}^3, P = 26,3 \text{ kg/ml}$

$I_x = 2140 \text{ cm}^4$

Vérification à la résistance:

LA poutre soumise uniquement à son poids propre:

$R_{1B} = \frac{q(\ell+a)}{2} \left(1 + \frac{a}{\ell}\right) ; q = 26,3 \times 1,2, \ell = 4,25 \text{ m}, a = 1,5 \text{ m}.$

$R_{1B} = \frac{31,56(5,75)}{2} \left(1 + \frac{1,5}{4,25}\right) = 122,76 \text{ Kg}$

$M_B = -\frac{q(\ell+a)a^2}{2} = -\frac{q a^2}{2} = -\frac{31,56 \times 1,5^2}{2} = -35,5 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

$M_0 = \frac{q(\ell+a)^2(\ell-a)^2}{8\ell^2} = 54,61 \text{ kg} \cdot \text{m}.$

$\sigma_{f_1} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{54,61 \cdot 10^2}{214} = 25,51 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_{f_1} = 25,51 \text{ Kg/cm}^2$

poutre soumise à la charge P

$R_{2B} = \frac{P(\ell+a)}{\ell} = \frac{1962 \times 5,75}{4,25} = 2654,4 \text{ Kg}$

$M_B = M_{\max} = -P \cdot a = 1962 \times 1,5 = -2943 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

$\sigma_{f_2} = \frac{M_{\max}}{W_x} = \frac{2943}{214} = 13,75 \cdot 10^2 \text{ Kg/cm}^2 \quad \sigma_{f_2} = 1375 \text{ Kg/cm}^2$

d'où la condition

$\sigma_{f_1} + \sigma_{f_2} \leq \sigma_e$

$\sigma_{f_1} + \sigma_{f_2} =$

$25,57 + 1376 = 1400,8 < 2400 \quad \text{C'est vérifié}$

Vérification à la rigidité $\bar{f} = \frac{\ell}{500} = \frac{5,450}{500} = 1,15 \text{ cm}$

Monorail soumis à son poids propre $q = \frac{31,56}{1,2} = 26,3 \text{ Kg/ml}$

$f_{1c} \approx \frac{5q \cdot \ell^4}{384 EI} \quad f_{1D} = \frac{q \cdot a}{24 EI} (3a^3 + 4a^2\ell - \ell^3)$

$f_{1c} = \frac{5 \times 26,3 \times 4,25^4}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 2140} \quad f_{1D} = \frac{26,3 \times 1,5 \times (3 \times 150^3 + 4 \cdot 150^2 \times 4,25 - 4,25^3)}{24 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 2140}$

$f_{1c} = 0,25 \text{ cm} \quad f_{1D} = -0,01 \text{ cm}.$

Monorail soumis à la charge P non pondérée

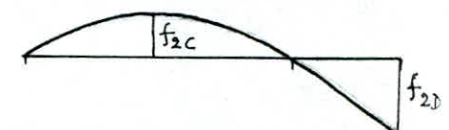
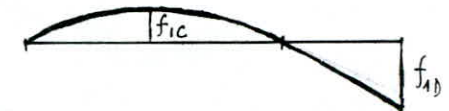
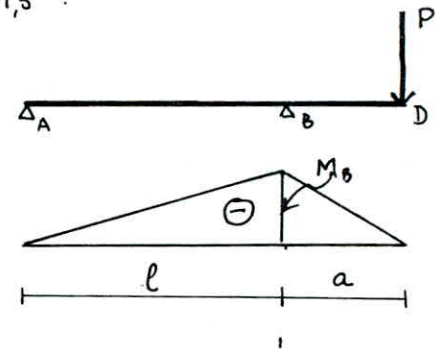
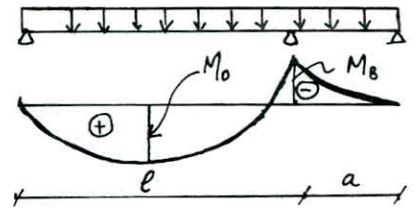
$P = 1962 = 1635 \text{ Kg}$

$f_{2c} = \frac{P \ell^2 a}{9EI \sqrt{3}} = \frac{1635 \cdot (4,25)^2 \times 150}{9 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 2140 \sqrt{3}} = 0,63 \text{ cm}$

$f_{2D} = \frac{P a^2 (\ell + a)}{3EI} = \frac{1635 \times 150^2 \times 5,75}{3 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 2140} = 1,56 \text{ cm}$

$f_c = f_{1c} + f_{2c} = 0,25 + 0,63 = 0,88 \text{ cm} \quad \text{Vérifié}$

$f_D = f_{1D} + f_{2D} = -0,01 + 1,56 = 1,55 \text{ cm} \quad \text{non vérifié}$



On augmente le profilé, prenons IPN 220 $W_x=278 \text{ cm}^3$ $I_x=3060 \text{ cm}^4$
 poids propre 31.1 kg/ml
 comme f_c est vérifiée avec IPN 200 donc vérifié pour IPN 220

$$f_D = f_{1D} + f_{2D}$$

$$f_{1D} = -0.069 \text{ mm}$$

$$f_{2D} = 10.9 \text{ mm}$$

$$f_D = -0.069 + 10.9 =$$

$$f_D = 10.831 \text{ mm} < \bar{f} = 11.5 \text{ mm}$$

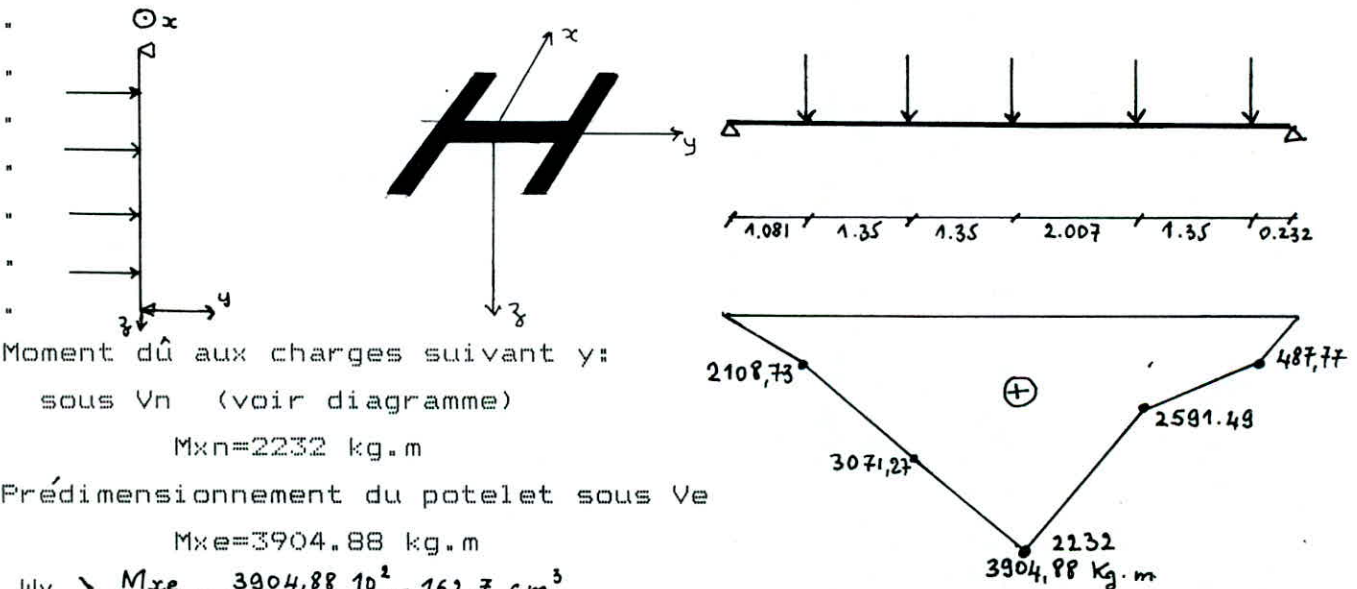
$$\bar{f} = f_{adm} = \frac{5750}{500} = 11.5 \text{ mm}$$

On adopte enfin pour les deux monorails un même profilé

IPN 220

CALCUL DU POTELET DU PIGNON: Le potelet du pignon est sollicité en flexion (du au vent) à la compression (du au poids des potelets, des bacs de bardage et des lisses). En aucun cas il ne supporte la toiture.

il a été calculé comme une poutre simple sur deux appuis



Moment dû aux charges suivant y:

sous V_n (voir diagramme)

$$M_{xn} = 2232 \text{ kg.m}$$

Prédimensionnement du potelet sous V_e

$$M_{xe} = 3904.88 \text{ kg.m}$$

$$W_x \gg \frac{M_{xe}}{\sigma_e} = \frac{3904.88 \cdot 10^2}{2400} = 162.7 \text{ cm}^3$$

soit un IPE 200

$$W_x = 194 \text{ cm}^3 \quad A = 28.5 \text{ cm}^2$$

poids propre 22.4 kg/m

Vérification en flexion composée

$$(K \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_e$$

.(Poids propre +réactions des lisses+bardages) suivant Z

Poids propre du potelet : $22.4 \times 7.37 = 165.1 \text{ kg}$

Réaction des lisses

$$q_{cp} = \text{poids du bardage} + \text{poids propre des lisses} = 17 \times 1.35 + 13.7 =$$

$$36.65 \text{ kg/m}$$

réaction de la lisse de portée $l_1 = 3.6 \text{ m}$

$$R_{3.6} = \frac{q_{cp} \cdot l_1}{2} = 65.97 \text{ kg}$$

réaction de la lisse de portée $l_2 = 5.4 \text{ m}$

$$R_{5.4} = \frac{q_{cp} \cdot l_2}{2} = 98.95 \text{ kg}$$

réaction totale $R_t = (5R_{5,4} + 4R_{3,6}) = 5 \times 98.95 + 4 \times 65.97 = 758.63 \text{ kg}$

d'où l'effort normal $N = \text{poids propre du potelet} + R_t$

$$N = 165.1 \text{ kg} + 758.63 \text{ kg} = 923.73 \text{ kg} \text{ soit } N = 2902.77 \text{ kg}$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{923.73}{28.5} = 32.40 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f \text{ sous } V_e : \sigma_f = \frac{3904.88}{194} 10^2 = 2012.8 \text{ Kg/cm}^2$$

$K = ?$ (Annexe CM 66)

$$\lambda_x = \frac{l_x}{i_x} = \frac{737}{8.26} = 89.225$$

$$\lambda_y = \frac{l_y}{i_y} = \frac{200.7}{2.24} = 89.598 \quad \lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y) = 89.598$$

$$\lambda = 89 \rightarrow K = 1.629$$

$$\lambda = 89.60 \rightarrow K = 1.642.$$

Vérification de la formule enveloppe

$$9/8 (1.642 \times 32.41 + 2012.8) \leq 2400$$

$$2324.27 < 2400 \quad \text{c'est vérifié}$$

Vérification de la flèche

la flèche est donnée par la relation suivante: $\frac{f}{l} = (1.6 - 0.4 \frac{M_{med}}{A_m}) \frac{\sigma_f l}{10^5 h}$

$$A_m = 17999.35 \text{ Kg.m}^2$$

$$M_{med} = 3904.88 \text{ Kg.m}$$

$$A_m = 17999.35 \text{ kg/m}^2$$

$$M_{med} = 3904.88 \text{ kg.m}$$

$$m = (1.6 - 0.4 \frac{M_{med}}{A_m}) = 1.058 < 1.2$$

$$\frac{f}{l} = \frac{m \sigma_f l}{10^5 h} = \frac{1}{223}$$

$$\bar{\frac{f}{l}} = \frac{1}{200}$$

$$\frac{f}{l} \leq \bar{\frac{f}{l}}$$

c'est vérifié

soit IPE 200

l: portée du potelet

h: hauteur du profilé

σ_f : contrainte de flexion
en kg/mm^2

#####

C A L C U L

D E S

P L A N C H E R S

C A L C U L D E S P L A N C H E R S

Les planchers sont constitués de solives et de traverses calculées comme des poutres sur appuis simples.

La diversité du matériel et de l'équipement à nécessité un calcul spécial pour chaque traverse, la solive la plus défavorable sera adoptée. Pour les petites solives (de longueur généralement inférieure à 1 m), elles seront choisies par construction.

EXEMPLE DE CALCUL DES TRAVERSES

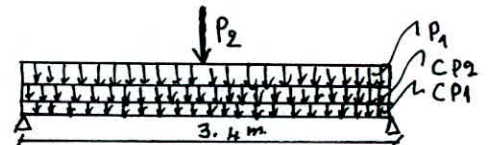
Niveau 13800

traverses destinées à recevoir le réacteur (voir vue en plan du plancher +13800 traverses T1 et T2)

Traverse T1 (L=3.4 mètres)

Charges:

CP1: poids propre de l'élément (estime)40kg/m
CP2: poids des plaques striées (45kg/m ²)34.55kg/m
P1 : surcharge de service (500 kg/m ²): 500 x 1,550/2387.5kg/ml
P2 : équipement	...6000. kg



Moment sous CP1 et CP2108.19kgm
Moment sous P1 et P2	...6040.0 Kgm

COMBINAISON DES MOMENTS

$$3/2 (P1+P2) + 4/3 (CP1+CP2) = M_x \quad \dots 9204.25kgm$$

$$W_x \gg \frac{M_x}{\sigma_e} = 383,51 \text{ cm}^3$$

$$W_x \gg 383,51 \text{ cm}^3 \text{ soit IPE 270}$$

$$I_x = 5790 \text{ cm}^4$$

$$W_x = 429 \text{ cm}^3$$

$$CP1 = 36.1 \text{ kg/m}$$

Verification de la flèche:

$$\bar{f} = \frac{l}{300} = 1,13 \text{ cm} \quad (l = 340 \text{ cm})$$

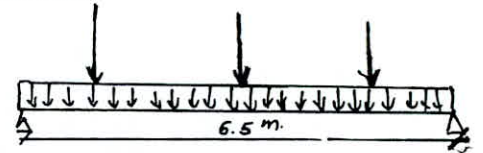
en superposant les flèches on obtient:

$$f = \frac{ql^3}{48EI} \left[\frac{5}{8} (CP1 + CP2 + P1) l + P2 \right]$$

$$\text{soit } \frac{f}{l} = \frac{ql^2}{48EI} \left[\frac{5}{8} (CP1 + CP2 + P1) l + P2 \right]$$

$$= \frac{1}{680} < \frac{1}{300} \rightarrow \text{vérifié}$$

Traverse T2: (L=6.50m)



La traverse T2 supporte T1, les charges sur elle sont en conséquence:

Action dues à T1:

sous CP1:	$CP_1 \times l/2$61.37kg
sous CP2:	$CP_2 \times l/2$59.60kg
sous P1 :	$P_1 \times l/2$658.75kg
sous P2 :	$P_2/2$3200.00kg

Soit comme charges permanentes: 120.66 kg
et comme surcharges 3858.75 kg

Autres charges:

CP1: poids propre estimé à40.00 kg/ml
CP2: poids des plaques striées $45 \left[\frac{(2750-1050)}{2} + \frac{1050}{2} \right]$61.88 kg/ml
P1: charges de service $500 \times \left[\frac{(2750-1050)}{2} + \frac{1050}{2} \right]$687.50 kg/ml
P2: équipement6400.00 kg

Moment du aux charges permanentes

$$120,66 \times 1,55 + (40 + 61,88) \times \frac{6,5^2}{8} \longrightarrow 725,05 \text{ Kg.m.}$$

Moment du aux surcharges

$$3858,75 \times 1,55 + \frac{6400 \times 6,5}{4} + \frac{687,5 \times 6,5^2}{8} \longrightarrow 20011,92$$

Combinaison de calcul $\frac{1}{3} CP + \frac{3}{2} G$

$$W_x \geq \frac{M_x}{\sigma_e} \implies \text{IPE 450 } I_x = 33740 \text{ cm}^4$$

$$M_x = 30984,62 \text{ Kg.m}$$

$$W_x \geq 1291 \text{ cm}^3$$

$$CP1 = 77.6 \text{ kg/ml}$$

$$W_x = 1500 \text{ cm}^3$$

Vérification de la flèche:

le cas de chargement précédent correspond à la superposition des cas suivants:

la flèche est donnée sur la même ligne

" $\rightarrow f = \frac{Pl^3}{24EI} \left(\frac{3a}{l} - \frac{4a^3}{l^3} \right)$

" $\rightarrow f = \frac{Pl^3}{48EI}$

" $\rightarrow f = \frac{5}{384} \frac{ql^4}{EI}$

la flèche étant la superposition on obtient:

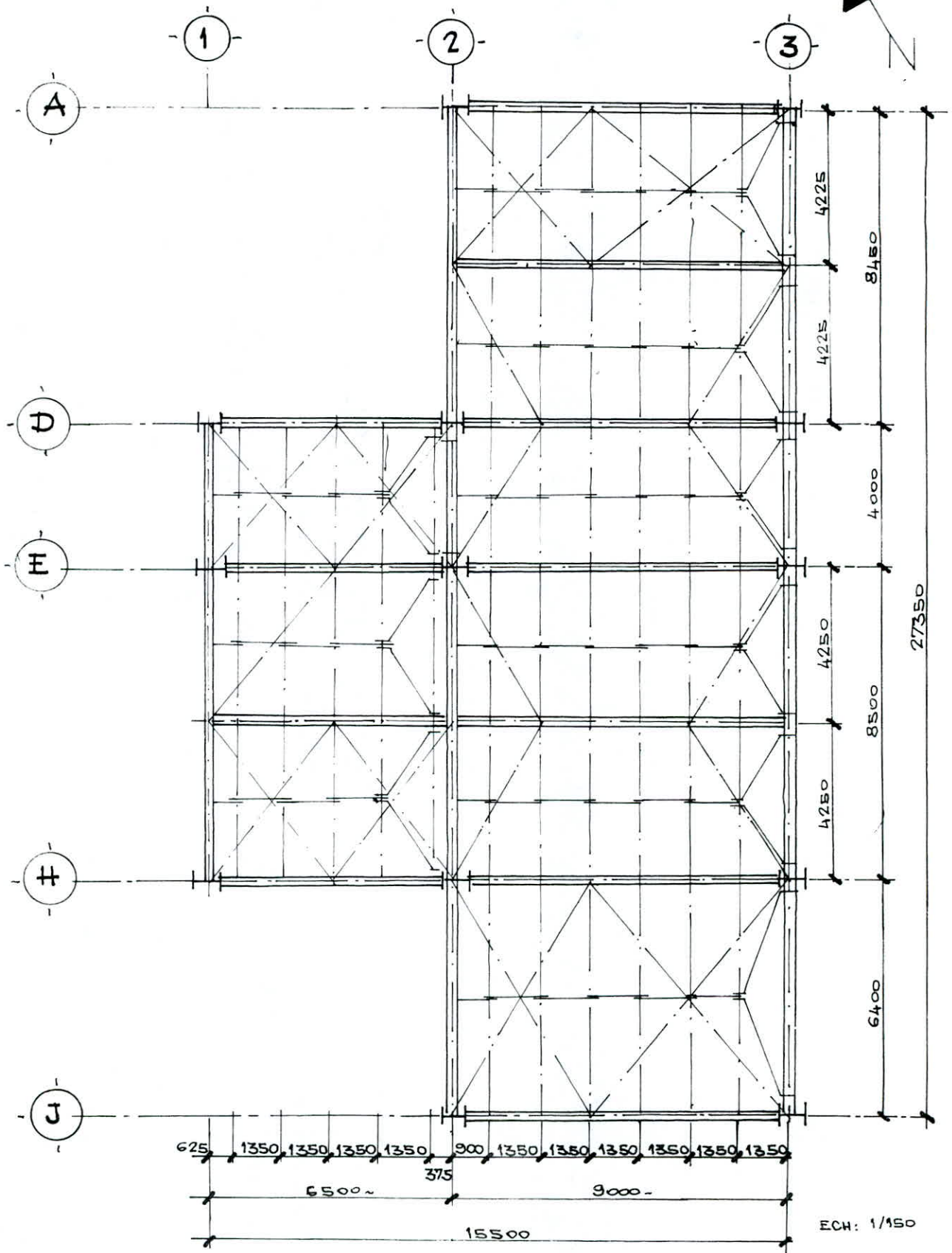
$$\frac{f}{l} = \frac{1}{535} < \frac{1}{300} = \frac{\bar{f}}{l}$$

oui c'est vérifié

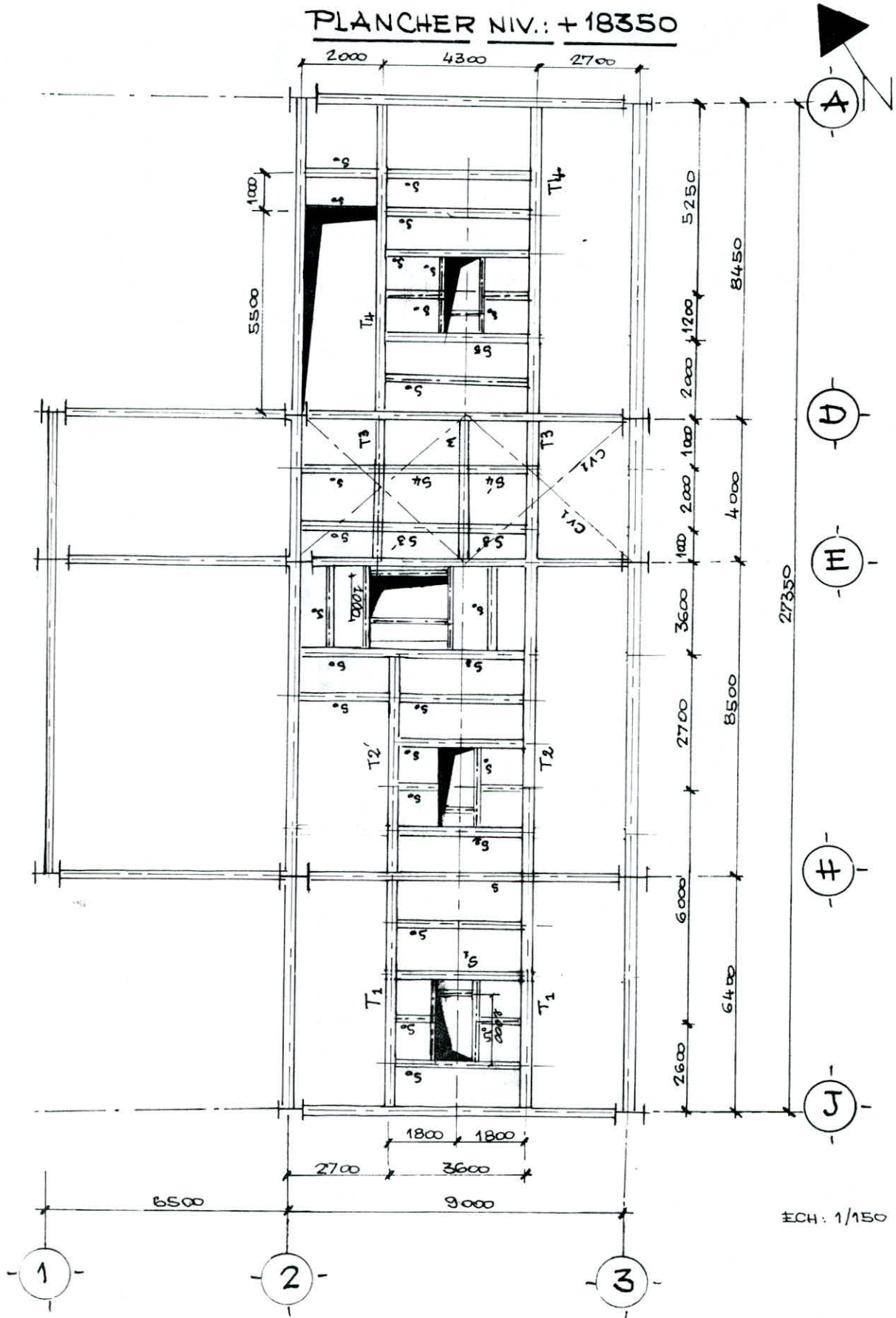
les profilés des autres éléments sont regroupés dans le tableau suivant:

```
.....  
: NIVEAU   DESIGNATION                PROFILE :  
.....  
:+18350    So                         IPE 200 :  
:          S4 S5 S'3                  IPE 220 :  
:          S1 S2 M                      IPE 240 :  
:          T3                          IPE 270 :  
:          S3 T'2 T1                   IPE 300 :  
:          T4                          IPE 360 :  
:          T2                          IPE 400 :  
.....  
:+13800    M1 M2                       IPE 200 :  
:          So T'7                      IPE 240 :  
:          S6                          IPE 270 :  
:          T6                          IPE 400 :  
:          T5 T7                       IPE 450 :  
.....  
:+7800     S'7                        IPE 100 :  
:          S7 M4                       IPE 180 :  
:          M3                          IPE 200 :  
:          So T'7                      IPE 240 :  
:          T8                          IPE 300 :  
:          T7                          IPE 450 :  
.....  
:+3550     So                         IPE 160 :  
:          So                         IPE 180 :  
:          M5                          IPE 200 :  
:          T10                         IPE 360 :  
:          S8                          IPE 450 :  
.....  
:+2750     So                         IPE 100 :  
:          S T9                        IPE 180 :  
:          So                         IPE 300 :  
.....
```

