

9/89

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
«O»

Département : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية «تعدد التقنيات»
المكتبة — BIBLIOTHEQUE
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de Fin d'Etudes

SUJET

GRADINS D'UN STADE
OSSATURE AUTOSTABLE
(TOITURE METALLIQUE)

9 PLANCHES

Proposé par :

Mr R. BIOUD

Etudié par :

B. LAHOUEL

Dirigé par :

Mr R. BIOUD

PROMOTION JUIN 1989

E.N.P. : 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
«O»

وزارة التعليم العالي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
«O»

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
«O»

Département : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية للتكنولوجيا
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Projet de Fin d'Etudes

S U J E T

GRADINS D'UN STADE
OSSATURE AUTOSTABLE
(TOITURE METALLIQUE)

Proposé par :

Mr R. BIOUD

Etudié par :

B. LAHOUEL

Dirigé par :

Mr R. BIOUD

PROMOTION JUIN 1989

E.N.P. : 10, Avenue Hacén Badi - EL-HARRACH - ALGER

Département : GENIE CIVIL

Promoteur : ME R. BIoud

Elève Ingénieur : LAHOUEL BAHI-EDDINE



مملحة

موجه

تلميذ مهندس

الموضوع : دراسة لملاعب بلدي

الملخص : إن هذا المشروع يتناول دراسة وحساب العناصر المقاومة لملاعب بلدي الذي سينشأ في باب الزوار (الجزائر) التي تعتبر منطقة متوسطة الزلازل . الهيكل يتكون من أعمدة وجوائز من الخرسان المسلح (الهيكل مستقر ذاتياً) . السقف يتكون من هيكل معدني ويتمثل للاساس المستعمل في ركائز معزولة وركائز مستمرة تحت للاعمدة .

Sujet : Etude des gradins d'un stade (Toiture métallique) .

Résumé : Ce présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments résistants des gradins d'un stade communal qui sera implanté à Bab-eggouar (Alger) , zone à moyenne sismicité .

La structure est formée de poteaux - poutres en béton armé (ossature autostable) .

La toiture est une structure en charpente métallique , les fondations choisies sont des semelles isolées et semelles continues sous poteaux .

Subject : Study of a stadium .

Abstract : The following project is aimed at studying and calculating the firm elements of a stadium which will be built in médium seismic zone .

Columns and beams of reinforced concrete compose the structure (a self-stable one) .

The roofing consists of metal framework . the chosen foundations are of two kinds , isolated soles . and continuous soles under columns .

REMERCIEMENTS

Que tous ceux qui ont contribué à ma formation, trouvent ici ma profonde reconnaissance et mes vifs remerciements, notamment tous les enseignants de l'école.

Je tiens à remercier particulièrement ME R. BLOUD, mon promoteur à l'école pour l'aide précieuse qu'il m'a fournie et pour m'avoir soutenu et dirigé pendant tous le temps qu'a duré mon travail.

DEDICACES

J'ai le plaisir de dédier ce modeste travail à mon père, ma mère, mes frères et soeurs et à toute ma famille, ainsi qu'à tous mes amis.

Bahi - Eddine

- SOMMAIRE -

* <u>INTRODUCTION</u> :	1
- présentation de l'ouvrage	
- Caractéristiques mécaniques des matériaux .	
- Charges et surcharges	
- prédimensionnement .	
* <u>ETUDE DE LA COUVERTURE METALLIQUE</u>	6
- étude au vent	
- détermination des efforts dans la ferme.	
- dimensionnement des éléments de la ferme.	
- Calcul des contreventements.	
* <u>CALCUL DES ELEMENTS</u>	21
- Calcul des dalles et des encorbellement .	
- Calcul des gradins	
- Calcul des escaliers	
* <u>ETUDE AU SEISME</u>	36
- exposé de la méthode HOLZER	
- détermination des caractéristiques propres de vibration .	
- évaluation des forces sismiques .	
- déformations horizontales	
- distribution des efforts sismiques sur les portiques .	
- Vérification au renversement .	
* <u>DETERMINATION DES EFFORTS</u>	56
- charges horizontales	
- charges verticales .	
* <u>COMBINAISONS DES SOLICITATIONS</u>	91
* <u>FERRAILLAGE DES PORTIQUES</u>	98
- poutres	
- poteaux .	
* <u>FONDACTIONS</u>	110

INTRODUCTION

Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste en l'étude et le calcul des éléments d'un ouvrage à usage sportif. L'ouvrage est composé de quatre blocs identiques séparés par trois cages d'escaliers, les différents blocs sont séparés par des joints de dilatation. Cet ouvrage sera implanté à Bab-egzouas (Alger) (qui est une zone de moyenne sismicité. zone II). Le bloc a pour dimensions en plan ($25 \times 20,6$ m) et de hauteur totale de 14,92 m.

La toiture des blocs est en charpente métallique dont la résistance est assurée par des fermes de portée de 12 m en porte à faux.

base de calcul :

Le béton entrant dans la construction de cet ouvrage sera conforme aux règles CC BA 68 et à tous les règlements en vigueur applicables en Algérie. La charpente sera calculée conformément aux règles CM 1966.

Taux de travail du sol.

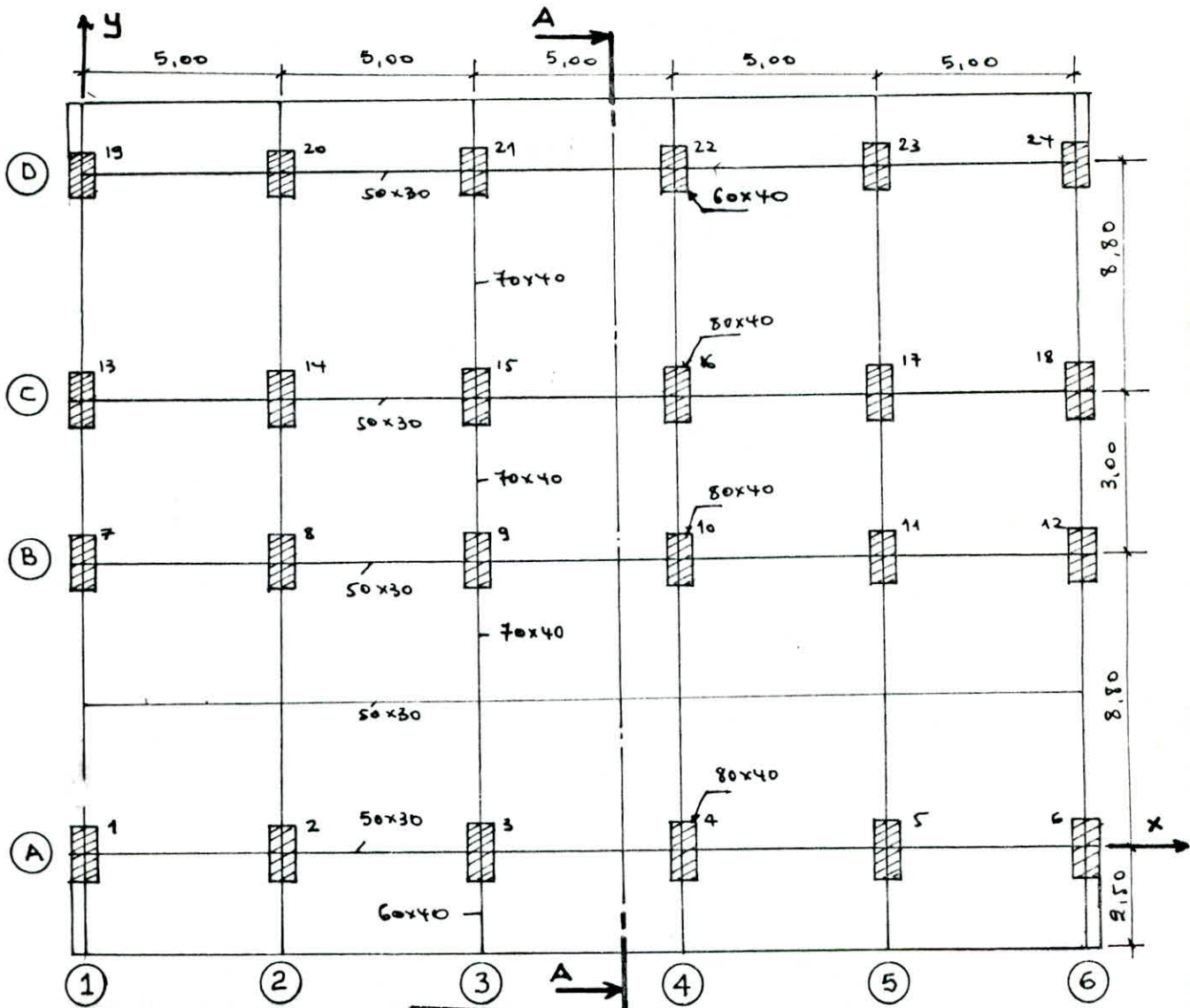
La contrainte admissible du sol (couche de sable) est de 2 bars à partir de 1,50 m de profondeur.

Ossature :

L'ossature de l'ouvrage est constituée de portiques autostables en béton armé, qui reprennent la totalité des sollicitations horizontales et verticales.

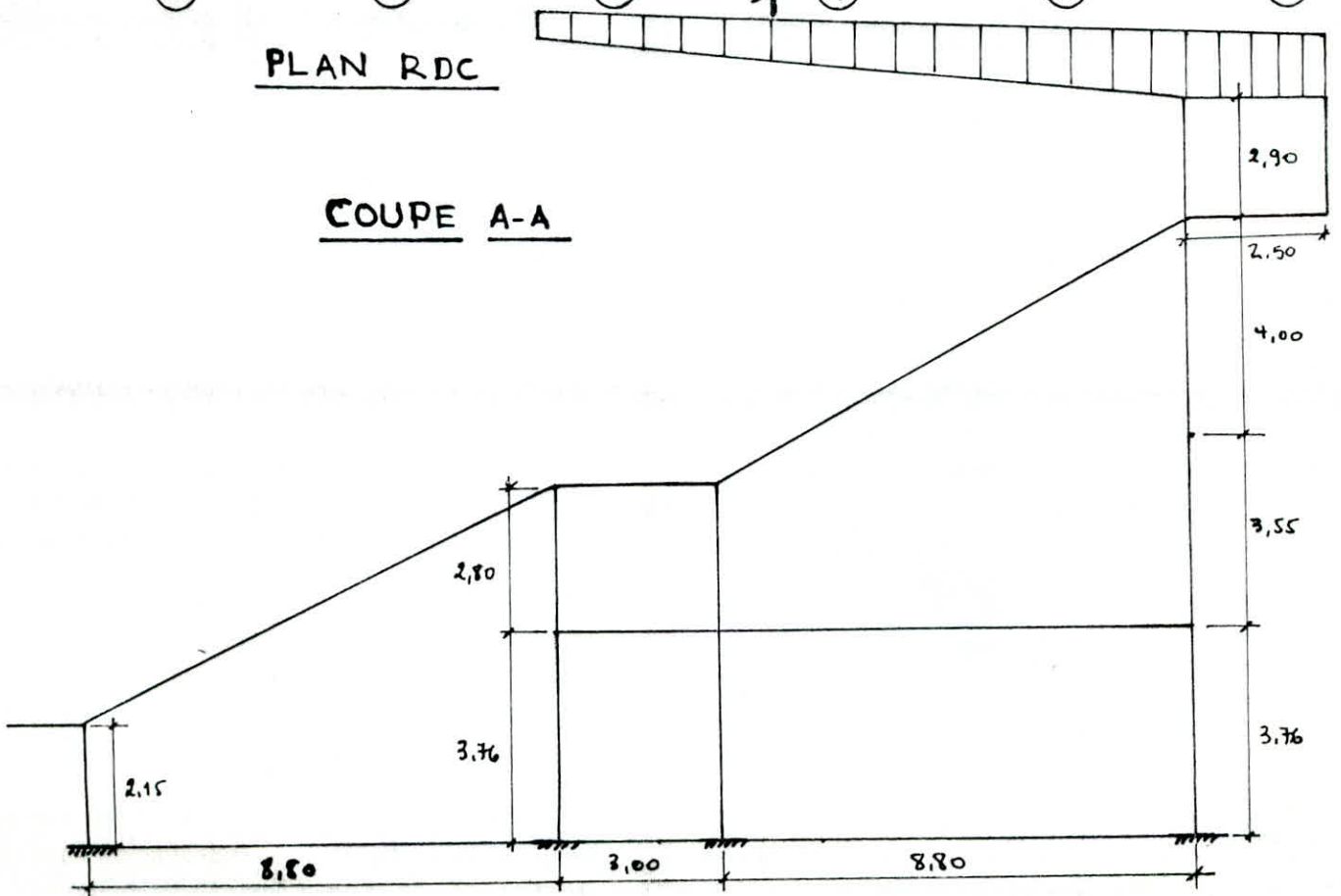
Planchers :

Le plancher gradin est constitué d'éléments (poutres en forme de L) d'épaisseur 15 cm. Les planchers du 1^{er} niveau (Cafétéria) sont en dalle pleine d'épaisseur 20 cm.



PLAN RDC

COUPE A-A



Caracteristiques mecaniques des matériaux

Béton armé :

Conformément aux règlements applicables en Algérie, la composition d'un mètre cube de béton est la suivante:

350 Kg de ciment . CPA 325 .

800 litres de gravillons $D_g \leq 25 \text{ mm}$.

400 litres de sables $D_s \leq 5 \text{ mm}$.

175 litres d'eau.

Contraintes admissibles :

Béton dosé à 350 Kg lm^3 de CPA 325 - Contrôle atténué .

Contrainte de compression admissible :

CCBA 68 Art 9.1

$$\bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$$

Compression simple : $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$.

Flexion simple : $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$.

Flexion composée :

- Cas où la section est rectangulaire et l'effort normal est une traction . $\bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$.

- Autres cas :

$$\bar{\sigma}'_b = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \delta \cdot \varepsilon \cdot 270 \text{ bars}$$

$$\delta = \min \left\{ 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right), 0,6 \right\}$$

e_0 : excentricité de la force extérieure par rapport au centre de gravité de la section du béton .

e_1 : rayon vecteur du noyau central de la section du béton seul situé dans le plan radial .

Contrainte de traction de référence du béton :

$$\bar{\sigma}_b = \beta_b \sigma'_{28} \quad \text{avec } \beta_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \quad \text{et } \theta = 0,018 + \frac{2,1}{\sigma'_{28}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

Aciers: * Aciers doux: FeE24, $\sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$.

Contrainte admissible:

$$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2.$$

* Aciers à haute adhérence: FeE40, $\begin{cases} \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \phi \leq 20 \text{ mm} \\ \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2 \cdot \phi > 20 \text{ mm} \end{cases}$

Contrainte admissible:

$$\text{Aciers dont } \phi \leq 20 \text{ mm}; \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Aciers dont } \phi > 20 \text{ mm}; \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2670 \text{ Kg/cm}^2.$$

* Contraintes de traction admissibles imposées par les conditions de fissuration (CCBA. 68. Art. 9.4).

$$\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\sigma_1, \sigma_2) \right)$$

$$\sigma_1 = \frac{k \eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f}, \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} \quad : \text{ pourcentage de fissuration}$$

ϕ : diamètre de la plus grosse barre.

η : coefficient de fissuration = $\begin{cases} 1 & \text{pour les ronds liés.} \\ 1,6 & \text{pour les H.A.} \end{cases}$

k : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration de l'ouvrage.

$$k = \begin{cases} 1,5 \cdot 10^6 & \text{fissuration peu nuisible} \\ 1 \cdot 10^6 & \text{" " préjudiciable.} \\ 0,5 \cdot 10^6 & \text{" " très préjudiciable} \end{cases}$$

Remarque:

les contraintes seront majorées de 50% pour les sollicitations du 2^{ème} genre.

Charges et surcharges

Plancher gradins:

dalle (15cm) . 0,225 x 2500 562,5 Kg/m²
G = 562,5 Kg/m²
 * surcharge d'exploitation : P = 500 Kg/m².

Plancher (niveau cafétéria).

- dalle (20cm) 500 Kg/m²
 - Revêtement fibres 3 Kg/m²
 - enduit ciment (2cm) 40 Kg/m²
 - enduit plâtre (2cm) 30 Kg/m²
 - cloisons 75 Kg/m².
G = 648 Kg/m².
 * surcharges d'exploitation : P = 500 Kg/m².

Murs : ils sont composés de briques creuses :

- briques (20 cm) 280 Kg/m²
 - enduit ext. (1cm) 20 Kg/m²
 - enduit int. (1cm) 20 Kg/m².
320 Kg/m².

Predimensionnement

Poutres:

• Sous transversal : la travée maximale $l = 8,80 \text{ m}$.

$$\frac{1}{15} \leq \frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{10} \quad , \quad 58 \leq h_t \leq 88 \text{ cm.} \quad , \quad \text{on prend } \underline{h_t = 70 \text{ cm.}}$$

la largeur : $0,3 \leq \frac{b}{h_t} \leq 0,7 \quad , \quad \text{on prend } \underline{b = 40 \text{ cm.}}$

• Sous longitudinal : la travée maximale, $l = 5,00 \text{ m}$.

$$\frac{1}{15} \leq \frac{h_t}{l} \leq \frac{1}{10} \quad , \quad \text{on prend } \underline{h_t = 50 \text{ cm.}}$$

la largeur : $0,3 \leq \frac{b}{h_t} \leq 0,7 \quad , \quad \text{on prend } \underline{b = 30 \text{ cm.}}$

Vérfications d'après l'article 4.2.1.2 RPA 81.

* $b \geq 20 \text{ cm}$ zone I et II

* $h \geq 30 \text{ cm}$

* $h/b \leq 3,0$.

Poteaux:

Pour un poteau de rive, la charge qu'il lui revient au niveau de la base : $N = 110 \text{ t}$ (descente de charge).

* Condition 1: $b_1 \times b_2 \geq \frac{KN}{\sigma_{28}}$ avec $K = 4$ en zone II.

* Condition 2: $\min(b_1, b_2) \geq 25$ en zone II.

$$b_1 \times b_2 \geq \frac{KN}{\sigma_{28}} \quad , \quad b_1 \times b_2 \geq \frac{4 \cdot 110 \cdot 10^3}{270} = 1629,63 \text{ cm}^2.$$

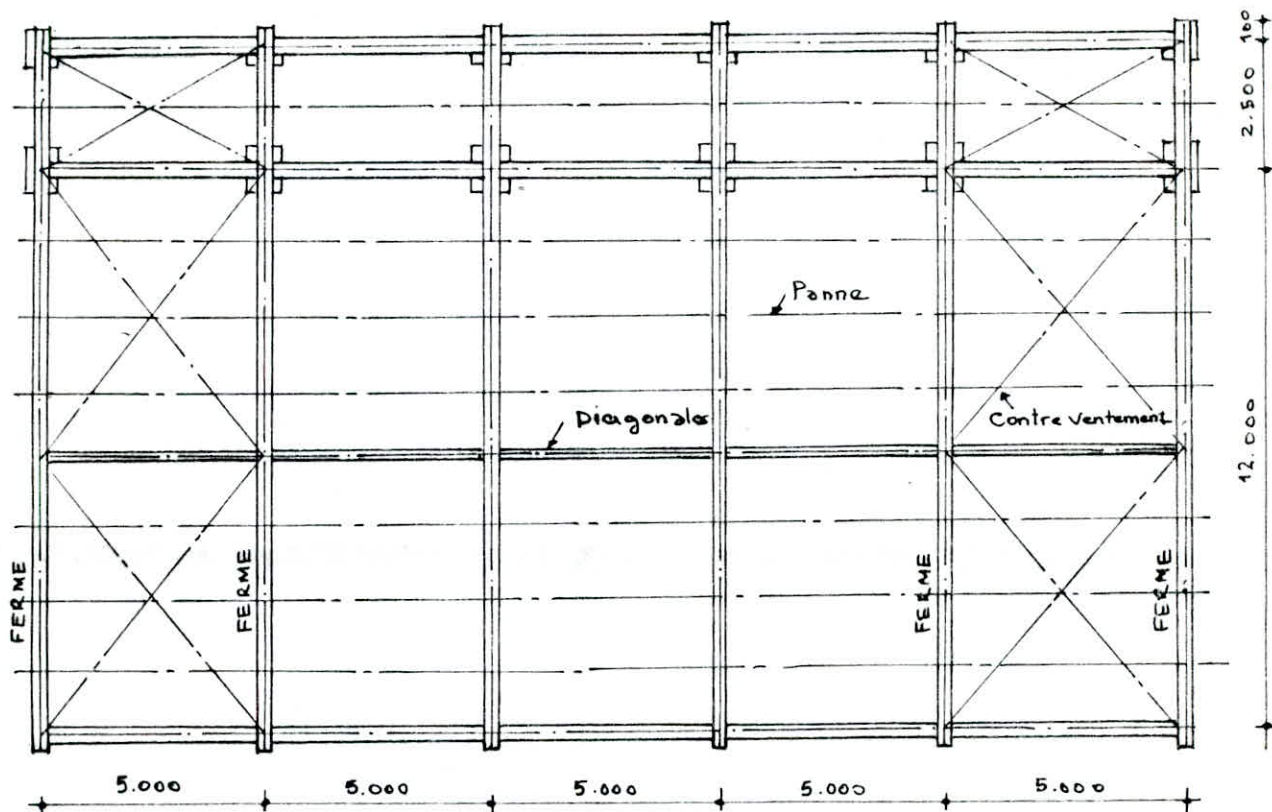
On choisit un poteau de section $80 \times 40 \text{ cm}^2$ (3200 cm^2), car le dimensionnement des poteaux est essentiellement conditionné par le séisme comme on va le voir ultérieurement.

La section de 80×40 est maintenue pour les trois files de poteaux A, B, C, pour la quatrième file (D) on adopte des poteaux de $60 \times 40 \text{ cm}^2$.

ETUDE DE LA COUVERTURE

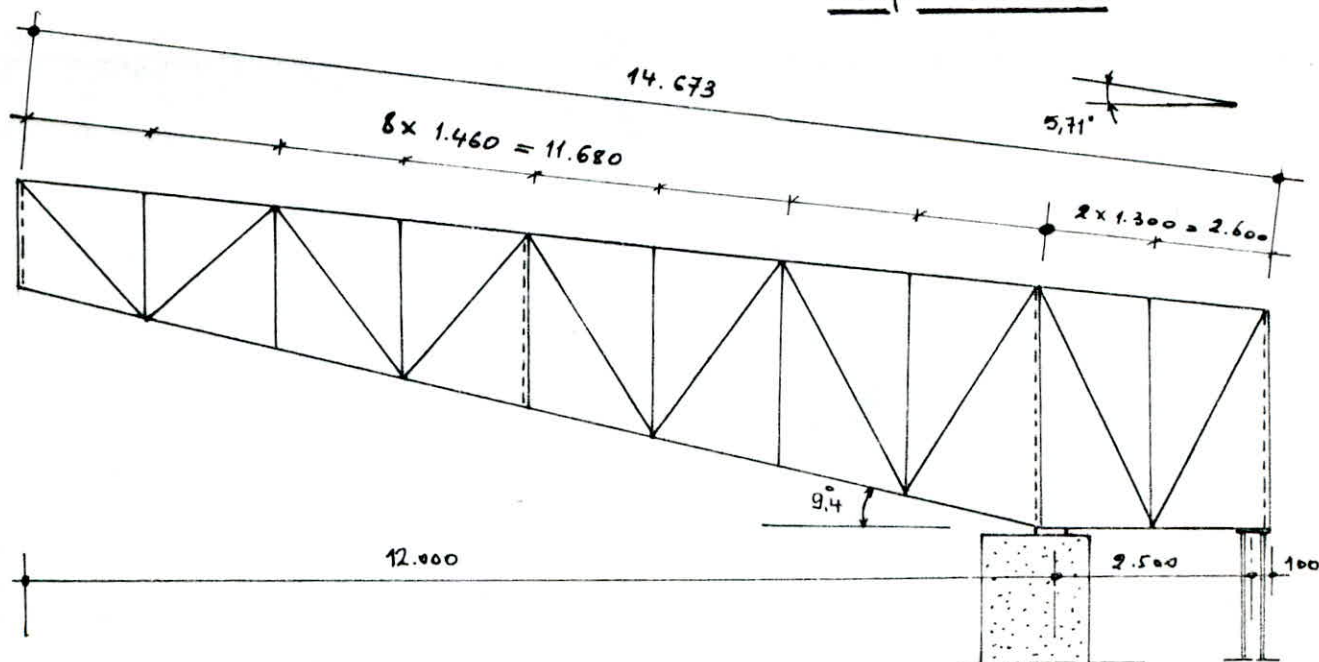
METALLIQUE

Plan de toiture



Vue en plan

Coupe Courante



ETUDE AU VENT

L'action élémentaire unitaire exercée par le vent sur une des faces d'un élément de paroi est donnée par le produit cq , dans lequel :

- q désigne la pression dynamique, fonction de la vitesse du vent ;
- c un coefficient de pression fonction des dispositions de la construction.

Pression dynamique :

La pression dynamique est définie dans les règles 'Neige et Vent 65' par la formule suivante :

$$q = q_H \cdot K_s \cdot K_m \cdot \delta$$

Avec : q_H - La pression dynamique agissant à la hauteur H au dessus du sol.

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

q_{10} - La pression dynamique de base à 10 m de hauteur, elle varie avec la région. $q_{10} = 70 \text{ da N/m}^2$ (région II)

La hauteur H : $H = 14,92 + 1,46 = 16,38 \text{ m}$.

alors $q_H = 78,77 \text{ da N/m}^2$

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

K_m - effet de masque. $K_m = 1$ (couverture non masquée)

δ - effet des dimensions (il tient compte des dimensions de la surface sollicitée et de la hauteur H). Ce coefficient est donné par un graphique dans 'NV65' ($\delta = 0,78$).

Alors : $q = 78,77 \times 1,30 \times 1 \times 0,78 = 80 \text{ da N/m}^2$.

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

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

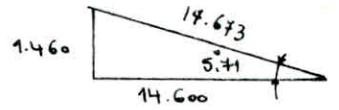
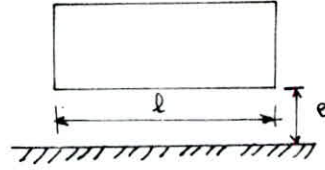
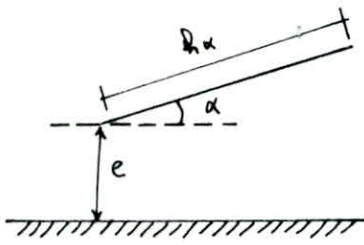
Remarque: Le rapport de la pression dynamique normale à la p.d. extrême est plus égal à 1,75.

Détermination du coefficient de pression c :

notre toiture entre dans la catégorie des toitures isolées à un versant dont les bords sont horizontaux et que le vent peut attaquer par

les bords sur toute la périphérie.

La hauteur minimale e au dessus du sol doit être : $e \geq 0,75 h_x$

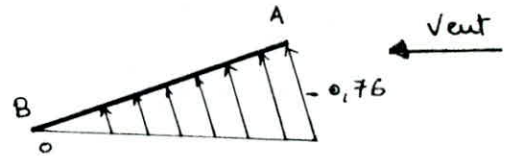
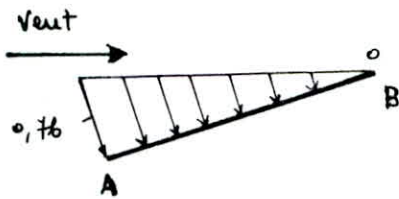


dans notre cas on a $h_x = 14,673 \text{ m}$, $l = 25 \text{ m}$

$14,92 \text{ m} = e \geq 0,75 \times 14,673 = 11 \text{ m}$ c'est verifié

Actions résultantes unitaires sur le versant :

Le coefficient c à prendre en compte varie linéairement du bord d'attaque (A) au bord de fuite (B). Un diagramme graphique dans 'NV56' donne pour chaque valeur de α (l'inclinaison de la toiture), la valeur de c en A et B.



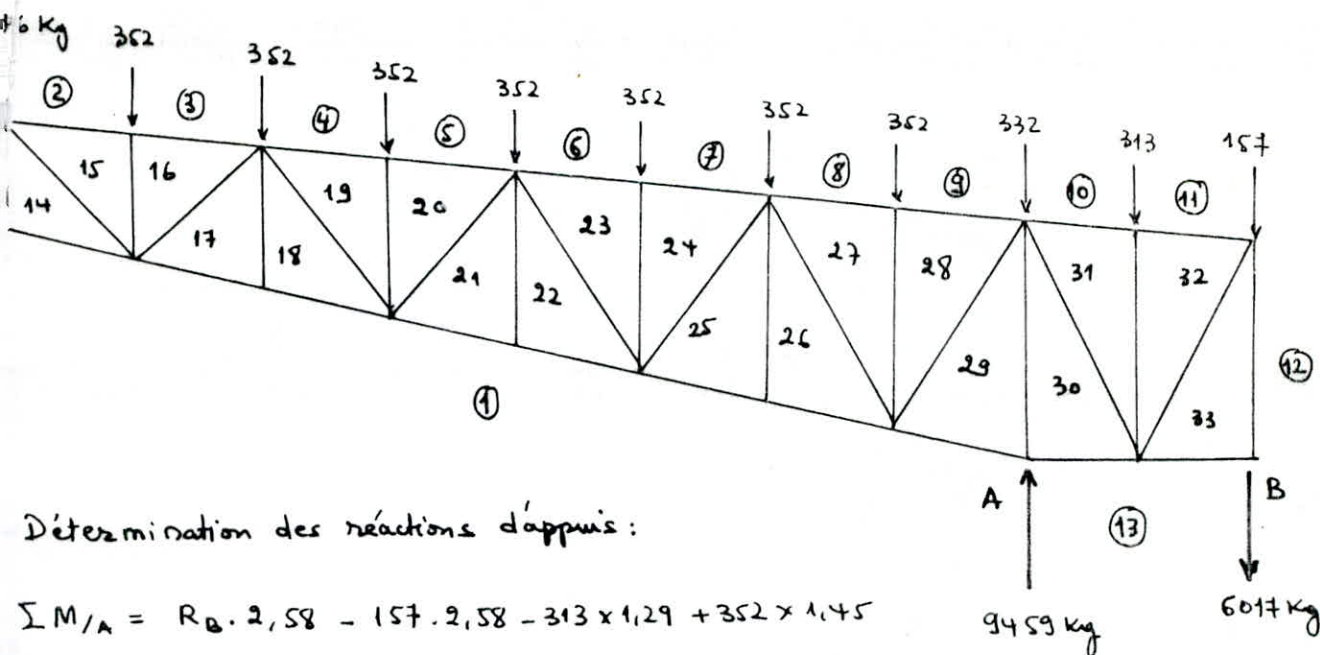
Vent normal aux bords horizontaux.