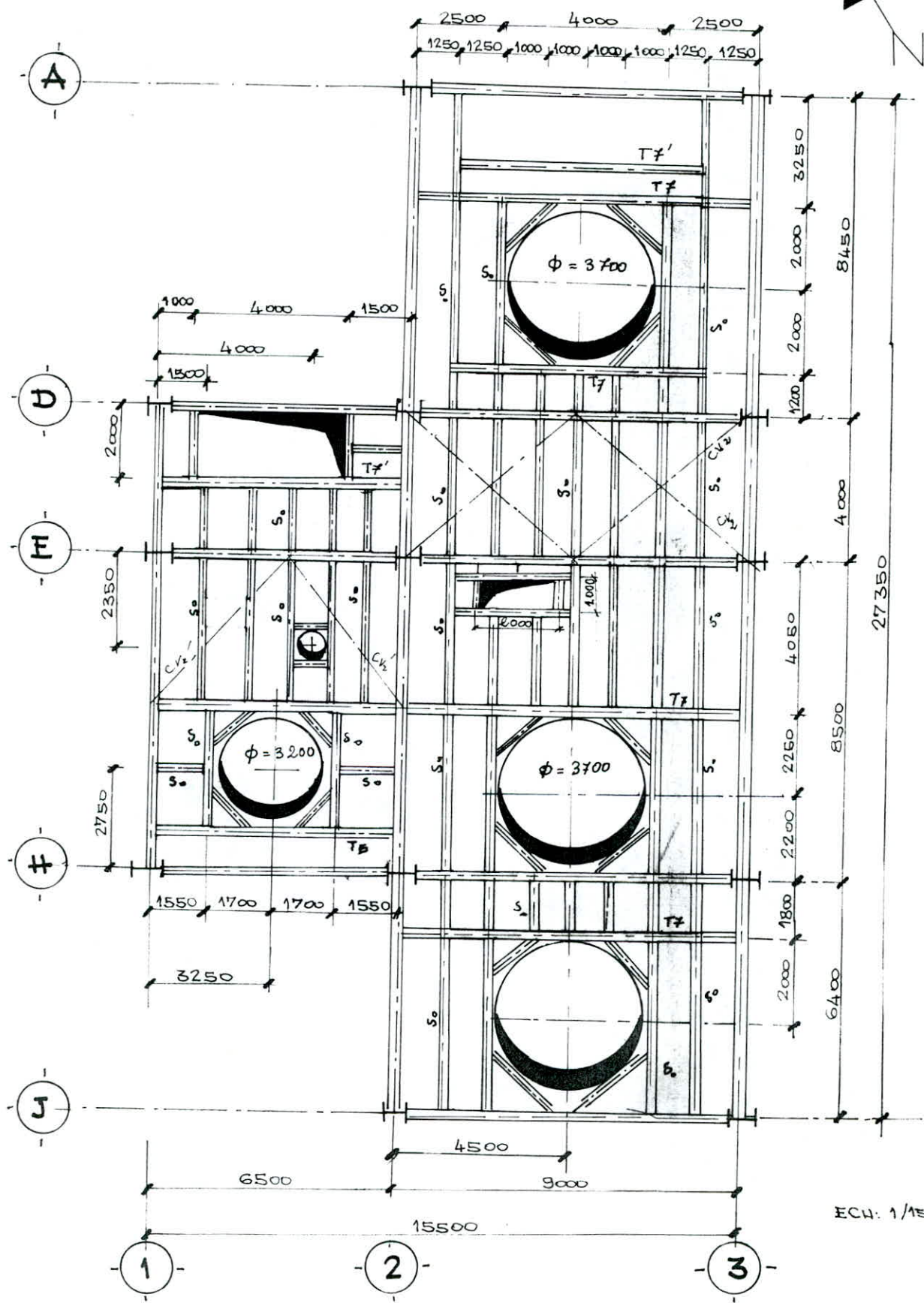
TOITURE - VUE EN PLAN -



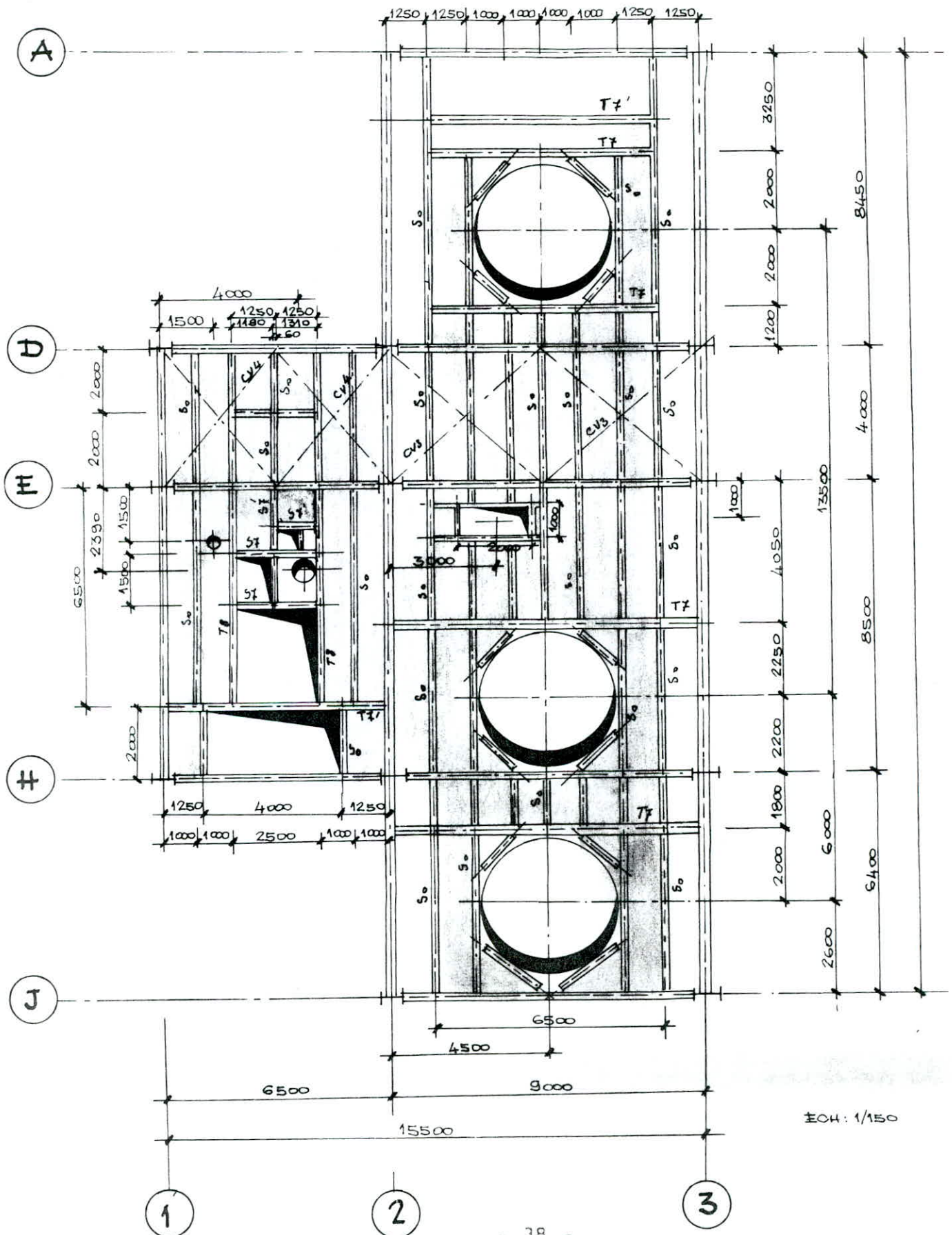
PLANCHER NIV.: + 18350



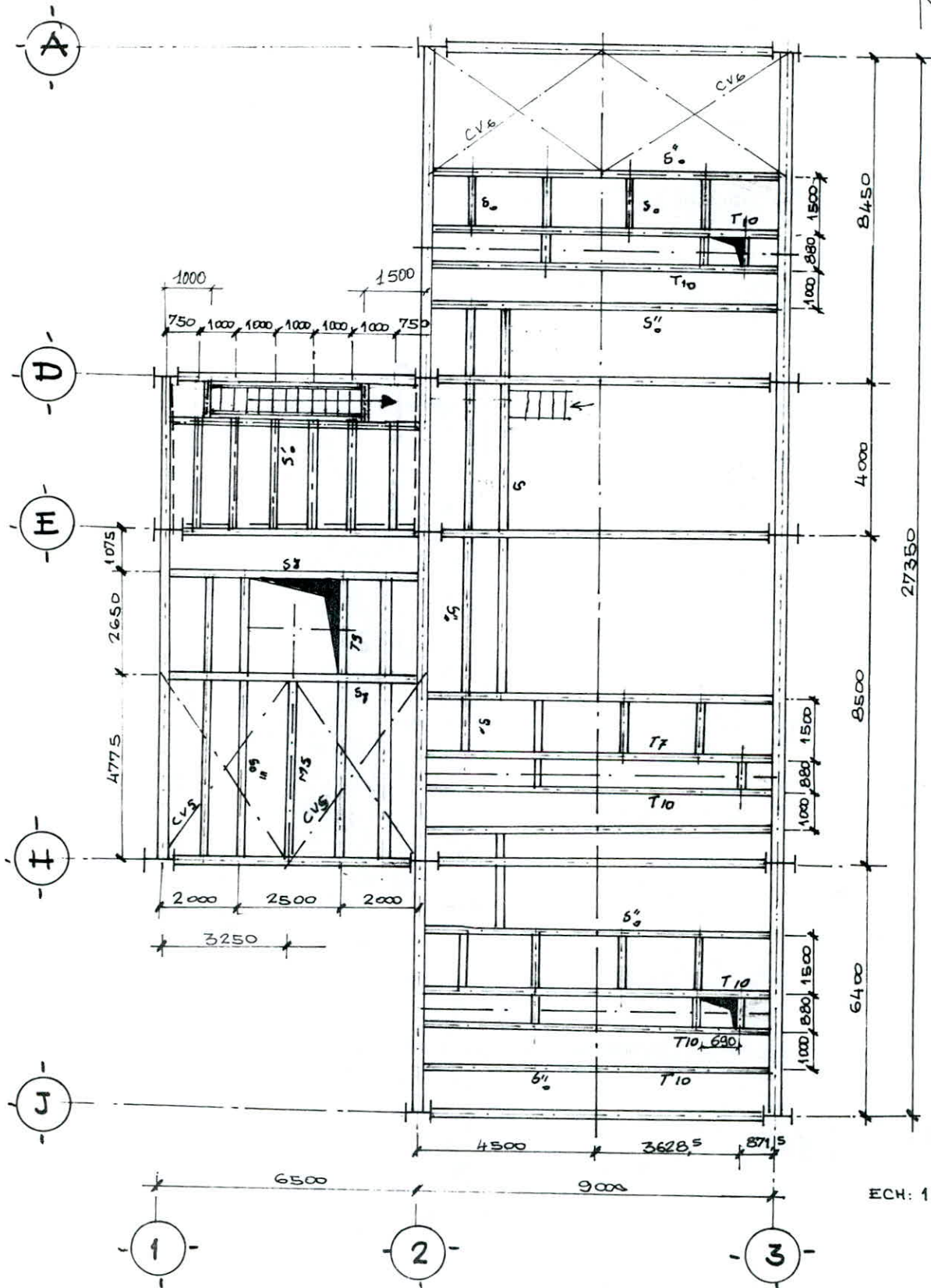
PLANCHER NIV. : +13800



PLANCHER NIV.: + 7800



PLANCHER NIV.:+3550 ET PLANCHER NIV.:+2750



ECH: 1/150

CONTREVENTEMENT SOUS VERSANT: BATIMENT REACTEURS

ramenons les efforts au niveau des palées de stabilités

Evaluation de la charge P:

$$V_n = 1.1 \times 90.03 \times 1 \times 1 \times 0.77 \times (8.45/2) \times 9 = 2899.61 \text{ kg}$$

$$V_e = 1.75 V_n = 5074.3 \text{ kg}$$

$$P = V_e = 5074.3 \text{ kg}$$

$$\text{tg } \alpha_1 = \frac{5.4}{6.4} = 0.844 \implies \cos \alpha_1 = 0.7643$$

$$\text{tg } \alpha_2 = \frac{3.6}{6.4} = 0.562 \implies \cos \alpha_2 = 0.8716$$

Efforts dans les diagonales: (qui travaillent à la traction)

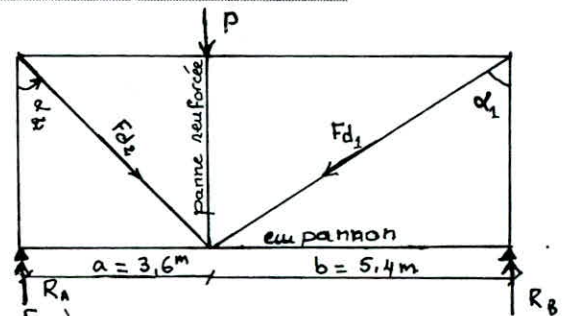
$$R_A = \frac{P \cdot b}{l} = \frac{5074.3 \times 5.4}{9} = 3044.59 \text{ kg}$$

$$R_B = \frac{P \cdot a}{l} = \frac{5074.3 \times 3.6}{9} = 2029.72 \text{ kg}$$

$$F_{d1} = \frac{R_B}{\cos \alpha_1} = 2655.66 \text{ kg}$$

$$F_{d2} = \frac{R_A}{\cos \alpha_2} = 3493.1 \text{ kg}$$

$$\left. \begin{array}{l} F_{d1} = 2655.66 \text{ kg} \\ F_{d2} = 3493.1 \text{ kg} \end{array} \right\} \implies F_d = \text{MAX}(F_{d1}, F_{d2}) = 3493 \text{ kg}$$



Soit la cornière à ailes égales 50x50x5

$$i_x = 0.98 \text{ cm}$$

i_x : rayon de giration

$$l_{fx} = 285 \text{ cm}$$

l_{fx} : longueur de flambement

Vérification de l'élançement: (d'après CM 66)

$$\lambda \leq 300 \quad \lambda = \frac{l_{fx}}{i_x} = \frac{285}{0.98} = 291 \quad \lambda = 291 < 300 \text{ c'est vérifié}$$

Vérification de la contrainte:

$$\sigma = \frac{F_d}{S} \leq \sigma_e \quad \sigma = \frac{3493.09}{4.8} \quad S: \text{section de la diagonale}$$

$$728 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

soit le choix final:

contreventement sous versant

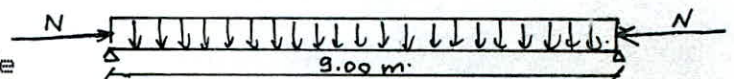
batiment réacteurs diagonales:

cornières à ailes égales Γ 50x50x5

On adopte le même contreventement pour le bâtiment prémélange

CALCUL DE L'EMPAÑNON (BATIMENT REACTEUR)

Soit la combinaison CP + Ne/2 + Ve



Q = pd de la poutre + pd de la couverture + pannes + contreventement + Ne/2.

$$= 195 \text{ kg/m} \rightarrow M_f = \frac{195 \times 9^2}{8} = 1974.37 \text{ Kg.m}$$

pour un IPE 160

$$\sigma_f = \frac{1974,37 \cdot 10^2}{109} = 1811,34 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{1985,35}{20,1} = 98,77 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de l'élanement:

$$\lambda_x = \frac{900}{6,58} = 136,78$$

$$\lambda_y = \frac{135}{1,84} = 73,36$$

$$\lambda = \text{Max}(\lambda_x, \lambda_y) = 136,78$$

$$\rightarrow \lambda = 136,78 \rightarrow K = 3,131$$

Vérification de la contrainte totale

$$\sigma_{\text{tot}} = 9/8 (K\sigma + \sigma_f) = 9/8 (3,131 \times 98,77 + 1811,34) = 2385,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$2385 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \rightarrow \text{c'est vérifié}$$

Flèche : $Q = CP + N$ (non pondérées) = $124 + 20 \times 4,25 = 209 \text{ Kg/ml}$

$$f_x = \frac{5 \times 209 \times (900)^3 \times 9}{384 \times 2,1 \times 10^6 \times 869} = 9,78 \text{ cm}$$

$$\bar{f} = \frac{f}{200} = \frac{900}{200} = 4,5$$

$f_x > \bar{f}$ non vérifié

Prenons un IPE 200

$$f_x = \frac{5 \times 209 \times 900^3 \times 9}{384 \times 2,1 \cdot 10^6 \times 1943} = 4,37 \text{ cm}$$

$$f_x < \bar{f}$$

==> IPE 200 vérifié

Empañon bâtiment réacteur IPE 200 admis

Empañon bâtiment prémélange IPE 180 admis

PANNE RENFORCÉE

$N=2528,66 \text{ kg}$ (vent extrême)

$M_y=81,9 \text{ kg.m}$

$M_x=1482,4 \text{ kg.m}$

CALCUL DES CONTRAINTES

$$\sigma_{fy} = 81,9 \times 10^2 / 77 = 106,36 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_{fx} = \frac{1482,4}{220} = 673,81 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma = \frac{2528,66}{38,8} = 65,17 \text{ Kg/cm}^2$$

CALCUL DE L'ELANCEMENT

$$\lambda = \frac{lf_y}{ly} = \frac{640}{4,05} \rightarrow 158,02$$

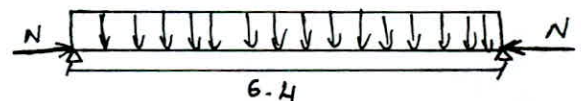
$$\rightarrow K = 4,043$$

$$9/8 (106,36 + 673,81 + 65,17) = 1174,1 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ cm}^2$$

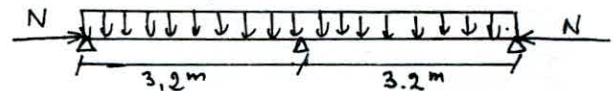
*4,043

Panne renforcée HEA 160 Admis

plan yoz



plan xoz



CONTREVENTEMENT SOUS PLANCHER

Evaluation de la charge P:

$$V_n = 1.1 \times 81 \times 9 \times 1 \times 1 \times 0.84 \times (8.45 + 4.55) / 2$$

$$V_n = 4430.49 \text{ kg}$$

$$V_e = 1.75 V_n = 7753.34 \text{ kg}$$

$$P = V_e = 7753 \text{ kg}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{4.5}{4} = 1.125$$

$$\cos \alpha = 0.6644$$

Effort dans les diagonales (sollicitées en traction)

$$R_A = \frac{P}{2} = \frac{7753}{2} = 3876.5 \text{ Kg} = R_B$$

$$F_d = \frac{R_A}{\cos \alpha} = \frac{3876.5}{0.6644} = 5834.59$$

soit la JL50x50x5 $i_x = 0.98 \text{ cm}$, $I_{fn} = 268 \text{ cm}^4$.

Vérification de l'élanement d'après CM 66

$$\lambda \leq 300 \quad \lambda = \frac{268}{0.98} = 273 < 300$$

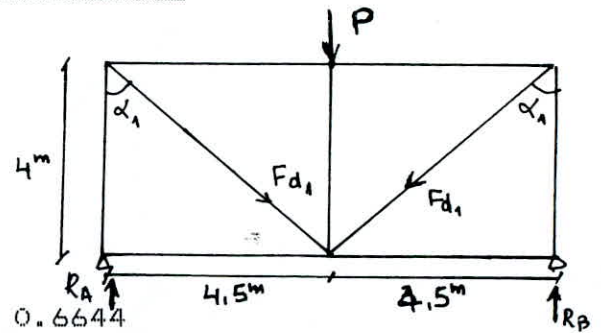
Vérification de la contrainte $\sigma \leq \sigma_e$

$$\sigma = \frac{F_d}{S} = \frac{5834.59}{4.80} = 1215.54 \text{ Kg/cm}^2$$

$$1215.54 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

On adopte le même contreventement pour tout les planchers

CONTREVENTEMENT DE PLANCHERS Diagonales JL 50x50x5



E T U D E

A U

S E I S M E

ETUDE AU SEISME

INTRODUCTION :

La dynamique des structures a pour but le calcul et l'étude du comportement des structures soumises à des vibrations.

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix d'un modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que possible celui du système réel.

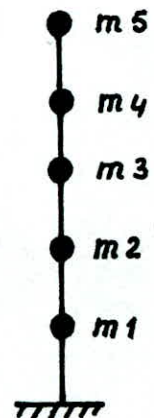
La définition du modèle procède nécessairement d'une certaine idéalisation en rapport avec la précision recherchée et avec le type de problème traité .

MODELE MATHEMATIQUE DE CALCUL

Un système comportant des masses réparties constitue en toute rigueur un système à une infinité de degrés de liberté, son étude complète n'est envisageable que dans certains cas simples, elle est impraticable pour des structures complètes, la concentration des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Pour notre type de bâtiment, la modélisation par masses concentrées au niveau des planchers supposés infiniment rigides constitue une approche raisonnable de la réalité, il y'a alors autant de degrés de liberté que de planchers.

fig -1-



CALCUL DES PROPRIETES INTRINSEQUES DU BATIMENT

1) Valeurs et vecteurs propres :

L'équation du mouvement des masses est déterminé en résolvant l'équation différentielle matricielle suivante :

$$[M]\ddot{V}(t) + [C]\dot{V}(t) + [K]V(t) = P(t) \quad (1)$$

M : matrice des masses

C : matrice d'amortissement

K : matrice de raideurs

P(t) : force excitatrice

pour un système libre non amorti, l'équation (1) devient :

$$[M]\ddot{V}(t) + [K]V(t) = 0 \quad (2)$$

si le mouvement est supposé harmonique alors V s'exprime par :

$$V(t) = \hat{V} \sin(\omega t + \varphi) \quad (3)$$

\hat{V} est le mode de vibration

en injectant (3) dans (2), on obtient :

$$(K - \omega^2 M) \hat{V} = 0 \quad (4)$$

qui conduit à résoudre

$$|K - \omega^2 M| = 0$$

la résolution de (4) a été faite par le procédé itératif de STODOLA .

METHODE DE STODOLA

A) Principe :

L'équation (4) peut devenir :

$$\frac{1}{\omega^2} \hat{V} = f M \hat{V} = D \hat{V} \quad (5)$$

$f = K^{-1}$ est appelé matrice de souplesse

$D = f M$ est appelé matrice dynamique

L'équation (5) n'est satisfaite que pour les vecteurs qui représentent les vrais modes .