DÉTERMINATION DES CHARGES SUR LA FERME

A) charges permanentes.

Tôle nervurée (TN40)	12	Kg/m ²
panne IPN 120	11,2	Kg/m ²
ferme + contreventement	25	Kg/m ²

$$\Sigma: 48,2 \text{ Kg/m}^2$$



Détermination des réactions d'appuis :

$$\sum M_A = R_B \cdot 2,58 - 157 \cdot 2,58 - 313 \times 1,29 + 352 \times 1,45 + 352(2,9 + 4,35 + 5,8 + 7,25 + 8,7 + 10,15) + 176 \times 11,6$$

$$R_B = -6017 \text{ Kg}$$

$$\sum M_B = R_A \times 2,58 = 313 \cdot 1,29 + 332 \cdot 2,58 + 352(4,03 + 5,48 + 6,93 + 8,38 + 9,63 + 11,28 + 12,73) + 176 \cdot 14,18$$

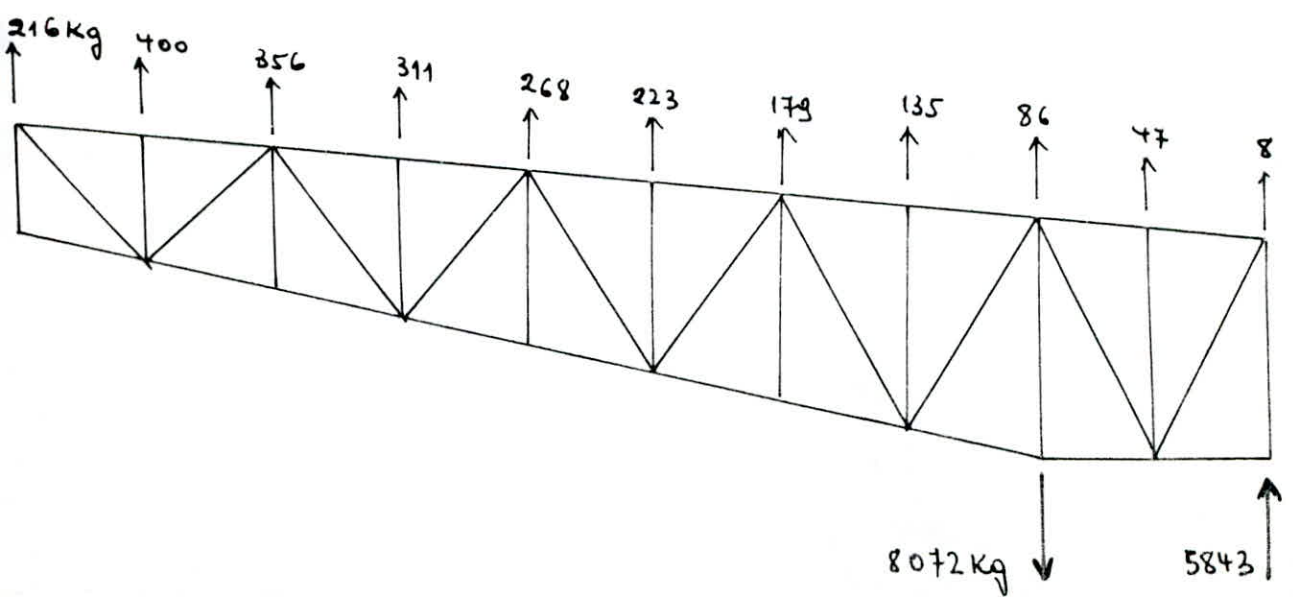
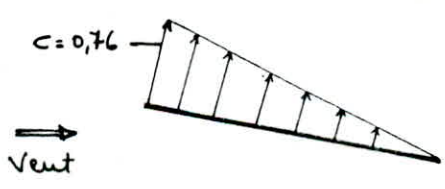
$$R_A = 9459 \text{ Kg.}$$

B) Surcharges :

1) Vent à gauche :

pression dynamique = $q \times c$

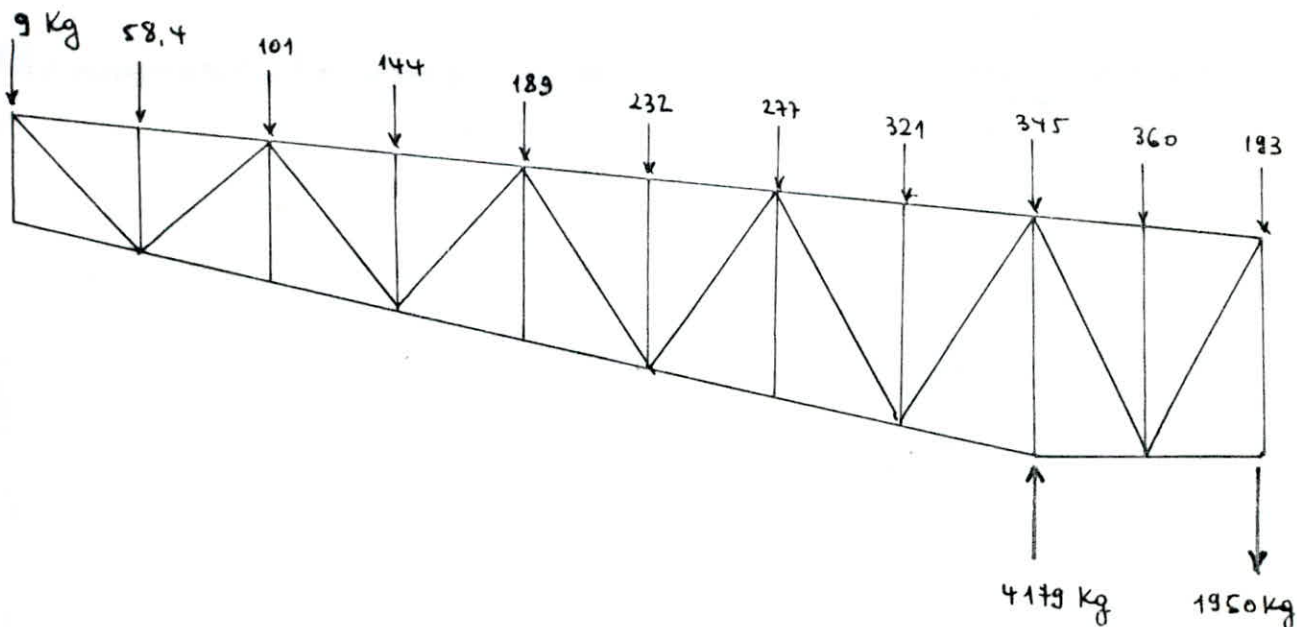
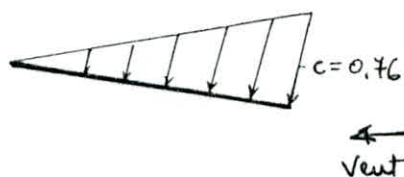
$$q = 80 \text{ Kg/m}^2$$



2) vent à droite :

pression dynamique = $q \cdot c$

$$q = 80 \text{ Kg/m}^2$$



DÉTERMINATION DES EFFORTS DANS LA FERME.

Les fermes sont en treillis, chaque barre est formée de deux cornières symétriques par rapport au plan de la ferme (sauf pour les deux montants sous poteaux qui sont formées par 4 cornières). Les liaisons entre les barres au niveau des nœuds sont assurées par des soudures entre ces barres et des goussets.

Calcul de la ferme:

Théoriquement, la ferme est calculée comme si tous les éléments étaient articulés à leurs points de rencontre (nœuds). On détermine par la méthode graphique de CREMONA les efforts dans chacune des barres, cette méthode consiste à tracer le diagramme des efforts extérieurs et réactions d'appuis puis à déterminer le diagramme des efforts internes en se basant sur l'équilibre des nœuds.

On recherche les efforts pour les trois cas suivants:

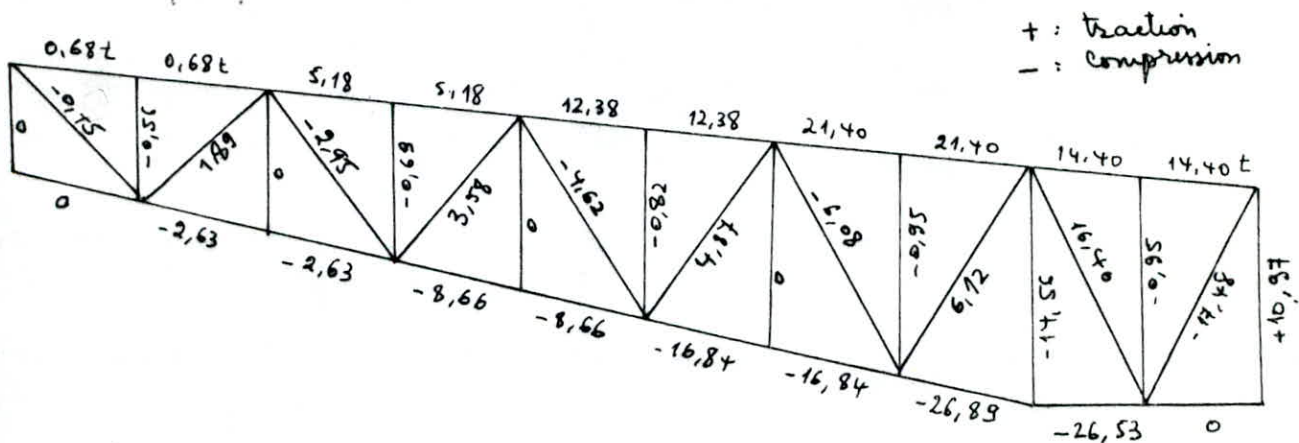
a) sous charge permanente . b) sous l'action du vent gauche c) sous vent dr.

On résume les résultats obtenus dans les tableaux suivants:

Designation des barres	charges permanentes $\gamma_g=1$ $\gamma_g=1.3$		Vent à droite $\gamma_v=1$ $\gamma_v=3/2$		Vent à gauche $\gamma_v=1$ $\gamma_v=3/2$		Combinaison.			Vent extrême à droite	Vent extrême à gauche	Combinaison.			
	1	2	3	4	5	6	2+4	2+6				7	8	1+7	1+8
	Membres supérieures	2-15	0,51	0,68	0	0	-0,60	-0,90				0,68	-0,22		0
3-16		0,51	0,68	0	0	-0,60	-0,90	0,68	-0,22		0	-1,05	0,51	-0,54	
4-19		3,375	4,50	0,45	0,68	-3,78	-5,66	5,18	-1,16		0,79	-6,61	4,17	-3,24	
5-20		3,38	4,50	0,45	0,68	-3,78	-5,66	5,18	-1,16		0,79	-6,61	4,17	-3,24	
6-23		7,41	9,88	1,67	2,50	-7,68	-11,52	12,38	-1,64		2,92	-13,44	10,33	-6,03	
7-24		7,41	9,88	1,67	2,50	-7,68	-11,52	12,38	-1,64		2,92	-13,44	10,33	-6,03	
8-27		11,85	15,80	3,73	5,60	-11,43	-17,15	+21,40	-1,35		6,53	-20,0	18,38	-8,15	
9-28		11,85	15,80	3,73	5,60	-11,43	-17,15	21,40	-1,35		6,53	-20,0	18,38	-8,15	
10-31		7,86	10,48	2,61	3,92	-7,38	-11,07	14,40	-0,59		4,57	-12,92	12,43	-5,06	
11-32		7,86	10,48	2,61	3,92	-7,38	-11,07	14,40	-0,59		4,57	-12,92	12,43	-5,06	
Membres inférieures	1-14	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	
	1-18	-1,80	-2,40	-0,15	-0,23	2,08	3,11	-2,63	0,71		-0,27	3,63	-2,07	1,83	
	1-22	-5,40	-7,20	-0,97	-1,46	5,78	8,67	-8,66	1,47		-1,70	10,12	-7,10	4,72	
	1-26	-9,69	-12,92	-2,61	-3,92	9,70	14,55	-16,84	1,63		-4,57	16,98	-14,26	7,29	
	1-29	-14,37	-19,16	-5,15	-7,73	13,23	19,85	-26,89	0,69		-9,01	23,15	-23,38	8,78	
	13-30	-14,16	-18,88	-5,10	-7,65	13,08	19,62	-26,53	0,74		-8,93	22,84	-23,09	8,73	
	13-33	-	-	-	-	-	-	-	-		-	-	-	-	

Designation des barres	charges permanentes		Vent à droite		Vent à gauche		V _i Combinaison		V _{max} = 12	V _{ext} extrême à droite	V _{ext} extrême à gauche	Combinaison			
	Y _g =1	Y _g =4/12	Y _v =1	Y _v =3/2	Y _v =1	Y _v =3/2	2+4	2+6				7	8	1+7	1+8
	1	2	3	4	5	6									
Montants	15-16	-0,35	-0,47	-0,06	-0,09	0,40	0,60	-0,56	0,13		-0,11	0,70	-0,46	0,25	
	19-20	-0,35	-0,47	-0,144	-0,216	0,31	0,47	-0,68	0		-0,25	0,54	-0,60	0,19	
	23-24	-0,35	-0,47	-0,23	-0,35	0,23	0,34	-0,82	-0,13		-0,41	0,39	-0,76	0,04	
	27,28	-0,35	-0,47	-0,32	-0,48	0,14	0,20	-0,95	-0,27		-0,56	0,24	-0,91	-0,11	
	29-30	-7,17	-9,56	-3,33	-5,0	5,90	8,85	-14,56	-0,71		-5,83	10,33	-13,0	3,16	
	31,32	-0,31	-0,41	-0,36	-0,54	0,05	0,08	-0,95	-0,33		-0,63	0,09	-0,94	-0,22	
	33-12	6,03	8,04	1,95	2,93	-5,84	-8,76	10,97	-0,72		3,41	-10,22	9,44	-4,19	
Diagonales	14-15	-0,56	-0,75	-	-	0,66	0,99	-0,75	0,24		0	1,16	-0,56	0,60	
	16-17	1,31	1,75	0,15	0,23	-1,49	-2,22	1,98	-0,47		0,27	-2,59	1,58	-1,28	
	18-19	-1,83	-2,44	-0,34	-0,51	2,0	3,0	-2,95	0,56		-0,60	3,50	-2,43	1,67	
	20-21	2,07	2,76	0,55	0,82	-2,08	-3,12	3,58	-0,36		0,95	-3,64	3,02	-1,57	
	22-23	-2,15	-3,35	-0,85	-1,27	2,36	3,54	-4,62	0,19		-1,49	4,13	-3,99	1,62	
	24-25	2,49	3,32	1,033	1,55	-2,15	-3,23	4,87	0,09		1,81	-3,76	4,30	-1,27	
	26-27	-2,91	-3,88	-1,46	-2,20	2,33	3,50	-6,08	-0,38		-2,97	4,10	-5,48	1,19	
	28-29	2,79	3,72	1,60	2,40	-1,98	-2,97	6,12	0,75		2,80	-3,47	5,59	-0,68	
	30-31	8,55	11,4	3,33	5,0	-7,70	-11,55	16,40	-0,15		5,83	-13,49	14,39	-4,93	
	32-33	-9,51	-12,68	-3,20	-4,80	8,93	13,40	-17,48	0,72		-5,60	15,63	-15,11	+6,12	
Réactions	R _A	9,46	12,61	4,18	6,27	-8,07	-12,11	18,88	0,50		7,32	-14,92	16,78	-4,66	
	R _B	6,02	8,03	1,95	2,93	-5,84	-8,76	10,96	-0,73		3,41	-10,22	9,43	-4,20	

La combinaison des sollicitations la plus défavorable donne:
valeurs (en tonnes)



- Members superieures: l'effort maximal de traction. $N = 21,40 \text{ t}$.

On choisit $\Gamma 70 \times 70 \times 7$ $A_{\text{net.}} = 16,40 \text{ cm}^2$.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{21400}{16,14} = 1326 \text{ Kg/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

(c'est vérifié)

- Montants: l'effort max. est $N = 10,97$ de traction (dans la barre 33-12)

On choisit: $\Gamma 50 \times 50 \times 5$ $A_{\text{net.}} = 16,20 \text{ cm}^2$.

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{10970}{16,20} = 677,16 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

(c'est vérifié)

- pour la barre 29-30. on a un effort de compression $N = -14,56 \text{ t}$.

on choisit: $\Gamma 50 \times 50 \times 5$ $i_x = i_y = 2,06 \text{ cm}$, $A = 19,2 \text{ cm}^2$
épaisseur du gousset: 8 mm.

$$\sigma = \frac{14560}{19,2} = 758,33 \text{ Kg/cm}^2$$

l'étalement $\lambda = \frac{l_0}{2,06} = 56,3$ ($l_0 = 116 \text{ cm}$)

pour $\lambda = 57 \rightarrow k = 1,166$

$$K\sigma = 884,2 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

(c'est vérifié)

• pour la barre 31-32, $N = -0,95 \text{ t}$.

$\Gamma 50 \times 50 \times 5$ ($A = 9,60 \text{ cm}^2$, $i_x = 1,51 \text{ cm}$, $i_y = 2,35 \text{ cm}$)

$$\sigma = \frac{950}{9,6} = 98,96 \text{ Kg/cm}^2. \quad \lambda = \frac{0,8 l_0}{1,51} = 53 \rightarrow k = 1,137$$
 ($l_0 = 1 \text{ m}$)

$$K\sigma < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

(c'est vérifié)

Diagonales:

• barre 32-33 - $N = -17,48 \text{ t}$ (comp.)

on choisit. $\Gamma 60 \times 60 \times 6$ ($A = 13,82 \text{ cm}^2$, $i_x = 1,82 \text{ cm}$, $i_y = 2,77 \text{ cm}$)

$$\sigma = \frac{17480}{13,20} = 1264,93 \text{ Kg/cm}^2. \quad \lambda = \frac{158 \times 0,8}{1,82} = 69,45 \rightarrow k = 1,302$$

$$K\sigma = 1646,8 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

• barre 31-30 - $N = 16,40 \text{ t}$ (traction)

on prend $\Gamma 60 \times 60 \times 6$ $A_{\text{net.}} = 11,79 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{16400}{11,78} = 1392,19 < \sigma_e = 2400$$

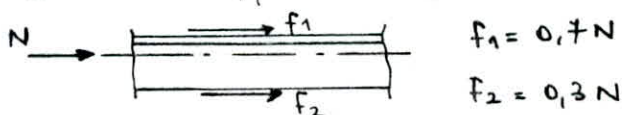
(c'est vérifié)

- CALCUL DES LIAISONS GOUSSETS-BARRES.

Les liaisons entre les goussets et les barres sont assurées par cordons de soudures disposés à chaque extrémité de la barre. La longueur de chaque cordon de soudure est déterminée en appliquant la formule suivante (C.M.66)

$$\frac{f}{0,75 l_c a} \leq \sigma_e \quad (\text{cordons latéraux})$$

avec: f - effort axial revenant au cordon



l_c - longueur théorique du cordon

a - épaisseur du cordon

α - coef fonction de (a) donné C.M.66. p132

L'épaisseur du gousset est prise en fonction de l'effort N dans la diagonale près de l'appui de la ferme.

jusqu'à $N = 20t$ on prend $e = 8 \text{ mm}$ (c'est bien notre cas)

Calcul d'un nœud:

On commence par le calcul des soudures fixant la diagonale.

on fixera l'épaisseur du cordon située à côté du talon.

$$a_{\min} = 3 \text{ mm}$$

$$a_{\max} = 0,84 \cdot 5 = 4,2 \text{ mm} \quad \left\{ \text{soit } a = 4 \text{ mm} \quad (\alpha \cdot a = 4 \text{ mm}) \right.$$

$$l_1 = \frac{0,7 N}{2 \cdot 0,75 \cdot \alpha \cdot \sigma_e} = \frac{0,7 \times 17480}{1,5 \cdot 0,4 \cdot 2400} = 8,5 \text{ cm.}$$

$$\text{soit } l_1 = 150 \text{ mm}$$

La longueur réelle $150 + 2a = 160 \text{ mm}$.

Cordon l_2 :

$$\alpha_2 a_2 = \frac{0,3 N}{1,5 \sigma_e (l_2 - 1)} = \frac{0,3 \times 17480}{1,5 \cdot 2400 (16 - 1)} = 0,097 \text{ cm} \quad \text{soit } a_2 = 3 \text{ mm.}$$

Cordon l_3 : $l_3 = 230 \text{ mm}$.

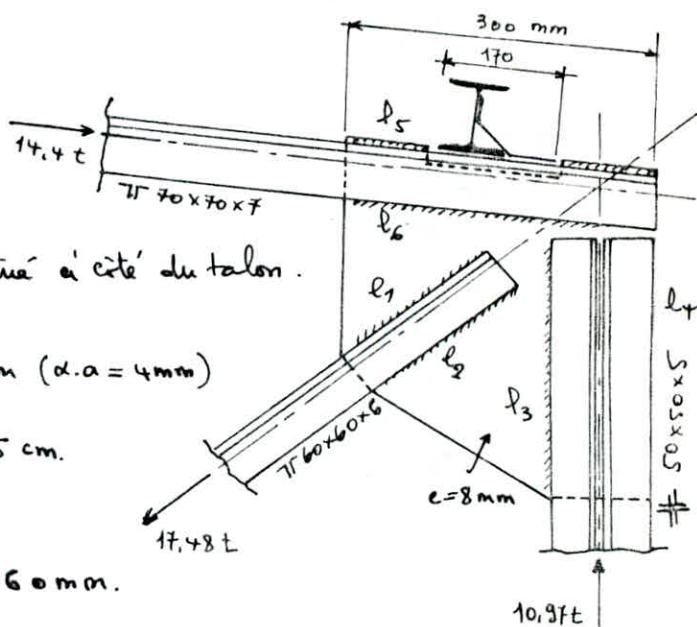
$$\alpha_3 a_3 = \frac{0,5 \times 10870}{1,5 \cdot 2400 (23 - 1)} = 0,17 \text{ mm.}$$

$$\text{soit } a_3 = a_4 = 3 \text{ mm.}$$

Cordon l_5 : $l_5 = 300 - 170 = 130 \text{ mm}$.

$$\alpha_5 a_5 = \frac{0,7 \cdot 14400}{1,5 \cdot 2400 (12)} = 2,33 \text{ mm}$$

$$\text{soit } a_5 = a_6 = 3 \text{ mm.}$$



- ACTION DU VENT PARALLÈLE AUX BORDS HORIZONTAUX DE LA TOITURE -

- Détermination des efforts sur les nœuds de la ferme :

Le cf. aérodynamique pour la 1^{ère} ferme $c_1 = 1,3$
pour les fermes qui succèdent :

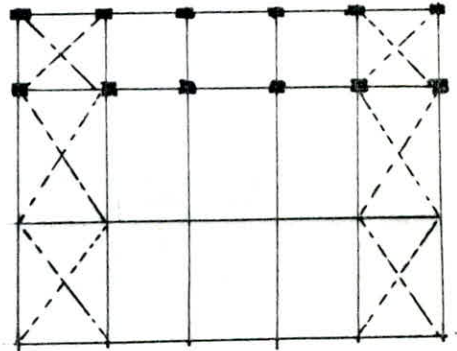
$$\left. \begin{array}{l} \text{coef. de remplissage } \phi = 0,25 \\ \text{" de réduction } \eta = 0,8 \end{array} \right\} c = 1,3 \times 0,25 \times 0,8 = 0,26$$

La force de frottement avec le toit.

$$F_f = 0,04 B q \quad (\text{faces comportant des nervures normales à la direction du vent})$$

$$B = 25. a_i \quad \text{surface de l'élément}$$

$$\text{donc } F_f = 0,04 \times 25 a_i q = a_i q.$$



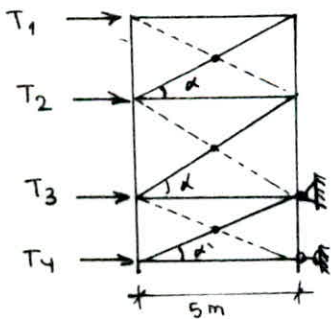
Les forces aux nœuds :

$$T_i = 5 \times 0,26 \times a_i h_i q + 1,3 a_i (h_i + 0,25) q + a_i q$$

$$T_i = 1,3 a_i h_i q + 1,3 a_i h_i q + 0,225 a_i q + a_i q$$

$$T_i = (2,08 h_i + 1,06) a_i \quad (q = 80 \text{ Kg/lam}^2)$$

avec $a_i \times h_i$ - surface offerte au vent revenant à un nœud i



$$\alpha = 49,43^\circ$$

$$\alpha' = 27,47^\circ$$

Nœud	h_i (m)	a_i	P_i	T_i (Kg)
1	0,50	2,92	613	307
2	0,8	5,84	1588	794
3	1,10	4,22	1413	707
4	1,00	1,30	408	204

Rem: on ne tient pas compte ds des calculs de diagonales qui sont un point à l'éc.

- Détermination des efforts (Méthode de CREMONA)

Diagonales.

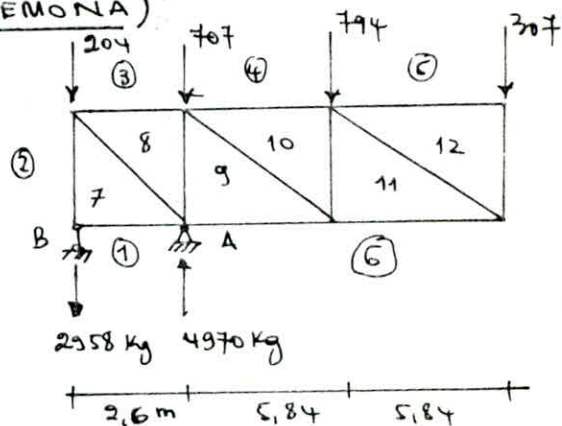
barre.	7-8	9-10	11-12
effort (kg)	-3560	1680	480

Montants.

barre	2-7	8-9	10-11	12-6
effort (Kg)	2958	-1800	-1100	-300

Membrures.

barre	3-8	4-10	5-12	7-1	9-6	11-6
effort (kg)	1640	380	0	0	-640	-380



• Calcul des contreventements: (Diagonales)

l'effort maximal de compression est $N = -3,56 \text{ t}$

On choisit $\text{L } 50 \times 50 \times 5$ avec $S = 9,60 \text{ cm}^2$, $i_3 = 1,90 \text{ cm}$.

$$l = \frac{564}{2} = 282 \text{ cm} \quad (\text{les deux diagonales sont fixées au croisement})$$

$$\lambda = \frac{l}{i_3} = \frac{282}{1,9} = 148 \rightarrow K = 3,591$$

$$\sigma = \frac{N}{S} = \frac{3560}{9,60} = 370,83, \quad K\sigma = 1332 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

(c'est vérifié)

CALCUL DES PANNES.

Du fait que l'angle d'inclinaison de la toiture (α) est très petit ($5,71^\circ$), les pannes seront calculées en flexion simple; Elles sont supposées articulées aux appuis (fermes), la portée est de 5 m.

charges et surcharges:	TN 40	$12 \times 1,3$	$15,6 \text{ Kg/m}$
	poide propre (IPN 120)	$14,2 \text{ Kg/m}$
	surcharge d'explor.			$100 \times 1,3$	130 Kg/m
	vent			$80 \times 0,89$	$71,1 \text{ Kg/m}$

Combinaison: $\frac{3}{2} P + \frac{4}{3} G = 230 \text{ Kg/m}$.

$$\frac{3}{2} P_v + \frac{4}{3} G_v < 230 \text{ Kg/m}$$

Moment en travée: $M = \frac{q l^2}{8} = \frac{230 \cdot 5^2}{8} = 718,8 \text{ Kg} \cdot \text{m}$

soit un IPN 140 ($\frac{I}{V} = 54,7 \text{ cm}^3$)

donc $\sigma = \frac{M}{\frac{I}{V}} = 1314 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ (c'est vérifié)

Vérification d'effort tranchant: $1,54 \tau \leq \sigma_e$

avec $\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{T}{a \cdot h_1}$ A_a : section d'âme. $T = \frac{q l}{2} = 575 \text{ Kg}$.

$$\tau = \frac{575}{0,1751 (12 - 2 \times 0,77)} = 107,8 \text{ Kg/cm}^2, \quad 1,54 \tau = 166 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

• Condition de flèche: la flèche au milieu d'une poutre uniformément chargée est:

$$f = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{EI} \quad \text{avec } q = 2,30 \text{ Kg/cm}, \quad l = 500 \text{ cm}$$

$$E = 2,1 \cdot 10^6 \text{ Kg/cm}^2, \quad I = 328 \text{ cm}^4.$$

$$f = \frac{5}{384} \frac{2,3 \cdot (500)^4}{2,1 \cdot 10^6 \cdot 328} = 2,7 \text{ cm} > \bar{f} = \frac{l}{200} = 2,5 \text{ cm}$$

On peut admettre ce résultat car réellement la panne est semi-encastée aux appuis et donc la flèche calculée sera diminuée.

CALCUL DU POTEAU METALLIQUE.

Dimensionnement: le poteau est supposé articulé à ses deux extrémités.

1) Sous charges permanente et vent à droite, le poteau travaille en traction $N = 10,96 \text{ t}$.

Soit un IPE 120 $A = 13,20 \text{ cm}^2$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{10960}{13,20} = 830,30 < \sigma_e = 2400 \text{ Kg/cm}^2.$$

2) Sous charges permanentes et vent extrême à gauche, le poteau travaille en compression avec $N = -4,20 \text{ t}$.

$l = 2,30 \text{ m}$.

IPE 120 $\left\{ \begin{array}{l} i_x = 4,90 \text{ cm} \\ i_y = 1,45 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$\lambda_x = \frac{230}{4,90} = 47$$

$$\lambda_y = \frac{230}{1,45} = 158,62$$

$$\lambda_{\max} = 158,62 \rightarrow K = 4,043$$

$$\sigma = \frac{N}{A} = \frac{4200}{13,20} = 318,18 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$K\sigma = 1286,4 < 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

(est vérifié)

Calcul de la liaison.

• Section de la platine.

$$A = \frac{N}{\sigma_m} = \frac{10960}{68,5} = 160 \text{ cm}^2$$

soit $A_p = 20 \times 15 = 300 \text{ cm}^2$

σ_m : Contrainte admissible pour le matériau sous-jacent (béton)

• épaisseur de la platine.

La plaque d'assise travaille à la flexion due à la pression σ_m , la plaque est partagée en plaques élémentaires.

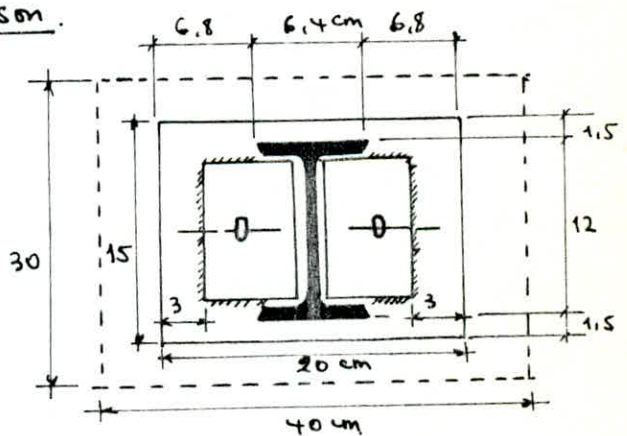
$$q = \frac{N}{A_p} \cdot l = \frac{10960}{300} = 36,53 \text{ Kg/cm.}, \text{ le moment } M = \frac{q \cdot e^2}{2} \text{ avec } e = 3 \text{ cm}$$

$$M = \frac{36,53 \times 3^2}{2} = 164,4 \text{ Kg.cm}$$

Condition de résistance: $\sigma = \frac{M}{W_p} = \frac{6M}{e^2} \leq \sigma_e \Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_e}}$

l'épaisseur $e \geq \sqrt{\frac{6 \times 164,4}{2400}} = 0,64 \text{ cm}$

soit $e = 1 \text{ cm}$



Calcul de la section résistante de la partie fileté des boulons d'ancrage.

$$A_n \geq \frac{1,25 N}{\sigma_e} = \frac{1,25 \times 10960}{2 \cdot 2400} = 2,85 \text{ cm}^2$$

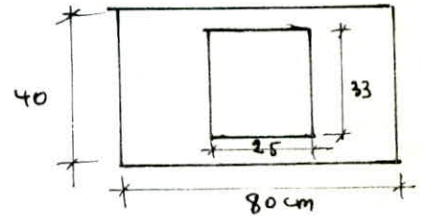
pour $A_2 = 3,03 \text{ cm}^2 \rightarrow$ boulon $\phi = 22 \text{ mm}$.

• Calcul de la liaison poteau A - ferme.

• Section de la platine :

$$A_p = \frac{N}{\sigma_m} = \frac{18880}{68,5} = 275,62 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } 25 \times 33 = 825 \text{ cm}^2$$



• épaisseur de la platine :

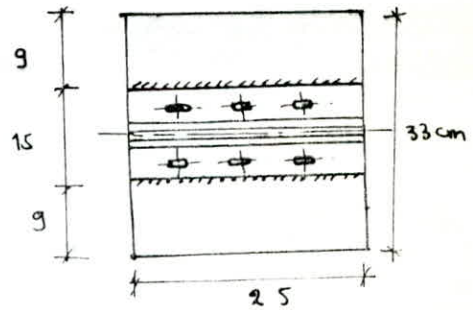
$$q = \frac{N}{A_p} \times l = \frac{18880}{825} = 22,88 \text{ Kg/cm}$$

$$M = \frac{q c^2}{2} = \frac{22,88 \times 9^2}{2} = 926,64 \text{ Kg.cm}$$

($c = 9 \text{ cm}$.)

$$\sigma = \frac{M}{W_p} = \frac{6M}{e^2} < \sigma_e$$

$$\Rightarrow e \geq \sqrt{\frac{6M}{\sigma_e}} = \sqrt{\frac{6 \times 926,64}{2400}} = 1,52 \text{ cm}$$



• effort de soulèvement : $N = 4,66 \text{ t}$.

$$A_2 \geq \frac{1,25 N}{\sigma_e} = \frac{1,25 \times 4660}{2 \cdot 2400} = 1,21 \text{ cm}^2$$

soit un boulon $\phi 20$

• La transmission des efforts transversaux se fait par frottement de la plaque d'assise sur le béton (coef de frottement $f = 0,36$)

$$\text{poteau A : } T = 2485 \text{ Kg}$$

$$\text{L'effort transversal admissible : } 0,36 \times 18880 = 6796,8 > 2485 \text{ Kg}$$

$$\text{poteau B : } T = 1479 \text{ Kg}$$

$$\text{L'effort transversal admissible : } 0,36 \times 4200 = 1512 > 1479 \text{ Kg}$$

(c'est vérifié)

Remarque : pour l'ancrage des boulons, voir plan de charpente.

CONDITION DE FLÈCHE

Calcul approché de la déformation :

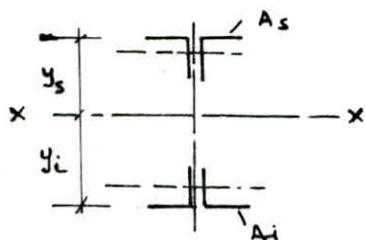
$$f = f_m + f_T$$

f_m : due au moment

f_T : due à l'effort tranchant.

1) La flèche f_m peut être calculée en assimilant la poutre à treillis à une poutre à âme pleine dont :

$$I = K (A_s y_s^2 + A_i y_i^2)$$



(on néglige les moments propres d'inertie des membrures)

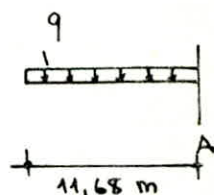
K - coef qui tient compte de la pente ($K = 0,9$)

2) flèche due à l'effort tranchant, pour les poutres à treillis courantes, à une seule travée sur appuis simples, on peut adopter une majoration forfaitaire de $\frac{1}{3}$ de la flèche due au moment flechissant.

Application :

1) f_m : la flèche pour une console chargée uniformément est :

$$f = \frac{q l^4}{8 EI}$$



q : sous G : $q_G = \frac{2640}{1168} = 2,26 \text{ kg/cm}$

sous vent à droite : $q_P = \frac{1331,4}{1168} = 1,14 \text{ kg/cm}$

$$\left. \begin{array}{l} q = q_G + q_P \\ = 3,4 \text{ kg/cm} \end{array} \right\}$$

$$I = 0,9 (A_s y_s^2 + A_i y_i^2)$$

$$A_s = A_i = 18,80 \text{ cm}^2 \quad (\text{T} \Gamma 70 \times 70 \times 7)$$

$$I = 102366 \text{ cm}^4$$

$$y_i = y_s = \frac{110}{2} = 55 \text{ cm}$$

$$f_m = \frac{3,4 (1168)^4}{8 \times 2,110^6 \cdot 102366} = 3,68 \text{ cm}$$

$$\underline{f_m = 3,68 \text{ cm}}$$

2) $f_T = \frac{1}{3} f_m = \frac{1}{3} \times 3,68 = 1,22 \text{ cm}$

donc la flèche totale $f = f_m + f_T = 3,68 + 1,22 = 5 \text{ cm}$.

$$f = 5 \text{ cm} < \bar{f} = \frac{l}{200} = \frac{1168}{200} = 5,84 \text{ cm}$$

(VÉRIFIÉ)

CALCUL DES ELEMENTS

Calcul des dalles

Les planchers de la structure sont constitués de dalles pleines en B.A, d'épaisseur 20 cm, reposant sur quatre côtés.

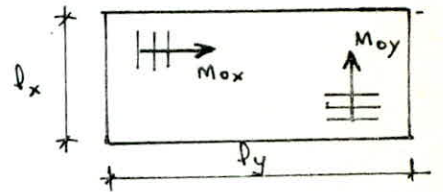
Exposé de la méthode utilisée pour le calcul des dalles :

On applique la méthode approchée préconisée par le règlement C.C.B.A 68.

On considère au milieu de chaque portée, une bande de 1 m

l_x : la petite portée

l_y : la grande portée.



Les moments fléchissants développés au centre du panneau ont pour expressions :

* Dans le sens l_x : $M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$

* Dans le sens l_y : $M_{0y} = \mu_y M_{0x}$

q , charge en forme par unité d'aire ($q = g + 1,2 P$)

μ_x, μ_y - des coefficients qui sont donnés en fonction de $p = \frac{l_x}{l_y}$

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2p^2)} \quad \text{et} \quad \mu_y = p^2 \left[1 + \frac{3}{2}(1-p)^2 \right]$$

* Les panneaux considérés sont continus au-delà de leurs appuis.

- Moments en travées

{ travée de rive : $0,85 M_0$
travée intermédiaire : $0,75 M_0$

- Moments sur appuis

{ appui de rive : $0,30 M_0$
appui intermédiaire : $0,50 M_0$

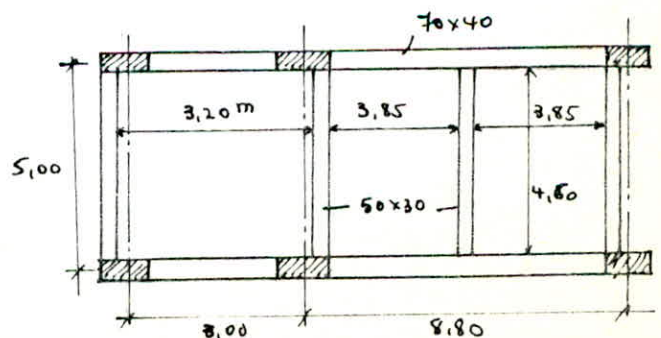
* Plancher (Niveau Cafeteria) :

$$q = g + 1,2 P = 1,248 \text{ t/m}^2$$

$$g = 0,648 \text{ t/m}^2, \quad P = 0,5 \text{ t/m}^2.$$

$$l_x = 3,85, \quad l_y = 4,60 \text{ m}$$

$$p = \frac{l_x}{l_y} = 0,837 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,05753 \\ \mu_y = 0,7285 \end{cases}$$



$$* M_{0x} = \mu_x q l_x^2 = 1,064 \text{ t.m/ml}$$

$$* M_{0y} = \mu_y M_{0x} = 0,775 \text{ t.m/ml}$$

Calcul des armatures :

Il y a toujours intérêt à employer des barres de diamètre aussi réduit que possible. $\phi \leq \frac{h_0}{10}$, h_0 - épaisseur de la dalle.

La hauteur utile suivant la petite portée du lit inférieur : $h_x = h_0 - 3 = 17 \text{ cm}$

La hauteur utile suivant la grande portée du lit supérieur : $h_y = h_0 - 3 - \phi_x$

si on choisit des $\phi 8 \rightarrow h_y = 16,2 \text{ cm}$.

Armatures suivant x : $M_{0x} = 1,064 \text{ t.m/ml}$

$$A_x = \frac{0,75 M_{0x}}{0,85 h_x \bar{\sigma}_a} = \frac{0,75 \times 1,064 \cdot 10^5}{0,85 \times 17 \times 2800} = 2 \text{ cm}^2$$

on choisit $A_x = 5 T8 = 2,51 \text{ cm}^2 / \text{ml}$

espacement $t = 20 \text{ cm}$, $t \leq \min(3h_t = 60 \text{ cm}, 33 \text{ cm})$ condition vérifiée.

Armatures suivant y : $M_{0y} = 0,775 \text{ t.m/ml}$

$$A_y = \frac{0,75 M_{0y}}{0,85 \cdot h_y \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,75 \cdot 0,775 \cdot 10^5}{0,85 \times 16,2 \cdot 2800} = 1,51 \text{ cm}^2$$

on choisit $4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

espacement $t = 25 \text{ cm} < \bar{t} = 33 \text{ cm}$.

Armatures sur appuis :

$$A_a = \frac{0,5 M_{0x}}{0,85 \cdot h_x \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{0,5 \cdot 1,064 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 17 \cdot 2800} = 1,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

on choisit 4 chapeaux $T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ dans les deux sens.

(espacement $t = 25 \text{ cm}$)

Longueur des chapeaux :

$$l = \max \left(l'_d, \frac{l_x}{5} \right)$$

$$l'_d = \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{4 \bar{\sigma}_d} : \text{longueur de scellement droit}$$

$$\bar{\sigma}_d = 2,81 \quad \bar{\sigma}_b = 16,57 \text{ Kg/cm}^2$$

$$l'_d = \frac{0,8 \times 2800}{16,57 \times 4} = 33,7 \text{ cm}, \text{ donc } l = \frac{l_x}{5} = \frac{385}{5} = 77 \text{ cm}.$$

• Vérifications diverses pour les dalles :

Vérification de la flèche : (CCBA 68 Art 61.22)

$$1) : \frac{h_0}{l_x} \geq \frac{1}{20} \frac{M_t}{M_x} \quad \text{avec } M_t \geq 0,75 M_x$$

$$h_0 = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{20}{385} = 0,052 > \frac{1}{20} \cdot 0,75 = 0,0375 \quad (\text{Condition vérifiée})$$

$$2) : \bar{\omega}_0 = \frac{A}{b \cdot h} < \frac{20}{\sigma_{en}} \quad \bar{\omega}_0 : \text{pourcentage maximal}$$

$$\frac{2,51}{100 \times 17} = 1,476 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3} \quad (\text{condition vérifiée})$$

* Condition de non fragilité : (CCBA 68 Art 52)

1) pour les armatures disposées suivant l_x :

$$\frac{A_x}{b \cdot l_x} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{2-f}{2} \right) \quad \text{avec } f = \frac{l_x}{l_y} = 0,837$$

$l_x = 17 \text{ cm}, b = 100 \text{ cm}$

$$A_x \geq 100 \times 17 \times 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2-0,837}{2} \right) = 0,96 \text{ cm}^2$$

$$A_x = 2,51 \text{ cm}^2 > 0,96 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée}$$

2) pour les armatures disposées suivant l_y :

$$\frac{A_y}{b \cdot l_y} \geq 0,69 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \frac{(1+f)}{4}$$

$$A_y \geq 0,72 \text{ cm}^2, \quad A_y = 2,01 \text{ cm}^2 > 0,72 \quad \text{condition vérifiée.}$$

* Condition de non fissuration :

$$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 1203,6 \text{ Kg/cm}^2, \quad \text{avec } K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\eta K \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 3193 \text{ Kg/cm}^2$$

$\eta = 1,6$, Aciers H.A

$$\bar{\omega}_f = \frac{A_x}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{2,51}{2 \times 100 \times 3} = 4,18 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) \right) = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

* Vérification à l'effort tranchant :

les armatures d'effort tranchant ne sont pas nécessaires si $T \leq 100 \cdot l_x \cdot \bar{\sigma}_b$

au milieu de l_y (T_{\max}) $T = \frac{q l_x}{2} \cdot \frac{1}{1+\eta/2} = 1693,6 \text{ Kg.}$

$$T < 100 \times 17 \times 5,9 = 10030 \text{ Kg} \quad \text{condition vérifiée}$$

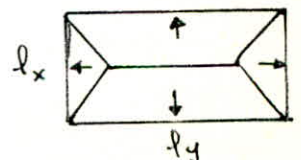
Calcul de la poutre secondaire : ($50 \times 30 \text{ cm}^2$)

transmission des charges :

$$\text{trapezes : } q_T = \frac{q}{2} 2 \left(1 - \frac{l}{2} \right) l_x = 2,239 \text{ q}$$

$$q_M = \frac{q}{2} 2 \left(1 - \frac{l^2}{3} \right) l_x = 2,95 \text{ q}$$

$$\text{Triangles } q_M = q_T = q \frac{\sum l_x^2}{2 l l_x} = 1,925 \text{ q}$$



Détermination des charges:

$$q_M = 4,28 \text{ t/m}$$

$$q_T = 3,40 \text{ t/m}$$

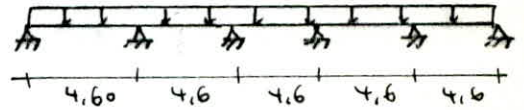
	q_M	q_T	p_M	p_T
trapezes	1,91	1,45	1,48	1,12
dalle sur la largeur de la table	0,19	0,19	0,15	0,15
retombée	0,23	0,23	-	-
Total	2,33	1,87	1,63	1,27

Méthode de calcul:

pour appliquer la méthode forfaitaire

donnée par les règles CBA 68,

il faut vérifier:



- des rapports de la portée libre de la travée considérée aux portées libres des travées contiguës sont comprises entre 0,5 et 1,25 (condition vérifiée)
- des éléments solidaires ont une même section constante et $P \leq 2G$ (vérifiée)
- la fissuration n'est pas considérée comme préjudiciable à la tenue du béton armé ni à celles des revêtements.

le moment le plus défavorable : $M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{4,28 \cdot (4,6)^2}{8} = 11,3 \text{ t.m}$

Moment à l'appui $M_a = 0,5 M_0 = 5,66 \text{ t.m}$

Moment en travée $M_t = 0,8 M_0 = 9,0 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a b h^2} = \frac{15 \times 9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 120 \cdot (47)^2} = 0,01818$$

$$\rightarrow \alpha = 0,1786, \quad \varepsilon = 0,9405, \quad K = 69.$$

$$\alpha h = 8,4 < h_0 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{calcul d'une}$$

section rectangulaire $120 \times 50 \text{ cm}^2$.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = 7,27 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

à l'appui : $M = 5,66 \text{ t.m}$, $\mu = 0,0457$, $\varepsilon = 0,9098$, $K = 40,4$

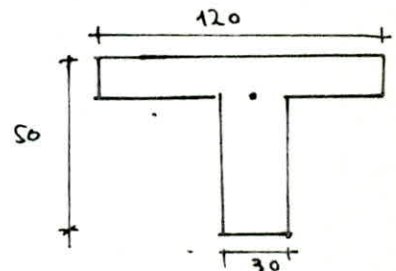
$$A = \frac{M}{\sigma_a \varepsilon h} = 4,72 \text{ cm}^2 \quad \text{soit} \quad 2T16 + 2T12 = 6,28 \text{ cm}^2.$$

effort tranchant : $T_0 = \frac{q l}{2} = \frac{3,4 \cdot 4,6}{2} = 7,82 \text{ t}$

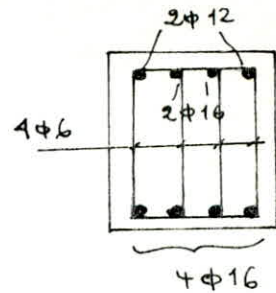
$$T = 1,15 T_0 = 8,99 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} \cdot 3 = \frac{7}{8} h, \quad \tau = 7,28 < 3,5 \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

l'espacement $t = \frac{A_t 3 \bar{\sigma}_a t}{T} = \frac{1,43 \times 718 \cdot 47 \cdot 1600}{8,99 \cdot 10^3} = 8 \text{ cm}$



avec $A_t = 4 \Phi 6$ (1 Cadre + 2 épingles)
 $\bar{V}_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$



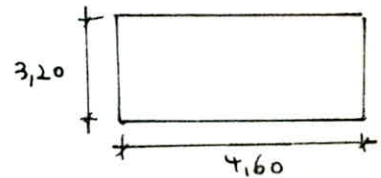
* Dalle (Niveau gradins).

$$q = g + 1,2P = 1,1 \text{ t/m}^2$$

$$l_x = 3,20, l_y = 4,60, p = 0,696$$

$$\Rightarrow \mu_x = 0,07466, \mu_y = 0,55157$$

$$M_{0x} = 0,841 \text{ t.m.}, M_{0y} = 0,464 \text{ t.m.}$$

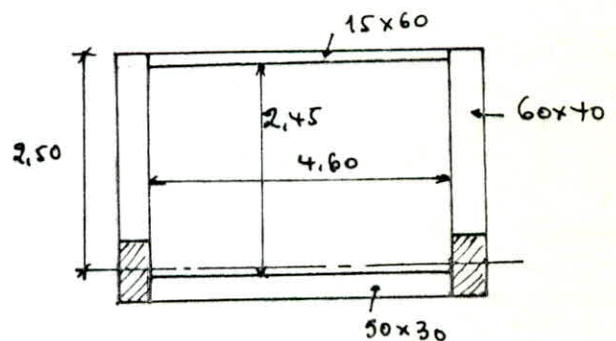


On remarque que ces moments sont inférieurs à ceux calculés précédemment, donc on peut garder le même ferrailage (Niveau cafétéria) pour cette dalle.

Les encorbellements

* Encorbellement supérieure:

La porte à faux comporte : une dalle d'épaisseur de 15 cm sur 4 appuis, une poutre de rive (15x60) et deux consoles latérales encastrees (60x40)



* Dalle: $q = g + 1,2P = 0,405 + 1,2 \times 0,5 = 1,005 \text{ t/m}^2$

$$l_x = 2,45 \text{ m}, l_y = 4,60 \text{ m}, p = \frac{l_x}{l_y} = 0,533$$

$$\mu_x = 0,0959, \mu_y = 0,3770.$$

$$M_{0x} = 0,58 \text{ t.m.}$$

$$M_{0y} = 0,22 \text{ t.m.}$$

Calcul des armatures :

suivant x : $M_{0x} = 0,58 \text{ t.m/ml}$, $h_x = 13 \text{ cm}$

$$A_x = \frac{0,75 M_{0x}}{0,85 h_x \bar{\sigma}_a} = 1,4 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } A_x = 4 \phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2 \quad (t = 25 \text{ cm})$$

suivant y : $M_{0y} = 0,22 \text{ t.m/ml}$, $h_y = 12,2 \text{ cm}$.

$$A_y = \frac{0,75 M_{0y}}{0,85 h_y \bar{\sigma}_a} = 0,57 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3 \phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \quad (t = 33 \text{ cm})$$

armatures sur appuis :

$$A_a = \frac{0,5 M_{0x}}{0,85 h_x \bar{\sigma}_a} = 0,94 \text{ cm}^2$$

on choisit 3 chapeaux T8 = $1,51 \text{ cm}^2$ dans les deux sens ($t = 33 \text{ cm}$)

Transmission des charges :

trapezes : $q_T = \frac{q}{2} \cdot 2 \left(1 - \frac{l}{2}\right) l_x = 0,898 \text{ q}$

$$q_M = \frac{q}{2} \cdot 2 \left(1 - \frac{l^2}{3}\right) l_x = 1,109 \text{ q}$$

triangles : $q_T = q_M = q \frac{l_x^2}{2l_x} = 1,225 \text{ q}$.

Calcul de la poutre de rive. (15 x 60)

charge au mètre :

poide poutre $0,15 \times 0,6 \times 2,5 \dots \dots \dots 0,15 \text{ t/m}$

poide mur (10cm) $0,2 \times 2,50 \dots \dots \dots 0,5$

réaction dalle. $\begin{cases} q_T = 0,898 \cdot 1 \dots \dots \dots 0,898 \\ q_M = 1,109 \cdot 1 \dots \dots \dots 1,109 \end{cases}$

$$q_T = 1,553 \text{ t/m} \quad q_M = 1,765 \text{ t/m}$$

surcharge pondérée . $P = 0,5 \times 0,15 \times 1,2 = 0,09 \text{ t/m}$.

Calcul des armatures :

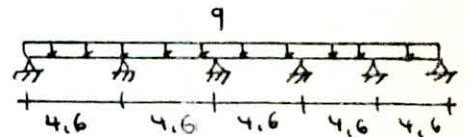
$$M_0 = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,855 (4,6)^2}{8} = 4,91 \text{ t.m}$$

moment en travée $M_t = 0,8 M_0 = 3,93 \text{ t.m} \Rightarrow A = 2,75 \text{ cm}^2$

$$\text{soit } A_t = 2T14 = 3,09 \text{ cm}^2$$

Moment sur appui $M_a = 0,5 M_0 = 2,455 \text{ t.m} \Rightarrow A = 1,69 \text{ cm}^2$

$$\text{soit } A_a = 2T12 = 2,96 \text{ cm}^2$$



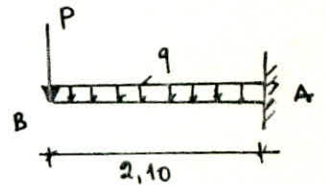
Calcul de la console laterale: 60x40.

charge au metre.

poide poutre $0,6 \times 0,4 \times 2,5 \dots \dots 0,6 \text{ t/m}$

reaction dalle $0,615 \times 2 \dots \dots 1,23$

$$\Sigma: 1,83 \text{ t.m.}$$



surcharge ponderée: $P = 0,5 \times 0,4 \times 1,2 = 0,24 \text{ t/m.}$

$$q = 1,83 + 0,24 = 2,07 \text{ t/m.}$$

reaction de la poutre de rive $P = 7,94 \text{ t.}$

reactions de la toiture

{	vent extreme a gauche	$R_A^{\uparrow} = 4,66 \text{ t}$	$R_B^{\downarrow} = 4,20 \text{ t}$
	vent normal a droite	$R_A^{\downarrow} = 18,88 \text{ t}$	$R_B^{\uparrow} = 10,96 \text{ t}$

La combinaison la plus defavorable donne $P = 7,94 + 4,20 = 12,14 \text{ t.}$

$$\text{donc } M_A = \frac{q l^2}{2} + P l = 30 \text{ t.m.}$$

$$T_A = q l + P = 12,29 \text{ t.}$$

ferraillage: $M = 30 \text{ t.m.}$

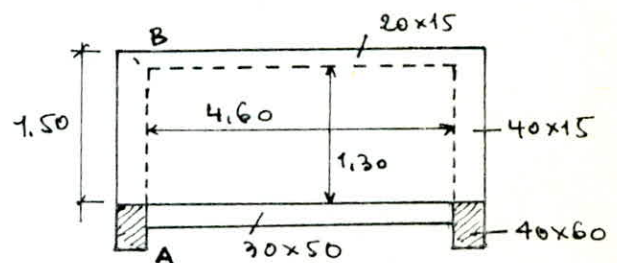
$$\mu = 0,12366 \rightarrow \varepsilon = 0,8630 \cdot k = 21,5 \cdot \left(\sigma'_b = \frac{f_a}{k} = 130 < 137 \text{ kg/cm}^2 \right)$$

$$A = \frac{M}{f_a \varepsilon \cdot h} = 21 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } 6T16 + 6T14 = 21,34 \text{ cm}^2.$$

* Encore belle ment inferieur:

les consoles et la poutre de rive
etant noyees dans la dalle (15 cm),
l'etude est similaire a celle faite
pour le porte a faux superieur.



On se contente de donner les resultats:

Dalle: en travée et sur appui $A = 0,58 \text{ cm}^2$

$$\text{soit } 3\phi 8 = 1,51 \text{ cm}^2 \quad (t = 33 \text{ cm})$$

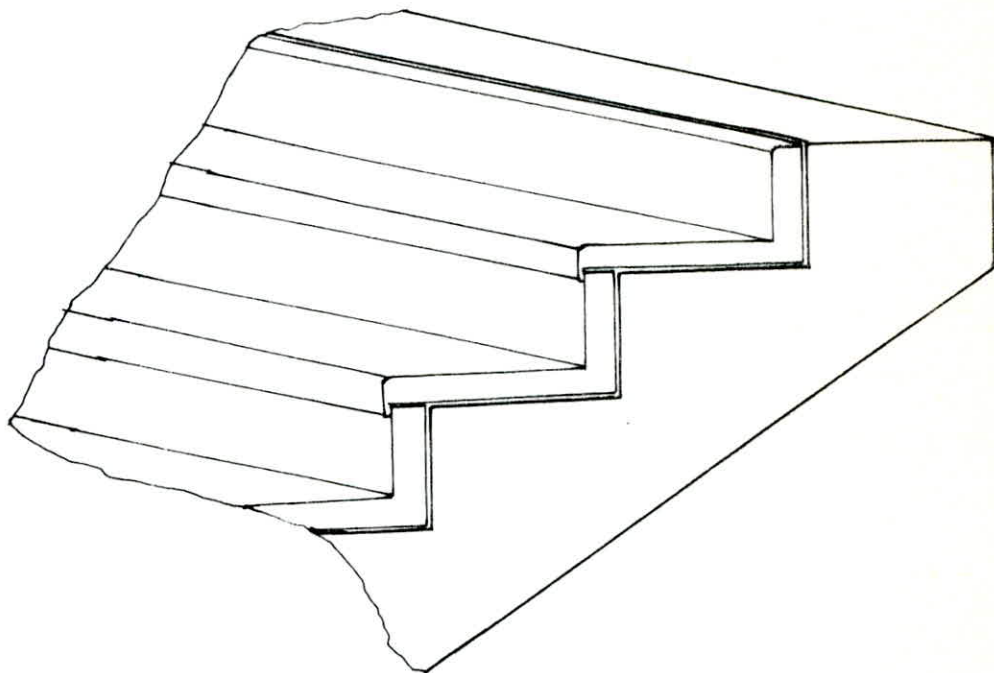
poutre de rive: on ferraillera symétriquement: $A_t = A_a = 5,56 \text{ cm}^2$

$$\text{soit } 4T14 = 6,16 \text{ cm}^2$$

console: $A = 21,17 \text{ cm}^2$. $M_A = 6,26 \text{ t.m.}$. $T_A = 4,71 \text{ t}$

$$\text{soit } 6T16 + 6T14 = 21,34 \text{ cm}^2$$

Calcul des Gradins



Des poutres préfabriquées (forme en L) forment l'ensemble des gradins, elles ont une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ et elles sont posées directement sur les poutres principales (40×40), donc simplement appuyées.