- Détermination du premier mode

On commence par se donner un vecteur initial $V_1^{(0)}$ qui doit représenter au mieux le premier mode, le vecteur de la première itération est obtenu par :

$$\bar{V}_1^{(1)} = D V_1^{(0)}$$

en normalisant $\bar{V}_1^{(1)}$ on obtient $V_1^{(1)}$ et on continue jusqu'à ce que

$$V_1^{(n)} = V_1^{(n-1)}$$

le carré de la pulsation est déterminé par : $s=0$

$$\omega_1^2 = \frac{V_{K1}^{(s-1)}}{\bar{V}_{K1}^{(s)}}$$

- Détermination du second mode

On partira encore d'un vecteur d'essai $V_2^{(0)}$ mais celui-ci doit être épuré : C'est à dire débarassé de l'influence des composantes du premier mode et cela en introduisant la matrice dite de balayage S_1 .

$$S_1 = I - \frac{1}{M_1} \Phi_1^T \Phi_1 M$$

La matrice dynamique du second mode est alors :

$$D_2 = D S_1$$

La matrice dynamique ainsi obtenue, le reste suit la même démarche que le mode fondamental.

- Détermination du troisième mode et modes supérieurs

Le vecteur d'essai du troisième mode doit être épuré de l'influence des deux premiers modes. La matrice de balayage s'exprime par :

$$S_2 = S_1 - \frac{1}{M_2} \phi_2 \phi_2^T M \quad D_3 = D S_2$$

le reste est obtenu comme précédemment .

ALGORITHME

Si on pose $S_0 = I$
alors la matrice de balayage est obtenue par :

$$S_n = S_{n-1} - \frac{1}{M_n} \phi_n \phi_n^T M$$

et la matrice dynamique par :

$$D_{n+1} = D S_n$$

B) MATRICES MASSES ET SOUPLESSES

-Détermination de la matrice masse

La matrice masse M est une matrice diagonale, l'élément M_{ii} constitue la masse du plancher i .

La masse du niveau est calculée en considérant toutes les charges permanentes avec 50% des charges d'exploitation

Niveau 5

Poteaux 100 x 8.6 x 2	1720 Kg
Traverses 22 x 15.5 + 22 x 2 x 3.25	1023
Couvertures + pannes (17 + 8) x 8.5 x 9	1913
Contreventements 2 x 8.5 x 9	153 Kg
Bardage + lisse (17 + 8) x 8.6 x (9 + 8.5)	3763
Monorail 31 x 17 + 135 + 1500	2162
	W = 10734 Kg

Niveau 4

Poteaux 100 Kg x 4.55 x 3	1365 Kg
Traverses principales 30 x 15.5 + 30 x 3 x 8.5	1230 Kg
Table d'entretien + équipements 350 x 6 +1500	3600 Kg
Transporteurs 2 x (500 + 800 + 500)	3600 Kg
Plancher 65 x 9 x 8.5	4973 Kg
Bardage + lisse (17 + 8) x 8.5 x 4.55 x 2	1934
Couverture + panne (17 + 8) x 6.5 x 8.5	1381
Contreventement 2 x 4 x 9 + 2 x 4.05 x 6.5	125 Kg
Monorail 31 x 14 + 135 + 1500	2069

W = 20276 kg

Niveau 3

Poteau 100 x 6 x 3	1800 Kg
Traverses principales 30 x 8.5 x 3 + 30 x 15.5	8564 Kg
Equipement (silo de sable) 25000	25000 Kg
Bardage + lisse (17+8)* 6 x 8.5 x 2 + (17+8)* 6 x 6.5	1825 Kg
Contreventement 2 x 15.5 x 4.04	125
Transporteur 2 (1002 + 1113)	4230 Kg

W = 42681 kg

Niveau 2

Poteau 100 x 5.5 x 3	1515 Kg
Traverses 30 x 15.5 + 30 x 8.5 x 3	1230 Kg
Planchers 65 x 15.5 x 8.5	8564
Equipement 5000 + 800 + 500	6300
Bardage + lisse (17 + 8) x 5.05 x 8.5 x 2	2146 Kg
Contreventement 2 x 15.5 x 4	124

W = 19879 Kg

Niveau 1

Poteaux 100x(3.55 x 3 + 2.75 x 2)	1615 Kg
Traverses 30 x (6.5 + 8.5 x 4 + 9)	1485 Kg
Plancher 65 x (6.5 + 8.5 + 9 x 4)	4904
Equipement 7800 + 1500 + 24000	33300
Armoires 6 x 450	7200 Kg
Contreventement 2 (4 x 9 + 6.5 x 4.77)	134
Cloison 100 x 4 x 6.5	2600
	W = 53597

d'où la matrice masse :

$$M = \begin{bmatrix} 10734 & & & & \\ & 20276 & & & \text{(zero)} \\ & & 42681 & & \\ & \text{(zero)} & & 19879 & \\ & & & & 53579 \end{bmatrix}$$

Matrice de souplesse :

Sa formulation générale pour N niveaux est la suivante :

$$[F] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^N \frac{1}{K_i} & & & & \\ \sum_{i=1}^{N-1} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{N-1} \frac{1}{K_i} & & & \\ \sum_{i=1}^{N-2} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{N-2} \frac{1}{K_i} & \sum_{i=1}^{N-2} \frac{1}{K_i} & & \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ \frac{1}{K_1} & \dots & \dots & \dots & \frac{1}{K_1} \end{bmatrix} \quad \text{Symétrique}$$

les coefficients K_i sont appelés rigidités de niveaux et valent pour les niveaux courants

$$K_i = \sum_{i=1}^m \frac{12 E I_i}{h_i^3}$$

avec : m : nombre de poteaux
 $E I$: rigidité du poteau
 h : hauteur du niveau

et pour le niveau 1 :

$$K_i = \sum_{i=1}^m \frac{3 E I_i}{h_i^3}$$

La méthode de STODOLA permet de déterminer toutes les valeurs et vecteurs propres, le nombre de modes utiles est déterminé par le coefficient de contribution modale, en effet le RPA préconise un nombre de modes dont la somme de leurs pourcentage de contribution dépasse les 80 %

Ce Coefficient est donné par :

$$\epsilon = \frac{\sum (m_i \phi_i)^2}{\sum m_i \sum (m_i \phi_i)^2}$$

Valeurs et vecteurs propres

-SENS LONGITUDINAL :

mode 1	vecteur propre :	0.0748	$\epsilon_1 = 63.32 \%$
		0.3016	
		0.7440	
		0.8135	
		1.0000	$T_1 = 0.96 \text{ s}$
mode 2	vecteur propre :	- 0.0501	$\epsilon_2 = 22.13 \%$
		- 0.1553	
		- 0.2424	
		- 0.1145	
		1.0000	$T_2 = 0.39 \text{ s}$

$$\epsilon_1 + \epsilon_2 = 85.45 \% > 80 \%$$

-SENS TRANSVERSAL

mode 1	vecteur propre	0.2777	$\epsilon_1 = 52.53 \%$
		0.4628	
		0.8096	
		0.8627	
		1.0000	$T_1 = 1.12 \text{ s}$
mode 2	vecteur propre :	- 0.4831	$\epsilon_2 = 29.39 \%$
		- 0.4428	
		- 0.0430	
		0.1153	$T_2 = 0.44 \text{ s}$
		1.0000	

CALCUL DE L'EFFORT SISMIQUE

Malgré les décrochements en plan et en élévation observés dans notre bâtiment les dernières prescriptions du CTC permettent l'utilisation de la méthode statique équivalente exposée dans le RPA.

L'effort sismique de base :

$$V = A D B Q W$$

W : poids total de la structure W = 147167 Kg

Détermination des coefficients A , B , D , Q

a)- Coefficient d'accélération de zone A :

Il dépend du groupe d'usage de l'ouvrage et de la zone sismique .

Notre bâtiment est à usage industriel ----> groupe d'usage 2

Lieu d'implantation : RELIZANE ----> zone 2

====> A = 0.15 (R P A 81 Tableau 1)

b)- Facteur de comportement de la structure B :

Il dépend du type de structure et de la nature de son contreventement.

Ossatures contreventées par palées ----> B = 0.25

(R P A 81 Tableau 1)

c)- Facteur de qualite Q :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 Pq \quad \text{avec : } 1 \leq Q \leq 1.6$$

Pq : facteur de pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q.

Pq = 0 si le critère est observé
 Pq = 0.1 si le critère n'est pas observé

critere	sens lon	sens tra
P1 : critère de files porteuses	0.1	0.1
P2 : critère de surabondance en plan	0	0
P3 : critère de symétrie en plan	0	0.1
P4 : critère de régularite en élévation	0.1	0.1
P5 : critère de contrôle de la qualité des matériaux	0	0
P6 : critère de cntrôle de la qualité de construction	0	0
	$\Sigma 0.3$	$\Sigma 0.3$

donc Q = 1 + 0.3 dans les 2 sens.

d)- Facteur d'amplification dynamique D :

Vu le manque de renseignements sur la qualite du sol, il sera pris meuble pour amplifier ce coefficient: $D = \min \left(2 \sqrt{\frac{0.5}{T}}, 2 \right)$

mode	sens longitudinal				sens transversal			
	period (S)	D	ABDQ	V(Kg)	period (S)	D	ABDQ	V(Kg)
1	0.96	1.443	0.0648	9957	1.12	1.336	0.060	8849
2	0.39	2.000	0.0900	13245	0.44	2.000	0.090	13245

REPARTITION EN HAUTEUR DE L'EFFORT SISMIQUE DE BASE (RPA art 3.3.3)

La force latérale V doit être distribuée sur la hauteur suivant la formule :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^n F_i$$

La force concentrée F ne dépassera en aucun cas $0.25 V$

$$F_t < 0.25 V$$

$$F_t = 0 \quad \text{si } T \leq 0.7 \text{ s}$$

L'effort revenant au niveau K est donné par :

$$F_K = \frac{(V - F_t) W_K h_K}{\sum W_i h_i}$$

- SENS LONGITUDINAL :

mode 1 : $T = 0.96 \text{ s} > 0.7 \text{ s}$

$$F_t = 0.07 T V = 669.1 \text{ Kg}$$

$$F_K = \frac{(V - F_t) W_K h_K}{\sum W_i h_i} = \frac{9287.9 h_K W_K}{1552787.1}$$

mode 2 : $T = 0.39 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$

$$\text{-----} > F_t = 0$$

$$F_K = \frac{(V - F_t) W_K h_K}{\sum W_i h_i} = \frac{9957 W_K h_K}{1552787.1}$$

- SENS TRANSVERSAL :

mode 1 : $T = 1.12 \text{ s} > 0.7 \text{ s}$

$$F_t = 0.07 T V = 693.8 \text{ Kg}$$

$$F_K = \frac{(V - F_t) W_K h_K}{\sum W_i h_i} = \frac{8155.2 h_K W_K}{1552787.1}$$

mode 2 : $T = 0.44 \text{ s} < 0.7 \text{ s}$

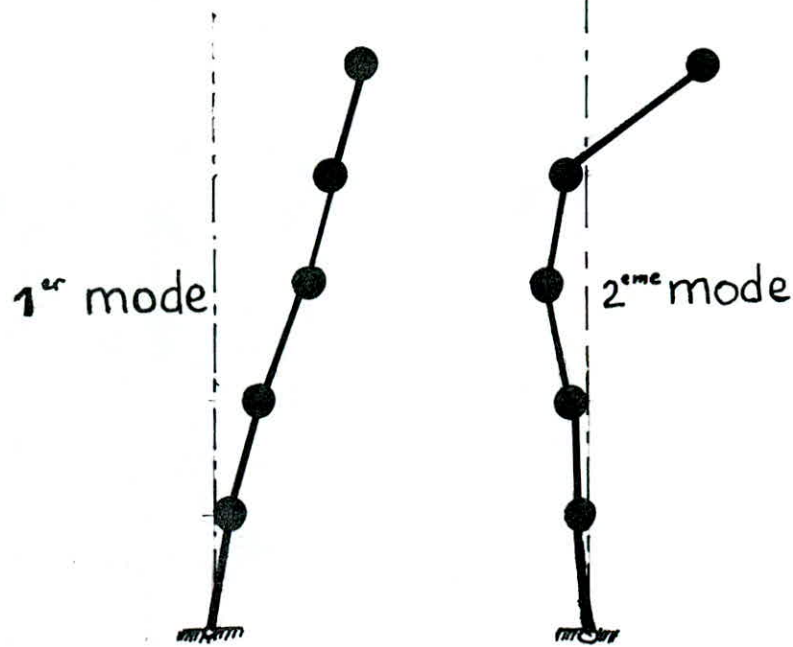
$$F_t = 0$$

$$F_K = \frac{V W_K h_K}{\sum W_i h_i} = \frac{13245 h_K W_K}{1552787.1}$$

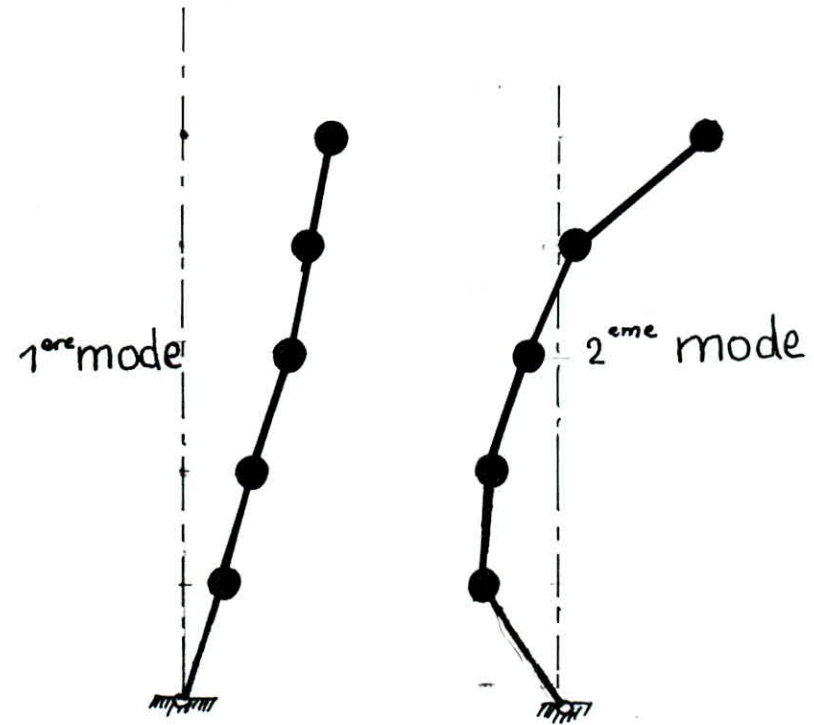
Distribution En Hauteur Des Forces Latérales

NIVEAU	HAUTEUR (m)	W _i (Kg)	W _i h _i (Kg.m)	Sens Longitud		Sens transvers		FORCES	
				mode 1	mode 2	mode 1	mode 2	Longitudinal (Kg)	Transversal (Kg)
3. 1	3.150	53797	168830,55	996,49	1576,49	888,77	1535,17	1865,02	1773,88
2	7.800	19879	155056,20	890,39	1447,86	816,26	1409,92	1699,74	1629,16
3	13.800	42680	588984,00	3382,163	5500,	3100,57	5365,62	6456,70	6188,39
4	18.000	20276	364968,00	2095,786	3408,00	1921,29	3318,65	4000,84	3834,68
5	25.620	10734	275006,00	2222,186	2568,0	2143,12	2500,63	3395,98	3293,35
$\Sigma 1552843,83$									

Modes UTILS

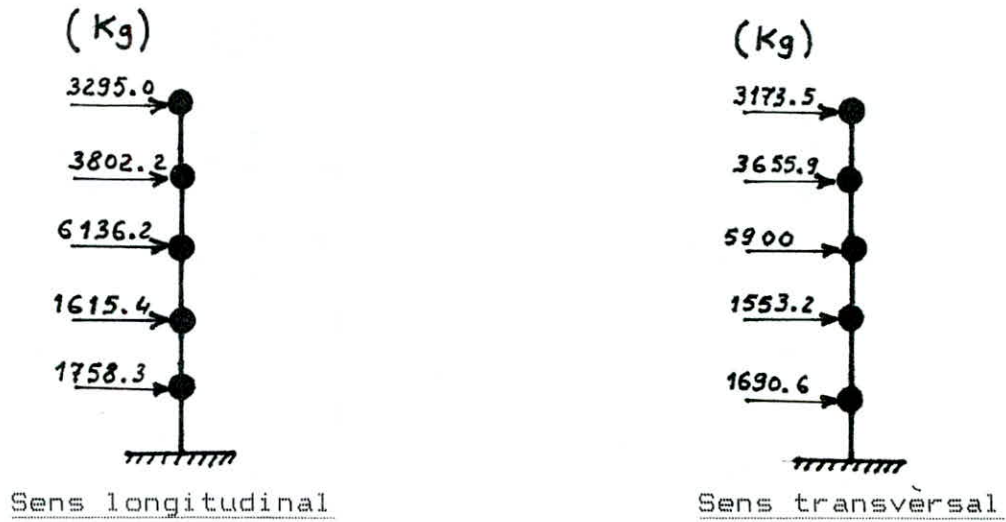


Sens Longitudinal

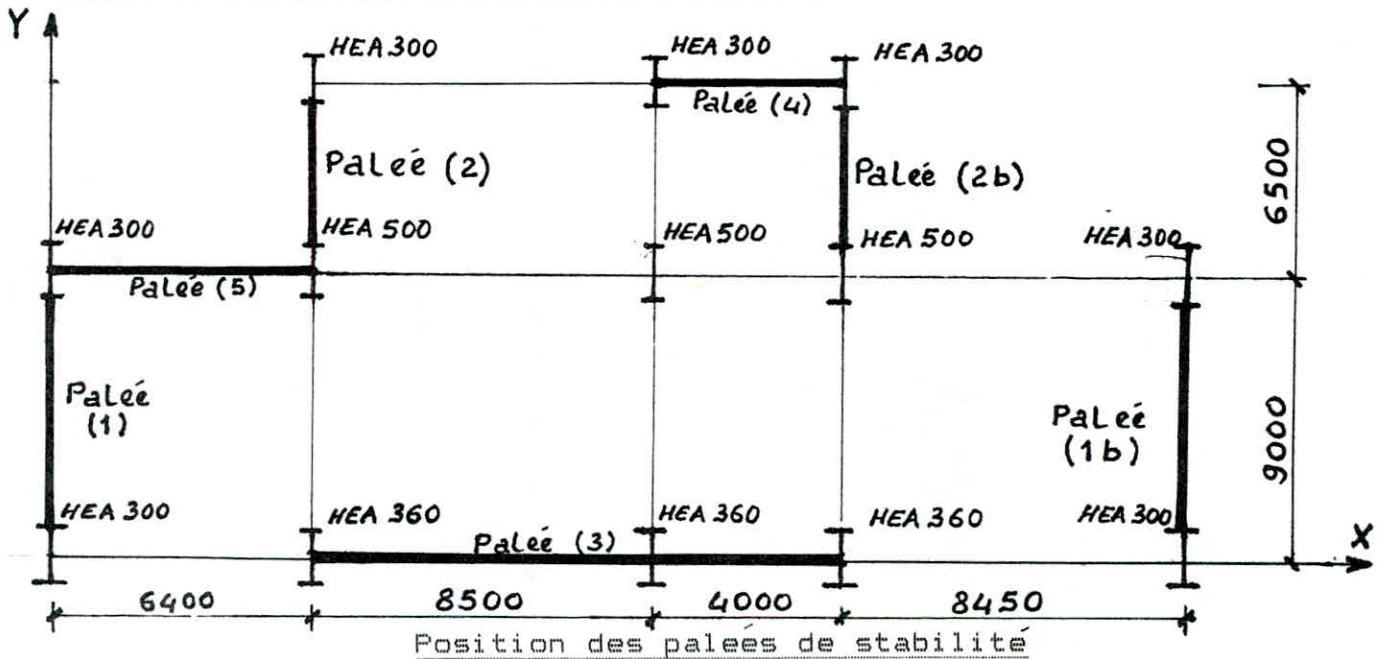


Sens Transversal

Soit la distribution suivante :



Répartition des efforts sur les palées :



Propriétés géométriques des éléments :

	HEA 300	HEA 360	HEA 500
I _x (cm ⁴) →	18260	33090	86980
I _y (cm ⁴) →	6310	7887	10370
A (cm ²) →	112.15	142.8	179.5

Détermination du centre de masse

La forme non régulière des planchers a nécessité le calcul du centre de masse de chaque plancher, les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_g = \frac{\sum A_i X_i}{\sum A_i}$$

$$Y_g = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

Détermination du centre de torsion

$$X_c = \frac{\sum I_{xi} X_i}{\sum I_{xi}}$$

I_{xi} : inertie de la palée i suivant x

$$Y_c = \frac{\sum I_{yi} Y_i}{\sum I_{yi}}$$

I_{yi} : inertie de la palée i suivant y

Calcul des inerties des palées

Selon x

palées 1 et 1b

$$I_{x1} = 2(A V_0^2 + I_x) = 4559020 \text{ cm}^4$$

HEA 300 $A=112.5$

$I_x=18260$

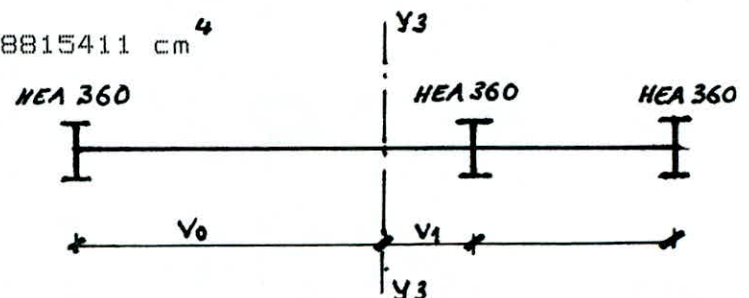
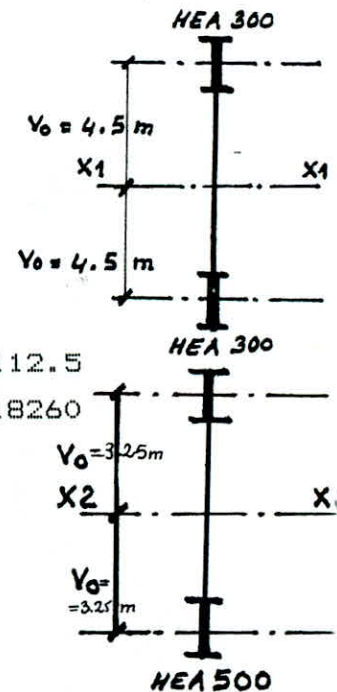
palées 2 et 2b

$$I_{x2} = I_{x300} + I_{x500} + (A_{300} + A_{500}) V_0^2 = 32812021.25 \text{ cm}^4$$

Selon y

palée 3

$$I_{y3} = 3I_y + A (2 V_0^2 + V_1^2) = 118815411 \text{ cm}^4$$

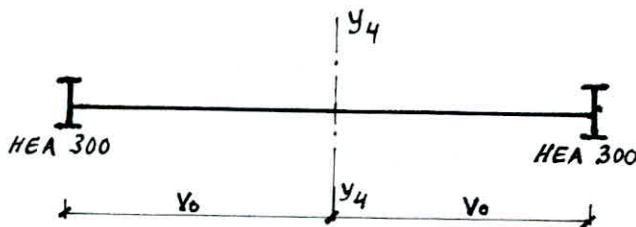


palee 4:

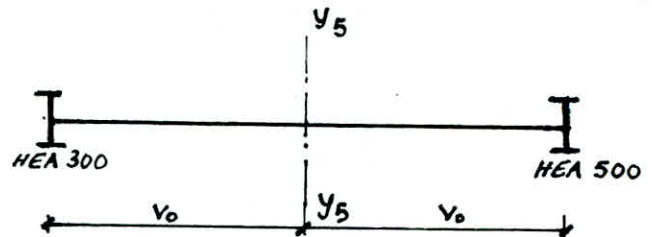
$$I_{y_4} = 2 I_y + 2 A v_0^2 = 8984620 \text{ cm}^4$$

palee 5:

$$I_{y_5} = I_{y_{300}} + I_{y_{500}} + (A_{300} + A_{500}) v_0^2 = 31724840 \text{ cm}^4$$



Palee (4)



Palee (5)

Coordonnées du centre de torsion

Niveau haut

$$X_{CT} = \frac{\sum I_{xi} \cdot X_i}{\sum I_{xi}} = \frac{45599020 \times 2735 + 45599020 \times 0}{2 (45599020)} = 1367.5 \text{ cm}$$

$$Y_{CT} = \frac{\sum I_{yi} \cdot Y_i}{\sum I_{yi}} = \frac{31724840 \times 900 + 118815411 \times 0}{31724840 + 118815411} = 189.6 \text{ cm}$$

soit $C_T = \begin{bmatrix} 1367.5 \\ 189.6 \end{bmatrix}$

Niveau courant

$$X_{CT} = \frac{45599020 + 45599020 \times 2735.0 + 32812021.25 (640 + 1890)}{2 (45599020 + 32812021.25)} = 1324.60 \text{ cm}$$

$$Y_{CT} = \frac{31724840 \times 900 + 118815411 \times 0 + 8984620 \times 1550}{31724840 + 118815411 + 8984620} = 366.28 \text{ cm}$$

Calcul des excentricités

Les étages ne sont pas les mêmes , nous sommes amenés donc à calculer les excentricités au niveau de chaque étage, les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

$$e_x = |x_{CT} - x_G|$$

$$e_y = |y_{CT} - y_G|$$

```

:-----:
:coordonnées des centres de :
:-----:
: torsion      : gravité      : excentricités:
: X(cm): Y(cm): X(cm): Y(cm): X(cm): Y(cm):
:-----:
: niveau 5 :1367.5:189.6 :1367.5: 450.0: 0   :260.40:
: niveau 4 :1324.6:366.28:1332.8: 639.1: 8.2 :272.82:
: niveau 3 :   "   :   "   :1249.6: 619.1: 75.0 :252.82:
: niveau 2 :   "   :   "   :1273.5: 662.7: 51.0 :296.42:
: niveau 1 :   "   :   "   :1228.0: 641.9: 96.6 :275.62:
:-----:

```

L'excentricité ne doit pas dépasser 20 % de la largeur effective du bâtiment mesurée perpendiculairement à la direction de l'action sismique . (RPA 81 art 3.3.5)

L'excentricité à prendre en compte lors des calculs

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} 5\% \text{ de la plus grande direction du bâtiment,} \\ \text{excentricité théorique résultant des plans} \\ \text{(RPA 81 art 3.3.5)} \end{array} \right.$$

$$20\% \text{ de } 2735 \text{ -----} \rightarrow 547.0 \text{ cm}$$

$$20\% \text{ de } 1550 \text{ -----} \rightarrow 310 \text{ cm}$$

L'article 3.3.5 du RPA est donc vérifié .