Le calcul de la poutre en L le plus défavorable serait de considérer uniquement la poutre rectangulaire ($15 \times 40 \text{ cm}$) et de ferrailler forfaitairement la dalle (les moments M_{0x} et M_{0y} sont faibles).

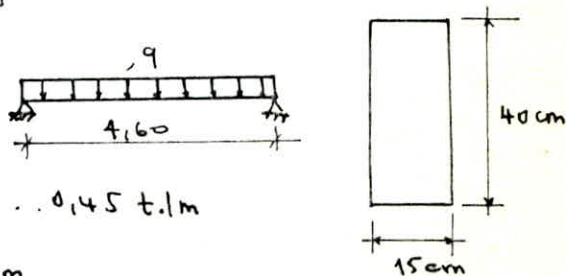
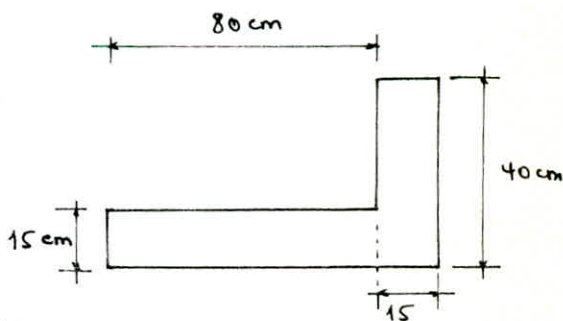
charges et surcharges:

$$\text{poids propre} \quad (0,8 + 0,4) \times 0,15 \times 2,5 \dots \dots 0,45 \text{ t.lm}$$

$$g = 0,45 \text{ t.lm}$$

$$\text{surcharges:} \quad (0,8 + 0,15) \times 0,500 \dots \dots 0,475 \text{ t.lm}$$

$$q = g + 1,2 P = 1,02 \text{ t.lm}$$



des efforts :

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{1,02 (4,6)^2}{8} = 2,70 \text{ t.m}$$

$$T = \frac{q l}{2} = \frac{1,02 (4,6)}{2} = 2,35 \text{ t.}$$

fermeture :

$$M = 2,70 \text{ t.m.} \quad b = 15 \text{ cm.} \quad h = 37 \text{ cm,} \quad h_e = 40 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,0704 \quad , \quad \varepsilon = 0,8913 \quad K = 31 \quad \left(\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 90 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \right)$$

la quantité d'armatures

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \varepsilon h} = 2,92 \text{ cm}^2$$

on choisit $A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$

. armatures transversales :

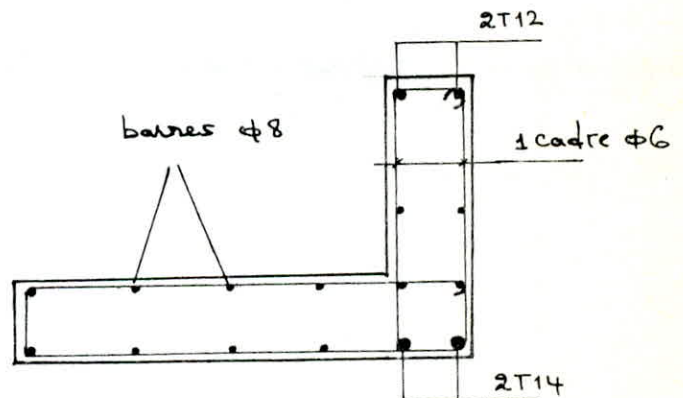
$$\tau_b = \frac{T}{b z} = \frac{2,35 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} \cdot 37} = 4,84 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \left(4,5 - \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}'_b} \right) \bar{\sigma}'_b = 18,8 \text{ Kg/cm}^2 > \tau_b \quad \text{condition vérifiée}$$

on choisit un cadre $\phi 6$. $A_t = 0,57 \text{ cm}^2$

l'espacement $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \sigma_{at}}{T} = 12,56 \text{ cm.}$ soit $t = 10 \text{ cm.}$

schéma de ferrailage :



Manutention.

Calcul de la section d'armatures aux points de levage :

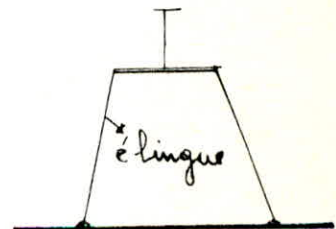
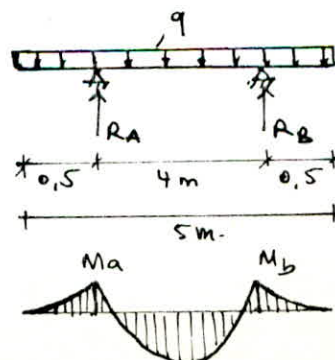
schéma de calcul :

q : chargement dû au poids propre de la poutre.

$$q = 0,45 \text{ t/m.}$$

$$M_a = M_b = \frac{q (0,5)^2}{2}$$

$$M_a = 0,056 \text{ t.m.}$$



La quantité d'armatures nécessaire est $A = 0,277 \text{ cm}^2$, donc les armatures adoptées (voir schéma de ferrailage) sont largement suffisantes.

Calcul des crochets de levage:

La réaction $R_A = q \left(\frac{l}{2} + a \right)$ avec $l = 4 \text{ m}$, $a = 0,5 \text{ m}$.

$$R_A = 1,13 \text{ t.}$$

effet dynamique (vibration pendant le levage) \rightarrow majoration de R_A

$$(T = 1,3 R_A = 1,47 \text{ t})$$

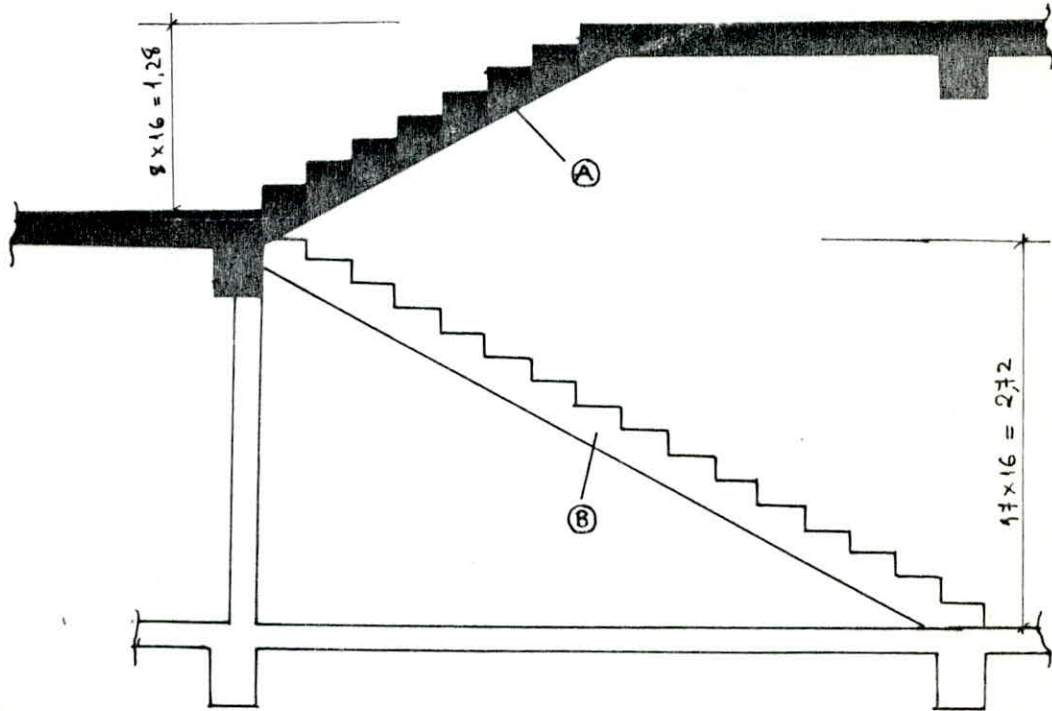
La section d'armatures nécessaire :

$$A \geq \frac{T}{\sigma_a} = \frac{1,47 \cdot 10^3}{1600} = 0,92 \text{ cm}^2$$

On adopte deux crochets de levage par point (appui)

ce qui donne une section $A = 4 \phi 6 = 1,13 \text{ cm}^2$.

Calcul des Escaliers



1) Escalier B :

Schéma statique :

Caractéristiques géométriques :

$h = 16 \text{ cm}$, Contre marche

$g = 30 \text{ cm}$, marche

Nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{2.72}{0.16} = 17 \text{ marches}$

Largeur d'une marche : $g = \frac{L}{n-1} = \frac{4.80}{16} = 30 \text{ cm}$.

L'inclinaison : $\text{tg } \alpha = \frac{H}{L} \Rightarrow \alpha = 29.54^\circ$

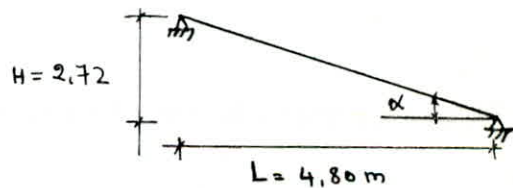
Vérification de la relation de Blondel :

$$59 \leq g + 2h = 62 < 66$$

(c'est vérifié)

L'épaisseur de la palette : $e \geq \frac{l}{35} = \frac{5.52}{35} = 15.77 \text{ cm}$.

on prend $e = 16 \text{ cm}$. (épaisseur du palier $e' = 20 \text{ cm}$)



Charges et surcharges: pour une bande de 1m de large de volée.

Charges permanentes	$\frac{0,16 \times 2500}{0,87}$	459,77	Kg/ml
pois des marches	$2200 \times 0,16 \times 0,5$	176	Kg/ml
carrelage + mortier	$44 + 40$ - - - - -	84	Kg/ml
enduit	30	Kg/ml
garde corps	10	Kg/ml
		$\Sigma: g = 760$	Kg/ml

surcharges: $P = 400$ Kg/ml

alors $q = g + 1,2P = 1240$ Kg/ml

Calcul de la volée:

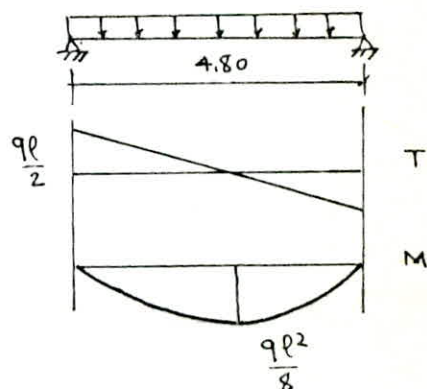
Le moment maximal $M = \frac{ql^2}{8} = 3571,2$ Kg.m

$T_{max} = \frac{ql}{2} = 2976$ Kg.

En tenant compte des semi-encastres aux appuis on aura.

$M_t = 0,85 M_0 = 3035,52$ Kg.m

$M_a = 0,5 M_0 = 1785,6$ Kg.m



Ferraillage: on applique la méthode de M. CHARON.

Section	M (Kg.m)	μ	K	ε	σ'_b	A calculée	A adoptée	e (cm)
en travée	3035,52	0,0823	27,9	0,8834	100,36	8,76 cm ²	9T12/ml	12
sur appui	1785,6	0,0488	38,8	0,9071	72,16	5,02	9T10/ml	12

VERIFICATIONS

• Verifications des contraintes. $\bar{\sigma}_a = 2800$, $\bar{\sigma}'_b = 137$ Kg/cm²

Section	M (Kg.m)	A (cm ²)	$\bar{\omega} = \frac{100A}{bh}$	ε	K	$\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h}$	$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$
travée	3035,52	10,18	0,727	0,8765	25,5	2730	95,29
appui	1785,6	7,07	0,505	0,8932	31,8	2019,7	63,5

Cisaillement:

la dalle ne comporte pas d'armatures transversales:

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,79 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$T_{max} = 2976 \text{ Kg.}$$

$$\tau_b = \frac{2976}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 2,43 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \text{ (cest vérifié)}$$

Condition d'appui:

on doit vérifier que $A \bar{\sigma}_a > T_{max} \bar{f} \frac{M}{z}$

$$7,07 \times 2800 > 2976 - \frac{1785,6}{718 \cdot 14}$$

$$19796 > T_{max} = 2976 \text{ Kg.}$$

condition vérifiée

fissuration:

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a$$

avec $k = 10^6$

$$\eta = 1,6$$

$$\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

Section	A (cm ²)	φ (mm)	B _f (cm ²)	w _f = $\frac{A}{B_f}$	σ ₁ (Kg/cm ²)	σ ₂ (Kg/cm ²)	max(σ ₁ , σ ₂)
en travée	10,18	12	400	0,0254	4051	2607	4051
sur appui	7,07	10	400	0,01767	3604	2855	3604

Armatures de répartition:

pour les armatures inférieures:

$$A = 10,18 \text{ cm}^2, \quad A_2 \geq \frac{A}{4} = 2,54 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \text{ T10 (ml)}$$

pour les armatures supérieures:

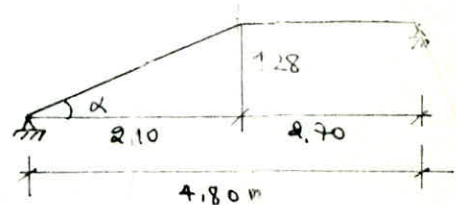
$$A = 7,70 \text{ cm}^2, \quad A_2 \geq \frac{A}{4} = 1,93 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 5 \text{ T10 (ml)}$$

2) Escalier A:

Caractéristiques géométriques:

$$\text{tg } \alpha = \frac{1,28}{2,10} = 0,61$$

$$\Rightarrow \alpha = 31,36 \text{ (sin } \alpha = 0,52, \text{ cos } \alpha = 0,854)$$



hauteur de la marche $h = 16 \text{ cm}$

nombre des marches $n = \frac{1,28}{0,16} = 8 \text{ marches.}$

largeur des marches $g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,10}{7} = 30 \text{ cm.}$

Relation de Blondel $59 < g+2h = 62 < 66$. vérifié.
 épaisseur de la pailleasse $e = 16$ cm

Charges et surcharges: pour une bande de 1m de large.

pour la volée;

charges permanentes	$\frac{0,16 \times 2500}{0,854}$	468 Kg/ml
pois des marches	$2200 \times 0,16 \times 0,5$	176 Kg/ml
carrélage + mortier	$44 + 40$	84
enduit	30
garde corps	10
		<hr/>
		$g = 768$ Kg/ml

la surcharge $P = 400$ Kg/ml.

$$q = g + 1,2P = 1248 \text{ Kg/ml.}$$

pour le palier: pour une bande de 1m de large.

charges permanentes	$0,2 \times 2500$	500 Kg/ml
carrélage + mortier	$44 + 40$	84
enduit	30
garde corps	10
		<hr/>
		$g = 624$ Kg/ml

$$q = g + 1,2P = 1104 \text{ Kg/ml.}$$

Détermination des efforts:

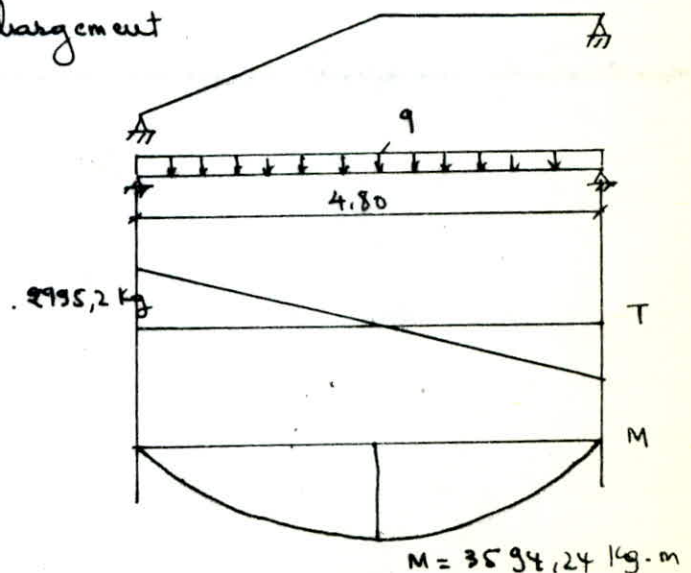
par simplification on prend un chargement
 uniforme de 1248 Kg/ml.

$$T_{\max} = 2995,2 \text{ Kg}$$

$$M_0 = 3594,24 \text{ Kg.m}$$

$$M_t = 0,85 M_0 = 3055 \text{ Kg.m}$$

$$M_a = 0,5 M_0 = 1797 \text{ Kg.m.}$$



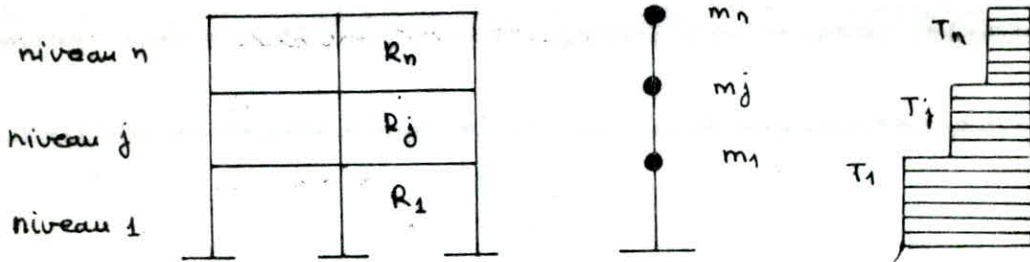
ferrai llage:

Section	M (kg.m)	M	E	K	σ_b	A calculé	A adopté	e (cm)
en travée	3055	0,0835	0,8832	27,8	100,72	8,82	97121ml	12
sur appui	1797	0,0491	0,9067	38,6	72,54	5,05	97101ml	12

ETUDE AU SEISME

EXPOSÉ DE LA METHODE DE HOLZER

C'est une méthode itérative basée sur la notion de rigidité relative de niveau, elle se prête très bien pour des bâtiments contreventés par des portiques.



Par définition la rigidité de niveau j est donnée par :

$$R_j = \frac{T_j}{x_j - x_{j-1}} \quad T_j : \text{effort tranchant au niveau } j$$

On peut écrire $x_{j-1} = x_j - \frac{T}{R_j}$

or $T_j = \sum_{k=j}^n F_k$ avec $F_k = \text{Forces d'inerties.}$
 $F_k = m_k \omega^2 x_k(t)$

alors on a : $x_{j-1} = x_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_j^n m_k x_k$

comme $x_j(t) = X_j \sin(\omega t + \varphi)$ $j = 1 \dots n$

la dernière équation peut s'écrire :

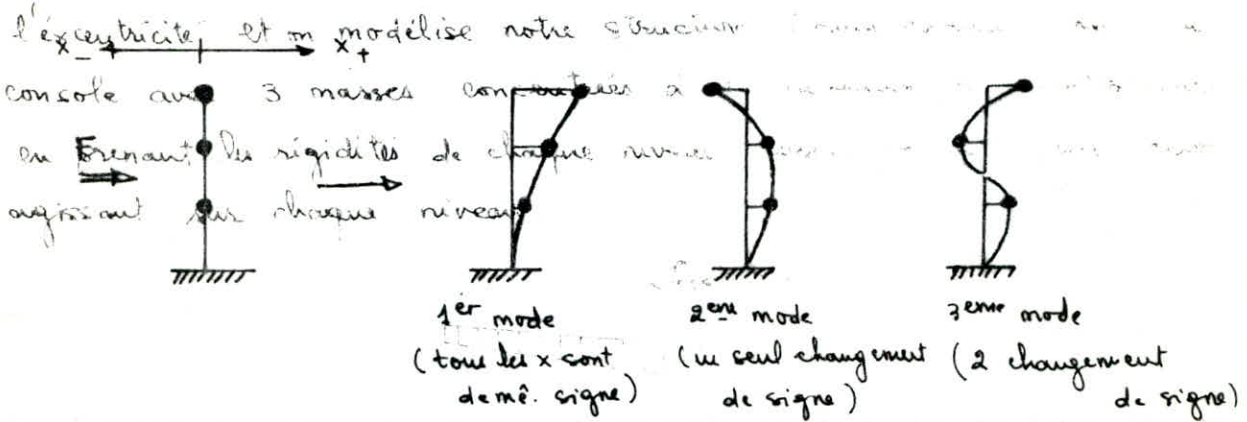
$$X_{j-1} = X_j - \frac{\omega^2}{R_j} \sum_j^n m_k X_k \dots \textcircled{1}$$

Conditions aux limites.

- à la base de la structure, le déplacement relatif de niveau est nul ($x_0 = 0$)
 - au sommet, généralement on prend $X_n = 1$
- les formes propres étant définies à une constante près

La méthode de HOLZER consiste en la détermination des pulsations $\omega_1, \omega_2 \dots \omega_n$ et des formes propres correspondantes à ces valeurs en résolvant l'équation de récurrence (1) par approximations successives sur (ω) dont la bonne valeur satisfait la condition à la base (pour n'importe quel mode de vibration, l'ordonnée se trouvant à la base doit être nulle.)

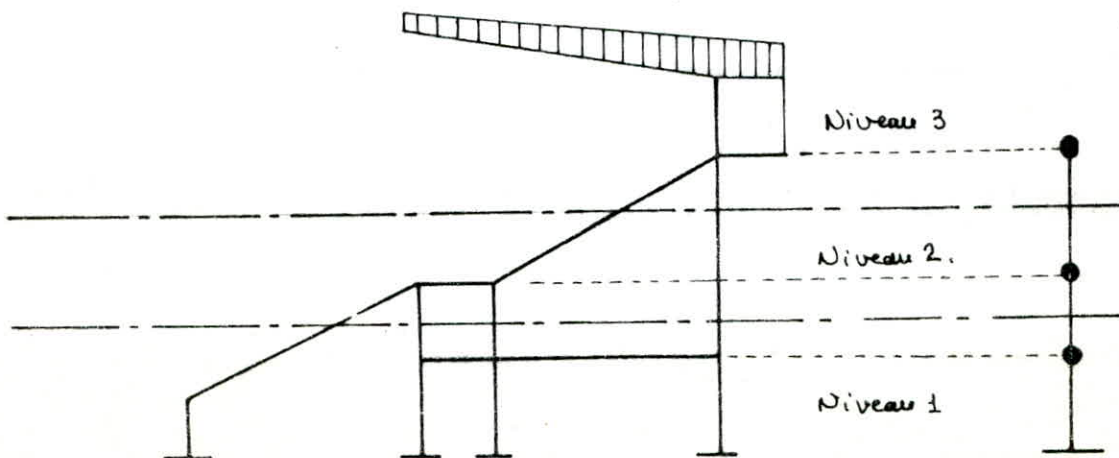
Exemple de détermination des modes de vibration d'une console verticale:



DETERMINATION DES CARACTERISTIQUES PROPRES DE VIBRATION

Pour la détermination des caractéristiques propres de vibration, on néglige l'excentricité et on modélise notre structure (dans chaque sens) par une console avec 3 masses concentrées à des niveaux bien déterminés (Fig a) en prenant les rigidités de chaque niveau, ensuite on calcule l'effort total agissant sur chaque niveau.

(fig-a)



I) EVALUATION DES MASSES DES NIVEAUX.

Niveau 3:

- Couverture métallique	-----	17593 Kg
- poteaux métalliques	-----	156
- poteaux en béton	$0,8 \times 0,4 \times 4,7 \times 6 \times 2500$	22560
- dalle console	$2,5 \times 0,15 \times 25 \times 2500$	23438
- poutres consoles	$2,5 \times 0,6 \times 0,4 \times 6 \times 2500$	9000
- poutres longitudinales	$0,5 \times 0,3 \times 23 \times 2500$	8625
- $\frac{1}{2}$ poutres transversales	$0,7 \times 0,4 \times 4,5 \times 6 \times 2500$	18900
- $\frac{1}{2}$ plancher gradin	$\frac{11}{2} \times 1,2 \times 0,15 \times 25 \times 2500$	61875
- murs	$2,5 \times 25 \times 320$	20000
	$23 \times 1,7 \times 320$	12512
		<hr/>
		$\Sigma: 194659 \text{ Kg}$

surcharges:	- dalle console	$2,5 \times 25 \times 500$	31250 Kg
	- plancher gradin	$4,5 \times 25 \times 500$	56250
			<hr/>
			$\Sigma: 87500 \text{ Kg}$

Notre structure serve pour un lieu public, donc d'après le RPA 81, le poids de la structure est constitué du poids permanent des éléments plus 50% des surcharges.

$$W_3 = 194659 + 0,5 \times 87500$$

$$W_3 = \underline{238409 \text{ Kg}}$$

Niveau 2:

- gradins	-----	123750 Kg
- dalle (20 cm)	$0,2 \times 3,20 \times 25 \times 2500$	40000
- poutres long.	$0,5 \times 4,3 \times 23 \times 3 \times 2500$	25875
- poutres trans.	$0,7 \times 0,4 \times 9 \times 6 \times 2500 +$	
	$2,2 \times 0,4 \times 0,5 \times 6 \times 2500$	44400
- poteaux	$0,8 \times 0,4 (2,8 + 0,7 + 2,2 + \frac{3,55}{2}) \times 6 \times 2500$	35880
- murs	$(\frac{2,10}{2} + 1,7 + \frac{2,95}{2}) \times 23 \times 320$	31096
		<hr/>
		$\Sigma: 301001 \text{ Kg}$

surcharges: $(9 + 3) \times 25 \times 500$ ----- 150000 Kg

$$W_2 = 301001 + 0,5 \times 150000$$

$$W_2 = \underline{376001 \text{ Kg}}$$

Niveau 1

- $\frac{1}{2}$ gradins	-----	61875 kg
- dalle	$10,9 \times 23 \times 0,20 \times 2500$	125850
- poutres trans.	$18900 + (8 + 2,20) \times 0,7 \times 0,7 \times 2500 \times 6$	61740
- poutres long.	8625×5	43125
- poteaux	$[(3,76 \times 3 + 2,80 + \frac{3,55}{2}) \times 6 \times 0,8 \times 0,4 + 2,15 \times 6 \times 0,6 \times 0,4] \times 2500$	83844
- MURS	$(\frac{2,10}{2} + \frac{2,95}{2}) \times 23 \times 320$	18584
		<u>$\Sigma: 394518$ kg</u>

surcharges: $(4,5 + 8,40 + 3) \times 25 \times 500 \dots \dots 198750$ kg.

$$W_1 = 394518 + 0,5 \times 198750$$

$$\underline{W_1 = 493893 \text{ kg.}}$$

Tableau récapitulatif:

Niveau	1	2	3
masse (kg)	493 893	376 001	238 409

La masse totale du bloc: $W = W_1 + W_2 + W_3$

$$\underline{W = 1108,30 \text{ t}}$$

II) CALCUL DES RIGIDITES DES NIVEAUX:

Méthode de calcul:

Ayant une structure contreventée par des portiques, il est alors avantageux d'utiliser la méthode de 'MUTO' qui se prête bien pour ce type de structure sollicitée par des efforts horizontaux. Cette méthode est basée sur la rigidité relative de niveau d'un portique dont Muto suggère comme valeur la rigidité avec poteaux parfaitement encastres multipliée par un coefficient 'a' correcteur tenant compte de la flexibilité des poutres arrivant aux nœuds.

On commence par calculer les raideurs des poteaux et des poutres

$$K_{\text{poteau}} = \frac{I}{h_e}$$

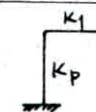
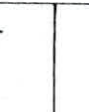
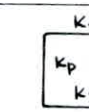
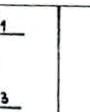
avec: I : inertie de l'élément considéré
(poteau ou poutre)

$$K_{\text{poutre}} = \frac{I}{L}$$

h_e : hauteur du poteau considéré

L : portée de la poutre considérée.

Les coefficients 'a' (de correction) et \bar{K} sont donnés par les formules suivantes:

Type de poteau				
\bar{K}	$\frac{K_1}{K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{2 K_p}$	$\frac{K_1 + K_2}{K_p}$	$\frac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2 K_p}$
a	$\frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{0,5 + \bar{K}}{2 + \bar{K}}$	$\frac{\bar{K}}{2 + \bar{K}}$

La rigidité corrigée du poteau 'i' du niveau 'j' est donnée par:

$$r_{ij}^i = a_j \cdot 12 \frac{E_i I_i}{h_j^3}$$

avec: I_i : inertie du poteau

h_j : hauteur du poteau.

E_i : module de déformation

instantané = $3,78 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$

La rigidité relative des portiques est donnée par:

$$- R_{jx} = \sum_{i=1}^k a_i \frac{12 E_i I_i}{h_j^3} = \sum_{i=1}^k (r_{jx})^i ; \text{ dans le sens longitudinal.}$$

$$- R_{jy} = \sum_{i=1}^m a_i \frac{12 E_i I_i}{h_j^3} = \sum_{i=1}^m (r_{jy})^i ; \text{ dans le sens transversal.}$$

Remarque:

Pour le cas de structure à variation très grande de rigidité ou masse, il n'est pas conseillé d'utiliser ces formules (calcul des rigidités) pour les modes de vibration supérieurs (au delà du 2ème mode).

Cette remarque s'applique bien au cas de notre structure.

- a) Portiques longitudinaux :

PORTIQUE A-A

Niveau	poteau	K_p cm ³	\bar{K}	a	$a K_p$	$\Sigma a K_p$	$R = \frac{12E}{h^2} \Sigma a K_p$ (Kg/cm)
3	1.6	1066,67	0,586	0,227	242,13	2058,66	58363,01
	2.3.4.5	1066,67	1,172	0,369	393,60		
2	1.6	1201,88	0,520	0,206	247,59	2139,35	77001,32
	2.3.4.5	1201,88	1,040	0,342	411,04		
1	1.6	1134,75	0,551	0,412	467,52	3277,16	105146,54
	2.3.4.5	1134,75	1,102	0,516	585,53		

PORTIQUE B-B , C-C

Niveau	Poteau	K_p (cm ³)	\bar{K}	a	$a K_p$	$\Sigma a K_p$	$R = \frac{12E}{h^2} \Sigma a K_p$ (Kg/cm)
2	7.12	1523,81	0,410	0,170	259,05	2291,81	132597,58
	8.9.10.11	1523,81	0,820	0,291	443,43		
1	7.12	1134,75	0,551	0,412	467,52	3277,16	105146,54
	8.9.10.11	1134,75	1,102	0,516	585,53		

PORTIQUE D-D

Niveau	Poteau	K_p cm ³	\bar{K}	a	$a K_p$	$\Sigma a K_p$	$R = \frac{12E}{h^2} \Sigma a K_p$ (Kg/cm)
1	19.24	1488,37	0,420	0,38	565,58	3941,20	386744,90
	20.21.22.23	1488,37	0,840	0,472	702,51		

- b) Portique transversal - 1-1

Niveau	Poteau	K_p cm ³	\bar{K}	a	$a K_p$	$\Sigma a K_p$	$R = \frac{12E}{h^2} \Sigma a K_p$ (Kg/cm)
3	1	4266,67	0,152	0,070	298,67	298,67	8467,29
2	1	4807,51	0,135	0,063	302,87	302,87	10901,16
	7	6095,24	0,838	0,295	1798,1	3431,62	198543,73
	13	6095,24	0,732	0,268	1633,52		
1	1	4539,01	0,286	0,344	1561,42	6064,11	194564,87
	7	4539,01	1,126	0,520	2360,28		
	13	4539,01	0,840	0,472	2142,41		
	19	3348,84	0,388	0,372	1245,77		

RIGIDITES DES NIVEAUX :• Sens longitudinal (x)

Niveau	1	2	3
Rigidité (kg/cm)	702184,52	342196,48	50212,01

• Sens transversal (y)

Niveau	1	2	3
Rigidité (kg/cm)	1900864,08	1256669,34	50803,74

Remarques :

- D'après les tableaux (ci-dessus), on remarque une variation brusque de rigidité entre deux niveaux successifs (variation de plus 25%).
- On remarque aussi une variation brusque dans la distribution des masses par niveau.
- Les décrochements en élévation ont une variation qui dépasse 25%.

Conclusion: On ne peut pas appliquer la méthode statique équivalente, on fera donc une étude dynamique approchée qu'on utilise pour des constructions assez complexes dans leurs plans (en plan et en élévation). C'est le cas de notre structure.

L'étude dynamique consiste à :

- Calculer les périodes de vibration → Méthode HOLZER
- évaluer les charges sismiques → analyse modale simplifiée.

III) CENTRE DE MASSE - CENTRE DE TORSION - EXCENTRICITÉSIII-1) Centre de masse (G_K):

Les coordonnées du centre de gravité pour chaque niveau sont données par:

$$x_{G_K} = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i}, \quad y_{G_K} = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i}$$

on trouve les résultats suivants :

- Niveau 1 : $x_g = 12,5 \text{ m}$, $y_g = 9,18 \text{ m}$
- Niveau 2 : $x_g = 12,5 \text{ m}$, $y_g = 8,55 \text{ m}$
- Niveau 3 : $x_g = 12,5 \text{ m}$, $y_g = 0,66 \text{ m}$

Exemple de calcul . (Niveau 1)

Éléments	m (kg)	y_g (m)	m · y_g
grands	61875	18,4	1138500
dalle	126350	5,90	739565
Poutres	8625	0	0
	8625	4,4	37950
	8625	8,80	75900
	8625	11,80	101775
	8625	20,6	176675
Poutres transvers.	18900	18,40	347760
	33600	4,40	147840
	9240	10,30	95172
Poteaux	26568	0	0
	24768	8,80	217958,4
	24768	11,80	292262,4
	2440	20,60	159444
murs	10856	0	0
	7728	11,80	91190,4
Σ	394518	-	3622992,2

III.2 Centre de torsion C_g

le centre de torsion C_g de l'étage j est donné par :

$$x_{Cj} = \frac{\Sigma R_{ij} x_j}{\Sigma R_{ij}} \quad y_{Cj} = \frac{\Sigma R_{ij} y_j}{\Sigma R_{ij}}$$

avec : R_{ij} - rigidité relative du niveau j du poteau longitudinal (x)
 R_{ij} - rigidité relative du niveau j du poteau transversal (y)

Sens longitudinal.

Niveau 1

$$y_c = \frac{\sum R_{1x} y_1}{\sum R_{1x}}$$

$$y_c = 14,43 \text{ m}$$

Plan de Contre V ^t	R _{1x} (Kg/cm)	y ₁ (cm)	Y = y - y _c
A-A	105146,54	0	-14,43
B-B	105146,54	8,8	-5,63
C-C	105146,54	11,8	-2,63
D-D	386744,90	20,6	6,17

Niveau 2

$$y_c = \frac{\sum R_{2x} y_2}{\sum R_{2x}}$$

$$y_c = 7,98 \text{ m}$$

Plan de Contre V ^t	R _{2x} (Kg/cm)	y ₂ (cm)	Y = y - y _c
A-A	77001,32	0	-7,98
B-B	132597,58	8,8	0,82
C-C	132597,58	11,8	3,82

Niveau 3

$$y_c = 0$$

Plan de Contre V ^t	R _{3x} (Kg/cm)	y ₃ (cm)	Y = y - y _c
A-A	58363,01	0	0

Sens transversal.

Suivant ce sens la structure présente une symétrie, donc pour les différents niveaux (1. 2. 3) on a $x_c = x_G = 12,5 \text{ m}$, et de ce fait les calculs concernant l'excentricité seront effectués avec l'excentricité accidentelle.

III.3) Calcul des excentricités.

On distingue l'excentricité théorique (e_{théo}) et l'excentricité accidentelle.

$$e_{théo} = \begin{cases} x_c - x_G \\ y_c - y_G \end{cases}$$

e_{accid} = 5% L (RP181) avec L = la plus grande dimension en plan.

L'excentricité à prendre en considération : $e = \text{Max} | e_{théo} + e_{accid} |$

Les résultats des calculs seront donnés sous forme d'un tableau.

Niveau		1	2	3
Excentricité théorique (m)	e_x	0	0	0
	e_y	-5,25	0,87	0,66
Excent. accident. (m)	e_x	1,25	1,25	1,25
	e_y	1,25	1,25	1,25

III.4) Calcul de la rigidité à la torsion à chaque niveau.

$$R_{j0} = \sum R_{jy} x^2 + \sum R_{jx} y^2$$

x, y sont les coordonnées des plans de contreventements dans le système d'axes Cxy .

Résultat :

Niveau 1. $R_{0} = 1,7928186 \cdot 10^{12} \text{ Kg.cm.}$

Niveau 2. $R_{0} = 9,8559689 \cdot 10^{11} \text{ Kg.cm.}$

Niveau 3. $R_{0} = 3,7044393 \cdot 10^{10} \text{ Kg.cm.}$

Exemple de calcul.

$$\begin{aligned}
 \text{Niveau 1: } R_0 &= 316810,68 \times (-12,5)^2 + 316810,68 \times (-7,5)^2 + 316810,68 (2,5)^2 \\
 &+ 316810,68 (2,5)^2 + 316810,68 (7,5)^2 + 316810,68 (12,5)^2 + \\
 &105146,54 (-14,43)^2 + 105146,54 (-5,63)^2 + \\
 &105146,54 (-2,63)^2 + 386744,90 (6,17)^2 = 1,7928186 \cdot 10^{12} \\
 &\text{Kg.cm.}
 \end{aligned}$$

IV) CALCUL DES PERIODES DE VIBRATION :

Rigidités :

Seu LONG.

$$R_3 = 58363,01 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$R_2 = 342196,48 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$R_1 = 702184,52 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

Seu TRANS.

$$R_3 = 50803,74 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$R_2 = 1256669,34 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

$$R_1 = 1900864,08 \cdot 10^3 \text{ N/m}$$

Masses :

$$m_3 = 238409 \text{ Kg}$$

$$m_2 = 376001 \text{ Kg}$$

$$m_1 = 493893 \text{ Kg}$$



* Seu Longitudinal.

1^{er} mode : $\omega^2 = 177,258 \quad (T = 0,472 \text{ s})$

Niveau	$m_k \text{ (kg)}$	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	$R_k \text{ (} 10^3 \text{) N/m}$	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
3	238409	422599,02,52	1,0000	422599,02,52	422599,02,52	58363,01	0,724087097
2	376001	66649185,26	0,2759	18389370,19	60649272,71	342196,48	0,177235232
1	493893	87546485,39	0,09868	8637753,63	69287026,34	702184,52	0,0986735
$x_0 = 2,5298 \cdot 10^{-6}$							

2^{eme} mode : $\omega^2 = 702,025 \quad (T = 0,237 \text{ s})$

Niveau	$m_k \text{ (kg)}$	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	$R_k \text{ } 10^3 \text{ N/m}$	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
3	238409	167369078,2	1,0000	167369078,2	167369078,2	58363,01	2,8677253
2	376001	263962102	-1,8677253	-493009696,1	-325639617,9	342196,48	-0,91615319
1	493893	346725233,3	-0,916109372	-317638235,70	-643277853,6	702184,52	-0,91610942
$x_0 = 3,4847 \cdot 10^{-8}$							

3^{eme} mode : $\omega^2 = 2545,422 \quad (T = 0,125 \text{ s})$

Niveau	$m_k \text{ (kg)}$	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	$R_k \text{ } 10^3 \text{ N/m}$	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
3	238409	606851513,6	1,0000	606851513,6	606851513,6	58363,01	10,3978719
2	376001	957081217,4	-9,3978789	-8994533379	-8387681865	342196,48	-24,51130375
1	493893	1257162108	15,1134249	1,900008556 \cdot 10^{10}	1,06124037 \cdot 10^{10}	702184,52	15,11341164
$x_0 = 1,32984 \cdot 10^{-5}$							

* Seus transversal

1^{er} mode : $\omega^2 = 197,993$ ($T = 0,447$ s)

Niveau	m_k (kg)	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	$R_k 10^3$ N/m	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
3	238409	47203313,14	1,0000	47203313,14	47203313,14	50803,74	0,929130673
2	376001	74445555,99	$7,086932 \cdot 10^{-2}$	5275906,639	52479219,78	1256669,34	0,041760563
1	493893	97787356,75	$2,910876 \cdot 10^{-2}$	2846468,699	55325688,48	1900864,08	0,029105546
$x_0 = 3,21584 \cdot 10^6$							

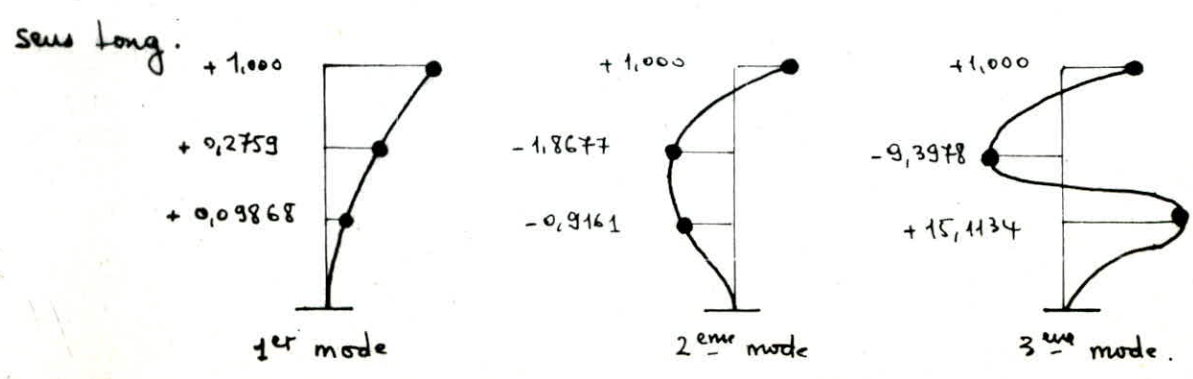
2^{eme} mode : $\omega^2 = 1689,048$ ($T = 0,153$ s)

Niveau	m_k (kg)	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	$R_k 10^3$ N/m	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
3	238409	402684244,6	1,0000	402684244,6	402684244,6	50803,74	7,92627166
2	376001	635083737	-6,9262716	-4388762457	-3996078206	1256669,34	-3,179896317
1	493893	834208983,9	-3,7463753	-3125259932	-7121338138	1900864,08	-3,746369934
$x_0 = -6,3511 \cdot 10^6$							

3^{eme} mode : $\omega^2 = 8196,516$ ($T = 0,069$ s)

Niveau	m_k (kg)	$m_k \omega^2$	x_k	$m_k \omega^2 x_k$	$\sum m_k \omega^2 x_k$	$R_k 10^3$ N/m	$\frac{\sum m_k x_k \omega^2}{R_k}$
3	238409	1954123183	1,0000	1954123183	1954123183	50803,74	38,4641599
2	376001	3081898213	-37,464159	-1,15460725 $\cdot 10^{11}$	-1,135066015 $\cdot 10^{11}$	1256669,34	-90,32336342
1	493893	4048201877	52,85920589	2,139847363 $\cdot 10^{11}$	1,00478135 $\cdot 10^{11}$	1900864,08	52,8591896
$x_0 = 1,78501 \cdot 10^5$							

Dans les tableaux précédents (1^{er}, 2, 3 mode), les colonnes ' x_k ' nous donnent les ordonnées des trois premiers modes propres de vibration avec lesquelles on fait les schémas des formes propres.



EVALUATION DES FORCES SISMQUES

On utilisera la méthode approchée du spectre de réponse (méthode simplifiée d'analyse modale). Cette méthode approximative prend en compte la réponse de la structure suivant les modes supérieurs (2^{ème}, 3^{ème}), elle consiste en une superposition de réponses des modes aux spectres sismiques.

Procédure de calcul :

- Détermination des périodes et formes propres → méthode Holzer
- Détermination du facteur de contribution de chaque mode
- Détermination du facteur d'amplification dynamique moyen pour chaque mode.
- Evaluation de la sollicitation maximale résultante.

* Facteur de contribution Γ_i :

$$\Gamma_i = \frac{\sum_{k=1}^n m_k x_{ki}}{\sum_{k=1}^n m_k x_{ki}^2}$$

avec : n - nombre total de niveaux
 i - rang du mode
 k - indice des niveaux.
 x_{ki} - composante du vecteur propre

* Facteur d'amplification dynamique moyen D :

à chaque période propre T_i , correspond un facteur d'amplification dynamique D_i donné par le spectre de réponse du RPI 81

* Evaluation des forces sismiques de calcul F_{ki} :

L'effort au niveau k pour le mode i est donné par :

$$F_{ki} = m_k \Gamma_i x_{ik} Q \times \begin{cases} \frac{A D B}{0,7} & \text{si } T \geq 0,5 \text{ s} \\ \frac{A D}{\sqrt{\frac{1,4}{B} - 1}} & \text{si } T < 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

* Sollicitations résultantes (combinaison des réponses modales) :

On fait une superposition quadratique (méthode approchée)

$$F_k = \sqrt{\sum_i F_{ki}^2} \quad i \rightarrow \text{mode.}$$

* Calcul du coefficient de participation modale η :

$$\eta = \frac{\sum (m_j x_j)^2}{\sum m_j \sum m_j x_j^2} = \frac{m_1 x_1 + m_2 x_2 + m_3 x_3}{(m_1 + m_2 + m_3)(m_1 x_1^2 + m_2 x_2^2 + m_3 x_3^2)}$$

Sens trans :

$$\begin{aligned} \eta_{1er \text{ mode}} &= 0,29 \\ \eta_{2eme \text{ mode}} &= 0,64 \\ \hline \Sigma &= 0,93 \end{aligned}$$

Sens long :

$$\begin{aligned} \eta_{1er \text{ mode}} &= 0,54 \\ \eta_{2eme \text{ mode}} &= 0,39 \\ \hline \Sigma &= 0,90 \end{aligned}$$

On remarque que le 1^{er} mode et le 2^{eme} mode (dans les deux sens) sont largement prépondérants (93% et 90% dans le sens trans. et long. respectivement) ; Alors on se contentera dans nos calculs du 1^{er} mode et du 2^{eme} uniquement.

* Calcul des coefficients A, B et Q (RP1.81)

- A - Coefficient d'accélération des zones, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

$$\left. \begin{array}{l} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone II} \end{array} \right\} \Rightarrow A = 0,15$$

- B - facteur de comportement de la structure, dépend du type de la structure et de la nature de ses contreventements

$$\text{portiques auto-stables} \Rightarrow B = 0,25$$

- Q - facteur de qualité (du système de contreventement de la structure), donné en fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité des contrôles pendant la construction

$$(RP1.81) \rightarrow Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

où P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q

$$\left. \begin{array}{l} \text{critère observé} \Rightarrow P_q = 0 \\ \text{critère non obs} \Rightarrow P_q = 1 \end{array} \right\}$$

Dans notre cas :

	sens long.	sens trans.
1) conditions minimales des files porteuses	0	0,1
2) surabondance en plan	0,1	0,1
3) symétrie en plan	0,1	0
4) régularité en élévation	0,1	0,1
5) contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6) contrôle de la qualité de la construction	0	0

Dans les deux sens on a : $\alpha = 1,3$

* Calcul des efforts sismiques :

I) SENS LONG.

• facteur d'amplification dynamique (RPA 81)

pour un sol
mou

mode	1 ^{er}	2 ^{ème}
T_i (s)	0,472	0,237
D_i	2	2

• facteur de contribution Γ_i :

mode	1 ^{er}	2 ^{ème}
Γ_i	1,4379	-0,4664

• évaluation des forces sismiques.

Niveau	W_k (kg)	1 ^{er} mode			2 ^{ème} mode			effort réul. tant (t) $F = \sqrt{2F_1^2}$
		ABQ.D	X	F_{k1} (t)	ABQ.D	X	F_{k2} (t)	
3	238409	0,0975	1,000	71,93	0,0975	1,000	23,33	75,62
2	376001	0,0975	0,2759	31,30	0,0975	-1,8677253	-68,72	75,51
1	493893	0,0975	0,09868	14,70	0,0975	-0,91610937	-44,28	64,66

II) SENS TRANS.

• facteur d'amplification dynamique : D' :

sol meuble

mode	1 ^{er}	2 ^{eme}
T_i (s)	0,447	0,153
D_i	2	2

• Facteur de contribution Γ_i :

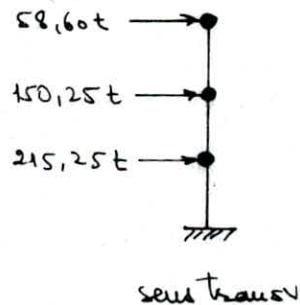
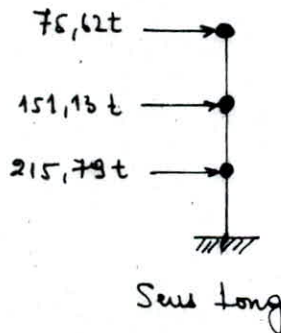
mode	1 ^{er}	2 ^{eme}
Γ_i	1,1596	-0,1673

• évaluation des forces sismiques.

Niveau	W_k (kg)	1 ^{er} mode			2 ^{eme} mode			effort résultant $F = \sqrt{F_1^2 + F_2^2}$ (t)
		A B O D	X	F_{k1} (t)	A B O D	X	F_{k2} (t)	
3	238409	0,0975	1,000	58,0	0,0875	1,000	8,37	58,60
2	376001	0,0975	$1,08693 \cdot 10^{-2}$	6,49	0,0975	-6,9262716	-91,42	91,65
1	493893	0,0975	$2,910876 \cdot 10^{-2}$	3,50	0,0975	-3,7463753	-64,95	65,00

EFFORTS TRANCHANTS DES NIVEAUX.

$$T_k = \sum_{i=1}^n F_{ki}$$



DEFORMATIONS HORIZONTALES

Pour éviter le désordre dans les éléments de remplissage, ainsi que l'aggravation des contraintes dans le système de contreventement, et le heurt de deux constructions voisines, on limite les déplacements horizontaux de la structure.

Déplacements relatifs d'étage : le déplacement calculé à partir des forces laterales (sismiques) doit être multiplié par $(\frac{1}{28})$ pour obtenir

Conclusion : Le déplacement relatif admissible n'est pas atteint pour chaque niveau et dans les deux sens.

avec : $h_3 = 4,75 \text{ m}$, $h_2 = 2,80 \text{ m}$, $h_1 = 3,76 \text{ m}$.

Niveau	Sous longitudinal			Sous transversal		
	T_k (T)	R_k (T/m)	δ_k (cm)	T_k (T)	R_k (T/m)	δ_k (cm)
3	75,62	5836,3	2,59	58,60	5080,37	2,30
2	151,13	34219,65	0,88	150,25	125666,9	0,24
1	215,195	70218,45	0,61	215,25	190086,4	0,23

• Les déplacements relatifs latéraux d'un niveau par rapport aux niveaux qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 0,0075 fois la hauteur du niveau ($\delta_k = 0,0075 h_k$) RPA82

B - facteur de comportement de la structure ($B = 0,25$)

R_k - rigidité du niveau k

$$(T_k = \sum_{i=1}^k F_i)$$

T_k - effort tranchant du niveau k

$$\frac{F}{2B} \geq 1 \text{ (dans notre cas } \frac{F}{2B} = 2)$$

par rapport au niveau $k-1$

δ_k - déplacement relatif du niveau k

n - nombre de niveaux

$$\delta_k = \frac{T_k}{R_k} \frac{1}{2B} \text{ avec}$$

Le déplacement relatif (Art 33.7.1 RPA81).

DISTRIBUTION DES EFFORTS SISMQUES

SUR LES PORTIQUES

Soient τ_{jx} : l'effort tranchant de l'étage j dans le sens long.

τ_{jy} : l'effort tranchant de l'étage j dans le sens trans.

On a alors :

$$T_{jx}^p = \tau_{jx} \frac{R_{jx}^p}{\sum R_{jx}} + \tau_{jx} \frac{R_{jx} y_j}{R_{j\theta}} e_y \quad (\text{portiques longitudinaux})$$

$$T_{jy}^t = \tau_{jy} \frac{R_{jy}^t}{\sum R_{jy}} + \tau_{jy} \frac{R_{jy} x_j}{R_{j\theta}} e_x \quad (\text{portiques transversaux})$$

avec y_j, x_j - position du portique trans. (long) / au centre de torsion
 $R_{j\theta}$: rigidité à la torsion

Remarque : les efforts tranchants négatifs dus à la torsion devront être négligés (RPA 81 Art 3.3.5)

* le premier terme de T_j est dû à la translation

* le deuxième terme est dû à la rotation

* Sens longitudinal.

Niveau	Portique	τ_{jx} (t)	R_{jx}^p (Kg/cm)	$\sum R_{jx}$ (Kg/cm)	y_j (cm)	$R_{j\theta}$ (Kg.cm)	e_y (cm)	T_{jx} (t)
3	A-A	75,62	58363,01	58363,01	0	$3,7044393 \cdot 10^{10}$	125	75,62
2	A-A	151,13	77001,32	342196,48	-798	$9,8559689 \cdot 10^{11}$	125	34,0
	B-B		132597,58		82			58,77
	C-C		132597,58		382			59,53
1	A-A	215,79	105146,54	702184,52	-1443	$1,7928186 \cdot 10^{12}$	-5,25	41,90
	B-B		105146,54		-563			36,05
	C-C		105146,54		-263			34,06
	D-D		386744,90		617			118,85

* Seuil transversal.

Niveau	Portique	$\Sigma j_j (t)$	$R_{j_j} (Kg/cm)$	$\Sigma R_{j_j} (Kg/cm)$	$X_j (cm)$	$R_{j_j} (Kg \cdot cm)$	$e_x (cm)$	$T_{j_j} (t)$
3	1-1	58,60	8467,29	50803,74	-1250	$3,7044393 \cdot 10^{10}$	125	9,77
	2-2		8467,29		-750			9,77
	3-3		8467,29		-250			9,77
	4-4		8467,29		250			10,19
	5-5		8467,29		750			11,02
	6-6		8467,29		1250			11,86
2	1-1	105,25	209444,89	1256669,34	-1250	$9,8559689 \cdot 10^{11}$	125	25,04
	2-2		209444,89		-750			25,04
	3-3		209444,89		-250			25,04
	4-4		209444,89		250			25,04
	5-5		209444,89		750			28,04
	6-6		209444,89		1250			30,03
1	1-1	215,25	316810,68	1900864,08	-1250	$1,7928186 \cdot 10^{12}$	125	35,88
	2-2		316810,68		-750			35,88
	3-3		316810,68		-250			35,88
	4-4		316810,68		250			37,06
	5-5		316810,68		750			39,44
	6-6		316810,68		1250			41,82

VERIFICATION AU RENVERSEMENT

On vérifie notre structure au renversement, qui peut être causé par les efforts sismiques :

Moment de renversement :

$$M_{\text{renv}} = \sum_{i=1}^3 F_i Z_i + T \times Z_0$$

Moment résistant :

$$M_{\text{rés}} = \sum_{i=1}^3 w_i b_i$$

Pour que la structure soit stable, il faut que :

$$M_{\text{rés}} \geq 1,5 M_{\text{renv}} \quad (1,5 \text{ coef. de sécurité}).$$

* Sens longitudinal : $b_1 = b_2 = b_3 = 12,5 \text{ m}$.

$$- M_{\text{renv}} = 2025,31 \text{ t.m}$$

$$- M_{\text{rés}} = 13853,78 \text{ t.m}$$

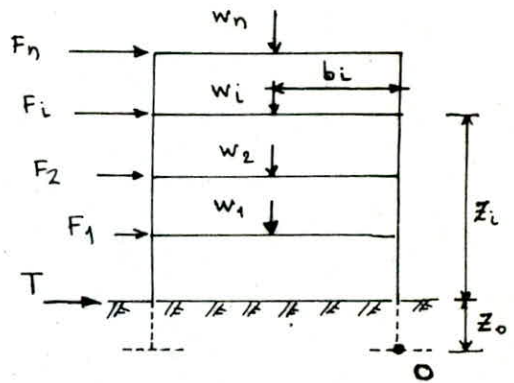
$$\frac{M_{\text{rés}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{13853,78}{2025,31} = 6,84715 \text{ c'est vérifié}$$

* Sens transversal : $b_1 = 9,18 \text{ m}$, $b_2 = 8,55 \text{ m}$, $b_3 = 0,66 \text{ m}$.

$$- M_{\text{renv}} = 1938,89 \text{ t.m}$$

$$- M_{\text{rés}} = 7906,08 \text{ t.m}$$

$$\frac{M_{\text{rés}}}{M_{\text{renv}}} = \frac{7906,08}{1938,89} = 4,07 > 1,5 \text{ c'est vérifié}$$



profondeur d'ancrage : 2m.

Donc la structure résiste largement au renversement dû au séisme.

DETERMINATION DES EFFORTS :

- CHARGES HORIZONTALES
- CHARGES VERTICALES

Exposé de la méthode de Cross

Le calcul des portiques sous les charges horizontales et verticales se fait par la méthode de Cross. C'est une méthode pratique qui permet par des calculs simples, de déterminer d'une manière rigoureuse les efforts s'exerçant dans un système hyperstatique à nœuds rigides sous l'action des forces extérieures.

Elle permet au moyen d'approximations successives de résoudre le problème en prenant comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par le nœud à la barre si celle-ci était parfaitement encastree et à déterminer quelles corrections il faut apporter à ce moment pour obtenir le moment réel.

Il est nécessaire de faire une distinction fondamentale entre des structures dont les nœuds subissent un déplacement et les nœuds qui ne subissent pas de déplacement.

a) Systèmes à nœuds fixes :

Étapes de calcul :

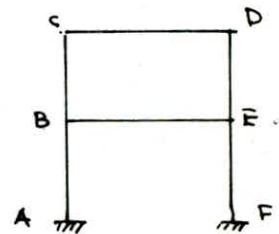
1. Calcul des raideurs des barres
2. Calcul des coefficients de répartition $c_{ij} = \frac{R_{ij}}{\sum R_{ij}}$
3. Calcul des moments d'encastrement parfait des barres.
4. répartition et transmission des moments d'après le tableau de Cross.

b) Systèmes à nœuds déplaçables

Supposons d'abord que les nœuds ne subissent pas de déplacement, d'où on calcule les moments M (méthode exposée en (a)), ainsi que les efforts tranchants. Soient T la somme des efforts

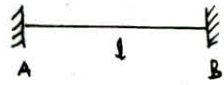
tranchants agissant au niveau BE et T' au niveau AF.

Supprimons les charges appliquées et donnons à l'étage supérieur un déplacement s_1 / à l'étage inférieur fixe, les moments d'encastrement



due à ce déplacement sont donnés par :

$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{6EI}{l^2} \Delta$$



$$M_{BA} = \frac{3EI}{l^2} \Delta$$



Nous pouvons alors, à l'aide de la méthode exposée en (a) déterminer les moments et les efforts tranchants dans les barres : M_1, T_1 au niveau BE, T_1' au niveau AF.

Donnons ensuite aux deux étages un déplacement Δ_2 / au sol.

En procédant comme ci-dessus nous pouvons déterminer à nouveau les moments et les efforts tranchants dans les barres : M_2, T_2 au niveau BE, T_2' au niveau AF.

Soient $K_1 \Delta_1$ et $K_2 \Delta_2$ les déplacements réels des étages, H_1 la Σ des forces horizontales agissant au dessus du niveau BE, et H_1' au dessus de AF.

Nous pouvons alors écrire les deux équations :

$$H_1 + T + K_1 T_1 + K_2 T_2 = 0$$

$$H_1' + T' + K_1 T_1' + K_2 T_2' = 0$$

} d'où on tire K_1, K_2

Le moment final cherché pour chaque barre est :

$$\underline{\text{Moment cherché}} = M + K_1 M_1 + K_2 M_2.$$

EXPOSÉ DE LA MÉTHODE DE CROSS-GRINTER-ZAYTZEFF

(on l'applique au portiques dissymétriques transversal 5-5 sous charges verticales.)