Excentricité de calcul

$$5\% \text{ de } 2735 \text{ -----} \rightarrow 136.75 \text{ cm}$$

soit en fin les excentricités de calcul :

	e (cm)	e (cm)
niveau 5	136.75	260.40
niveau 4	136.75	272.82
niveau 3	136.75	252.82
niveau 2	136.75	296.42
niveau 1	136.75	275.62

DISTRIBUTION DES EFFORTS HORIZONTAUX SUR LES PALEES DE STABILITE

Dans les systèmes hyperstatiques la distribution des efforts horizontaux sur les différents contreventements ne peut être faite par les seules considérations d'équilibre. Pour cela on fait intervenir des conditions supplémentaires de compatibilités des déformations dans les différentes stabilités.

Hypothèses de calcul

-plancher infiniment rigide horizontalement.

-inertie constante dans les stabilités verticales sur toute la hauteur ou varie proportionnellement (elle est nécessaire pour pouvoir admettre que la distribution sur les différents contreventements est la même à chaque niveau de la construction.

Mode de distribution

La force horizontale F_k appliquée au niveau k doit être distribuée sur les palées de stabilités dans la direction considérée à l'aide des formules suivantes :

$$\begin{cases} R_{x_i}^k = F_x^k I_{y_i} \left[\frac{1}{\sum I_{y_j}} + e_y \frac{y_i}{\sum I_{y_j} y_j^2} \right] \\ R_{y_i}^k = F_y^k I_{x_i} \left[\frac{1}{\sum I_{x_j}} + e_x \frac{x_i}{\sum I_{x_j} x_j^2} \right] \end{cases}$$

ou X_i, Y_i : coordonnées de la palée i dans le repère (c, X', Y')

I_{x_i}, I_{y_i} : inerties équivalentes de la palée de stabilité i

e_x, e_y : excentricités dans le sens X et Y

$R_{x_i}^k, R_{y_i}^k$: force revenant à la palée i au niveau k respectivement dans la direction X, Y

Tous les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Niveau	Palée	e_x (m)	e_y (m)	$ X $ (m)	$ Y $ (m)	X^2 (m ²)	Y^2 (m ²)	$I_x \cdot 10^{-8}$ (m ⁴)	$I_y \cdot 10^{-8}$ (m ⁴)	$I_x \cdot X^2 \cdot 10^{-8}$	$I_y \cdot Y^2 \cdot 10^{-8}$	F (kg)
⑤	1	136	2,604	13,675	/	187,006	/	45599020	/	8527290334	/	1647,5
	1b	"	"	13,675	/	187,006	/	45599020	/	8527290334	/	1647,5
	3	"	"	/	1,896	/	3,594816	/	118815411	/	427119540	1078,99
	5	"	"	/	7,104	/	50,466816	/	31724840	/	1601051600	983,8
	Totaux							91198040	150540210	17054600000	2028171000	
④	1		2,728	13,246	/	175,547	/	45599020	/	8000645182	/	2307
	1b		"	14,104	/	198,9228	/	45599020	/	9070685465	/	2384
	2		"	6,846	/	46,8677	/	32812021,25	/	1537824500	/	1242
	2b		"	5,654	/	31,9677	/	32812021,25	/	1048925400	/	1165
	3		"	/	3,663	/	13,4176	/	118815411	/	1594214000	30442
	4		"	/	11,837	/	140,1146	/	8984620	/	1258876000	6972
5		"	/	5,337	/	28,4836	/	31724840	/	903636700	11506	
Totaux							156822200	159520000	19658080000	3756726800		
③	1		2,528	13,246	/	175,547	/	45599020	/	8000645182	/	19510
	1b		"	14,104	/	198,9228	/	45599020	/	9070685465	/	20658
	2		"	6,846	/	46,8677	/	32812021,25	/	1537824500	/	7876
	2b		"	5,654	/	31,9677	/	32812021,25	/	1048925400	/	6729
	3		"	/	3,663	/	13,4176	/	118815411	/	1594214000	45864
	4		"	/	11,837	/	140,1146	/	8984620	/	1258876000	10453
5		"	/	5,337	/	28,4836	/	31724840	/	903636700	17297	
Totaux							156822200	159520000	19658080000	3756726800		
②	1		2,964	13,246	/	175,547	/	45599020	/	8000645182	/	3650
	1b		"	14,104	/	198,9228	/	45599020	/	9070685465	/	3855
	2		"	6,846	/	46,8677	/	32812021,25	/	1537824500	/	1524
	2b		"	5,654	/	31,9677	/	32812021,25	/	1048925400	/	1315
	3		"	/	3,663	/	13,4176	/	118815411	/	1594214000	13953
	4		"	/	11,837	/	140,1146	/	8984620	/	1258876000	3211
5		"	/	5,337	/	28,4836	/	31724840	/	903636700	5285	
Totaux							156822200	159520000	19658080000	3756726800		
①	1		2,756	13,246	/	175,547	/	45599020	/	8000645182	/	7054
	1b		"	14,104	/	198,9228	/	45599020	/	9070685465	/	7477
	2		"	6,846	/	46,8677	/	32812021,25	/	1537824500	/	2801
	2b		"	5,654	/	31,9677	/	32812021,25	/	1048925400	/	2377
	3		"	/	3,663	/	13,4176	/	118815411	/	1594214000	14212
	4		"	/	11,837	/	140,1146	/	8984620	/	1258876000	3257
5		"	/	5,337	/	28,4836	/	31724840	/	903636700	5373	
Totaux							156822200	159520000	19658080000	3756726800		

V E R I F I C A T I O N

D E S

E L E M E N T S

CALCUL DES EFFORTS ET VERIFICATION DES ELEMENTS

Dans cette partie nous avons choisi deux portiques jugés les plus sollicités. Un portique longitudinal et un portique transversal

CALCUL DES EFFORTS INTERNES

Le calcul des efforts internes M,N,T a été établi par le programme S.T.R.E.S.S abréviation du 'Structural Engenning System Solver' qui après avoir reçu comme données :

- les caractéristiques géométriques et mécaniques de la structure
- les conditions de liaisons
- les charges
- ainsi que les combinaisons désirées.

réstitue comme résultats:

- un rappel des données
- les efforts aux noeuds
- les déplacements des noeuds
- les réactions des supports
- et pour chaque barre les efforts de réduction M,N,T pour chaque type de charge ainsi que les résultats des combinaisons proposées.

le programme S.T.R.E.S.S est basé sur la méthode des déplacements formulée sous forme matricielle.

COMBINAISONS ET VERIFICATIONS

Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règles CM66 et la vérification est faite à l'aide des combinaisons de la force sismique et des charges verticales.

$$G + P + E \quad \text{et} \quad 0.8G+E \quad (\text{RPA art 3.3.2})$$

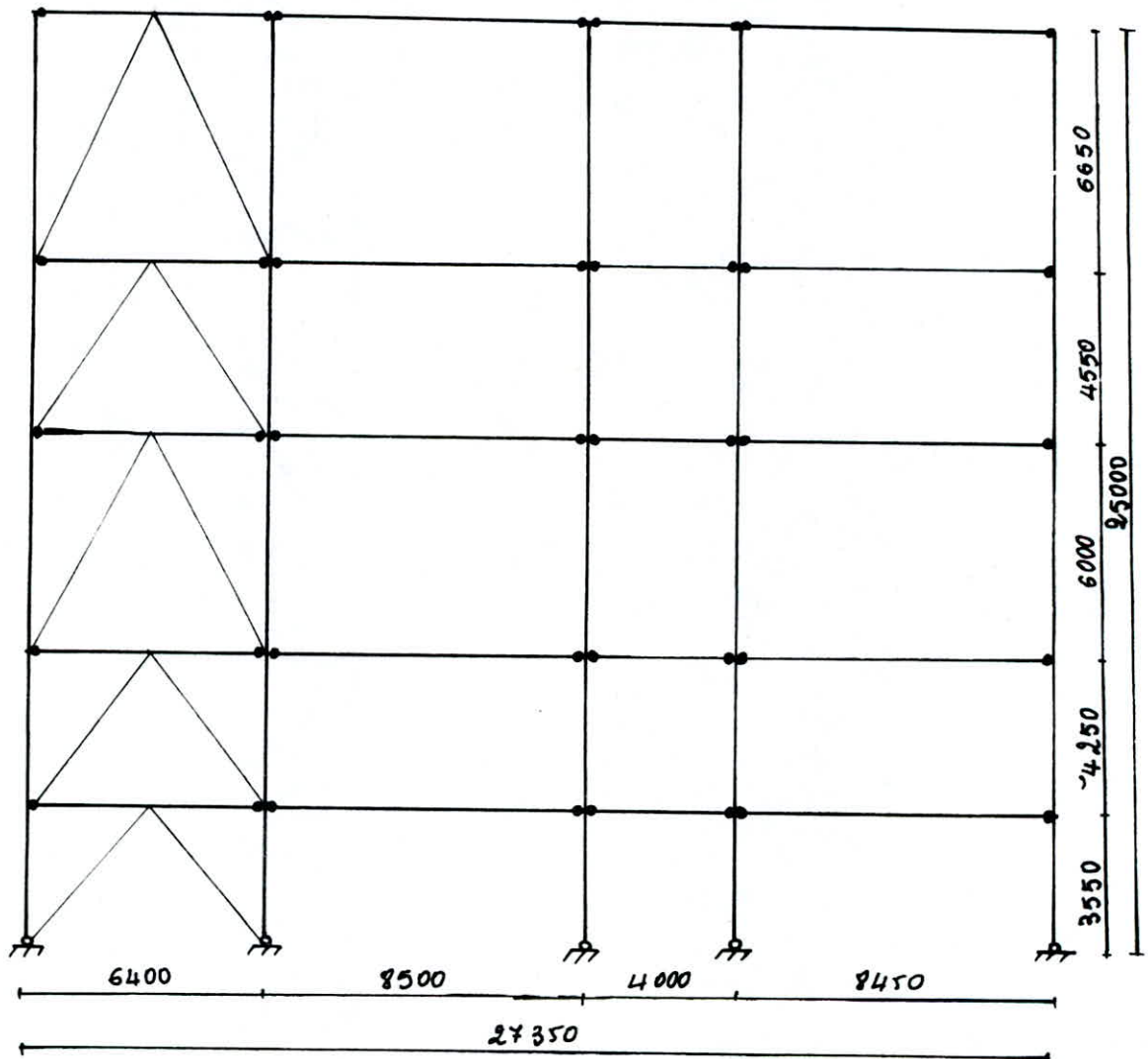
Les barres des palées de stabilité doivent être calculés pour résister à 1.25 fois la force sismique (RPA art 3.3.8.3)

SOLLICITATIONS A RETENIR

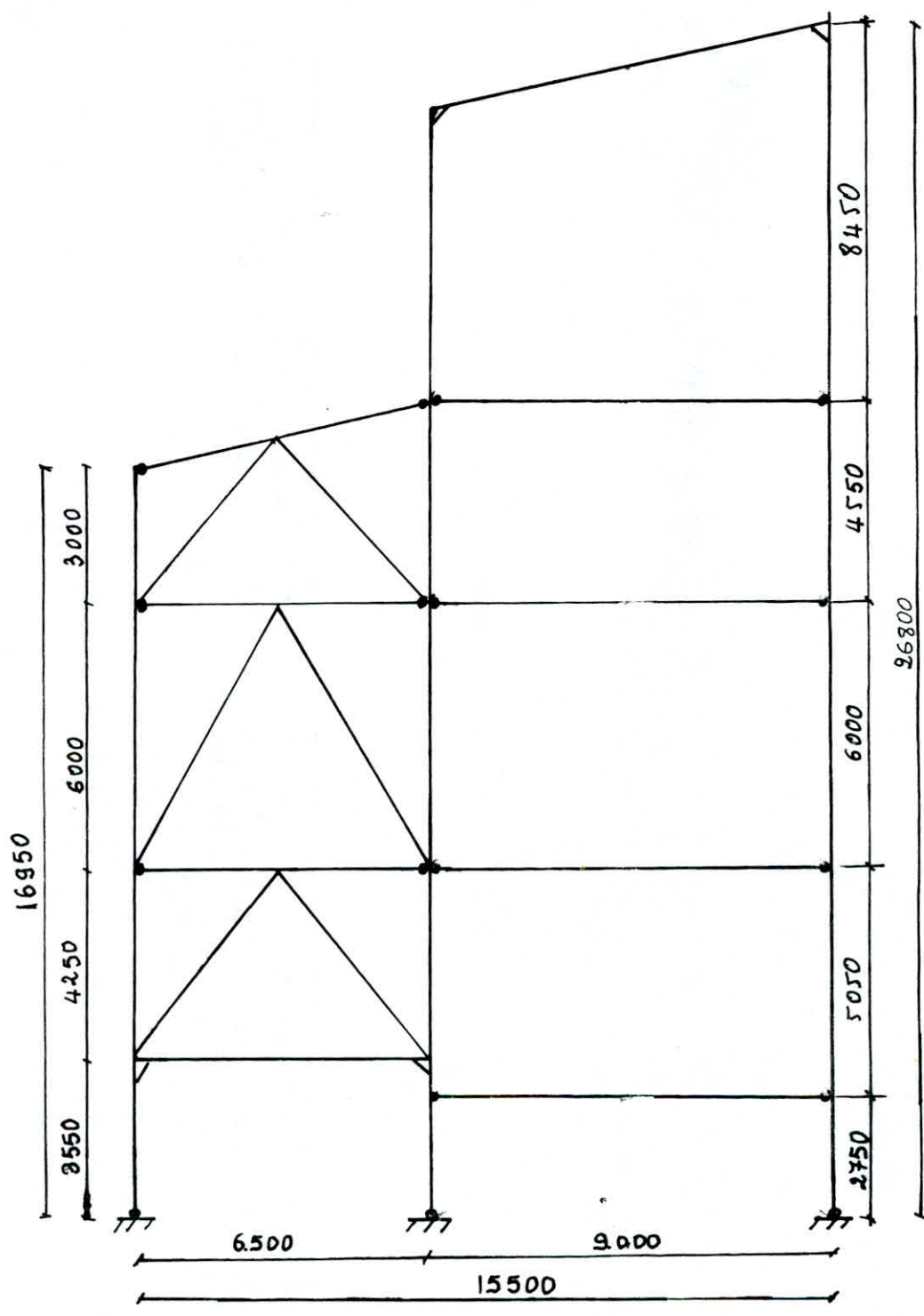
- a/ Pour les poteaux et les poutres
- | | |
|--------------------------|---------------------------------|
| $4/3 (CP + T) + 1.5 P$ | |
| $CP + P + 1.25 E$ | $4/3 (CP + T) + 17/12 (P + Vn)$ |
| $CP + P + Ve + Ne/2 + T$ | |
- b/ pour les barres de contreventements
- | |
|--------------------------|
| $CP + P + 1.25 E$ |
| $CP + P + Ve + Ne/2 + T$ |

Portique Axe -2-

-sens transversal-



Portique - D -
- sens Longitudinal -



VERIFICATION DES DEPLACEMENTS RELATIFS: (RPA art 3.3.7.1)

Les déplacements calculés à partir des forces latérales doit être multiplié par (1/2 B) pour obtenir le déplacement relatif. le rapport ne doit pas être plus petit que 1

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0.0075 fois la hauteur de l'étage, donc on doit vérifier:

$$\frac{\delta_j}{2B} \leq 0.0075 h_j$$

APPLICATION: VERIFICATION DES ELEMENTS

- SENS LONGITUDINAL: VERIFICATION DES POUTRES

Poutre niveau 3550 IPE 300

Combinaison la plus défavorable: 4/3(CP+T)+17/12(P+Vn)

M=792061.5 kg.cm

T= 5904.719 kg

N= 11478.684 kg

Vérification à la résistance:

$$\sigma_{tot} = 9/8 (K\sigma + \sigma_f) = 9/8 \left(K \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \right) \leq \sigma_e$$

Calcul de l'élanement $\lambda = \frac{l_f}{i}$

$$\lambda_x = \frac{650}{12,5} = 52$$

$$\lambda_y = \frac{100}{3,35} = 29,85$$

$$\left. \begin{array}{l} \lambda_x = 52 \\ \lambda_y = 29,85 \end{array} \right\} \rightarrow \lambda^{max} = 52 \rightarrow K = 1,130$$

$$\sigma_{tot} = \frac{9}{8} \times \left(1,175 \times \frac{11478,68}{53,8} + \frac{792061,5}{557} \right) = 18,82 < 24 \text{ Kg/mm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$1,54 \cdot \frac{T_{max}}{A_{ame}} \leq \tau_{en}$$

$$1,54 \cdot \frac{5904,719}{(30 - 21,07) \times 0,71} = 459 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2.$$

c'est vérifié

Poutre niveau 16950 IPE 240

Combinaison la plus défavorable: CP+P+1.25E

M=157145.06 kg.cm

T=1492.774 kg

N= 1181.849

Vérification à la résistance

$$\lambda^{max} = \lambda_x = \frac{650}{9,97} = 65,19 \rightarrow K = 1,260$$

$$\sigma_{tot} = \frac{9}{8} \left(1,260 \cdot \frac{1182}{39,1} + \frac{157145,06}{3,24} \right)$$

$$\sigma_{tot} = 588 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

Vérification au cisaillement:

$$1,54 \frac{1493}{(24 - 2 \times 0,98) \times 0,62} = 168 < \sigma_{en}$$

c'est vérifié

Poutre niveau 26800 D2-D3 (IPE 270)

Combinaison la plus défavorable: CP+P+Ve+Ne/2+T

$$M=813179.63 \text{ kg.cm}$$

$$T= 2971 \text{ kg}$$

$$N= 4267 \text{ kg}$$

Vérification à la résistance:

$$9/8 (k_T + \sigma_f) \leq \sigma_e$$

Calcul de l'élanement: λ :

$$\lambda^{max} = \lambda_x = \frac{917}{11.2} = 81.87 \rightarrow k = 1,487$$

$$\text{D'où } \sigma = 9/8 \left(1,487 \frac{4267}{45,9} + \frac{813179.63}{429} \right) = 2288 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_{en}$$

Vérification au cisaillement

$$1,54 \frac{2971}{(27 - 2 \times 1,02)} = 278 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié

VERIFICATION DES POTEAUX

Poteau D2 HEA 500

Combinaison: CP+P+Ve+Ne/2+T

$$M_s=1402200 \text{ kg.cm}$$

$$M_i=0$$

$$T=12735.207 \text{ kg}$$

$$N= 1229.45 \text{ kg}$$

Calcul de la longueur de flambement (CM66 art 5.133)

lorsque la stabilité dans la direction du flambement est assuré par des contreventements le rapport $\frac{l_f}{l_0}$ est donné par:

$$\frac{l_f}{l_0} = \frac{3 - 1,6(K_A + K_B) + 0,84 K_A \cdot K_B}{3 - (K_A + K_B) + 0,28 K_A \cdot K_B}$$

ou K_A, K_B sont des coefficients d'encastrement aux extrémités du tronçon AB du poteau considéré

$$K_A = 0 \text{ (l'extrémité A est articulée)} \implies \frac{l_f}{l_0} = \frac{3 - 1,6 K_B}{3 - K_B}$$

Calcul du coefficient d'encastrement du noeud B (CM66 art 5.132)

$$K_B = \frac{\frac{I_w}{l_w} + \frac{I_e}{l_e}}{\frac{I_n}{l_n} + \frac{I_e}{l_e} + \frac{I_o}{l_o} - \frac{I_w}{l_w}}$$

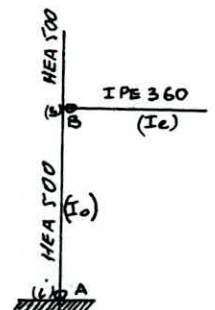
avec

$$I_n = I_o = 10370 \text{ cm}^4, l_o = 275 \text{ cm}$$

$$I_e = 16270 \text{ cm}^4, l_n = 80 \text{ cm}$$

$$I_w = 0, l_e = 900 \text{ cm}$$

$$l_o = 0$$



Pour les poutres on tient compte que de celles qui possèdent la rigidité la plus faible (cas d'assemblage par boulons ordinaires)

$$K_B = \frac{\frac{I_e}{l_e}}{\frac{I_n}{l_n} + \frac{I_e}{l_e} + \frac{I_o}{l_o}} = \frac{\frac{16270}{900}}{\frac{10370}{80} + \frac{16270}{900} + \frac{10370}{275}} \Rightarrow K_B = 0,0975$$

$$\frac{l_f}{l_o} = \frac{3 - 1,6 \times 0,0975}{3 - 0,0975} \rightarrow l_f / l_o = 0,98$$

$$0,98 \times 2,750 = 2,695 \text{ m} = 269,5 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} \text{ et } \lambda_x = \frac{l_{fx}}{i_x} \text{ avec } l_{fx} = l_{fy}$$

$$i_y < i_x$$

-(flambement / x-x)-

$$\Rightarrow \lambda_{\max} = \lambda_y = \frac{269,5}{7,24} = 37,22 \rightarrow k = 1,077$$