Cette méthode permet d'obtenir directement les moments aux extrémités des barres lorsque, en raison de la nature des charges appliquées ou par suite de la dissymétrie de la construction, les nœuds subissent des déplacements.

La méthode consiste à prendre comme valeur approchée du moment cherché pour chaque barre la somme des moments suivants :

- le moment transmis par le nœud à la barre sous l'effet du déplacement provoqué par l'ensemble des forces horizontales tendant à produire ce déplacement dans l'hypothèse où les nœuds ne peuvent tourner.

- le moment transmis par le nœud à la barre si celle-ci était parfaitement encastree.

- le moment provenant du déplacement créé par les forces horizontales

Sera donné par :

pour une barre encastrée : $M_{AB} = M_{BA} = \frac{H \cdot h}{2} \frac{R_{AB}}{\sum R} \dots (a)$

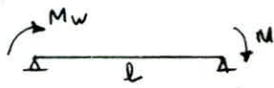

où H : Σ des forces horizontales tendant à produire le déplacement pour les nœuds du niveau considéré
 h : hauteur de la barre AB.

S'il n'y a pas de forces horizontales, c.-à.-d si les déplacements proviennent uniquement de la dissymétrie (des charges verticales ou de la construction), ce calcul est supprimé et il suffira de calculer les moments d'encastrement parfait. Comme il a été indiqué.

Étapes de calcul :

- Calcul des raideurs des barres.
- Calcul des coefficients de répartition
- Calcul des moments dus aux déplacements provoqués par les forces horizontales, formule (a)
- Calcul des moments transmis par les nœuds aux barres dans le cas d'encastrement parfait.
- Calcul des moments résultants pour chaque barre.
- Répartition et transmission des moments à l'aide d'un tableau analogue à celui de Cross - La seule différence est qu'à la fin de chaque tour des nœuds il nous faudra calculer les efforts tranchants agissant dans les barres verticales et en déduire les moments dus aux déplacements partiels.

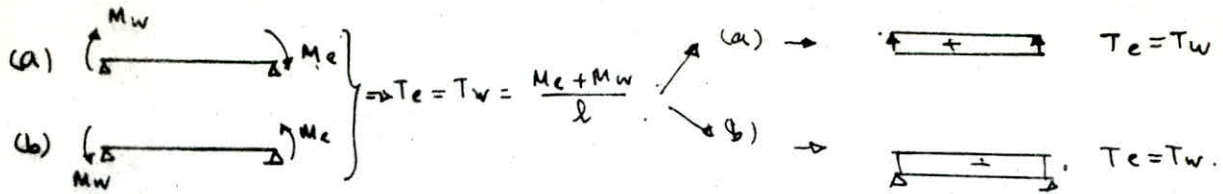
→ Moments en travée dans les poutres :

- si M_e, M_w de signe contraire :  $\rightarrow M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$
- si M_e et M_w de même signe :  $\rightarrow M_t = \frac{M_e + M_w}{2}$

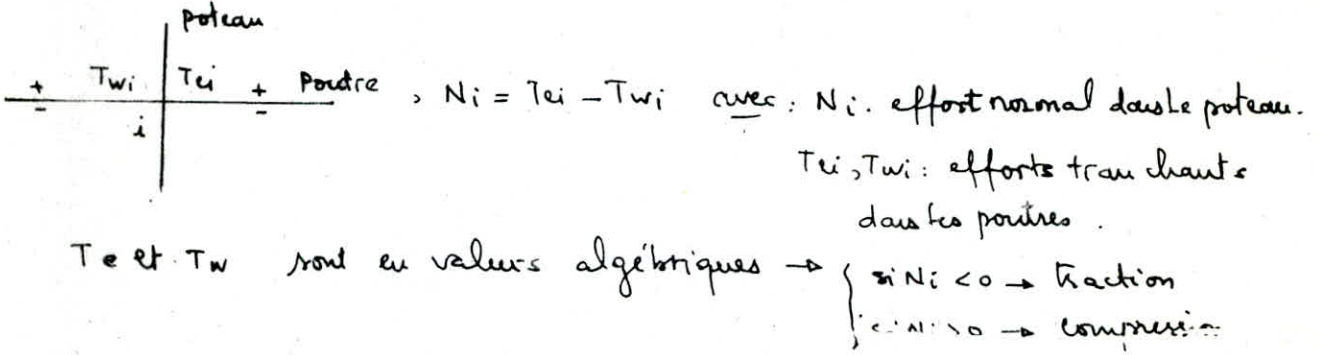
→ Efforts tranchants :

 $T_e = T_w = \left| \frac{M_e - M_w}{l} \right|$

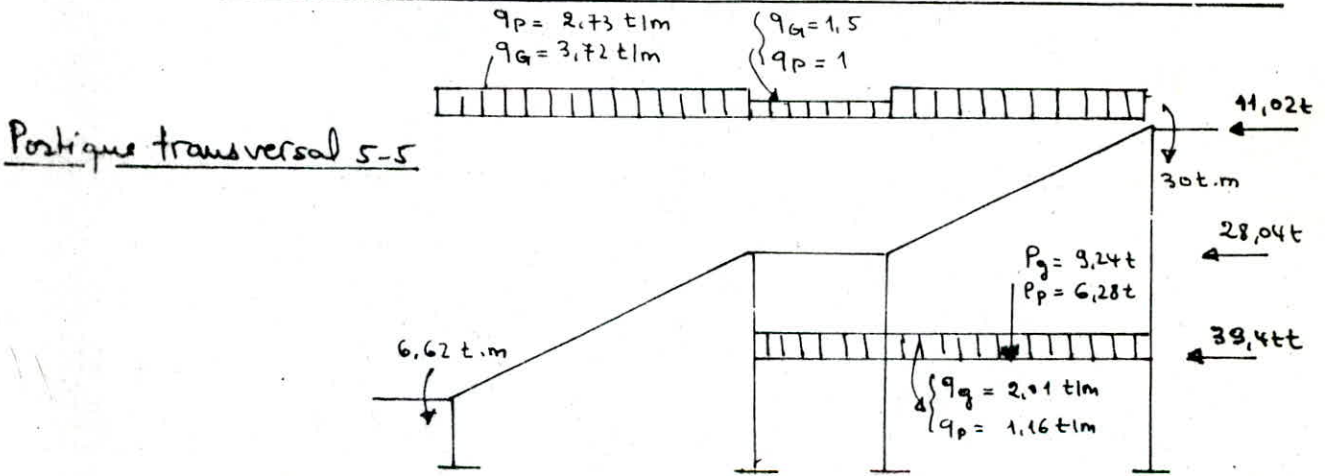
$M_e > M_w \rightarrow$  $T_e = T_w$
 $M_e < M_w \rightarrow$  $T_e = T_w$



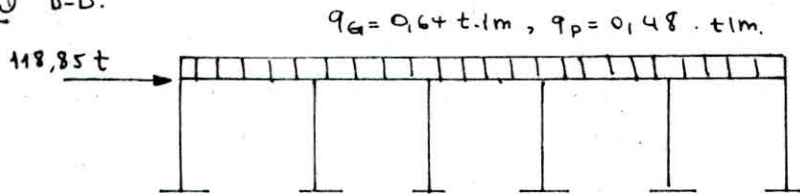
* efforts normaux dans les poteaux:



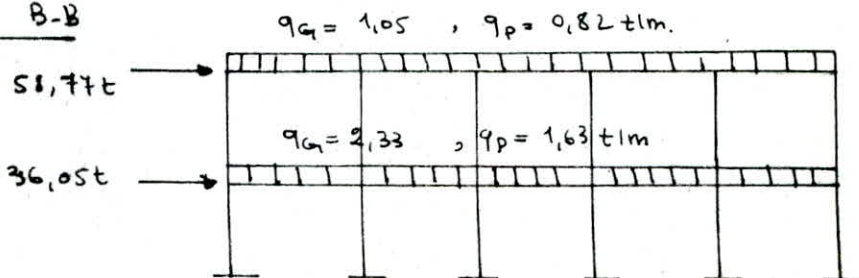
EVALUATION DES CHARGES EXTERIEURES SUR LES PORTIQUES.

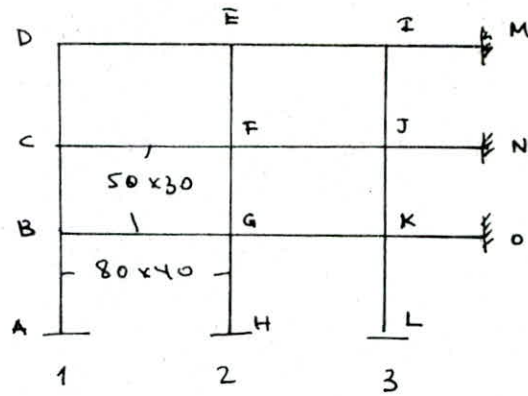


Portique longitudinal D-D.



Portique longitudinal B-B



PORTIQUE A-A

Les raideurs :

$$R_{AB} = R_{HG} = R_{LK} = 1,135 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$R_{BC} = R_{GF} = R_{KJ} = 1,202 \cdot 10^3, \quad R_{CD} = R_{FE} = R_{JI} = 1,067 \cdot 10^3 \text{ m}^3.$$

$$R_{BG} = R_{GH} = R_{CF} = R_{FJ} = R_{DE} = R_{EI} = 6,25 \cdot 10^4$$

$$R_{IM} = R_{JN} = R_{KO} = 3,125 \cdot 10^4 \quad (9,375 \cdot 10^4).$$

des coef. répartition :

$$C_{BA} = 0,383, \quad C_{BC} = 0,406, \quad C_{BG} = 0,211, \quad C_{CB} = 0,415, \quad C_{CD} = 0,369,$$

$$C_{CF} = 0,216, \quad C_{DC} = 0,631, \quad C_{DE} = 0,369, \quad C_{ED} = C_{EI} = 0,270, \quad C_{EF} = 0,460$$

$$C_{FC} = C_{FJ} = 0,178, \quad C_{FE} = 0,303, \quad C_{FG} = 0,341, \quad C_{GB} = C_{GK} = 0,174,$$

$$C_{GF} = 0,335, \quad C_{GH} = 0,517, \quad C_{IE} = 0,312 \quad (0,238), \quad C_{IM} = 0,156 \quad (0,356)$$

$$C_{IJ} = 0,532 \quad (0,406), \quad C_{JF} = 0,195 \quad (0,163), \quad C_{JN} = 0,097 \quad (0,245),$$

$$C_{JK} = 0,375 \quad (0,314), \quad C_{JI} = 0,333 \quad (0,279), \quad C_{KG} = 0,191 \quad (0,16),$$

$$C_{KO} = 0,095 \quad (0,240), \quad C_{KL} = 0,347 \quad (0,291), \quad C_{KJ} = 0,367 \quad (0,309)$$

Rem: les valeurs qui sont entre parenthèses s'appliquent pour le casal sous charges horizontales.

Moments d'encastrement parfait :

SOUS G

SOUS P

$$M_{BG} = M_{GK} = M_{KO} = -M_{GB} = -M_{KG} = 3,99 \text{ t.m.}$$

$$1,30 \text{ t.m.}$$

$$M_{CF} = M_{FJ} = M_{JN} = -M_{FC} = -M_{JF} = 2,70$$

$$0$$

$$M_{DE} = M_{EI} = M_{IM} = -M_{ED} = -M_{IE} = 1,45$$

$$1,23$$

Portique B-B.

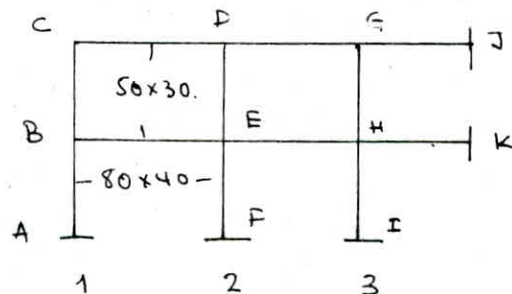
Les raideurs :

$$R_{AB} = R_{FE} = R_{HI} = 1,135 \cdot 10^3 \text{ m}^3$$

$$R_{BC} = R_{ED} = R_{HG} = 1,524 \cdot 10^3$$

$$R_{BE} = R_{EH} = R_{CD} = R_{DG} = 6,25 \cdot 10^4$$

$$R_{JG} = R_{HK} = 3,125 \cdot 10^4 \quad (9,375 \cdot 10^4).$$



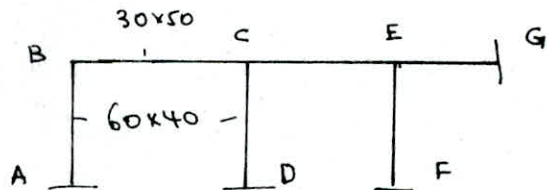
Les coef. de répartition :

$$\begin{aligned}
 C_{BA} &= 0,346, C_{BF} = 0,190, C_{BC} = 0,464, C_{CB} = 0,709, C_{CD} = 0,291, \\
 C_{DC} &= R_{DG} = 0,225, C_{DE} = 0,549, C_{EB} = C_{EH} = 0,160, C_{ED} = 0,390 \\
 C_{EF} &= 0,29, C_{GD} = 0,254 (0,202), C_{GJ} = 0,127 (0,304), C_{GH} = 0,619 (0,494) \\
 C_{HE} &= 0,174 (0,148), C_{HK} = 0,089 (0,222), C_{HG} = 0,424 (0,361) \\
 C_{HF} &= 0,315 (0,289).
 \end{aligned}$$

Moments d'encastrement parfait :

SOUS G :	SOUS P :
$M_{BE} = M_{EH} = M_{HK} = -M_{EB} = -M_{HE} = 4,109 \text{ t.m}$	2,874
$M_{CD} = M_{DG} = M_{GJ} = -M_{DC} = -M_{GD} = 1,852 \text{ t.m}$	1,446

PORTIQUE D-D :



Les raideurs :

$$R_{AB} = 1,488 \cdot 10^3 \text{ m}^2, R_{BC} = R_{CE} = 6,25 \cdot 10^4 \text{ m}^2.$$

$$R_{EG} = 3,125 \cdot 10^4 (9,375 \cdot 10^4)$$

Les coef. de répartition :

$$C_{BA} = 0,70, C_{BC} = 0,30, C_{CB} = C_{CE} = 0,23, C_{CD} = 0,54$$

$$C_{EC} = 0,26 (0,20), C_{EF} = 0,61 (0,49), C_{EG} = 0,13 (0,31).$$

Moments d'encastrement parfait :

SOUS G :	SOUS P :
$M_{BC} = M_{CE} = M_{EG} = -M_{CB} = -M_{EC} = 1,128 \text{ t.m.}$	0,846 t.m

Efforts sous charges horizontales

PORTIQUE TRANSVERSAL 5-5. (SOUS E).

($K_1 = 65,57$, $K_2 = 51,25$)

	A		B		C			D		
	AB	BA	BC	CB	CF	CD	DC	DG	DE	
		0,741	0,259	0,105	0,343	0,551	0,422	0,263	0,315	
1 ^{er} déplac.	0,935	0,535				1,309	1,309			
B	-0,346	-0,693	-0,242	-0,121						
C			-0,062	-0,125	-0,407	-0,655	-0,327			
D						-0,207	-0,414	-0,258	-0,307	
F					-0,190					
G								-0,105		
I										
J										
B	0,023	0,046	0,016	0,008						
C			0,020	0,041	0,133	0,214	0,107			
D							-0,001		-0,001	
F					0,021					
G								-0,003		
I										
J										
B	-0,007	-0,015	-0,005	-0,003						
C			-0,001	-0,002	-0,006	-0,010	-0,005			
D						0,002	0,003	0,002	0,003	
F					0,001					
G										
I										
J										
Σ...	0,605	0,273	-0,274	-0,202	-0,448	0,653	0,672	-0,364	-0,307	
2 ^{em} déplac.						-1,309	-1,309		0,726	
C			0,069	0,137	0,449	0,721	0,361			
D						0,047	0,094	0,058	0,070	
F					0,186					
G								0,031		
I										
J										
B	-0,026	-0,051	-0,018	-0,009						
C			-0,012	-0,024	-0,074	-0,123	-0,062			
D						0,007	0,013	0,008	0,010	
F					-0,005					
G								0,011		
I										
J										
B	0,004	0,009	0,003	0,002						
C					-0,001	-0,002	-0,001			
D						-0,002	-0,004	-0,003	-0,003	
F					-0,005					
G								0,002		
I										
J										
Σ...	-0,022	-0,042	0,042	0,106	0,547	-0,661	-0,908	0,107	0,803	
	38,54	15,75	-15,81	-7,81	-1,34	8,94	-2,47	-18,38	21,02	

	E	F			G			
	ED	FC	FI	FG	GF	GD	GJ	GH
		0,343	0,105	0,551	0,388	0,241	0,082	0,289
1 st deplac.				1,309	1,309			
B								
C		-0,204						
D	-0,155					-0,129		
F		-0,379	-0,116	-0,609	-0,304			
G				-0,170	-0,340	-0,211	-0,072	-0,253
I			-0,021					
J							-0,008	
B								
C		0,067						
D								
F		0,043	0,013	0,068	0,034			
G				-0,005	-0,010	-0,006	-0,002	-0,008
I			0,001					
J								
B								
C		-0,003						
D	0,001					0,001		
F		0,002	0,001	0,004	0,002			
G					-0,001	-0,001	-	-0,001
I								
J								
Σ...	-0,154	-0,477	-0,122	0,597	0,690	-0,346	-0,082	-0,282
2 nd deplac.	0,726			-1,309	-1,309			0,726
C		0,224						
D	0,035					0,029		
F		0,372	0,114	0,598	0,299			
G				0,049	0,099	0,061	0,021	0,074
I			0,021					
J							-0,082	
B								
C		-0,038						
D	0,005					0,004		
F		-0,011	-0,003	-0,018	-0,009			
G				0,017	0,034	0,021	0,007	0,025
I			0,014					
J							-0,003	
B								
C								
D	-0,002					-0,001		
F		-0,011	-0,003	-0,017	-0,009			
G				0,003	0,005	0,003	0,001	0,004
I			0,001					
J								
B								
Σ...	0,764	0,536	0,144	-0,677	-0,890	0,117	-0,057	0,829
	29,06	-3,81	-0,62	4,45	-0,37	-16,69	-8,30	25,31

	H	I		J			K
	HG	IF	IJ	JI	JG	JK	KJ
		0,340	0,660	0,279	0,160	0,561	
1 st deplac.			0,180	0,180			
B							
C							
D							
F		-0,058					
G	-0,127				-0,036		
I		-0,041	-0,081	-0,040			
J			-0,015	-0,029	-0,017	-0,058	-0,029
B							
C							
D							
F		0,007					
G	-0,004				-0,001		
I		0,003	0,005	0,003			
J				-0,001		-0,001	
B							
C							
D							
F							
G							
I							
J							
Σ...	-0,131	-0,089	0,089	0,113	-0,054	-0,059	-0,029
2 nd deplac.	0,726		-0,180	-0,180		0,726	0,726
C							
D							
F		0,057					
G	0,037				0,010		
I		0,042	0,081	0,041			
J			-0,083	-0,167	-0,096	-0,335	-0,167
B							
C							
D							
F		-0,002					
G	0,013				0,004		
I		0,029	0,056	0,028			
J			-0,004	-0,009	-0,005	-0,018	-0,009
B							
C							
D							
F		-0,002					
G	0,002						
I		0,002	0,004	0,002	0,001	0,003	0,002
J							
B							
Σ...	0,778	0,126	-0,126	-0,285	-0,096	0,376	0,552
	3128	0,62	-0,62	-7,20	-7,95	15,40	26,39

PORTIQUE LONGITUDINAL A-A (SOUS E) :

$K_1 = 56,14$, $K_2 = 41,90$, $K_3 = 25,04$.

	A			B			C			D			E			F		
	AB	BA	BC	BG	BC	CB	CF	CD	DC	DE	ED	EI	EF	FE	FC	FJ	FG	
for displaca	0,383	0,241	0,406	0,415	0,216	0,369	0,631	0,369	0,631	0,369	0,270	0,270	0,460	0,303	0,178	0,178	0,271	
C			-0,208	-0,415	-0,216	-0,369	+1,00	+1,00	+1,00				+1,00	+1,00	-0,108			
D						-0,257	-0,514	-0,301	-0,150									
E					-0,062				-0,115	-0,229	-0,229	-0,391	-0,196					
F												-0,105	-0,211	-0,124	-0,124	-0,237		
G				+0,010							-0,105					+0,020		
I																		
J																		
K																	-0,062	
B	0,038	0,076	0,080	0,042	0,080	0,040												
C			0,058	0,116	0,060	0,103	0,051	0,051	0,040	0,024	0,012				0,030			
D						0,020	0,040	0,020	0,040	0,024	0,012							
E									0,027	0,053	0,053	0,091	0,045					
F						-0,003						-0,005	-0,010	-0,006	-0,006	-0,011		
G				-0,002													-0,004	
I											0,009							
J																		
K																		
B	-0,011	-0,021	-0,012	-0,012	-0,023	-0,011												
Σ	0,027	0,055	0,038	0,038	-0,093	-0,272	-0,222	0,495	0,376	-0,375	-0,314	0,590	0,680	-0,207	-0,193	-0,230		
Zone deplaca.																		
B	-0,192	-0,383	-0,211	-0,211	-0,406	-0,203												
C						-0,165	-0,331	-0,172	-0,294	-0,147								
D									0,046	0,093	0,054	0,027						
E									-0,004	-0,007	-0,007	-0,007	-0,012	-0,006				
F						-0,081							-0,138	-0,175	-0,162	-0,310		
G																	-0,124	
I																		
J																		
K																	-0,075	
B	0,044	0,087	0,048	0,048	0,093	0,045												
C					-0,002	-0,004	-0,002	-0,004	-0,002									
D									0,002	0,004	0,001							
E									0,018	0,037	0,037	0,063	0,031					
F						0,015						0,026	0,057	0,030	0,030	0,058		
G																	0,002	
I											0,013							
J																		
K																		
Σ	-0,148	-0,296	-0,126	-0,126	-0,244	-0,126	-0,062	-0,062	0,064	0,047	0,047	0,033	-0,078	-0,202	-0,220	-0,201	0,623	

	G				H				I				J				K				L	
	GF	GB	GK	GH	HG	HE	HM	IJ	JI	JF	JN	JK	KJ	KG	KO	KL	LK					
1st displac	0.335	0.174	0.174	0.317		0.235	0.356	0.466	0.278	0.163	0.245	0.314	0.368	0.150	0.240	0.291						
C							1.00	1.00														
D																						
E						-0.115																
F	-0.119								-0.062			0.010										
G	0.040	0.021	0.021	0.038	0.019																	
I						-0.0315	-0.0359	-0.110														
J						-0.105	-0.121	-0.124	-0.186	-0.238	-0.119											
K			0.009						0.017	0.033	0.017	0.026	0.032	0.016								
B		0.021																				
C																						
D						0.027																
E																						
F	-0.006																					
G	-0.008	-0.004	-0.004	-0.008	-0.004				-0.003					-0.002								
I						0.018	0.028	0.032	0.016													
J						-0.004	-0.008	-0.005	-0.007	-0.005	-0.005											
K											0.001	0.002	0.001	0.002	0.002	0.001						
B		-0.006																				
Σ...	-0.091	0.033	0.027	0.032	0.015	-0.280	-0.286	0.566	0.677	-0.194	-0.193	-0.229	0.016	0.028	0.034	0.017						
2 nd displac	+1.00											+1.00	+1.00									
B		-0.105																				
C																						
D																						
E						-0.004																
F	-0.155									-0.081												
G	-0.248	-0.129	-0.129	-0.234	-0.117																	
I						0.001	0.001	0.002	0.001													
J						-0.128	-0.255	-0.150	-0.225	-0.289	-0.144											
K																						
B		0.024																				
C																						
D																						
E						0.018				0.015												
F	0.029																					
G	0.003	0.002	0.002	0.003	0.002	0.026	0.039	0.045	0.022													
I							0.012	0.024	0.014	0.014	0.021	0.027	0.013									
J																						
K			-0.001																			
Σ...	0.629	-0.208	-0.191	-0.231	-0.115	0.038	0.036	-0.074	-0.208	-0.202	-0.204	0.164	0.192	-0.193	0.104	-0.002	-0.002	-0.002	-0.117			

PORTIQUE LONGITUDINAL B-B (SOUS E)

$K_1 = 40,22$, $K_2 = 29,56$

	A		B				C				D				E			
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DG	DE	ED	EB	EH	EF					
1 ^{er} déplac.																		
B	-0,113	-0,346	-0,190	0,464	0,709	0,291	0,225	0,225	0,549	0,390	0,160	0,160	0,290					
C			1,00						1,00									
D			-0,190	-0,464	-0,132	-0,223	-0,112		-0,488	-0,244								
E			-0,053	-0,272	-0,545	-0,10	-0,20		-0,129	-0,258								
G								-0,091										
H																		
B	0,056	0,112	0,062	0,151	0,075						0,031							
C				0,009	0,018	0,007	0,004											
D						0,024	0,049	0,049	0,119	0,059								
E			-0,003					-0,007	-0,014	-0,006			-0,010					
G								0,011										
H																		
B	-0,001	-0,002	-0,001	-0,003	-0,001													
C				-0,008	-0,016	-0,007	-0,003											
D																		
E																		
G										0,001			0,001					
Z...	-0,118	-0,233	-0,185	0,417	0,299	-0,299	-0,262	-0,231	0,495	0,544	-0,176	-0,168	-0,201					
2 ^{em} déplac.																		
B	1,00	1,00																
C	-0,173	-0,346	-0,190	-0,464	-0,232													
D				0,082	0,164	0,068	0,034											
E						-0,004	-0,008	-0,008	-0,019	-0,009								
G									-0,175	-0,349								
H																		
B	-0,002	-0,003	-0,002	-0,005	-0,002													
C				0,002	0,004	0,002	0,001											
D						0,020	0,039	0,039	0,095	0,048								
E			0,002						0,004	0,009								
G								0,015										
H																		
B	-0,001	-0,001	-0,001	-0,002	-0,001													
C				-0,007	-0,013	-0,006	-0,003											
D						-0,002	-0,001	-0,004	-0,009	-0,004								
E									0,001	0,002								
G								0,001										
H																		
Z...	0,825	0,652	-0,262	-0,391	-0,080	0,079	0,059	0,043	-0,103	-0,302	-0,234	-0,210	0,748					
	13,87	5,34	-13,95	7,95	10,22	-10,26	-9,21	-8,32	17,58	15,07	-12,36	-11,49	8,79					

	F			G			H			I	
	FE	GD	GT	GH	HG	HE	HK	HI	IE	IH	
Terdeplac		0,202	0,304	0,494	0,361	0,178	0,232	0,269			
B			1,00	1,00	1,00						
C											
D		-0,10									
E	-0,096					-0,053					
G		-0,182	-0,274	-0,445	-0,222						
H				-0,131	-0,262	-0,107	-0,161	-0,195	-0,098		
B											
C		0,024									
D						-0,003					
E	-0,005	0,022	0,033	0,053	0,026						
G				-0,004	-0,008	-0,003	-0,005	-0,006	-0,003		
H											
B											
C											
D											
E		0,001	0,001	0,002	0,001						
G		-0,235	-0,240	0,475	0,535	-0,166	-0,166	-0,201	-0,101		
Z...	-0,101										
2 ^{exp} deplac.	1,00							1,00	1,00		
B											
C											
D		-0,004									
E	-0,130					-0,072					
G		0,001	0,001	0,002	0,001						
H				-0,168	-0,335	-0,137	-0,206	-0,250	-0,125		
B											
C											
D		0,020									
E	0,003	0,030	0,045	0,073	0,037	0,002					
G				-0,007	-0,014	-0,006	-0,009	-0,010	-0,005		
H											
B											
C		-0,002									
D											
E	0,001	0,002	0,003	0,004	0,002						
G					-0,001						
H											
Z...	0,874	0,047	0,049	-0,096	-0,310	-0,213	-0,215	0,739	0,870		
	15,65	-8,39	-8,55	16,94	14,52	-11,48	-11,53	8,59	15,56		

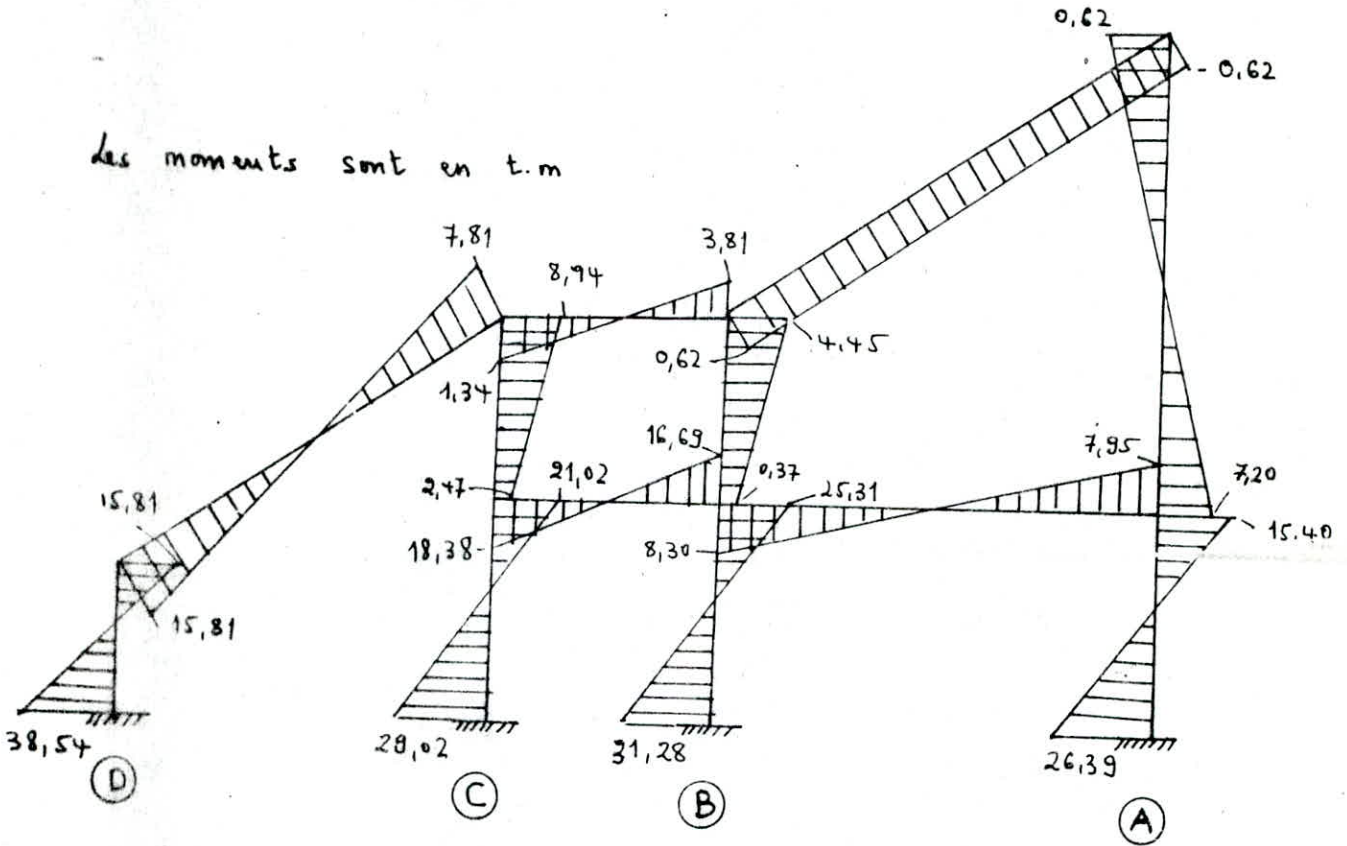
PORTIQUE LONGITUDINAL D-D (SOUS E) :

$K = 34,10$

	A		B			C			D			E			F	
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EC	EG	EF	FE					
	1,000	1,000				1,000	1,000				1,000	1,000			1,000	1,000
B	-0,350	-0,700	-0,300	-0,150												
C			-0,098	-0,195	-0,195	-0,469	-0,229	-0,098								
E					-0,090			-0,180	-0,280	-0,442	0,221					
B	0,034	0,069	0,029	0,014												
C			0,008	0,017	0,017	0,041	0,020	0,008								
E					-0,001			-0,002	-0,002	-0,004	-0,002					
B	-0,003	-0,006	-0,002	-0,001												
C																
E																
Σ...	0,681	0,363	-0,363	-0,315	-0,269	0,582	0,791	-0,272	-0,282	0,554	0,777					
	23,22	12,38	-12,38	-10,74	-9,17	19,85	26,97	-9,28	-9,62	18,89	26,50					

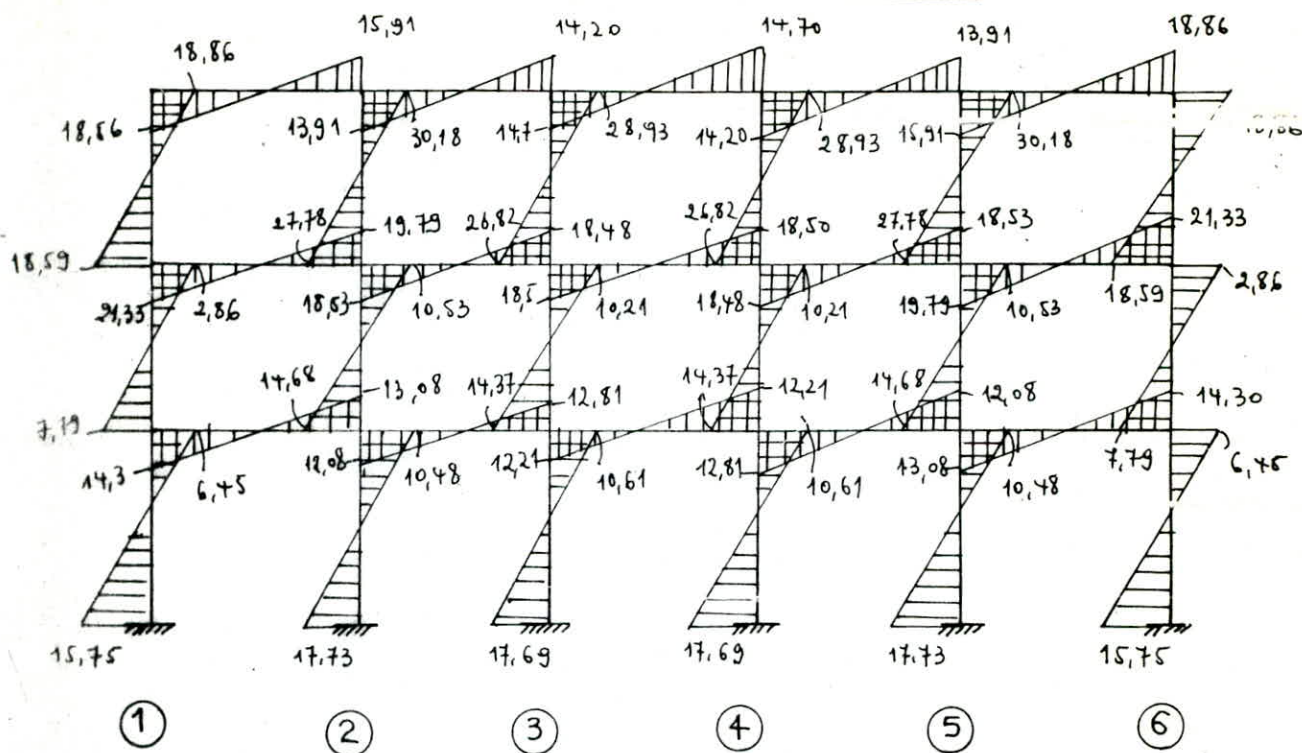
PORTIQUE TRANSVERSAL 5-5 (SOUS E):

les moments sont en t.m



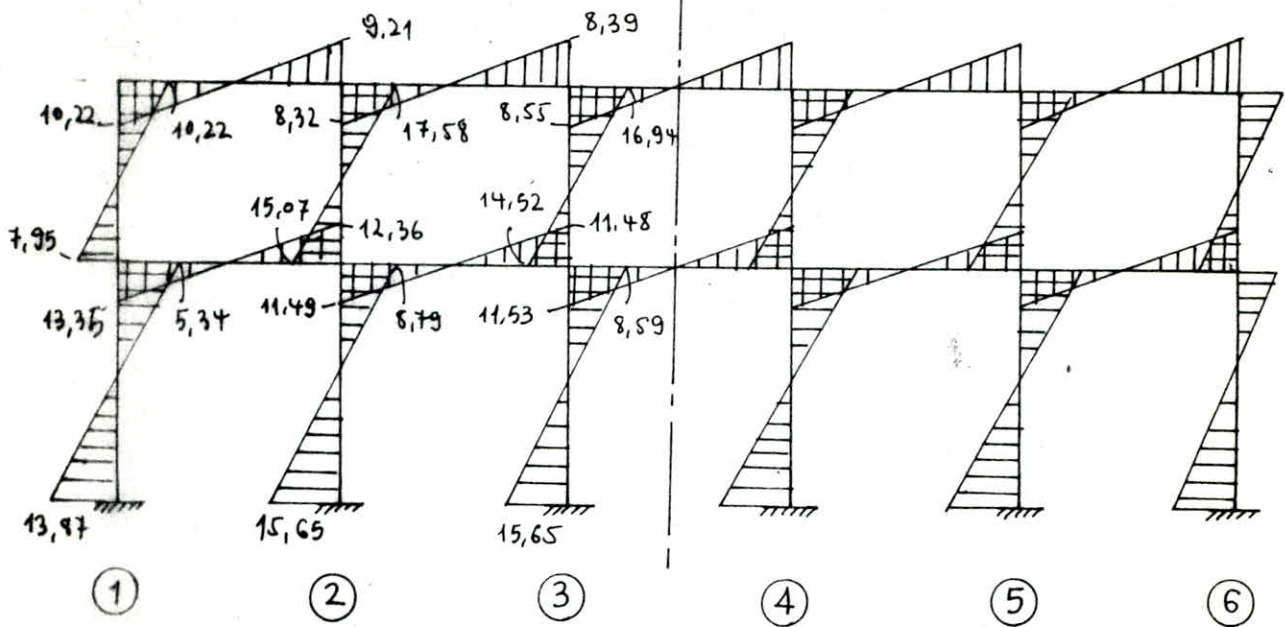
Niveau	Noeud	M _w	M _e	M _n	M _s	M _t	T	N	N _{cum}
II	D	/	15,75	/	15,75	3,97	2,68	2,68	2,68
	C	7,81	1,34	/	8,94				
	B	3,81	0,62	/	4,45	-1,24	1,72	1,72	-1,72
	A	-0,62	/	/	-0,62	0,62	0	0	0
I	C	/	18,38	-2,47	21,02	0,85	11,69	11,69	10,73
	B	16,69	8,30	-0,37	25,31				
	A	7,95	/	-7,20	15,40	0,18	1,85	-1,85	-1,85

PORTIQUE LONGITUDINAL A-A. (SOUS E):



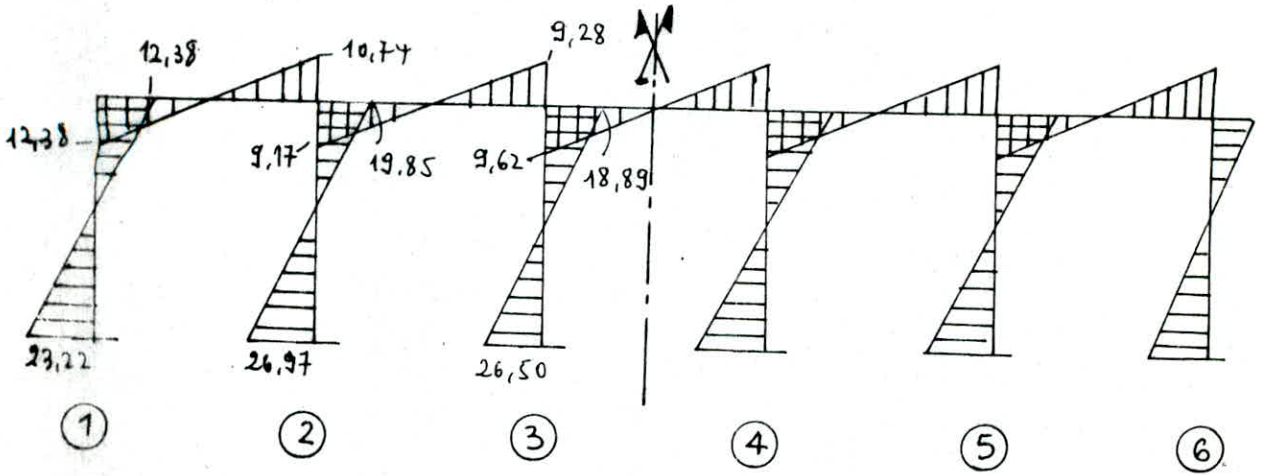
Niveau	noeud	Mw	Me	Mn	Ms	Me	T	N	Ncum
III	1	—	18,86	—	18,86	1,48	6,95	6,95	6,95
	2	15,91	13,91	—	30,18	-0,15	5,62	1,33	-1,33
	3	14,20	14,70	—	28,93	0	5,88	0,26	0,26
	4	17,70	14,20	—	28,93	0,15	5,62	0,26	-0,16
	5	13,91	15,91	—	30,18	-1,48	6,95	1,33	1,33
	6	18,86	—	—	18,86	-1,48	6,95	-6,95	-6,95
II	1	—	21,33	18,59	2,86	0,77	8,22	8,22	15,17
	2	19,97	18,53	27,78	10,53	0,03	7,40	-0,82	-2,15
	3	18,48	18,50	26,82	10,21	0	7,40	0	0,26
	4	18,50	18,48	26,82	10,21	0	7,40	0	-0,26
	5	18,53	19,97	27,78	10,53	-0,03	7,40	0,82	2,15
	6	21,33	—	18,59	2,86	-0,77	8,22	-8,22	-15,17
I	1	—	14,30	7,79	6,45	0,61	5,48	5,84	20,65
	2	13,08	12,08	14,68	10,48	-0,37	4,98	-0,50	-2,65
	3	12,81	12,21	14,37	10,61	0	4,88	-0,10	0,16
	4	12,21	12,81	14,37	10,61	0	4,88	0,10	-0,16
	5	12,08	13,08	14,68	10,48	0,37	4,98	0,50	2,65
	6	14,30	—	7,79	6,45	-0,61	5,48	-5,48	-20,65

PORTIQUE LONGITUDINAL B-B (SOUS E):



Niveau	noeud	M_w	M_e	M_n	M_s	M_t	T	N	N_{cum}
II	1	-	10,22	-	10,22	0,51	3,89	3,89	3,89
	2	9,21	8,32	-	17,58	0	3,34	-0,55	-0,55
	3	8,39	8,55	-	16,94	0	3,42	0,08	0
	4	8,55	8,39	-	16,94	0	3,42	-0,08	0
	5	8,32	9,21	-	17,58	0	3,34	0,55	0,55
	6	10,22	-	-	10,22	-0,51	3,89	-3,89	-3,89
I	1	-	13,35	7,95	5,34	0,50	5,14	5,14	9,03
	2	12,36	11,49	15,07	8,79	0	4,59	-0,55	-1,10
	3	11,48	11,53	14,52	8,59	0	4,61	0	0
	4	11,53	11,48	14,52	8,59	0	4,59	0	0
	5	11,49	12,36	15,07	8,79	0	4,59	0,55	1,10
	6	13,35	-	7,95	5,34	-0,50	5,14	-5,14	9,03

PORTIQUE LONGITUDINAL D-D (SOUS E).



Niveau	moend	M _w	M _c	M _n	M _s	M _E	T	N	N _{cum}
I	1	—	12,38	—	12,38	0,82	4,62	4,62	4,62
	2	10,74	9,17	—	19,85			—	—
	3	9,28	9,62	—	18,89	0	3,69	0,16	0,16
	4	9,62	9,28	—	18,89	0	3,85	-0,16	-0,16
	5	9,17	10,74	—	19,85	0	3,69	0,93	0,93
	6	12,38	—	—	12,38	-0,82	4,62	-4,62	-4,62

	A	B		C			D			E	F		
	AB	BA	BC	CB	CF	CD	DC	DG	DE	ED	FC	FI	FG
		0,741	0,259	0,105	0,343	0,551	0,422	0,263	0,315		0,343	0,105	0,551
		-4,905	18,624	-20,339	0,605			0,811			-0,605	19,840	
B	-5,083	-10,166	-3,553	-1,777									
C			1,129	2,259	7,378	11,853	5,926				3,689		
D						-1,422	-2,843	-1,772	-2,122	-1,061			
F					-3,931						-7,863	-2,407	-12,631
G								-1,440					-2,318
I												-1,523	
J													
	2,30	2,30				5,463	5,463		-1,917	-1,917			5,463
B	-1,270	-2,541	-0,898	-0,444									
C			0,018	0,035	0,115	0,184	0,092				0,057		
D						-0,464	-0,928	-0,571	-0,692	-0,346			
F					-0,288						-0,576	-0,176	-0,925
G								-0,562					-0,905
I												-1,469	
J													
	0,968	0,968				2,30	2,30		0,591	0,581			2,30
B	-0,365	-0,731	-0,255	-0,128									
C			-0,075	-0,149	-0,487	-0,782	-0,391				-0,244		
D						-0,407	-0,814	-0,507	-0,607	-0,304			
F					0,055						0,109	0,033	0,175
G								-0,322					-0,519
I												-0,382	
J													
	0,45	0,45				1,071	1,071		0,630	0,630			1,071
B	-0,139	-0,278	-0,097	-0,049									
C			-0,035	-0,070	-0,230	-0,369	-0,185				-0,115		
D						-0,252	-0,504	-0,514	-0,376	-0,188			
F					0,009						-0,019	-0,006	-0,030
G								-0,165					-0,231
I												-0,133	
J													
	0,223	0,223				0,530	0,530		0,387	0,387			0,530
B	-0,07	-0,139	-0,049	-0,024									
C			-0,013	-0,026	-0,084	-0,135	-0,067				-0,042		
D						-0,145	-0,289	-0,180	-0,216	-0,108			
F					-0,021						-0,042	-0,013	-0,068
G								-0,082					-0,132
I												-0,056	
J													
Z..	-2,99	-14,82	14,81	-20,71	3,10	17,43	9,36	-5,10	-4,33	-2,33	-5,65	13,71	-8,22

PORTIQUE TRANSVERSAL 5-5 (Sous G) :

Efforts sous charges verticales

	G				H	I		J			K
	GF	GD	GJ	GH	HG	IF	IJ	JI	JG	JK	KJ
	0,288	0,241	0,082	0,289		0,340	0,660	0,279	0,160	0,561	
		-0,811	19,96			-9,64	19,80		-19,96		
B											
C											
D		-0,886									
F	-6,316					-1,204					
G	-4,635	-2,879	-0,980	-3,753	-1,726				-0,490		
I						-3,045	-5,911	-2,955			
J			1,872				3,265	6,530	3,745	13,130	6,565
	5,463			-1,917	-1,917		5,462	5,462		-1,917	-1,917
B											
C											
D		-0,289									
F	-0,463					-0,088					
G	-1,810	-1,125	-0,383	-1,348	-0,674				-0,191		
I						-2,937	-5,702	-2,851			
J			-0,040				-0,070	-0,140	-0,080	-0,282	-0,141
	2,30			0,581	0,581		2,30	2,30		0,581	0,581
B											
C											
D		-0,254									
F	0,088					0,017					
G	-1,038	-0,645	-0,219	-0,773	-0,386				-0,110		
I						-0,764	-1,483	-0,742			
J			-0,162				-0,283	-0,566	-0,325	-1,138	-0,569
	1,071			0,630	0,630		1,071	1,071		0,630	0,630
B											
C											
D		-0,157									
F	-0,015					-0,003					
G	-0,462	-0,329	-0,112	-0,395	-0,198				-0,056		
I						-0,267	-0,518	-0,259			
J			-0,111				-0,193	-0,387	-0,222	-0,778	-0,389
	0,530			0,387	0,387		0,530	0,530		0,387	0,387
B											
C											
D		-0,090									
F	-0,034					-0,007					
G	-0,265	-0,164	-0,056	-0,197	-0,098				-0,028		
I						-0,112	-0,218	-0,109			
J			-0,062				-0,109	-0,218	-0,125	-0,438	-0,219
Σ...	-5,59	-7,63	19,71	-6,49	-3,40	-18,05	18,05	7,67	-17,84	10,18	4,93

	A	B		C			D			E	F		
	AB	BA	BC	CB	CF	CD	DC	DG	DE	ED	FC	FI	FG
		0,741	0,259	0,105	0,343	0,551	0,422	0,263	0,315		0,343	0,105	0,551
			14,926	-14,926	0,403			0,468			-0,403	14,560	
B	-5,530	-11,060	-3,866	-1,933									
C			0,864	1,728	5,644	9,067	4,534				2,822		
D						-1,055	-2,111	-1,316	-1,576	-0,788			
F					-2,912						-5,824	-1,783	-9,255
G								-0,803					-1,293
I												+2,627	
J													
	1,602	1,602				9,806	3,806		-0,196	-0,196			3,806
B	-0,914	-1,827	-0,639	-0,319									
C			0,025	0,050	0,165	0,264	0,132				0,082		
D						-0,620	-1,240	-0,773	-0,826	-0,463			
F					-0,896						-1,791	-0,548	-2,877
G								-0,289					-0,465
I												-0,782	
J													
	0,919	0,919				2,182	2,182		0,684	0,684			2,182
B	-0,350	-0,699	-0,244	-0,122									
C			-0,029	-0,057	-0,187	-0,30	-0,150				-0,093		
D						-0,512	-1,024	-0,638	-0,765	-0,382			
F					-0,144						-0,289	-0,088	-0,464
G								-0,260					-0,418
I												-0,316	
J													
	0,456	0,456				1,082	1,082		0,650	0,650			1,082
B	-0,158	-0,316	-0,111	-0,055									
C			-0,019	-0,039	-0,127	-0,264	-0,102				-0,064		
D						-0,289	-0,578	-0,360	-0,431	-0,216			
F					-0,049						-0,097	-0,030	-0,156
G								-0,157					-0,252
I												-0,130	
J													
	0,237	0,237				0,562	0,562		0,402	0,402			0,562
B	-0,081	-0,162	-0,056	-0,028									
C			-0,010	-0,021	-0,067	-0,108	-0,054				-0,034		
D						-0,159	-0,318	-0,198	-0,237	-0,119			
F					-0,025						-0,050	-0,015	-0,080
G								-0,086					-0,138
I												-0,060	
J													
Σ..	-3,82	-10,85	10,84	-15,72	1,81	13,72	6,72	-4,41	-2,39	-0,43	-5,74	13,44	-1,87

PARTIQUE TRANSVERSAL 5-5 (SOUS P) :

	G				H	I		J			K
	GF	GD	GJ	GH	HG	IF	IJ	JL	JG	JK	KJ
		0,388	0,241	0,082	0,279		0,340	0,660	0,279	0,160	0,561
		-0,468	12,467			-14,56			-12,467		
B											
C											
D		-0,658									
F	-4,678					-0,891					
G	-2,585	-1,606	-0,546	-1,926	-0,963				-0,273		
I						5,253	10,198	5,099			
J			0,611				1,066	2,132	1,223	4,287	2,143
	3,806			-0,196	-0,196		3,806	3,806		-0,196	-0,196
B											
C											
D		-0,386									
F	-1,439					-0,274					
G	-0,930	-0,577	-0,196	-0,692	-0,346				-0,098		
I						-1,563	-3,035	-1,517			
J			-0,160				-0,278	-0,557	-0,319	-1,119	-0,560
	2,182			0,684	0,684		2,182	2,182		0,684	0,684
B											
C											
D		-0,319									
F	-0,232					-0,044					
G	-0,836	-0,519	-0,177	-0,623	-0,311				-0,088		
I						-0,632	-1,228	-0,614			
J			-0,173				-0,302	-0,604	-0,346	-1,214	-0,607
	1,082			0,65	0,65		1,082	1,082		0,650	0,650
B											
C											
D		-0,180									
F	-0,078					-0,015					
G	-0,505	-0,314	-0,107	-0,376	-0,188				-0,053		
I						-0,260	-0,505	-0,252			
J			-0,114				-0,199	-0,393	-0,228	-0,80	-0,40
	0,562			0,402	0,402		0,562	0,562		0,402	0,402
B											
C											
D		-0,099									
F	-0,040					-0,008					
G	-0,276	-0,171	-0,058	-0,205	-0,103				-0,029		
I						-0,121	-0,234	-0,117			
J			-0,065				-0,114	-0,228	-0,131	-0,459	-0,229
Σ..	-3,97	-5,30	11,48	-2,28	-0,37	-13,12	13,10	10,58	-12,81	2,24	1,89

	G				H	I			J				K				L
	GF	GB	GK	GH	HG	IE	IM	IJ	JI	JF	JN	JK	KJ	KG	KO	KL	LK
	0,335	0,174	0,174	0,317		0,312	0,156	0,532	0,333	0,195	0,097	0,275	0,367	0,191	0,085	0,347	
Sous G		-3,99	3,99			-1,45	1,45			-2,70	2,70			-3,99	3,99		
B		-0,421															
C																	
D																	
E						0,027											
F	0,027								0,014								
G	0,132	0,069	0,069	0,125	0,062								0,034				
I						-0,008	-0,004	-0,014	-0,007								
J								-0,001	-0,002	-0,001	-0,001	-0,003	-0,001				
K			-0,003									-0,006	-0,012	-0,006	-0,003	-0,011	-0,006
B		0,031															
C																	
D																	
E						-0,001											
F	-0,016									-0,008							
G	-0,006	-0,003	-0,003	-0,006	-0,003								-0,001				
I						0,001	0	0,001									
J								0,002	0,005	0,003	0,001	0,005	0,003				
K													-0,001	0	0	-0,001	-
Σ...	0,137	-4,307	4,053	0,119	0,059	-1,431	1,446	-0,012	-0,004	-2,692	2,70	-0,004	-0,012	-3,962	3,99	-0,012	-0,006
Sous P		-1,30	+1,30			-1,23	1,23							-1,30	1,30		
B		-0,137															
C																	
D																	
E						0,032											
F	-0,014									-0,007							
G	0,051	0,026	0,026	0,048	0,024								0,013				
I						-0,010	-0,005	-0,017	-0,009								
J								0,003	0,005	0,003	0,002	0,006	0,003				
K			-0,002									-0,003	-0,006	-0,003	-0,002	-0,006	-0,003
B		-0,007															
C																	
D																	
E						0,002											
F	-0,013									-0,007							
G	0,007	0,004	0,004	0,007	0,003								0,002				
I						-0,002	-0,001	-0,003	-0,001								
J								0,002	0,004	0,002	0,001	0,004	0,002				
K													-0,001	-0,001	-	-0,001	-
Σ...	0,031	-1,444	1,328	0,055	0,027	-1,208	1,224	0,015	-	-0,009	0,003	0,007	-	-1,289	1,30	-0,007	-0,003

	A	B			C		D			E			
	AB	BA	BE	BC	CB	CD	DC	DG	DE	ED	EB	EH	FF
		0,346	0,190	0,464	0,709	0,291	0,225	0,225	0,549	0,390	0,160	0,160	0,290
Sous G			4,109			1,852	-1,852	1,852			-4,109	4,109	
B	-0,711	-1,422	-0,781	-1,007	-0,953						-0,390		
C				-0,319	-0,637	-0,262	-0,131						
D						0,015	0,029	0,029	0,072	0,036			
E			0,028						0,069	0,138	0,057	0,057	0,103
G								-0,002					
H													-0,002
B	0,050	0,101	0,055	0,135	0,068						0,028		
C				-0,029	-0,059	-0,024	-0,012						
D						-0,006	-0,012	-0,012	-0,030	-0,015			
E			-0,001						-0,002	-0,004	-0,002	-0,002	-0,003
G								0,001					
H													
B	0,005	0,010	0,006	0,014	0,007						0,003		
C													
Σ...	-0,656	-1,311	3,416	-2,106	-1,574	1,575	-1,978	1,868	0,109	0,155	-4,413	4,162	0,100
Sous P			2,874			1,446	-1,446	1,446			-2,874	2,874	
B	-0,497	-0,994	-0,546	-1,333	-0,667						-0,273		
C				-0,276	-0,552	-0,227	-0,113						
D						0,013	0,025	0,025	0,062	0,031			
E			0,019						0,047	0,094	0,039	0,039	0,070
G								-0,002					
H													-0,001
B	0,044	0,089	0,049	0,119	0,060						0,024		
C				-0,026	-0,052	-0,021	-0,011						
D						-0,004	-0,008	-0,008	-0,019	-0,009			
E			-0,001						-0,003	-0,005	-0,002	-0,002	-0,004
G								0,001					
H													
B	0,005	0,009	0,005	0,013	0,006						0,003		
C					-0,001								
Σ	-0,448	-0,90	2,40	-1,503	-1,206	1,207	-1,553	1,462	0,087	0,111	-3,083	2,910	0,066

PORTIQUE LONGITUDINAL B-B (Sous G, P):

	F	G			H				I
	FE	GD	GJ	GH	HG	HE	HK	HI	IH
		0,254	0,127	0,619	0,424	0,174	0,089	0,315	
Sous G		-1,852	1,852			-4,109	4,109		
B									
C									
D		0,015							
E	0,051					0,028			
G		-0,004	-0,002	-0,009	-0,005				
H				-0,005	-0,010	-0,004	-0,002	-0,007	-0,004
B									
C									
D		-0,006							
E	-0,002					-0,001			
G		0,003	0,001	0,007	0,003				
H					-0,001			-0,001	
B									
C									
Σ...	0,049	-1,844	1,851	-0,007	-0,013	-4,086	4,107	-0,008	-0,004
Sous P		-1,446	1,446			-2,874	2,874		
B									
C									
D		0,013							
E	0,035					0,019			
G		-0,003	-0,002	-0,008	-0,004				
H				-0,003	-0,006	-0,003	-0,001	-0,005	-0,002
B									
C									
D		-0,004							
E	-0,002					-0,001			
G		0,002	0,001	0,004	0,002				
H									
B									
C									
Σ..	0,033	-1,438	1,445	-0,007	-0,008	-2,859	2,873	-0,005	-0,002

PORTIQUE LONGITUDINAL D-D (SOUS G, P).

	A		B			C				D			E			F	
	AB	BA	BC	CB	CE	CD	DC	EC	EG	EF	FE						
SOUS G		0,70	0,30	0,23	0,23	0,54		0,26	0,13	0,61							
B	-0,395	0,790	-0,338	-0,169	1,128			-1,128									
C			0,019	0,039	0,039	0,091	0,046	0,019									
E					-0,002			-0,005	-0,002	-0,012	-0,006						
B	-0,007	-0,013	-0,006	-0,003													
C				0,001	0,001	0,003	0,001										
Σ...	-0,402	-0,803	0,803	-1,26	1,166	0,094	0,047	-1,114	1,126	-0,012	-0,006						
SOUS P			0,846	-0,846	0,846			-0,864	0,846								
B	-0,296	-0,592	-0,253	-0,127													
C			0,015	0,029	0,029	0,069	0,034	0,015									
E					-0,002			-0,004	-0,002	-0,009	-0,005						
B	-0,005	-0,011	-0,005	-0,002													
C				0,001	0,001	0,002	0,001										
Σ...	-0,301	-0,603	0,603	-0,945	0,874	0,071	0,035	-0,835	0,844	-0,009	-0,005						

EFFORTS DANS LES PORTIQUES.SENS TRANSVERSAL : PORTIQUE 5-5.Moments aux appuis.