Contrainte de non déversement: cas des pièces soumises à deux moments différents au droit des appuis (CM66 art 3.62)

$$B=C=1$$

$$\sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{I_y}{I_x} \frac{h^2}{l^2} (D-1) B.C \quad \text{avec } D = \sqrt{1 + 0,156 \frac{J l^2}{I_y \cdot h^2}} \quad \begin{array}{l} J: \text{Moment} \\ \text{d'inertie de Torsion} \\ = 336 \text{ cm}^4 \end{array}$$

$$\text{d'où } D = 1,08 \Rightarrow \sigma_d = 4 \cdot 10^6 \frac{10370}{86980} \frac{(49)^2}{(275)^2} \times (1,08 - 1) \times 1 =$$

$$\sigma_d = 1211,26 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

la vérification au deversement est nécessaire

$$\text{Calcul de l'élanement: } \lambda_o = \frac{l}{h} \sqrt{\frac{4 I_x}{B C I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{\text{ten}}}\right)}$$

$$\Rightarrow \lambda_o = 22,88 \rightarrow K_o = 1,019$$

$$\text{d'où } K_d = \frac{K_o}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{\text{ten}}} (K_o - 1)} = \frac{1,019}{1 + \frac{1211,26}{2400} (1,019 - 1)} = 1,009$$

$$\begin{array}{l} I_x = 86980 \text{ cm}^4 \\ I_y = 10370 \text{ cm}^4 \end{array}$$

$$-K_d = \sup \left\{ \frac{1}{\frac{K_d}{C'} + \frac{C'-1}{5 K_d}} \right. \quad \text{avec } C' = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_i}{M_s} + \left(\frac{M_i}{M_s}\right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{M_i}{M_s}\right)^2}}$$

$$C' = 1,88 \Rightarrow K_d = \sup \left\{ \frac{1}{\frac{1,009}{1,88} + \frac{1,88-1}{5 \cdot 1,009}} = 0,71 \rightarrow K_d = 1 \right.$$

puis on vérifie

$$\sigma_f \cdot K_d \leq \sigma_e$$

$$\frac{M}{W_y} \cdot K_d = \frac{1402200}{691} \cdot 1 = 2029,23 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification à la flexion composée

$$\text{formule enveloppe de vérification: } 9/8 \left(K \cdot \frac{N}{A} + \frac{M}{W_y} \right) \leq \sigma_e$$

$$9/8 \left(1,057 \frac{1229}{197,5} + 2029 \right) = 2290 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

c'est vérifié

Vérification au cisaillement:

$$1,54 \frac{12735}{(49 - 2 \times 2,3) \times 1,2} = 368 < 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

- SENS TRANSVERSAL

Vérification des poutres

poutre niveau 3550 J2-H2 IPE 330

Combinaison la plus défavorable $4/3(CP+T)+3/2(P)$

$M=1288820.00$ kg.cm

$T=2459$ kg

$N=3246$ Kg

Vérification à la résistance

$$\sigma_{tot} = 9/8 (K \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_{en}$$

Calcul de l'élanement:

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{202}{3.57} = 56.9 \longrightarrow K = 1.189.$$

$$\sigma_{tot} = 9/8 \left(1.189 \cdot \frac{3246}{62.6} + \frac{1288.820}{713} \right) = 2103 < \sigma_{en}$$

Vérification au cisaillement:

$$1.54 \cdot \frac{T_{max}}{A_a} = 1.54 \cdot \frac{24595}{(33 - 2 \cdot 1.15) \cdot 0.75} = 1645 < \tau_{en} \quad \text{oui c'est verifie}$$

Poutre niveau 3550 H2-E2 (HEB 600).

combinaison de calcul: $4/3(CP+T)+3/2 P$

$M=11160.272$ kg.cm

$N=7894$ kg

$T=8034$ kg

Vérification à la résistance

$$\sigma = 9/8 \left(K \cdot \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \right) \leq \sigma_c$$

Calcul de l'élanement:

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{520}{7.08} = 73.44 \longrightarrow K = 1.349$$

$$\text{Donc } \sigma_{tot} = 9/8 \left(1.349 \cdot \frac{7894}{270} + \frac{11160.272}{5700} \right) = 22.47 < 24 \text{ kg/cm}^2 \text{ est verifie}$$

Poutre niveau 13800 E2-D2 (IPE 270)

Combinaison de calcul. $4/3(CP+T)+3/2 P$

$M=723527$ Kg.m

$N=199$ Kg

$T=2566$ kg

Vérification à la résistance

σ_{tot}

Calcul de l'élanement

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{200}{3.02} = 66.22 \longrightarrow K = 1.256$$

$$\rightarrow \sigma_{tot} = 9/8 \left(1.256 \cdot \frac{199}{45.9} + \frac{723527}{429} \right) = 1903 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification au cisaillement

$$1.54 \cdot \frac{2566}{(27 - 2 \cdot 1.02) \cdot 0.66} = 240 < \tau_{en} \quad \text{c'est verifie}$$

Foutre niveau 3550 D2-A2 (HEA 450)

Combinaison de calcul 4/3(CP+T)+3/2 P

M=5319121 Kg.m

N=1474 kg

T=3658 kg

Vérification à la résistance

$$\sigma_{tot} = 9/8 (K \cdot \sigma + \sigma_p) \leq \sigma_{en}$$

Calcul de l'élanement

$$\lambda^{max} = \lambda_x = \frac{845}{18,6} = 54,43$$

$$K = 1,144$$

$$\sigma_{tot} = 9/8 \left(1,144 \frac{1474}{178} + \frac{5319121}{2900} \right) = 2074 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification au cisaillement:

$$1,54 \frac{3858}{(44 - 2 \cdot 2,1) \cdot 1,15} = 123 \text{ Kg/cm}^2$$

$$123 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ C'est vérifié}$$

VERIFICATION DES POTEAUX

le poteau le plus sollicité D3 (HEA 360)

combinaison de calcul: 4/3(CP+T)+3/2 P

Mi=0 Ms=679620 kg.cm

N=62609 Kg T=1914 Kg

Vérification de la stabilité:

Longueur de flambement: $l_f = 326,24 \text{ cm}$.

Elancement: $\lambda^{max} = \lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 49 \rightarrow K = 1,114$.

Contrainte de non déversement: $\sigma_d = 2215 \text{ Kg/cm}^2 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$

====> Vérification au déversement est nécessaire

-calcul de l'élanement: $\lambda_0 = \frac{l_f}{h} \sqrt{\frac{4I_x}{BC I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}} \right)}$

$$\lambda_0 = 12,9 \rightarrow K_0 = 1,0059$$

d'ou

$$K_d = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_{en}} (K_0 - 1)}$$

$$K_d = \text{MAX} \left(1, \frac{K_d \lambda_0}{C'} + \frac{C'+1}{5 K_d \lambda_0} \right)$$

$$\text{avec } C' = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_i}{M_s} + \left(\frac{M_i}{M_s} \right)^2 - 0,152 \left(1 - \frac{M_i}{M_s} \right)}} = 1,88$$

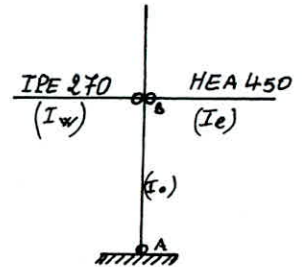
$$K_d = \text{sup}(1, 1,12700)$$

$$\text{soit } K_d = 1,127$$

d'ou la vérification: $K_d \cdot \sigma_f \leq \sigma_{en}$

Soit

$$1,127 \times 679620 / 1150 = 666 < \sigma_{en}$$



Vérification à la flexion composée:

$$\sigma_{tot} = \frac{9}{8} (\kappa \sigma + \sigma_f) \leq \sigma_{en} \Leftrightarrow \frac{9}{8} \left(\kappa \frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \right) \leq \sigma_{en}$$

$$\frac{9}{8} \left(1,114 \frac{62609}{118,4} + \frac{679620}{1150} \right) = 1328 \text{ kg/cm}^2$$

$1328 \text{ kg/cm}^2 < 2400$. c'est vérifié

Vérification au cisaillement:

$$1,54 \times \left(\frac{1914}{(26 - 21,75) \times 1} \right) = 131 \text{ kg/cm}^2$$

$131 \text{ kg/cm}^2 < 2400$ C'EST VÉRIFIÉ

CONTREVENTEMENT VERTICAL

a/Sens Longitudinal (HEA 180)

Combinaison de calcul: CP + P + Ve + Ne/2 + T

N=33951 kg

Elancement

$$i_x = 7.45 \text{ cm}$$

$$i_x > i_y \Leftrightarrow \lambda^{\max} = \lambda_y = \frac{l_{df}}{i_y}$$

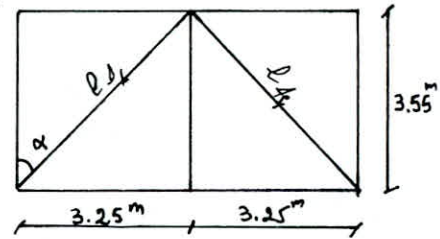
$$i_y = 4.52 \text{ cm}$$

$$\cdot \text{tg } \alpha = \frac{325}{355} = 0,915 \rightarrow \alpha = 42,47^\circ$$

$$\cdot \text{cos } \alpha = \frac{355}{l_{df}} \Leftrightarrow l_{df} = \frac{355}{\text{cos } \alpha} = 481,27 \text{ cm}$$

$$\cdot \lambda_y = \frac{481,27}{4,52} \rightarrow 106,47$$

$$\lambda_y = 106,47 \rightarrow K = 2,074$$



$$\sigma = \kappa \frac{N}{A} = 2,074 \times \frac{33951}{45,3} = 1554,4 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_e \text{ c'est vérifié}$$

b/sens transversal (HEA 200)

Effort maximal de compression sous la combinaison:

CP + P + 1.25 E

N=55561 Kg

Elancement:

$$i_x = 8.28 \text{ cm}$$

$$i_x > i_y \Leftrightarrow$$

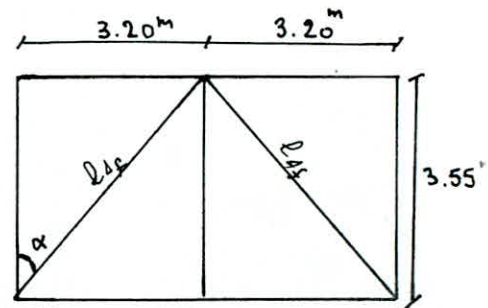
$$i_y = 4.98 \text{ cm}$$

$$\lambda^{\max} = \lambda_y = \frac{l_{df}}{i_y}$$

$$\text{tg } \alpha = \frac{320}{365} = 0,9 \rightarrow \alpha = 42,03^\circ$$

$$l_{df} = \frac{365}{\text{cos } 42,03} = 477,9 \text{ cm}$$

$$\lambda^{\max} = \frac{477,9}{4,98} = 95,96 \rightarrow K = 1,791$$



$$\sigma = \frac{\kappa N}{A} = 1,791 \times \frac{55561}{53,8} = 576,6 < \sigma_e$$

c'est vérifié

A S S E M B L A G E S

A S S E M B L A G E S

A S S E M B L A G E S

A S S E M B L A G E S

INTRODUCTION

Les assemblages jouent un rôle primordial dans la résistance et la stabilité de la structure en acier, ils ont pour fonction la transmission des efforts totalement ou partiellement (les articulations ne transmettent pas le moment fléchissant), et ceci afin de réaliser la continuité mécanique entre les éléments résistants pour assurer la rigidité voulue de l'ensemble de la construction.

I > ASSEMBLAGE POTEAU-POTEAU

En raison des difficultés de transport, la longueur des profilés disponibles sur le marché est limitée (12 à 14m), d'où la nécessité d'effectuer des couvre-joints sur chantier pour réaliser des poteaux à grande hauteur.

Le couvre joint doit être soigneusement réalisé pour assurer la transmission des efforts correctement. On le positionne de préférence directement au dessus d'un niveau pour éviter tout chevauchement avec l'assemblage poteau-poutre

Donc les couvre-joints seront réalisés à la cote 8.8m et 19.35m

I/Jonction à la cote 8.8m

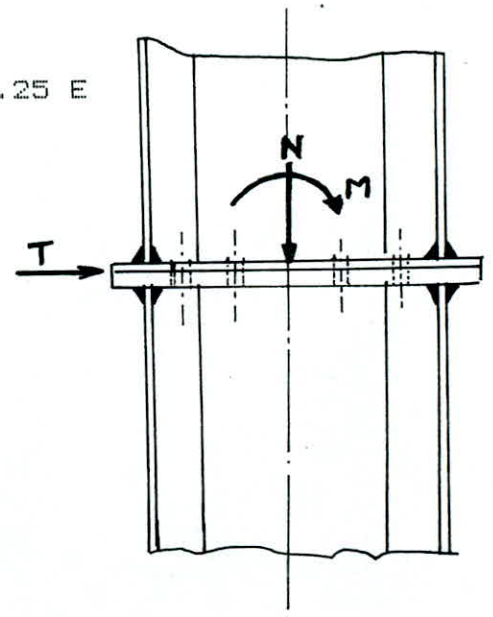
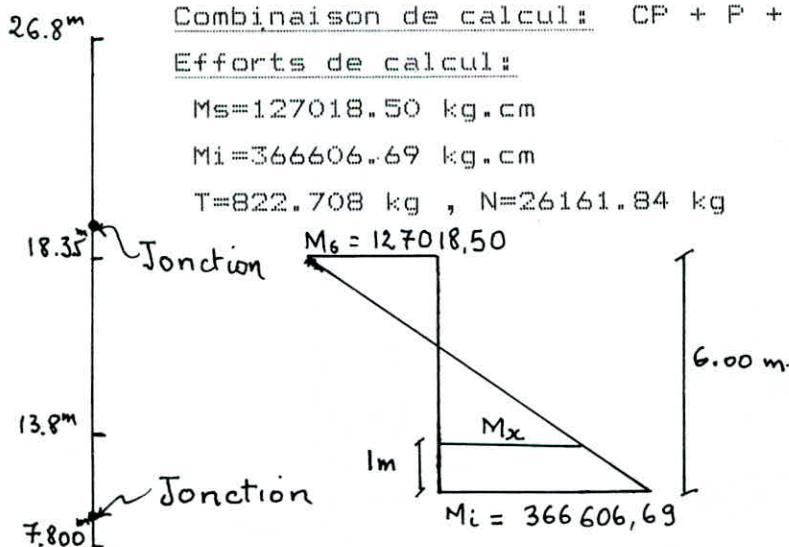
Combinaison de calcul: CP + P + 1.25 E

Efforts de calcul:

$$M_s = 127018.50 \text{ kg.cm}$$

$$M_i = 366606.69 \text{ kg.cm}$$

$$T = 822.708 \text{ kg}, N = 26161.84 \text{ kg}$$



Soit un moment au niveau de la jonction de:

$$\begin{aligned} \cdot \frac{M_s}{x_1} &= \frac{M_i}{x_2} \\ \cdot x_1 + x_2 &= 6 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} x_1 &= 1.56 \text{ m} \\ x_2 &= 4.44 \text{ m} \end{aligned}$$

$$\cdot \frac{M_x}{1.56} = \frac{M_i}{4.44} \quad \Rightarrow \quad M_x = \frac{M_i \times 1.56}{4.44} = 123,807 \text{ t.cm.}$$

II/Jonction à la cote 19.35m

Combinaison de calcul: CP + P + 1.25 E

Efforts de calcul: Ms=813170.00 kg.cm Mi=1581066.00 kg.cm

$$\frac{M_s}{x_1} = \frac{M_i}{x_2}$$
$$x_1 + x_2 = 8.45m$$

Soit avec le même calcul que précédemment

$$M_x = 114,74 \text{ t.cm.}$$

Cet effort étant le moins défavorable que le premier, les efforts de calcul sont alors $M_x=123.807 \text{ t.cm}$ $T=0.822 \text{ t}$ $N=26.16184 \text{ t}$

Prédimensionnement:

On prévoit 4 boulons intérieurs par file:

$$n=4 \implies \alpha = 0.7 \left(\alpha = \frac{38+n}{20+10n} \right) \text{ sans boulons extérieurs}$$

Effort de traction du boulons d'angle intérieur:

$$F = \frac{\alpha \cdot M}{1.8(h-2e_s)} = \frac{0.7 \times 123,807}{1,8(49 - 2 \times 2,5)} = 1,084 \text{ t}$$

on note F par N selon C T C (assemblages boulonnés)

donc N par boulon = 3020 kg

$N_0 = 0.8 G_e A_r$: effort de précontrainte qui agit axialement dans la tige du boulon (CM 66 art 4.131)

$N_0 = 0.8 \times 90 \times 245 = 17640 \text{ kg}$ (boulons HR 10.9 $\phi 20$)

1084 kg < 17640 kg c'est vérifié

$$d_{tr} = d + 2 = 22 \text{ cm}$$

Épaisseur de la platine $e_p \leq 2 d \implies e_p \leq 40 \text{ mm}$

On opte pour une épaisseur de la platine égale à : $e_p=20 \text{ mm}$

$S \leq 15 e_p \implies S \leq 15 \times 20 \implies S \leq 300 \text{ mm}$ on prend $S=110 \text{ mm}$

$6 e_p \leq a \geq 1.5 d_{tr} \implies 120 \leq a \geq 33 \text{ mm}$

Donc $a_1 = 180 \text{ mm}$; $a_2 = 100 \text{ mm}$; $S = 110 \text{ mm}$

Condition d'épaisseur minimale

$d_{tr} > e_{min} + 2 \rightarrow 22 \text{ mm} > 12 + 2$ $22 \text{ mm} > 14 \text{ mm}$ vérifié

$\sum e_i \leq 4 d_{tr} \rightarrow 2 \cdot e_p = 40 \text{ mm} \leq 4 \times 22$ $40 \text{ mm} \leq 88 \text{ mm}$

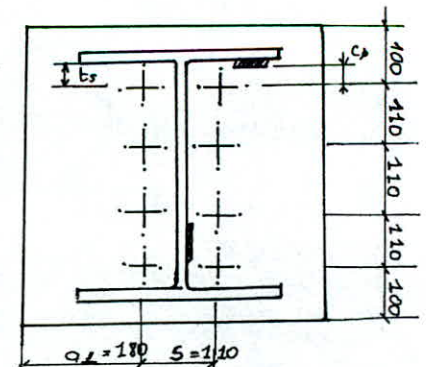
Étude de l'assemblage avec soudure semelle $a=8\text{mm}$, soudure ams $a=5\text{mm}$

$$t_a = \frac{S - e_a}{2} = \frac{110 - 12}{2} = 49 \text{ mm}$$

$$C_a = t_a - a \sqrt{2} = 49 - 5 \sqrt{2} = 42 \text{ mm}$$

$$t_s = a_2 - (d + v - e_s) = 100 - (20 + 23)$$
$$t_s = 57 \text{ mm}$$

$$C_s = t_s - a_s = 57 - 8 \sqrt{2} = 45,7 \text{ mm}$$



Vérification des distances technologiques

1/ distance minimale à la semelle:

- soudure (a=8mm).....8 · 2 = 11mm
 - rondelle (φ=20 mm.....2φ=40mm
 - jeu = 3mm
- 54mm

2/ distance minimale à l'ame:

- soudure (a=5mm) 5 · 2 = 7mm
 - rondelle (φ= 20 mm) 2φ=40mm
 - jeu 2mm
- 49mm

Donc $t_s = 57 \text{ mm} \geq 54 \text{ mm}$

$t_a = 49 \text{ mm} \geq 49 \text{ mm}$

Vérifications générales

1/ Résistance de la platine au droit:

a/ des boulons d'angle

$F = 375 e_p \left(\frac{t_a}{c_a} + \frac{t_s}{2c_s} \right) = 375 \times 20 \left(\frac{49}{42} + \frac{57}{2 \times 45,7} \right) = 13427 \text{ Kg.}$

$F = 13427 \text{ kg} < 17640 \text{ kg}$

b/ des boulons centraux

$F = 375 e_c \cdot \frac{t_a}{c_a} \cdot \frac{s}{s+t_a} = 375 \times 20 \times \frac{49}{42} \cdot \frac{110}{110+49}$
 $F = 6053,46 \text{ Kg.}$

$F = 6053.46 \text{ kg} < 17640 \text{ kg}$

2/ Vérification des boulons

- $T_{ad} = 1,1 N_0 \phi$ (surface décapée par brosse métallique)
- $T_{ad} = 5820 \text{ Kg}$
- $N_{ad} = 0,8 \sigma_e \cdot A_r = 17640 \text{ Kg.}$

a/ effort tranchant par boulon:

$T = \frac{822,708}{8} = 102,84 \text{ Kg}$

$T = 102,84 \text{ Kg}$

donc $102.84 < 5820 \text{ kg}$ vérifie

b/ effort de traction du au moment par boulon :

$F = 1084 \text{ kg}$ (calcule précédemment) $< 17640 \text{ Kg}$ vérifie

3/ Moment résistant:

$M_x = 1238.07 \text{ kg.m}$

$M_r = 2 \times (F \text{ des boulons d'angle} \cdot d$

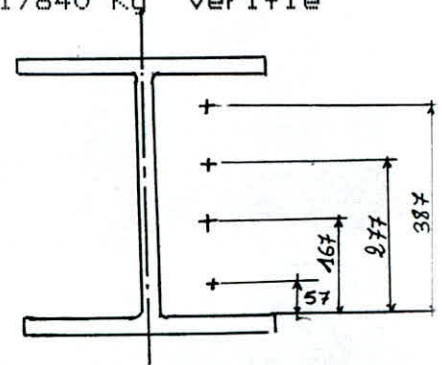
$+ d \cdot F' \text{ des boulons centraux})$

$= 2 \left((13024 \times 0.057) + 5717 \times (0.167 + 0.277 + 0.387) \right)$

$= 10986.39 \text{ kg.m}$

Donc $M_r > M_x$

d: distance de la face supérieure de la semelle aux centres des boulons.



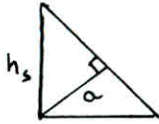
4/ vérification des soudures:

profile HEA 500

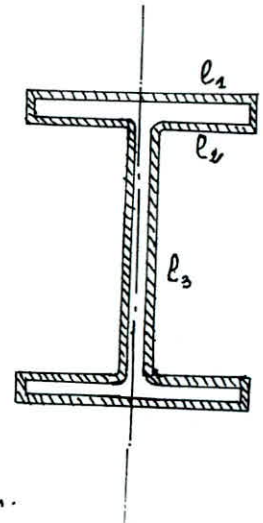
a/ profondeur de la soudure: $e_{\min}=12\text{mm}$

$$a=0.7 \times e_{\min}=0.7 \times 12 = 8.4 \text{ mm} \Rightarrow a \alpha = 7.2 \text{ mm}$$

on prend $a = 8\text{mm}$ (CM 66 art 4.312-0)



$$h_s = \frac{a}{\sin 45} = \frac{8}{\frac{\sqrt{2}}{2}} = 11,31 \text{ mm.}$$



b/ calcul des longueurs utiles

$$l_1 = b - 2a = 300 - 2 \times 8.4 \rightarrow l_1 = 284.2 \text{ mm}$$

$$l_2 = \frac{b - e}{2} - (2a + h_s) = \frac{300 - 12}{2} - (2.8 + 11,31) = 116,69 \text{ mm.}$$

$$l_3 = h - (2e_s + 2a + 2h_s) = 420 - (2 \times 23 + 2.8 + 2 \times 11,31) = 405,38 \text{ mm.}$$

c/ cordons assemblant les semelles

$$- \sigma_e \leq 1,18 \left[\frac{N}{\Sigma l a \alpha} \pm \frac{M h}{h^2 \cdot l_1 \cdot a_1 \cdot \alpha_1 + 2(h - 2e)^2 l_2 a_2 \alpha_2} \right] \leq \sigma_e$$

(CM 66 comment 4.312-62)

. surfaces des cordons de soudures ($\alpha_1 a_1 = \alpha a$)

$$\Sigma l a \alpha = \alpha_1 a_1 (2l_1 + 4l_2 + 2l_3) = 7.2 (2 \times 284 + 4 \times 116.69 + 2 \times 405.38) = 132.88 \text{ cm}^2$$

. inerties des cordons de soudure des semelles /xx

$$I_{xx} = h^2 l_1 a_1 \alpha_1 + 2(h - 2e_s)^2 l_2 \alpha_2 a_2$$

$$= 49^2 \times 28,4 \times 0,72 + 2(49 - 2 \cdot 2,3)^2 \times 11,7 \times 0,72$$

$$I_{xx} = 82309.12 \text{ cm}^4$$

On vérifie la relation du commentaire 4.312-62

$$1,18 \left[\frac{26161,84}{132,88} + \frac{123807 \times 49}{82309,12} \right] = 319.29 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$1,18 \left[\frac{26161,84}{132,88} - \frac{123807 \times 49}{82309,12} \right] = 145.35 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$$

d/ cordons assemblant l'âme

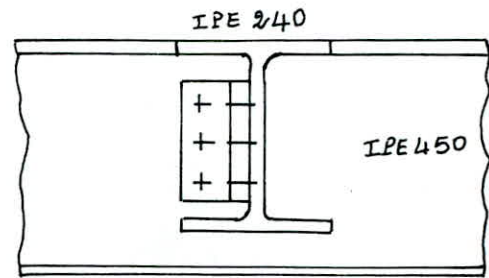
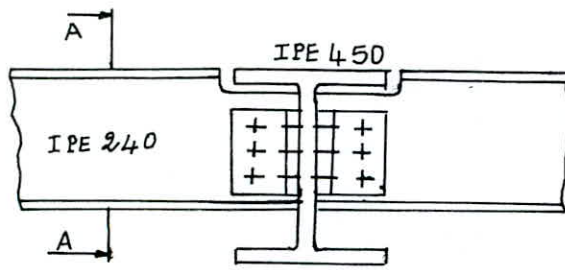
$$\sqrt{1,4 \left(\frac{N}{\Sigma l a \alpha} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{T}{2l_3 a_3 \alpha_3} \right)^2} \leq \sigma_e \quad (\text{CF 4.312-62 CM 66})$$

$$\sqrt{1,4 \left(\frac{26161,84}{132,88} \right)^2 + 1,8 \left(\frac{822}{2 \times 40,5 \times 0,72} \right)^2} = 233,7 \text{ kg/cm}^2$$

Donc $233.7 \text{ kg/cm}^2 < 2400 \text{ kg/cm}^2$

c'est vérifié

II) ASSEMBLAGE POUTRE PRINCIPALE-SOLIVE



Coupe A-A

- l'effort tranchant de calcul

$$q = 4/3 CP + 3/2 P = 4/3 \cdot 86,25 + 3/2 \cdot 817 = 1341 \text{ kg/mL}$$

$$T = \frac{qL}{2} = 4356,6 \text{ kg}$$

traverse = IPE 450, solive IPE 240

1/ cote poutre portée (solive)

3 boulons $\phi 18$ et une cornière d'attache 100x100x10 JL

diamètre du trou : $d_{tr} = d + 2\text{mm} = 20\text{mm}$ $12 \text{ mm} \leq d \leq 24 \text{ mm}$

$\phi 18$ classe 4-6 ($\sigma_e = 24 \text{ kg/mm}^2$) $\Rightarrow A_r = 192 \text{ mm}^2$ (annexe 14.12 CM 66)

-conditions de distances des boulons:

.entraxes des boulons (pièces non soumises aux intempéries)

$$3 d_{tr} \leq s \leq 10 d_{tr} \quad (\text{cf B16 CTC})$$

$$3 \times 20 < s \leq 10 \times 20 \Rightarrow 60 < s \leq 200 \quad s = 62 \text{ mm}$$

.pièce transversale

$$1,5 d_{tr} < a_{\perp} \leq 2,5 d_{tr} \quad (\text{cf B17 CTC})$$

$$1,5 \times 20 < a_{\perp} < 2,5 \times 20 \Rightarrow 30 \text{ mm} < a_{\perp} < 50 \text{ mm} \quad a_{\perp} = 35 \text{ mm}$$

.pièce longitudinale

$$\text{MAX} \left(1,5 d_{tr}; \frac{0,8 T^*}{e_{\min} \sigma_e} \right) \leq a_{\parallel} \leq 4 d_{tr} \quad (\text{cf B1 CTC})$$

$$T^* = \frac{T}{n_b \cdot n_p} = \frac{4356,6 \text{ kg}}{3 \cdot 2} = 726,1 \text{ kg}$$

$$\frac{0,8 T^*}{e_{\min} \sigma_e} = \frac{0,8 \times 726,1}{6,2 \times 24} = 3,9 \text{ mm} \approx 4 \text{ mm} \quad \text{Max}(30) \leq a_{\parallel} \leq 80$$

$$\Rightarrow 30 \leq a_{\parallel} \leq 80$$

.Hauteur nécessaire pour les cornières

$$h_1 = 190 \text{ mm (IPE 240)} \Rightarrow h_{\text{nécessair}} = 180 \text{ mm} = h_e$$

$$\text{Donc } s = 62 \text{ mm} \quad a_{\parallel} = 28 \text{ mm} \quad a_{\perp} = 38 \text{ mm}$$

.Vérification des épaisseurs

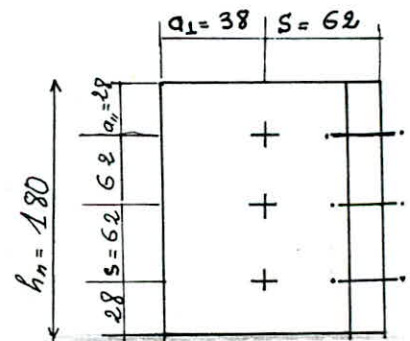
$$a/\text{section du trou: } e_{\min} = 6,2 < 20 \text{ mm}$$

$$\text{on vérifie } d_{tr} > e_{\min} + 2$$

$$\Rightarrow 20 \text{ mm} > 6,2 + 2 = 8,2$$

$$d_{tr} \geq e_{\max}$$

$$20 \text{ mm} > 9,4 \text{ mm}$$



b/somme des épaisseurs à assembler

- $\sum e_i \leq 4 d_{tr}$ $\sum e_i = e_a (\text{solive}) + 2 e_c (\text{cornière})$
- $\sum e_i = 5.2 + 20 = 26.2 \text{ mm}$
- $4 d_{tr} = 4 \times 20 \text{ mm} = 80 \text{ mm}$ $\sum e_i = 26.2 \text{ mm} \ll 4 d_{tr} = 80 \text{ mm}$

c/effet du moment dû à l'excentricité:

$$M = T \cdot a \quad \text{avec } a = 62 + 9.4/2 = 66.7 \text{ mm}$$

$$M = 4356.6 \times 66.7 = 290585.22 \text{ kg} \cdot \text{mm}$$

d/effort tranchant dû au moment M

$$T_2 / \text{boulon} = \frac{M r_i}{\sum r_i^2} = \frac{M \alpha}{n s} \quad (\text{tableau B42 CTC})$$

avec $n=3, \alpha=1.5, s=62 \text{ mm}$

$$T_2 / \text{boulon} = \frac{290585.22 \times 1.5}{3 \times 62} = 2343.43 \text{ kg}$$

e/effet de l'effort tranchant pur $T_1 = \frac{4356.6}{3.2} = 726.1 \text{ kg}$

l'expression étant: $T_1 = \frac{T}{n_b n_f}$

f/effort tranchant résultant par boulon:

$$T_r = \sqrt{T_1^2 + T_2^2} = \sqrt{(726.1)^2 + (2343.43)^2} = 2453.43 \text{ kg}$$

vérification

$$T_r < 2 \times 0.65 \cdot A_s \cdot \sigma_e \quad (\text{cf B43 CTC})$$

$$T_r < 2 \times 0.65 \times 254 \times 24 = 7924.8 \text{ kg} \quad 2453.43 < 7924.8 \text{ kg} \quad \text{vérifié selon CM 66}$$

$$1.54 \frac{T_r}{A_r} = 1.54 \times \frac{2453.43}{192} = 31.54 \text{ kg} > \sigma_e \text{ non vérifiée}$$

augmentons le diamètre $\Rightarrow \phi 22$ ($A = 303 \text{ mm}^2, A_r = 380 \text{ mm}^2$)

$$1.54 \frac{T_r}{A_r} = 1.54 \times \frac{2453.43}{303} = 20 \text{ kg/mm}^2 < 24 \text{ kg/mm}^2 \quad \text{Vérifié}$$

2/Côté poutre porteuse

$$\text{il faut vérifier } T \ll 1.3 n n' A_B \sigma_e \quad (\text{cf B43 CTC})$$

$$T = 4356.6 \text{ kg} \ll 1.3 \times 6 \times 380 \times 24 = 71136 \text{ kg}$$

$$\text{en effet on a bien } 4356.6 < 71136 \text{ kg}$$

3/Vérification des profilés

a/ pression diamétrale : poutre portée

$$T \ll \frac{3 n' d_{tr} \cdot e_a \sigma_e}{\sqrt{1 + a^2 \alpha^2 / s^2}} \quad (\text{cf B43 CTC})$$

$$T \ll \frac{3 \cdot 3 \cdot 20 \cdot 6.2}{\sqrt{1 + \frac{(66.7)^2 (1.5)^2}{(62)^2}}} \cdot 24 = 14108.46 \text{ kg}$$
$$4356.6 \text{ kg} < 14108.46 \text{ kg}$$

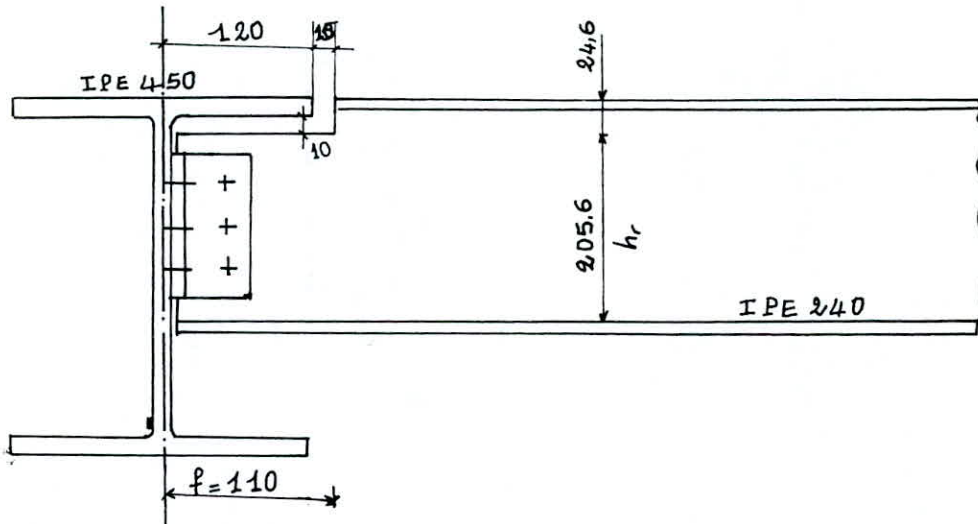
b/ pression diamétrale : poutre porteuse

$$\text{il faut vérifier } T \ll 6 n' d_{tr} \cdot e_a \cdot \sigma_e \quad (\text{cf B43 CTC})$$

$$T \ll 6 \times 3 \times 20 \times 9.4 \times 24 = 81261 \text{ kg}$$

$$\text{on a bien } 4356.6 < 81261 \text{ kg}$$

c/ effort tranchant dans la poutre portée:
 au droit de la section des boulons avec la hauteur de l'âme
 (attention au grugeage)



on doit vérifier $T \leq 0,65 (h_r - d_{tr} \cdot n) e_a \cdot \sigma_e$ (cf B44 CTC)

$$T \leq 0,65 (205,6 - 20 \times 3) \times 6,2 \times 24 = 14082,43 \text{ kg}$$

$$4356,6 < 14082,43 \text{ kg}$$

d/ moment fléchissant dans la poutre portée

on vérifie la section située au bord de l'aile grugé

$$M = T \cdot f \leq M_r \quad \text{ou} \quad T \leq \frac{I}{V} \frac{\sigma_e}{f} \quad (\text{cf B44 CTC})$$

$$\frac{I}{V} = \frac{A_a \cdot h_a^2 + A_s^2 e_s^2 + A_a \cdot A_s (4 \cdot h_a^2 + 6 h_a e_s + 4 e_s^2)}{6 A_s (2 h_a + e_s) + 6 A_a h_a}$$

calcul de $\frac{I}{V}$ (cf B39 CTC)

avec h_a : hauteur de l'âme $h_a = 190 \text{ mm}$
 e_s : épaisseur des semelles $e_s = 9,8 \text{ mm}$
 A_a : aire de l'âme $A_a = 1178 \text{ mm}^2$
 A_s : aire de la semelle inférieure $A_s = 1176 \text{ mm}^2$

==>

$$\frac{I}{V} = \frac{1178^2 \cdot 190^2 + 1176^2 \cdot 9,8^2 + 190 \times 1176 [4 \cdot 190^2 + 6 \times 190 \cdot 9,8 + 4 \times 9,8^2]}{6 \cdot 1176 (2 \cdot 190 + 9,8) + 6 \times 1178 \cdot 190}$$

$$\frac{I}{V} \cdot \frac{\sigma_e}{f} = 4534,63 \text{ Kg.} \quad \longrightarrow \quad 4356,6 < 4534,63 \text{ kg Verifie}$$

4/Verification des cornières d'attache

pression diamétrale côté poutre portée:

$$\text{on doit vérifier } T \leq \frac{6 n d_{tr} e_c \cdot \sigma_e}{\sqrt{1 + \frac{a^2 \alpha^2}{s^2}}} \quad (\text{cf B44 CTC})$$

avec e_c épaisseur des attaches

$$T \leq \frac{6 \cdot 3 \cdot 20 \cdot 10}{\sqrt{1 + \frac{(66,7)^2 (1,5)^2}{(62)^2}}} \cdot 24 = 45511,15 \text{ kg}$$

$$= 4356.6 < 45511.15 \text{ kg}$$

. pression diamétrale côté poutre porteuse:

vérifier $T \leq 6m' d_{tr} l_c \cdot \sigma_e$ (cf B44 CTC)

$$T < 6 \times 3 \times 20 \times 10 \times 24 = 86400 \text{ kg} \quad 4356.6 < 86400 \text{ kg}$$

. effort tranchant dans les attaches

1/côté poutre portée

on doit vérifier $T \leq 0,866 e_c (h_c - n d_{tr}) \sigma_e$ (cf B45 CTC)

$$T \leq 0.866 \times 10 (180 - 3 \times 20) \times 24$$

$$4356.6 \text{ kg} < 24940.8 \text{ kg}$$

2/côté poutre porteuse

on vérifie que $T \leq 0,866 e_c (h_c - n d_{tr}) \cdot \sigma_e$ (cf B45 CTC)

soit $T < 0.866 \times 10 \times (180 - 3 \times 20) \times 24$

$$4356.6 \text{ Kg} < 24940.8 \text{ kg}$$

. Moment fléchissant dans les attaches:

1/côté poutre portée

ON VERIFIE : $T < \frac{2}{\alpha} \left(\frac{I}{V} \right)_c \cdot \sigma_e$ (CF B45 CTC)

$\left(\frac{I}{V} \right)_c$: module de résistance des attaches dans la section des boulons

$$\left(\frac{I}{V} \right)_c = e_c \left(\frac{h_c^2}{6} - \frac{n d_{tr} \cdot S \cdot m}{\alpha h_c} \right) \quad (\text{cf B39 CTC})$$

r_1 = distance entre le
boulon d'extrémité et l'axe
des boulons

$$= 10 \left(\frac{180^2}{6} - \frac{3 \times 20 \times 62 \times 62}{1,5 \times 180} \right) = 45457,77 \text{ mm}^3$$

$$T \leq \frac{2}{50} \cdot 45457,77 \cdot 24 \rightarrow 2356.6 < 43639.46 \text{ kg}$$

2/côté poutre porteuse

on doit vérifier $T \leq \frac{e_c h_c^2}{3 \cdot a} \sigma_e$ (cf B45 CTC)

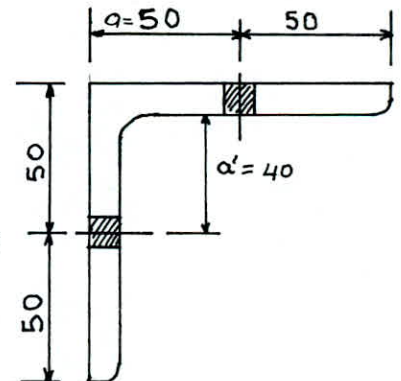
dans ce cas le module de résistance vaut: $\left(\frac{I}{V} \right)'_c = e_c \frac{h_c^2}{6}$

$$\left(\frac{I}{V} \right)'_c = 10 \times \frac{180^2}{6}$$

$$\left(\frac{I}{V} \right)'_c = 54000 \text{ mm}^3$$

$$\Rightarrow T \leq \frac{2}{\alpha} \left(\frac{I}{V} \right)'_c \cdot \sigma_e$$

$$T \leq \frac{2}{40} (54000) \cdot 24 = 64800 \text{ kg} \rightarrow 4356.6 \text{ kg} < 64800 \text{ kg}$$



A N C R A G E S

D E S

P O T E A U X

ANCRAGE DES POTEAUX

ANCRAGE I:

POTEAU D2 HEA 500

I/ Platine ou plaque d'assise

N=réaction du poteau considéré

N=71783.688 kg sous G + P + 1.25 E

I-1/ Dimensions en plan de la platine

$\sigma'_b = \frac{N}{A.B}$ contrainte de compression
dans le massif de béton

on suppose A=50cm B=45cm

$$\sigma'_b = \frac{71784}{50 \times 45} = 31.9 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0} = 67.5 \text{ kg/cm}^2$$

pas d'écrasement du béton

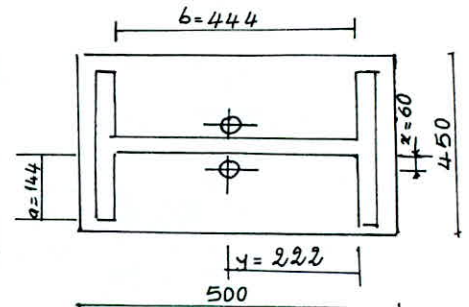
($\bar{\sigma}'_{b0}$ dépend du dosage du béton et de la qualité du contrôle)

I-2/ Epaisseur de la platine

$$e = \sqrt{\frac{2N}{\sigma_e \left(\frac{a}{y_a} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{2} \right)}}$$

$$e = \sqrt{\frac{2 \times 71784}{24 \left(\frac{144}{222} + \frac{2 \times 144}{444} + \frac{444}{50.00} \right)}} = 26.22 \text{ cm.}$$

Donc on prend $\rightarrow e=30 \text{ cm}$



II/ Tige d'ancrage (FEe 24)

Effort de traction max à la base du poteau:

$$F = 22915 \text{ Kg}$$

Effort par tige $F^* = F/2 = 11457 \text{ Kg}$

II-1 Diamètre de la tige:

dans ce cas les boulons sont sollicités à l'arrachement

$$\frac{1.25 \times F^*}{A_r} \leq \sigma_{en} \quad (\text{art 4,122-1 CM 66})$$

$$\Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{1.25 \times F^* \times 4}{\pi \cdot \sigma_{en}}} = 27.56 \text{ mm} \rightarrow \phi = 30 \text{ mm}$$

II-2/Longueur des barres d'ancrage L:

$$\frac{F^*}{e_b \cdot L} \leq \bar{\sigma}_b$$

e_b : épaisseur de la barre d'ancrage
on donne comme épaisseur 40 mm

$$\Rightarrow L > \frac{F^*}{\bar{\sigma}_b e_b} = \frac{11457}{67,5 \times 5,4} = 42,4 \text{ cm.}$$

$$L = 42,4 + 25 \text{ (réservation)} = 67,4 \text{ cm}$$

$$L = 68 \text{ cm}$$

II-3/Profondeur d'ancrage

cisaillement du béton

$$\frac{F^*}{L \times H} \leq \bar{\sigma}_b \Rightarrow H \geq \frac{F^*}{\bar{\sigma}_b \cdot L} = \frac{11457}{5,7 \times 68} = 29,55 \text{ cm.}$$

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de cisaillement du béton = 5.7 kg/cm²

$$\Rightarrow H = 30 \text{ cm}$$

soit enfin 2 tiges $\phi 30$

barre d'ancrage $\phi 40$

Remarque: vu que la rotation de l'appui est importante ainsi que la charge appliquée, il est nécessaire de disposer une platine de dimensions importantes, on peut remédier à cela en disposant un grain d'articulation chargé de la transmission des efforts au béton il sera aménagé en tôle et aura par construction les dimensions suivantes: 100x100x50 (voir prochaines figures)

ANCRAGE II

POTEAU AXE 3 FILE D (HEA 260)

I/ Dimensionnement de la platine

I-1/ Dimensions en plan:

N=21.156 t (combinaison G+P+1.25E)

proposons AxB=30x30

$$\sigma'_b = \frac{N}{A \cdot B}$$

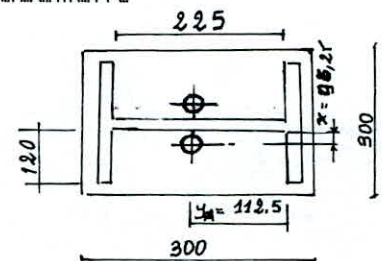
$$\sigma'_b = \frac{21165}{30,30} = 23,5 \text{ kg/cm}^2 < \sigma'_{b0} = 67,5 \rightarrow \text{pas d'écrasement}$$

I-2/ Epaisseur de la platine:

$$e = \sqrt{\frac{2N}{\sigma_e \left(\frac{a}{y_1} + \frac{2a}{b} + \frac{b}{x} \right)}}$$

AN

$$e = 20,05 \text{ cm.}$$



e = 20.05 prenons e = 20 cm

II/ Tige d'ancrage

Effort de traction maximum à la base des poteaux

$$F = 84.185 \text{ t} = 84185 \text{ kg}$$

Effort par tige

$$F^* = F/2 = 42000 \text{ kg}$$

II-1/ Diamètre de la tige:

boulon sollicité à l'arrachement:

$$\phi = \sqrt{\frac{1,25 \times F^* \times 4}{\sigma_{en} \cdot \pi}} = \sqrt{\frac{1,25 \times 42000 \times 4}{24 \cdot \pi}} = 52,77 \text{ mm} \\ \Rightarrow \phi = 53 \text{ mm} \quad (\text{normes OTUA})$$

II-2/ Longueur de la barre d'ancrage (L)

$$\frac{F^*}{e_{\text{barre}} \cdot L} \leq \bar{\sigma}_{b0} \quad e_{\text{barre}} = \text{épaisseur de la barre d'ancrage}$$

on propose $e = 40 \text{ mm}$

$$L \geq \frac{F^*}{\bar{\sigma}_{b0} \cdot e} = \frac{42000}{67,5 \times 4} = 155,5 \text{ cm}$$

Vu que L est très grand on utilise des UPN 100 dans le béton au lieu des ronds d'ancrage on proposera une longueur de 70 cm. l'ensemble s'appelle boulon à tête de marteau

$$L = 70 \text{ cm}$$

II-3/ Profondeur d'ancrage

cette profondeur sera déterminé en tenant en compte la contrainte de cisaillement du béton.

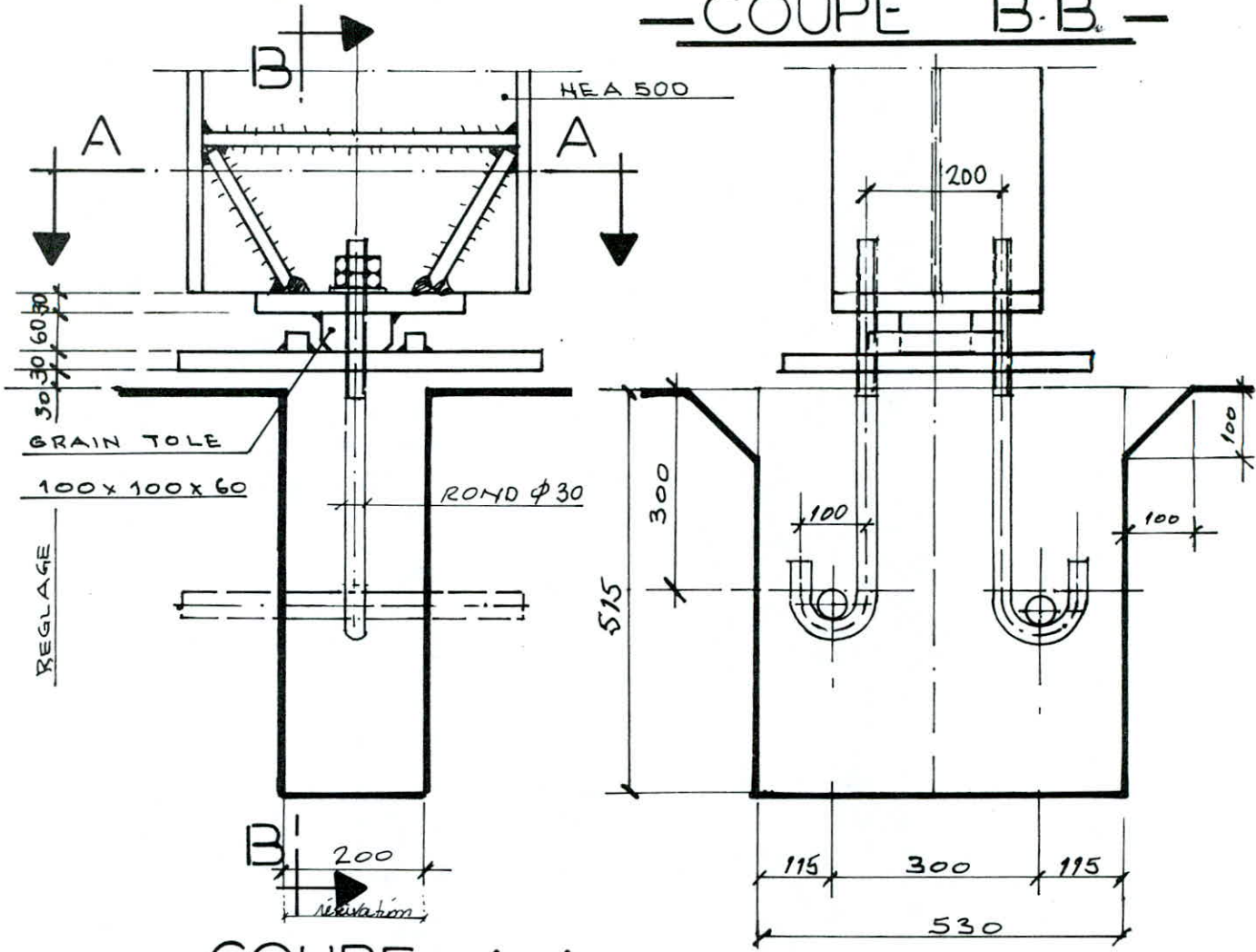
$$\frac{F^*}{L \times H} \leq \bar{\sigma}_c \quad \bar{\sigma}_c = \text{cisaillement du béton} \\ = 5,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{soit } H > \frac{F^*}{\bar{\sigma}_c \times L} = \frac{42000}{5,7 \times 70} = 105,26 \text{ cm} \\ \Rightarrow H = 1,05 \text{ m}$$

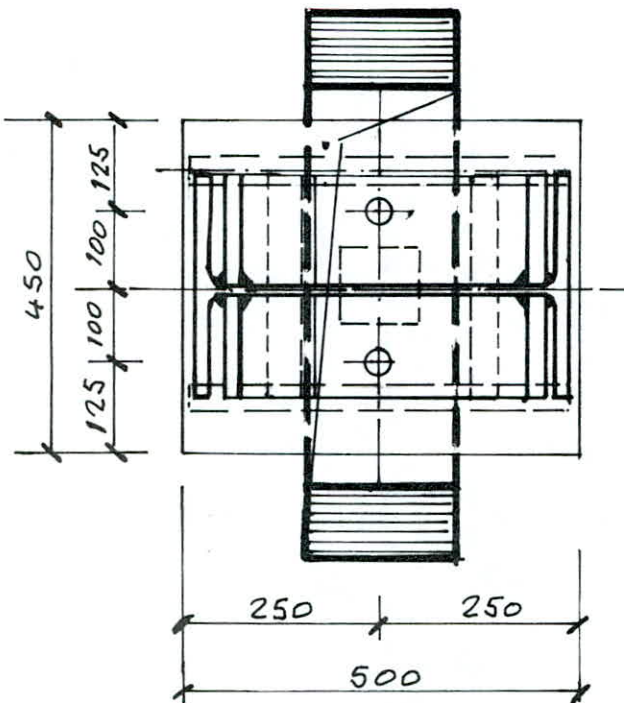
soit 2 tiges ϕ 53

barre d'ancrage UPN 100

- COUPE B-B -



- COUPE A-A -

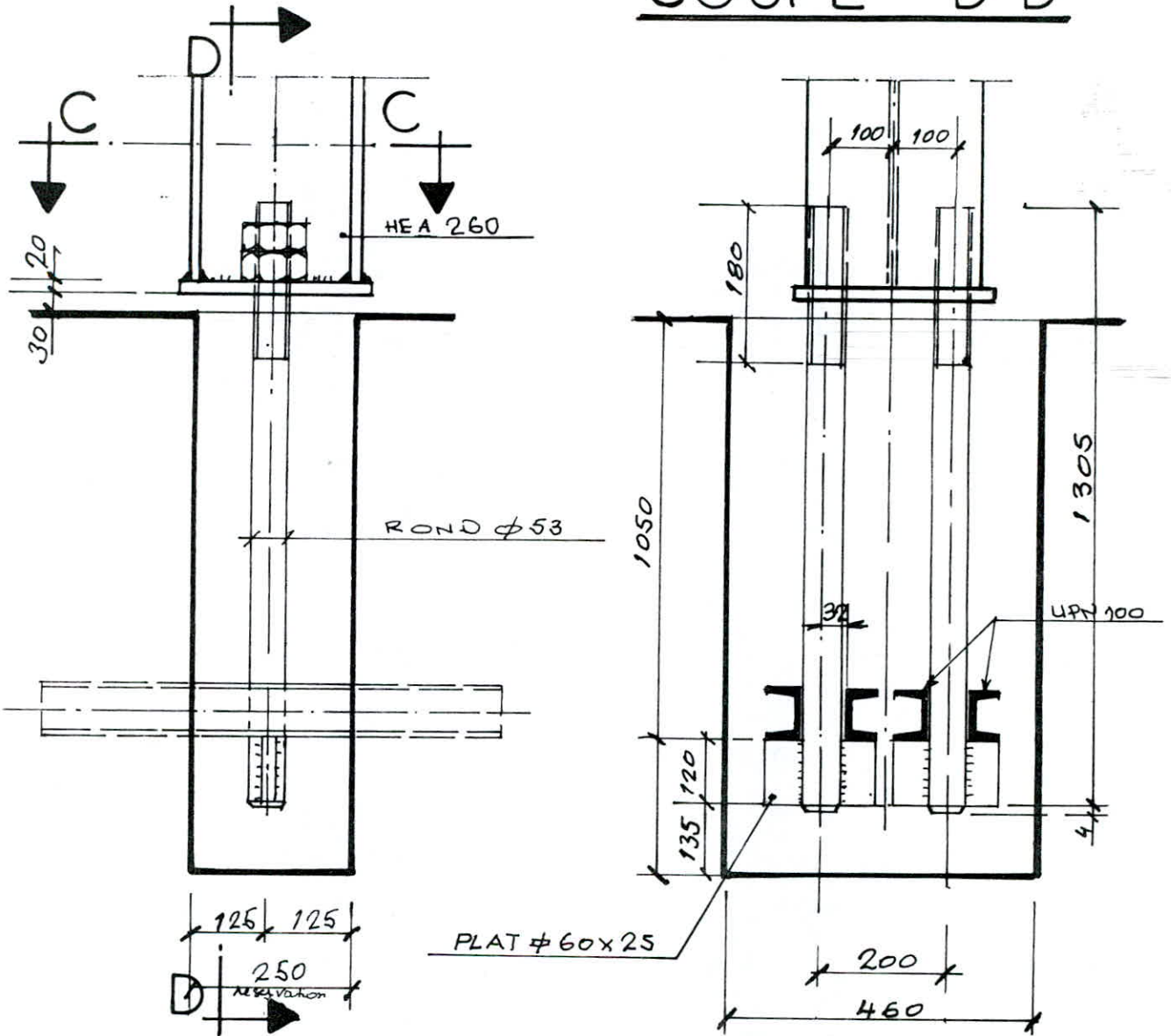


- ANCRAGE POTEAUX -

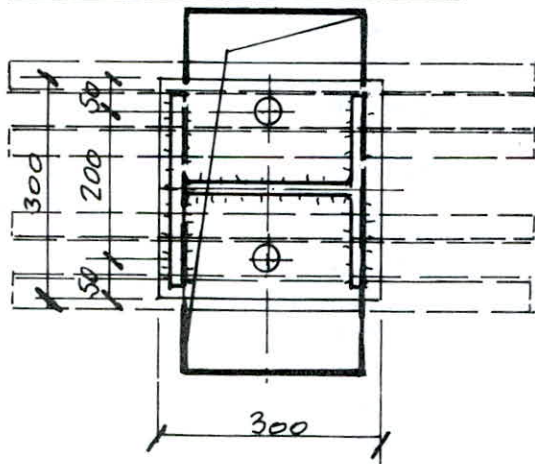
- HEA 500 -

(I)

- COUPE D-D -



- COUPE C-C -



- ANCRAGE POTEAUX -
- HEA 260 -

(II)

#####

C O N C L U S I O N S

#####

C O N C L U S I O N

La charpente métallique comme ossature présente à la fois des avantages et des inconvénients:

AVANTAGES:

- RAPIDITE d'exécution
- LEGERETE
- HOMOGENEITE: ce qui permet l'utilisation des méthodes rigoureuses de calcul
- DEMONTABILITE des composants en acier et LA FACILITE de transformation.
- La bonne QUALITE (à condition de réaliser correctement les assemblages) et la FACILITE de contrôle
- La PREFABRICATION: ce qui permet un gain énorme en délais.

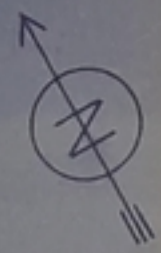
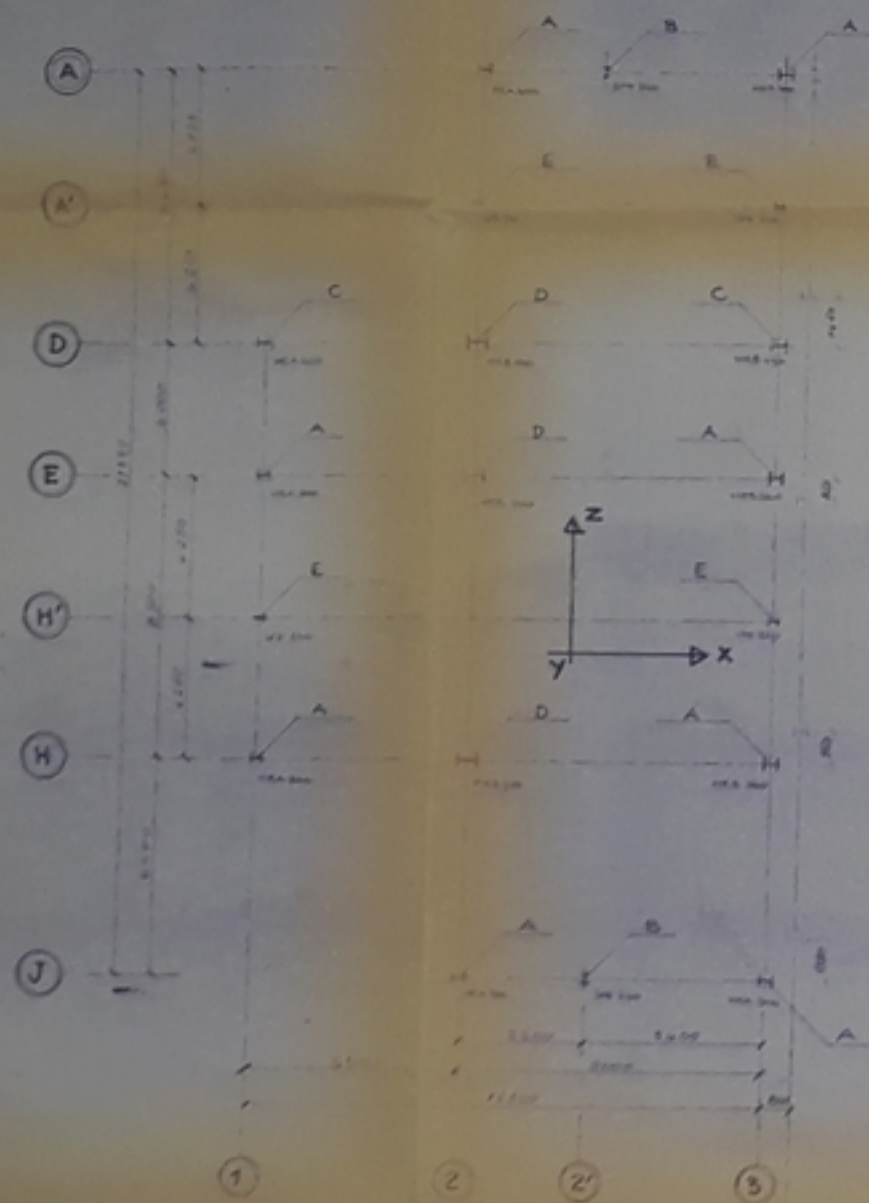
INCONVENIENTS

- COUT élevé à cause de l'importation d'une bonne partie des éléments
- ENTRETIEN et prise des mesures contre le feu et la corrosion

Avant de terminer je signale la satisfaction personnelle obtenue après avoir mené à terme cette étude et surtout l'application de la théorie acquise pendant le cycle universitaire en particulier la résistance des matériaux, la dynamique

Les bureaux d'étude sont des organismes productifs, et procèdent en conséquence, lors des calculs à des simplifications parfois exagérées et qui présentent des inconvénients notables, en exemple je cite le cas des poutres articulées sur les poteaux, la réalisation des noeuds articulés étant très simple mais on perd l'effet favorable de la continuité surtout sur la portée et sur les dimensions importantes des éléments.

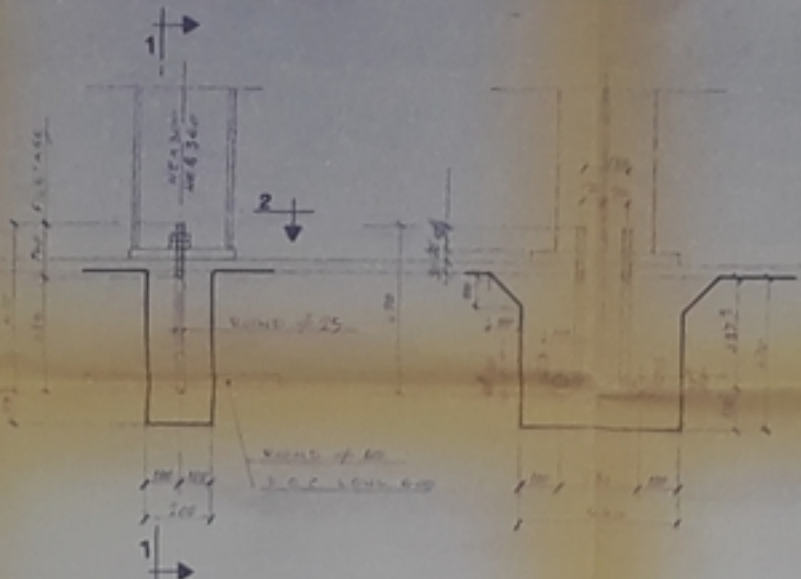
IMPLANTATION



ANCRAGE TYPE A

ROND Ø 25 REP. 687

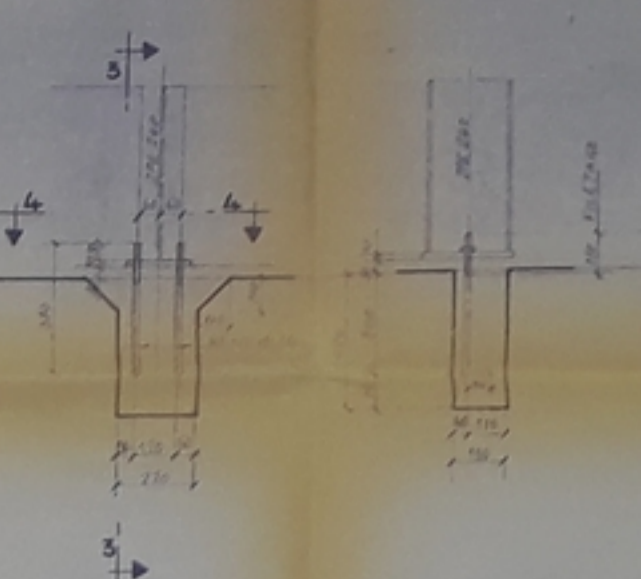
COUPE 1-1



ANCRAGE TYPE B

ROND Ø 16 REP. 688

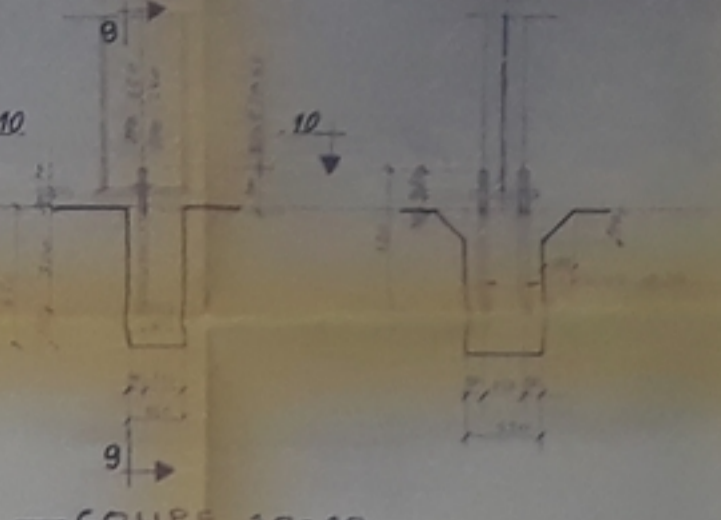
COUPE 3-3



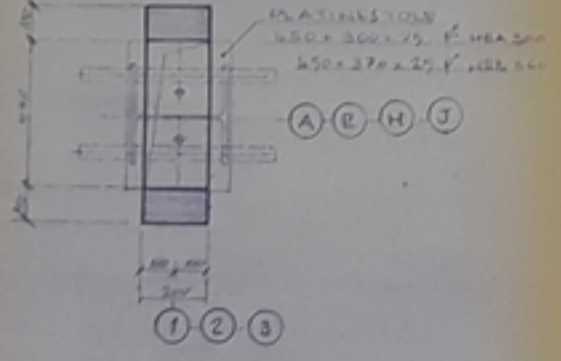
ANCRAGE TYPE E

ROND Ø 16 REP. 688

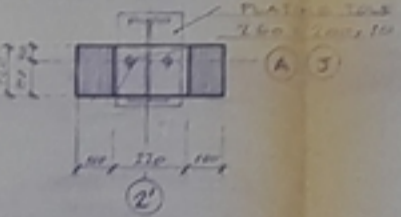
COUPE 9-9



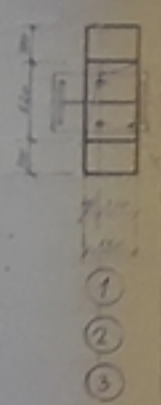
COUPE 2-2



COUPE 4-4



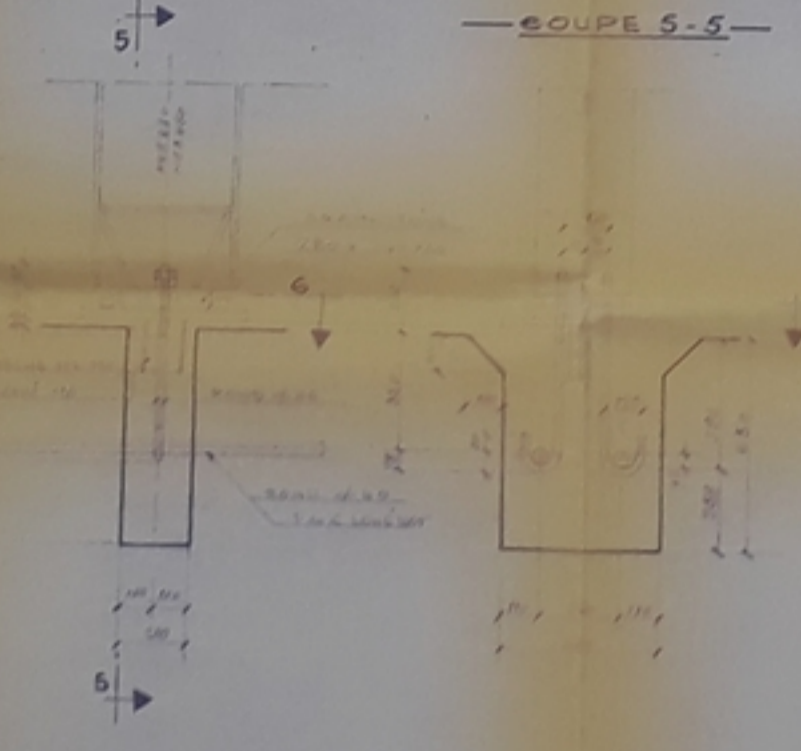
COUPE 10-10



ANCRAGE TYPE C

ROND Ø 26 REP. 689

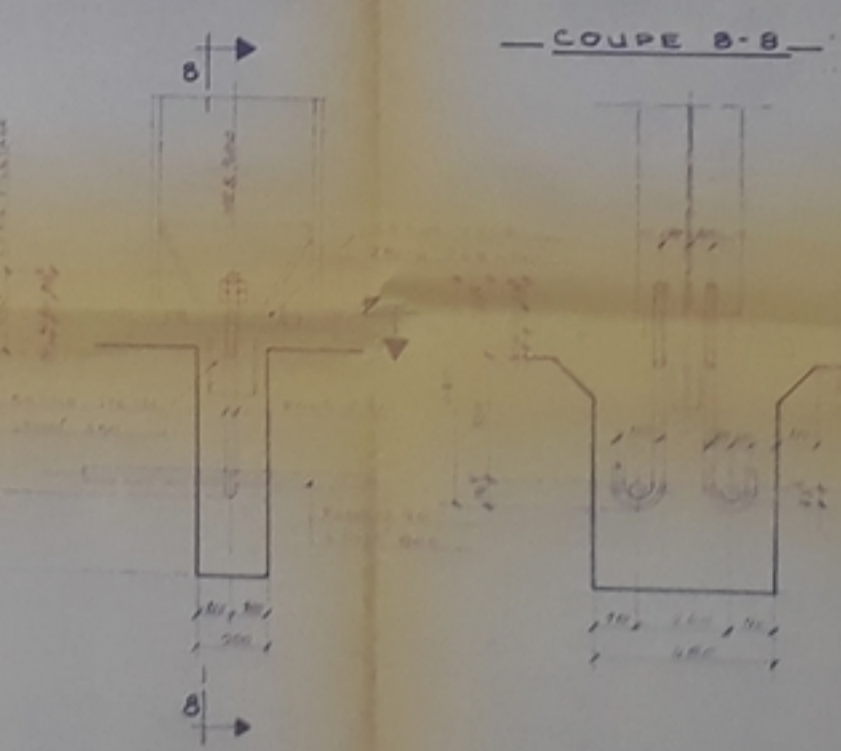
COUPE 5-5



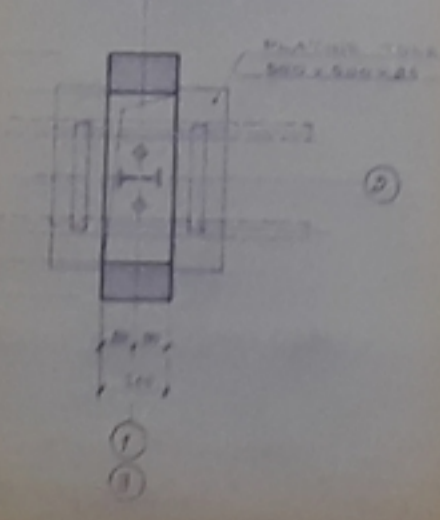
ANCRAGE TYPE D

ROND Ø 23 REP. 690

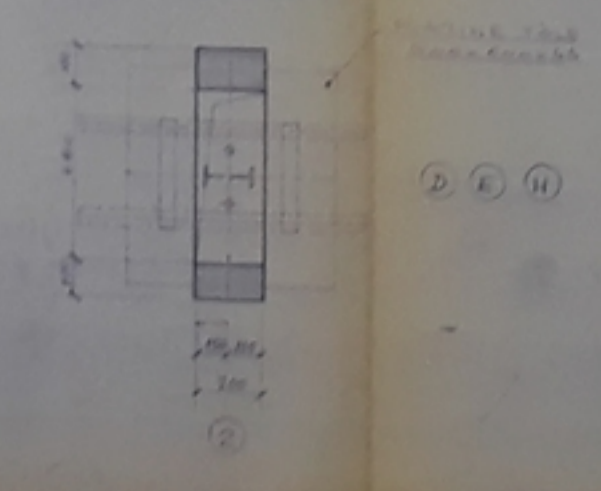
COUPE 8-8



COUPE 6-6



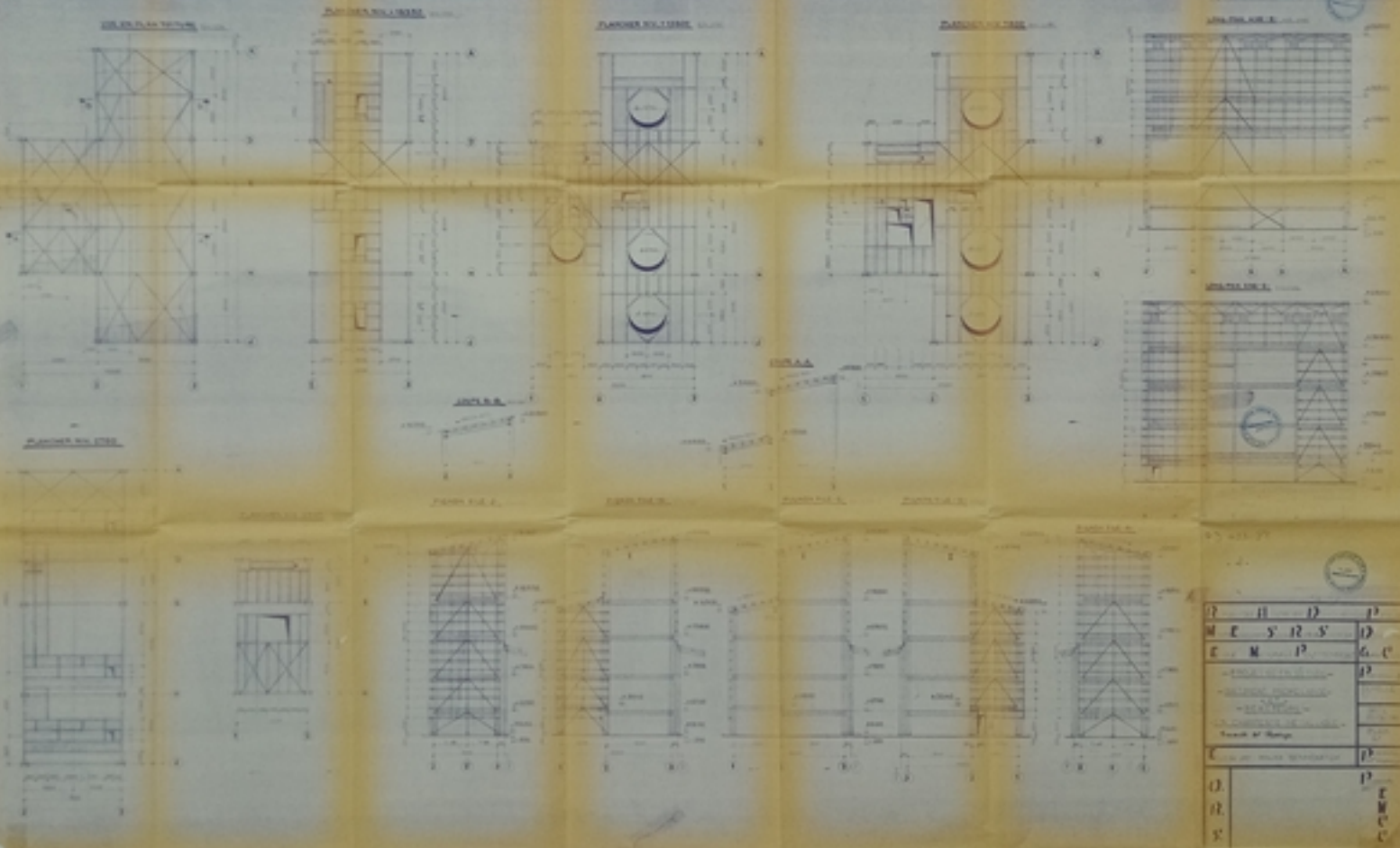
COUPE 7-7

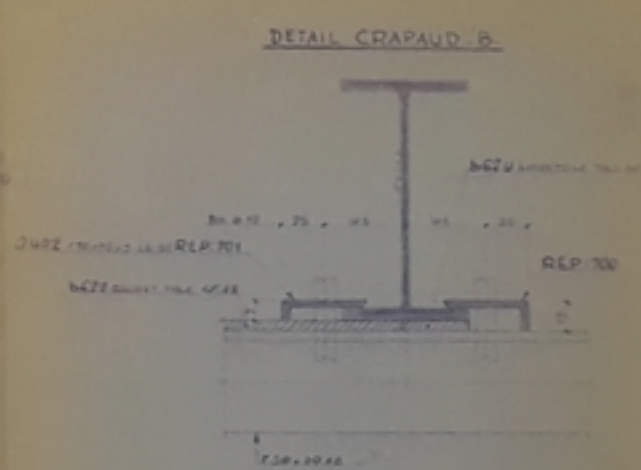
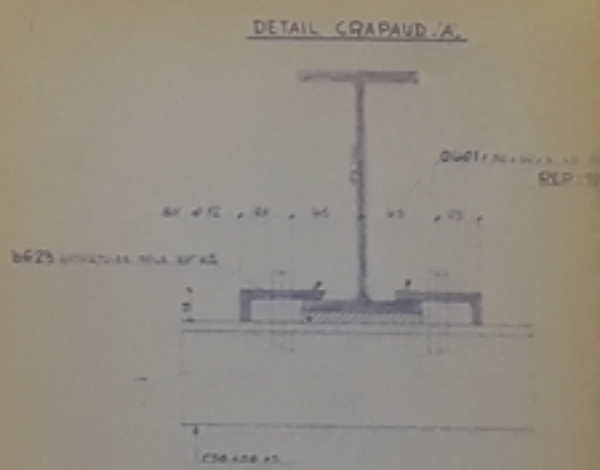
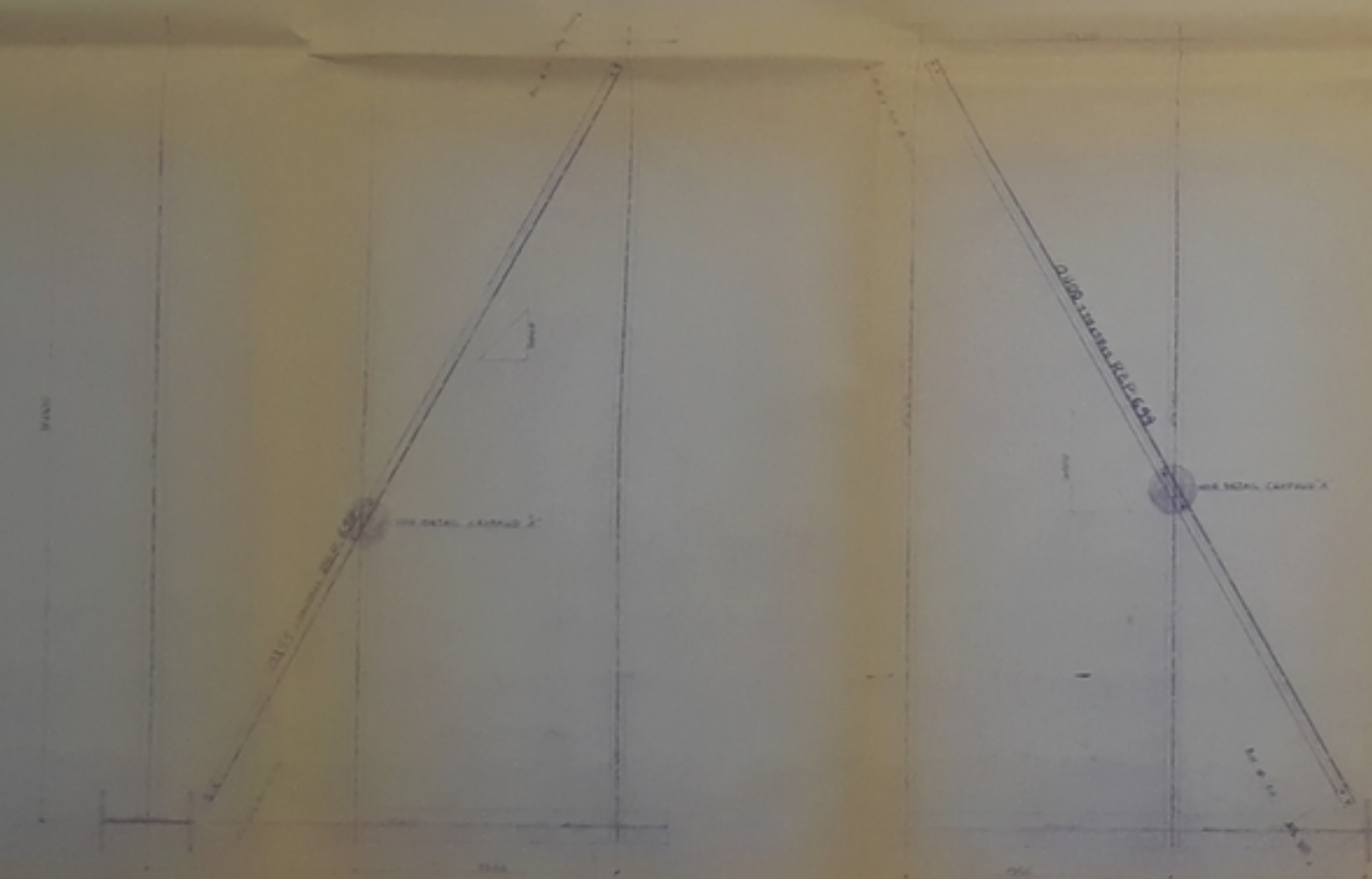
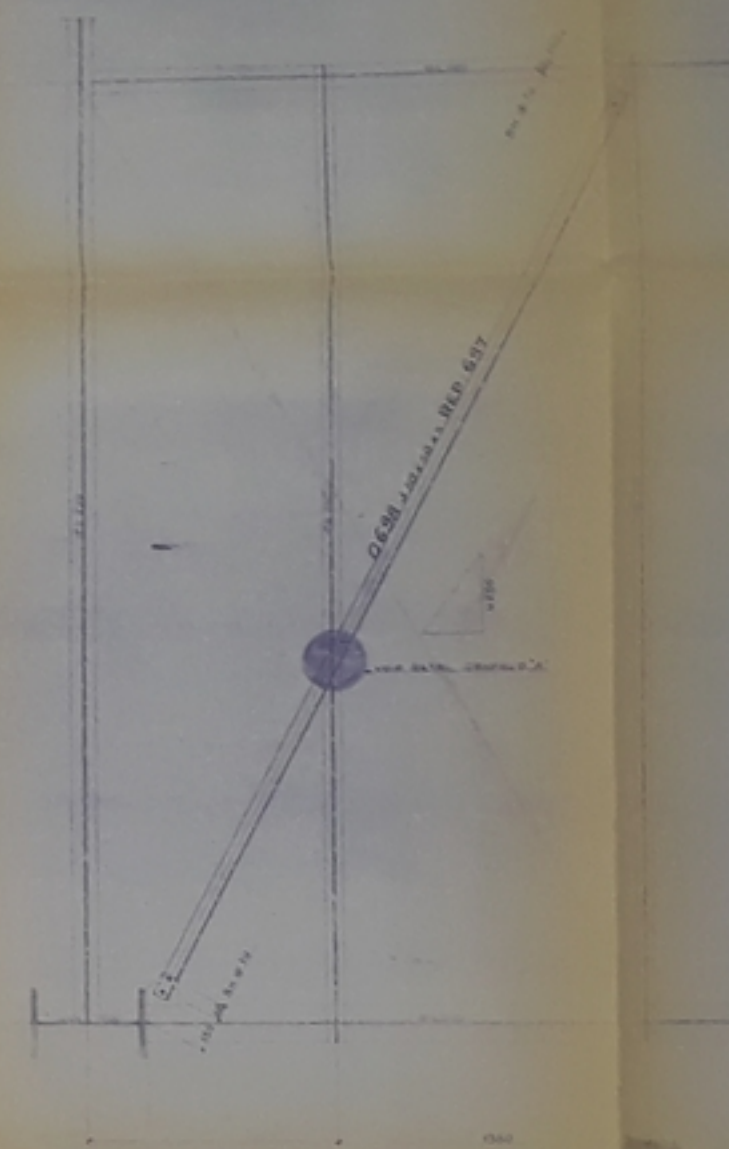
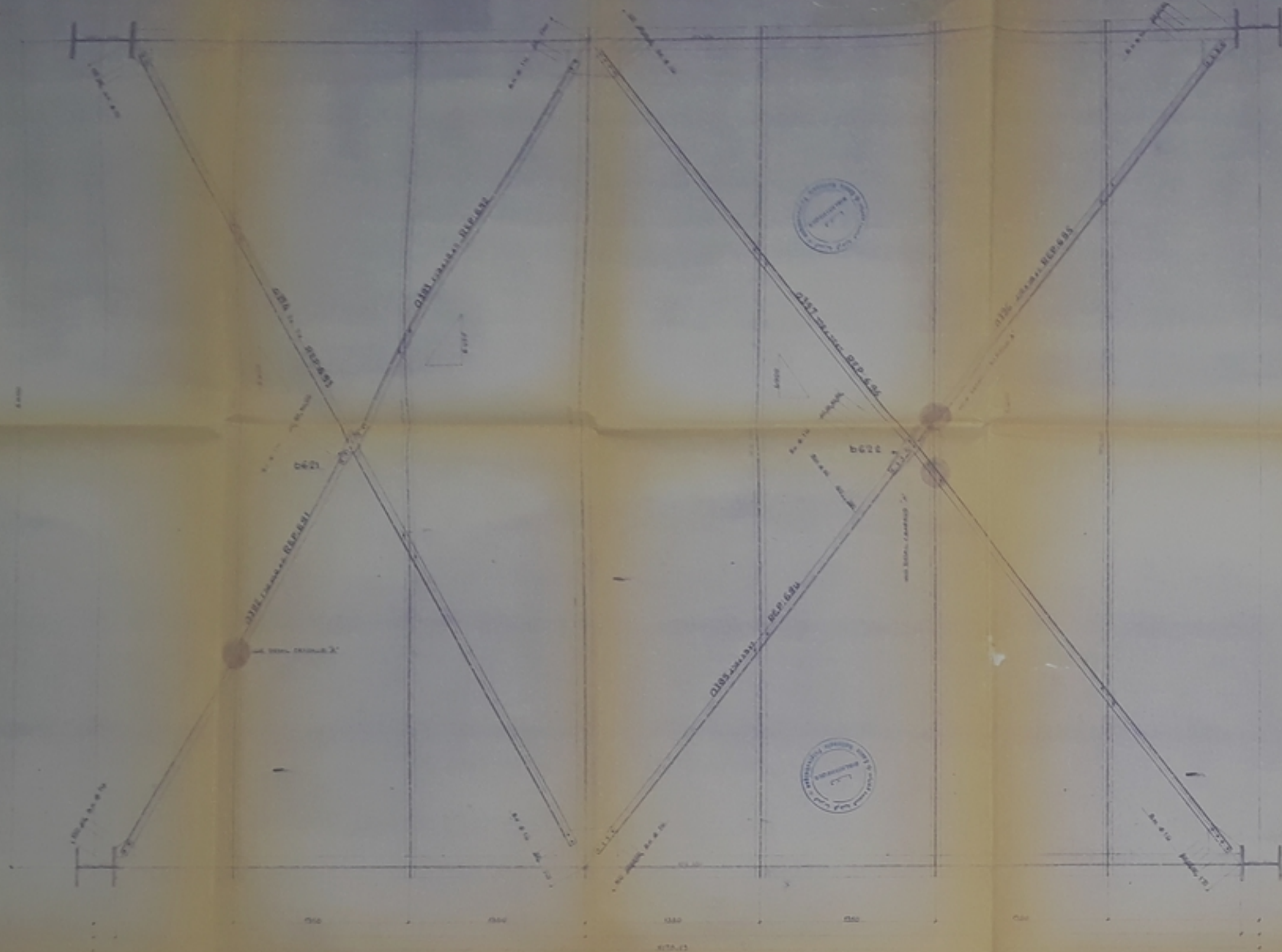


PB 022 88
1-

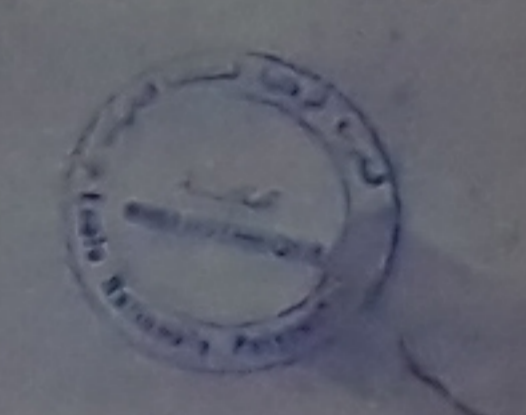
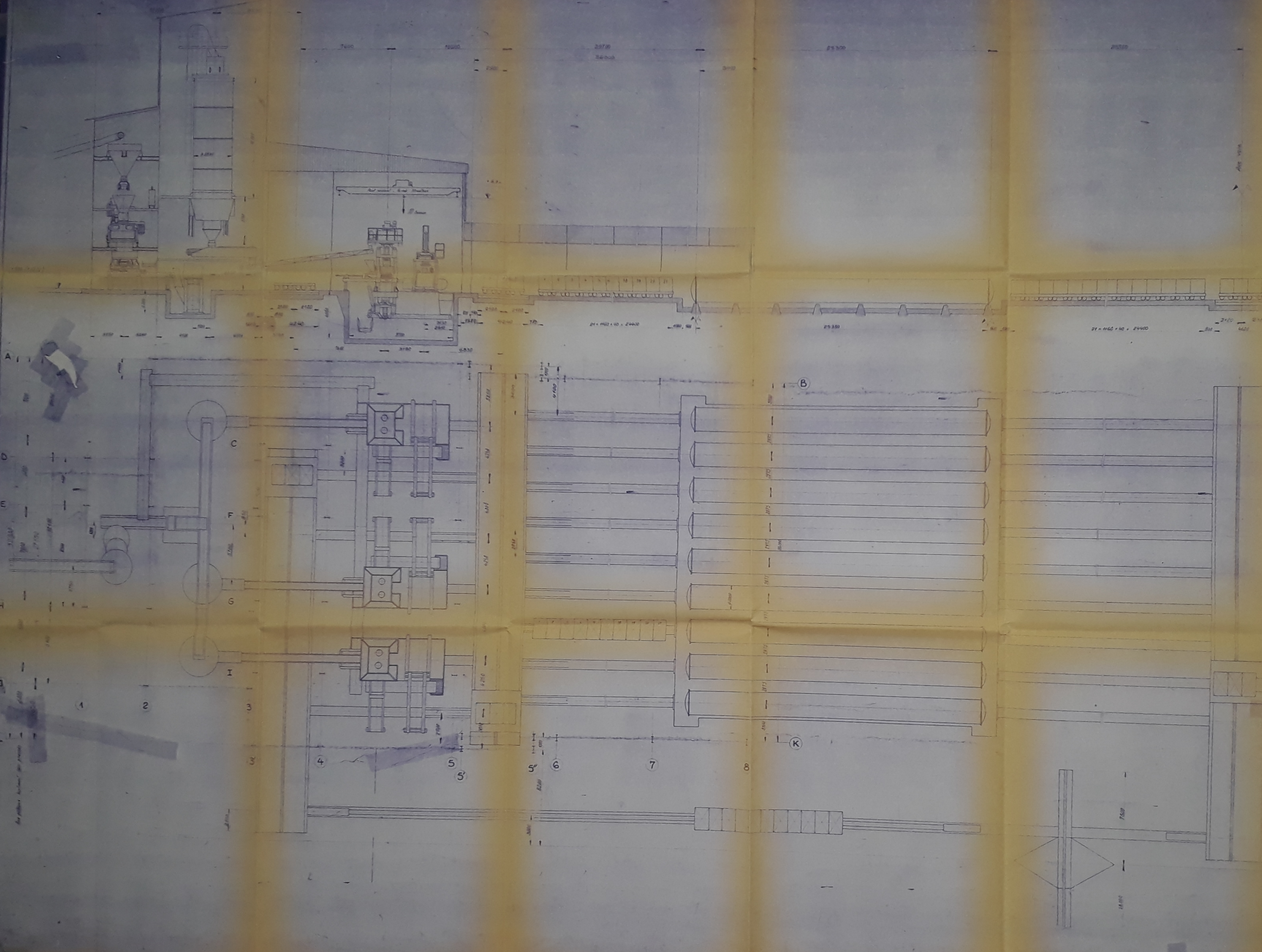
R	II	D	P
M	E	S	R
E	N	A	T
- PROJET DE TRAVAIL -			P
- TRAVAIL PRELIMINAIRE -			P
- REACTIFS -			P
- EN CHASSIS DE LA TOITURE -			P
- Aménagement de Polaire -			P
E	M		P
O.	R.		P
S.	S.		P

ENC





Région II		D		P	
M		S' R S'		D	
E		NATIONALE		G. C.	
- PROJET DE EN DÉTUE -				P	
- MATIÈRE PRÉPARÉE -				E	
- ET -				DATE	
- REACTEURS -				20/06/50	
- EN CHARPENTE MÉTALLIQUE -				PLAN	
Contractant: Snc-Vivant				N°	
E		MALKA BÉNYOUTO		P	
O.		PB 02289		P	
B.		-3-		E	
S.				C	



Région de l'Est de l'Algérie		D. 1000	
M. E. S. R. S.		D. 1000	
Ecole Nationale Polytechnique		G. 1000	
- PROJET DE FIN D'ÉTUDE -		P. 1000	
- BÂTIMENT PRÉMÉLANGE -		E. 1000	
- ET -		D. 1000	
- REACTEURS -		E. 1000	
- EN CHARBONNE MÉTALLIQUE -		E. 1000	
Vue Sur Plan Et Situation		E. 1000	
E. 1000		P. 1000	
O. PB 022'88		E. 1000	
B. .6.		E. 1000	
S.		E. 1000	