Niveau	Nœud	SOUS G				SOUS P			
		M _w	M _e	M _n	M _s	M _w	M _e	M _n	M _s
II	D	-	14,81	-	14,82	-	10,84	-	10,85
	C	20,71	3,10	-	17,43	15,72	1,89	-	13,72
	B	5,65	13,71	-	8,22	5,74	13,44	-	7,87
	A	18,05	-	-	18,05	13,12	-	-	13,10
I	C	-	-5,10	9,36	4,33	-	-4,41	6,72	2,39
	B	7,63	19,71	5,59	6,49	5,30	11,48	3,79	2,28
	A	17,84	-	7,67	10,18	12,81	-	10,58	2,24

Moments et efforts tranchants dans les poteaux:

Niveau	Nœud	SOUS G				SOUS P			
		M _w	M _e	T _w	T _e	M _w	M _e	T _w	T _e
II	D-C	14,81	20,71	15,79	14,34	10,84	15,72	11,66	10,46
	C-B	3,10	5,65	2,81	0,49	1,89	5,74	2,89	-0,69
	B-A	13,71	18,05	15,42	14,34	13,44	13,12	10,92	10,92
I	C-B	-5,10	7,63	8,00	-3,58	-4,41	5,30	5,69	-3,13
	B-A	19,71	17,84	10,79	14,53	11,48	12,81	7,95	7,61

Efforts normaux dans les poteaux:

Niveau	Nœud	SOUS G				SOUS P			
		T _w	T _e	N	N _c	T _w	T _e	N	N _c
II	D	-	15,79	15,79	15,79	-	11,66	11,66	11,66
	C	14,34	2,81	17,15	17,15	10,46	2,89	13,35	13,35
	B	0,49	15,42	15,91	15,91	-0,69	10,92	10,23	10,23
	A	14,34	-	14,34	14,34	10,92	-	10,92	10,92
I	C	-	8	8	25,15	-	5,69	5,69	19,04
	B	-3,58	10,79	7,21	23,12	-3,13	7,95	4,82	15,05
	A	14,53	-	14,53	28,87	7,61	-	7,61	18,53

PORTIQUE LONGITUDINAL A-A :

Moments aux appuis :

Niveau	Nœud	SOUS G				SOUS P			
		M _w	M _e	M _n	M _s	M _w	M _e	M _n	M _s
III	1	-	1,04	-	1,04	-	0,75	-	0,75
	2	1,61	1,50	-	0,10	1,42	1,29	-	0,12
	3	1,43	1,45	-	0	1,21	1,22	-	0
	4	1,45	1,43	-	0	1,22	1,21	-	0
	5	1,50	1,61	-	0,10	1,29	1,42	-	0,12
	6	1,04	-	-	1,04	0,75	-	-	0,75
II	1	-	2,35	0,97	1,41	-	0,14	0,19	0
	2	2,68	2,71	0	0	0	0	0	0
	3	2,69	2,70	0	0	0	0	0	0
	4	2,70	2,69	0	0	0	0	0	0
	5	2,71	2,68	0	0	0	0	0	0
	6	2,35	-	0,97	1,41	0,14	-	0,19	0,52
I	1	-	3,26	1,81	1,39	-	1,03	0,41	0,52
	2	4,31	4,05	0,14	0,12	1,41	1,33	0,03	0
	3	3,96	3,99	0	0	1,29	1,30	0	0
	4	3,99	3,96	0	0	1,30	1,29	0	0
	5	4,05	4,31	0,14	0,12	1,33	1,41	0,03	0
	6	3,26	-	1,81	1,39	1,03	-	0,41	0,52

Moments et efforts tranchants dans les poutres :

Niv.	Poutre	SOUS G				SOUS P			
		M _w	M _e	T _w	T _e	M _w	M _e	T _w	T _e
III	1-2	1,04	1,61	2,00	1,77	0,75	1,42	1,75	1,46
	2-3	1,50	1,43	1,89	1,89	1,29	1,21	1,61	1,61
	3-4	1,45	1,45	1,89	1,89	1,22	1,22	1,61	1,61
	4-5	1,43	1,50	1,89	1,89	1,21	1,29	1,61	1,61
	5-6	1,61	1,04	1,77	2,0	1,42	0,75	1,46	1,75
II	1-2	2,35	2,68	3,52	3,52	0,14	0	0	0
	2-3	2,71	2,69	3,52	3,52	0	0	0	0
	3-4	2,70	2,70	3,52	3,52	0	0	0	0
	4-5	2,69	2,71	3,52	3,52	0	0	0	0
	5-6	2,68	2,35	3,52	3,52	0	0,14	0	0
I	1-2	3,26	4,31	5,43	4,97	1,03	1,41	1,78	1,62
	2-3	4,05	3,96	5,20	5,20	1,33	1,29	1,70	1,70
	3-4	3,99	3,99	5,20	5,20	1,30	1,30	1,70	1,70
	4-5	3,96	4,05	5,20	5,20	1,29	1,33	1,70	1,70
	5-6	4,31	3,26	4,97	5,43	1,41	1,03	1,62	1,78

Efforts normaux dans les poteaux:

Niv	Noeud	SOUS G				SOUS P			
		T _w	T _e	N	N _c	T _w	T _e	N	N _c
III	1	-	2	2	2	-	1,75	1,75	1,75
	2	1,77	1,89	3,66	3,66	1,46	1,61	3,07	3,07
	3	1,98	1,89	3,78	3,78	1,61	1,61	3,22	3,22
	4	1,98	1,89	3,78	3,78	1,61	1,61	3,22	3,22
	5	1,98	1,77	3,66	3,66	1,61	1,46	3,07	3,07
	6	2,0	-	2	2	1,75	-	1,75	1,75
II	1	-	3,52	3,52	5,52	0	0	0	1,75
	2	3,52	3,52	7,04	10,70	0	0	0	3,07
	3	3,52	3,52	7,04	10,82	0	0	0	3,22
	4	3,52	3,52	7,04	10,82	0	0	0	3,22
	5	3,52	3,52	7,04	10,60	0	0	0	3,07
	6	3,52	-	3,52	5,52	0	0	0	1,75
I	1	-	5,43	5,43	10,95	-	1,78	1,78	3,53
	2	4,97	5,20	10,17	20,87	1,62	1,70	3,32	6,39
	3	5,20	5,20	10,40	21,22	1,70	1,70	3,40	6,62
	4	5,20	5,20	10,40	21,22	1,70	1,70	3,40	6,62
	5	5,20	4,97	10,17	20,87	1,70	1,62	3,32	6,39
	6	5,43	-	5,43	10,95	1,78	-	1,78	3,53

PORTIQUE LONGITUDINAL B-B.

Moments aux appuis

Niv	Noeud	SOUS G				SOUS P			
		M _w	M _e	M _n	M _s	M _w	M _e	M _n	M _s
II	1	-	1,58	-	1,57	-	1,21	-	1,21
	2	1,98	1,87	-	0,11	1,55	1,46	-	0
	3	1,84	1,85	-	0	1,44	1,46	-	0
	4	1,85	1,84	-	0	1,46	1,44	-	0
	5	1,87	1,98	-	0,11	1,46	1,55	-	0
	6	1,58	-	-	1,57	1,21	-	-	1,21
I	1	-	3,42	2,11	1,31	-	2,40	1,50	0,90
	2	4,41	4,16	0,16	0,10	3,08	2,91	0,11	0
	3	4,10	4,11	0	0	2,90	2,87	0	0
	4	4,11	4,10	0	0	2,87	2,90	0	0
	5	4,16	4,41	0,16	0,10	2,91	3,08	0,11	0
	6	3,42	-	2,11	1,31	2,40	-	1,50	0,90

Moments et efforts tranchants dans les poutres:

Niv.	Poutre	SOUS G				SOUS P			
		Mw	Mc	Tw	Te	Mw	Mc	Tw	Te
II	1-2	1.58	1.98	2.62	2.22	1.21	1.55	1.96	1.88
	2-3	1.87	1.84	2.42	2.42	1.46	1.44	1.89	1.89
	3-4	1.85	1.85	2.42	2.42	1.46	1.46	1.89	1.89
	4-5	1.84	1.87	2.42	2.42	1.44	1.46	1.89	1.89
	5-6	1.98	1.58	2.22	2.62	1.55	1.21	1.88	1.96
I	1-2	3.42	4.41	5.57	5.14	2.40	3.08	3.90	3.60
	2-3	4.16	4.10	5.36	5.36	2.91	2.90	3.75	3.75
	3-4	4.11	4.11	5.36	5.36	2.87	2.87	3.75	3.75
	4-5	4.11	4.16	5.36	5.36	2.90	2.91	3.75	3.75
	5-6	4.41	3.42	5.14	5.57	3.08	2.40	3.60	3.90

Efforts normaux dans les poteaux:

Niv.	Pot.	SOUS G				SOUS P			
		Tw	Te	N	Nc	Tw	Te	N	Nc
II	1	-	2.62	2.62	2.62	-	1.96	1.96	1.96
	2	2.22	2.42	4.64	4.64	1.88	1.89	3.77	3.77
	3	2.42	2.42	4.84	4.84	1.89	1.89	3.78	3.78
	4	2.42	2.42	4.84	4.84	1.89	1.89	3.78	3.78
	5	2.42	2.22	4.64	4.64	1.89	1.88	3.77	3.77
	6	2.62	-	2.62	2.62	1.96	-	1.96	1.96
I	1	-	5.57	5.57	8.19	-	3.90	3.90	5.86
	2	5.14	5.36	10.50	15.14	3.60	3.75	7.35	11.12
	3	5.36	5.36	10.72	15.56	3.75	3.75	7.50	11.28
	4	5.36	5.36	10.72	15.56	3.75	3.75	7.50	11.28
	5	5.36	5.14	10.50	15.14	3.75	3.60	7.35	11.12
	6	5.57	-	5.57	8.19	3.90	-	3.90	5.86

PORTIQUE LONGITUDINAL D-D.

Moments aux appuis.

Niv	Nouv	SOUS G				SOUS P			
		M _w	M _e	M _n	M _s	M _w	M _e	M _n	M _s
I	1	-	0,80	-	0,80	-	0,60	-	0,60
	2	1,26	1,17	-	0	0,95	0,87	-	0
	3	1,11	1,13	-	0	0,84	0,84	-	0
	4	1,13	1,11	-	0	0,84	0,84	-	0
	5	1,17	1,26	-	0	0,87	0,95	-	0
	6	0,80	-	-	0,80	0,60	-	-	0,60

Moments et efforts tranchants dans les poutres.

Niv	Poutre	SOUS G				SOUS P			
		M _w	M _e	T _w	T _e	M _w	M _e	T _w	T _e
I	1-2	0,80	1,26	1,57	1,37	0,60	0,95	1,18	1,02
	2-3	1,17	1,11	1,47	1,47	0,87	0,84	1,10	1,10
	3-4	1,13	1,13	1,47	1,47	0,84	0,84	1,10	1,10
	4-5	1,11	1,17	1,47	1,47	0,84	0,87	1,10	1,10
	5-6	1,26	0,80	1,37	1,57	0,95	0,60	1,02	1,18

Efforts normaux dans les poteaux:

Niv	Pot.	SOUS G				SOUS P			
		T _w	T _e	N	N _c	T _w	T _e	N	N _c
I	1	-	1,57	1,57	1,57	-	1,18	1,18	1,18
	2	1,37	1,47	2,84	2,84	1,62	1,10	2,12	2,12
	3	1,47	1,47	2,94	2,94	1,10	1,10	2,20	2,20
	4	1,47	1,47	2,94	2,94	1,10	1,10	2,20	2,20
	5	1,47	1,37	2,84	2,84	1,10	1,02	2,12	2,12
	6	1,57	-	1,57	1,57	1,18	-	1,18	1,18

COMBINAISONS DES

SOLLICITATIONS

Combinaisons des sollicitations

des éléments structuraux doivent être dimensionnés pour les combinaisons de forces horizontales et des charges verticales, conformément au règlement C.C.B.A 68 et à l'article 3.3.2 du R.P.A 81.

1) Poteaux:

- * $G + 1,2P$; sollicitation du 1^{er} genre
- * (a): $G + P \mp 1,2E$
- (b): $0,8G \mp E$ } sollicitations du 2^{ème} genre.

G: charge permanente

P: surcharge d'exploitation

E: effet du séisme.

- La combinaison (a) donne un effort normal maximal, et un moment corresp. (N_{max}, M_{cor}) \rightarrow compression
- La combinaison (b) donne un effort normal minimal et un moment corresp. (N_{min}, M_{cor}) \rightarrow traction.

2) Poutres:

- * $G + 1,2P$; sollicitation du 1^{er} genre
- * (a): $G + P \mp E$
- (b): $0,8G \mp E$ } sollicitations du 2^{ème} genre.

- La combinaison (a) donne le moment négatif maximal en valeur absolue sur les appuis (ferraillage supérieur au niveau des appuis)
- La combinaison (b) donne le moment positif sur les appuis (ferraillage inférieur au niveau des appuis).

SENS TRANSVERSAL : portiques 5-5.

Moments en travées dans les poutres.

Niv	Poutre	M _w (G)	M _e (G)	M ₀			M _t		
				G+1,2P	G+P	0,8G	G+1,2P	G+P	0,8G
II	D-C	14,81	20,71	57,37	52,90	24,41	39,61	35,14	10,20
	C-B	3,10	5,65	1,63	1,51	0,73	-2,75	-2,87	-2,77
	B-A	13,71	18,05	55,97	51,60	23,81	40,09	35,72	11,11
I	C-B	-5,10	7,63	2,06	1,92	0,97	0,79	0,65	0
	B-A	19,71	17,84	60,77	56,40	27,65	41,99	37,62	12,63

Efforts tranchants dans les poutres.

Niv	travée	G + 1,2 P		G + P + E		G + P - E	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
II	D-C	29,78	26,89	30,67	21,58	24,23	28,02
	C-B	6,28	-0,34	7,76	1,86	3,63	-2,26
	B-A	28,52	27,44	26,34	25,26	26,34	25,26
I	C-B	14,83	-7,37	27,72	-20,74	-0,34	7,32
	B-A	20,33	23,66	20,96	19,92	16,52	24,36

Moments dans les poteaux.

Niv	Poutre	G + 1,2 P			G + P + E			G + P - E			0,8 G + E			0,8 G - E		
		M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e	M _w	M _t	M _e
II	D-C	27,82	39,61	39,57	41,4	39,11	44,24	9,90	31,17	28,62	27,60	14,17	24,38	-3,9	6,23	8,76
	C-B	5,27	-2,75	12,54	6,25	-4,11	15,20	3,57	-1,63	7,58	3,82	-4,01	8,33	1,14	-1,53	0,71
	B-A	29,84	40,09	33,79	32,11	36,34	27,92	30,87	35,1	29,16	15,06	11,73	11,72	13,82	10,49	12,95
I	C-B	-10,39	0,79	13,99	8,87	1,50	29,62	-27,89	-0,2	-3,76	14,30	0,85	22,79	-22,46	-0,85	-10,59
	B-A	33,49	41,99	33,21	37,62	37,80	31,55	21,02	37,44	15,65	24,07	12,81	22,22	7,47	12,45	6,32

Moments et efforts normaux dans les poteaux.

Niv.	Pot.	G + 1,2 P			G + P + 1,2 E			G + P - 1,2 E			0,8 G + E			0,8 G - E		
		M _n	M _s	N _c	M _n	M _s	N _c	M _n	M _s	N _c	M _n	M _s	N _c	M _n	M _s	N _c
II	D	27,84	6,0	29,78	47,57	53,0	30,66	6,77	-39,4	24,23	27,28	40,94	15,31	-4,21	-36,14	9,95
	C	33,89	17,42	33,17	41,88	13,12	29,35	20,42	19,04	31,65	22,88	5,20	12,76	5,0	10,0	14,68
	B	17,66	10,14	28,19	21,73	8,94	24,07	10,75	9,82	28,20	11,03	4,10	11,01	2,13	4,80	14,45
	A	33,77	20,37	27,44	30,41	9,61	25,26	31,89	26,89	25,26	13,82	-1,06	11,47	15,06	13,34	11,47
I	C	7,20	2,85	47,99	31,94	37,63	57,07	-18,5	-32,11	31,31	24,48	31,0	30,85	-17,55	-27,2	9,39
	B	9,23	3,84	41,18	39,14	41,31	24,30	-21,6	-33,77	52,04	30,5	34,0	6,94	-20,12	-28,56	30,06
	A	12,87	7,20	51,11	30,9	38,49	45,18	-6,06	-24,85	49,62	23,54	30,33	21,24	-7,26	-22,45	24,95

SENS LONGITUDINAL. Portique A-A.

Moments en traverses dans les portiques

Niv	Portique	Mw (g)	Me (g)	Mo		Mf	
				G+P	G+1,2P	G+P	G+1,2P
I	1-2	1,04	1,11	4,39	1,14	3,06	2,69
	2-3	1,50	1,43	4,02	1,14	2,93	2,55
	3-4	1,45	1,45	4,02	1,14	2,94	2,57
	4-5	1,43	1,50	4,02	1,14	2,93	2,55
II	1-2	2,68	2,35	4,05	3,24	1,54	0,73
	2-3	2,69	2,41	4,05	3,24	1,35	0,54
	3-4	2,40	2,40	4,05	3,24	1,35	0,54
	4-5	2,69	2,41	4,05	3,24	1,35	0,54
III	1-2	4,31	3,26	8,33	4,18	4,55	4,16
	2-3	4,05	3,96	8,33	4,18	4,33	3,94
	3-4	3,99	3,99	8,33	4,18	4,33	3,94
	4-5	3,96	3,96	8,33	4,18	4,33	3,94

Efforts horizontaux dans les portiques :

Niv	Traverse	G+1,2P		G+P+E		G+P-E	
		Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te
I	1-2	4,10	3,52	10,7	10,18	-3,20	-3,72
	2-3	3,82	3,82	9,12	9,12	-2,12	-2,12
	3-4	3,82	3,82	9,38	9,38	-2,38	-2,38
	4-5	3,82	3,82	9,12	9,12	-2,12	-2,12
II	1-2	3,52	3,52	11,74	11,74	-4,70	-7,40
	2-3	3,52	3,52	10,92	10,92	-3,88	-3,88
	3-4	3,52	3,52	10,92	10,92	-3,88	-3,88
	4-5	3,52	3,52	10,92	10,92	-3,88	-3,88
III	1-2	6,91	7,57	12,69	12,69	1,11	1,11
	2-3	7,24	7,24	11,88	11,88	1,92	1,92
	3-4	7,24	7,24	11,88	11,88	2,02	2,02
	4-5	7,24	7,24	11,88	11,88	1,92	1,92

Moments dans les poteaux :

Niv	Poutre	G + 1,2 P			G + P + E			G + P - E			0,8 G + E			0,8 G - E		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
III	1-2	1,94	3,06	3,31	20,65	4,17	19,27	-17,07	1,21	-12,55	19,69	2,16	17,20	-18,03	-0,8	-14,62
	2-3	3,05	2,93	2,88	16,7	2,40	16,84	-11,12	2,70	-11,56	15,11	0,42	15,36	-12,71	0,72	-13,04
	3-4	2,91	2,94	2,91	17,37	2,57	17,37	-12,03	2,57	-12,03	15,86	0,58	15,86	-13,54	0,58	-13,54
	4-5	2,88	2,93	3,05	16,84	2,70	16,70	-11,56	2,40	-11,12	15,36	0,72	15,11	-13,04	0,42	-12,71
	5-6	3,31	3,06	1,94	19,27	1,21	20,65	-12,55	4,17	-17,07	17,20	-0,8	19,69	-14,62	2,16	-18,03
II	1-2	2,52	1,54	2,70	23,68	2,31	22,49	-18,98	0,77	-17,09	23,21	1,35	21,95	-19,45	0	-17,63
	2-3	2,71	1,35	2,70	21,24	1,35	21,10	-15,82	1,35	-15,70	20,69	0,54	20,56	-16,37	0,54	-16,24
	3-4	2,70	1,35	2,70	21,20	1,35	21,20	-15,8	1,35	-15,8	20,66	0,54	20,66	-16,37	0,54	-16,34
	4-5	2,70	1,35	2,71	21,10	1,35	21,4	-15,7	1,35	-15,82	20,56	0,54	20,96	-16,24	0,54	-16,37
	5-6	2,70	1,54	2,52	22,49	0,77	23,68	-17,09	2,31	-18,98	21,95	0	23,21	-17,63	1,30	-19,45
I	1-2	4,50	4,55	6	18,59	4,32	18,80	-10,01	3,55	-7,36	16,91	1,66	16,52	-11,69	0,39	-9,64
	2-3	5,65	4,33	5,51	17,46	3,57	18,06	-6,7	4,31	-7,56	15,32	0,41	15,98	-8,84	1,15	-9,64
	3-4	5,55	4,33	5,55	17,50	3,94	17,5	-6,92	3,94	-6,92	15,41	0,18	15,41	-9,01	0,78	-9,01
	4-5	5,51	4,33	5,65	18,06	4,31	17,46	-7,58	3,57	-6,7	15,98	1,15	15,32	-9,64	0,41	-8,84
	5-6	6,0	4,55	4,50	18,80	3,55	18,59	-7,36	4,32	-10,01	16,52	0,39	16,91	-9,64	1,66	-11,69

Moments et efforts normaux dans les poteaux :

Niv	Pot.	G + 1,2 P			G + P + 1,2 E			G + P - 1,2 E			0,8 G + E			0,8 G - E		
		Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc
III	1	-	-	4,1	24,42	23,47	12,09	-20,84	-21,15	-4,59	20,65	19,75	8,55	-17,07	-17,43	-5,35
	2	-	-	7,34	36,45	33,34	5,13	-35,99	-33,34	8,33	30,4	27,78	1,60	-29,96	-27,78	4,26
	3	-	-	7,64	34,72	32,18	7,31	-34,72	-32,18	6,69	28,93	26,82	3,28	-28,93	-26,82	2,76
	4	-	-	7,64	34,72	32,18	6,69	-34,72	-32,18	7,31	28,93	26,82	2,76	-28,93	-26,82	3,28
	5	-	-	7,34	36,45	33,34	8,33	-35,99	-33,34	5,13	30,4	27,78	1,60	-29,96	-27,78	4,26
	6	-	-	4,10	24,42	23,47	-4,59	-20,84	-21,15	12,09	20,65	19,75	-5,35	-17,07	-17,43	8,55
II	1	-	-	7,62	4,84	11,57	25,47	-2,02	-7,13	-10,93	4,27	10,0	19,6	-1,45	-5,57	-10,75
	2	-	-	14,38	12,64	17,57	11,19	-12,64	-17,48	16,35	10,59	14,85	6,41	-10,53	-14,51	10,71
	3	-	-	14,68	12,25	17,24	14,35	-12,65	-17,24	13,73	10,21	14,37	8,96	-10,21	-14,37	8,39
	4	-	-	14,68	12,25	17,24	13,73	-12,25	-17,24	14,35	10,21	14,37	3,39	-10,21	-14,37	8,96
	5	-	-	14,38	16,64	17,75	16,35	-12,64	-17,48	11,19	10,53	14,85	10,71	-10,53	-14,51	6,41
	6	-	-	7,62	4,84	11,56	-10,93	-2,02	-7,13	25,47	4,27	10,0	-10,75	-1,45	-5,57	19,6
I	1	-	-	15,19	9,66	19,86	39,26	-5,84	-17,94	-10,3	8,36	16,71	29,41	-4,54	-14,79	-11,89
	2	-	-	28,54	12,70	21,28	24,56	-12,45	-21,28	30,92	10,6	17,73	14,05	-10,36	-17,73	19,35
	3	-	-	29,16	12,73	21,23	28,03	-12,73	-21,23	27,65	10,61	17,69	17,14	-10,61	-17,69	16,82
	4	-	-	29,16	12,73	21,23	27,65	-12,73	-21,23	28,03	10,61	17,69	16,82	-10,61	-17,69	17,14
	5	-	-	28,54	12,70	21,28	-30,92	-12,45	-21,28	24,56	10,6	17,73	19,35	-10,36	-17,73	14,05
	6	-	-	15,19	9,66	19,86	-10,3	-5,84	-17,94	39,26	8,36	16,71	-11,89	-4,54	-14,79	29,41

Portique B-B

Moments en travées dans les poutres.

Niv	Poutre	M _w (G)	M _e (G)	M _o			M _t		
				G+1,2P	G+P	0,8G	G+1,2P	G+P	0,8G
II	1-2	1,58	1,98	5,38	4,95	2,22	3,60	3,17	0,80
	2-3	1,87	1,84	5,38	4,95	2,22	3,53	3,10	0,74
	3-4	1,85	1,85	5,38	4,95	2,22	3,53	3,10	0,74
	4-5	1,84	1,87	5,38	4,95	2,22	3,53	3,10	0,74
	5-6	1,98	1,58	5,38	4,95	2,22	3,60	3,17	0,80
I	1-2	3,42	4,41	11,34	10,47	4,93	7,43	6,55	1,80
	2-3	4,16	4,1	11,34	10,47	4,93	7,21	6,34	1,63
	3-4	4,11	4,11	11,34	10,47	4,93	7,23	6,36	1,64
	4-5	4,11	4,16	11,34	10,47	4,93	7,21	6,34	1,63
	5-6	4,41	3,42	11,34	10,47	4,93	7,43	6,55	1,80

Efforts tranchants dans les poutres.

Niv	travée	G+1,2P		G+P+E		G+P-E	
		T _w	T _e	T _w	T _e	T _w	T _e
II	1-2	4,97	4,48	8,47	7,99	0,69	0,21
	2-3	4,69	4,69	7,65	7,65	0,97	0,97
	3-4	4,69	4,69	7,73	7,73	0,89	0,89
	4-5	4,69	4,69	7,65	7,65	0,97	0,97
	5-6	4,48	4,97	7,99	8,47	0,21	0,69
I	1-2	10,25	9,46	14,61	13,88	4,33	3,60
	2-3	9,86	9,86	13,70	13,70	4,52	4,52
	3-4	9,86	9,86	13,72	13,72	4,50	4,50
	4-5	9,86	9,86	13,70	13,70	4,52	4,52
	5-6	9,46	10,25	13,88	14,61	3,60	4,33

Moments dans les poutres :

Niv	Poutre	G+1,2P			G+P+E			G+P-E			0,8G+E			0,8G-E		
		Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me	Mw	Me	Me
II	1-2	3,03	3,60	3,84	13,01	3,68	12,74	-7,43	2,66	-5,68	11,48	1,30	10,79	-8,96	0,29	-7,63
	2-3	3,62	3,53	3,57	11,65	3,10	11,70	-4,99	3,10	-5,06	9,82	0,74	9,87	-6,82	0,74	-6,91
	3-4	3,60	3,53	3,60	11,86	3,10	11,86	-5,24	3,10	-5,24	10,03	0,74	10,03	-7,07	0,74	-7,07
	4-5	3,57	3,53	3,62	11,74	3,10	11,65	-5,06	3,10	-4,99	9,87	0,74	9,82	-6,91	0,74	-6,82
	5-6	3,84	3,60	3,03	12,74	2,66	13,01	-5,68	3,68	-7,43	10,97	0,29	11,48	-7,63	1,31	-8,96
	I	1-2	6,30	7,43	8,11	19,17	7,05	19,85	-7,53	6,05	-4,87	16,09	2,30	15,89	-10,69	1,30
2-3		7,65	7,21	7,59	18,56	6,34	18,49	-4,46	6,34	-4,47	14,82	1,63	14,77	-8,16	1,63	-8,19
3-4		7,55	7,23	7,55	18,51	6,34	18,51	-4,55	6,34	-4,55	14,82	1,64	14,82	-8,24	1,64	-8,24
4-5		7,59	7,21	7,65	18,49	6,34	18,56	-4,47	6,34	-4,46	14,77	1,63	14,82	-8,19	1,63	-8,16
5-6		8,11	7,43	6,30	19,85	6,05	19,17	-4,87	7,05	-7,53	15,89	1,30	16,09	-8,83	2,30	-10,16

Moments et efforts normaux dans les poteaux :

Niv	Pot.	G+1,2P			G+P+1,2E			G+P-1,2E			0,8G+E			0,8G-E		
		Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc	Mn	Ms	Nc
II	1	-	-	4,97	15,04	13,15	9,24	-7,44	-5,93	0	11,48	9,64	5,99	-8,96	-6,26	-1,79
	2	-	-	9,16	21,22	18,35	7,75	-20,99	-17,81	9,07	17,67	15,20	3,16	-17,49	-14,94	4,26
	3	-	-	9,38	20,33	17,42	8,62	-20,33	-17,42	8,62	16,94	14,52	3,87	-16,94	-14,52	3,87
	4	-	-	9,38	20,33	17,42	8,62	-20,33	-17,42	8,62	16,94	14,52	3,87	-16,94	-14,52	3,87
	5	-	-	9,16	21,22	18,35	9,07	-20,99	-17,81	7,75	17,67	15,20	4,26	-17,49	-14,94	3,16
	6	-	-	4,97	15,04	13,15	0	-7,44	-5,93	9,24	11,48	9,64	-1,79	-8,96	-6,26	5,99
I	1	-	-	15,22	8,62	17,75	24,89	-4,20	-15,53	3,21	6,39	14,40	15,58	-4,20	-13,34	-4,16
	2	-	-	28,48	10,65	18,78	24,94	-10,45	-18,78	27,58	8,79	15,56	11,01	-8,79	-15,65	13,21
	3	-	-	29,10	10,31	18,67	26,84	-10,31	-18,67	26,84	8,59	15,56	12,45	-8,59	-15,56	12,45
	4	-	-	29,10	10,31	18,67	26,84	-10,31	-18,67	26,84	8,59	15,56	12,45	-8,59	-15,56	12,45
	5	-	-	28,48	10,65	18,78	27,58	-10,45	-18,78	24,94	8,79	15,56	13,21	-8,79	-15,65	11,01
	6	-	-	15,22	8,62	17,75	3,21	-4,20	-15,53	24,89	6,39	14,40	-2,48	-4,20	-13,34	15,58

Portique P-D.

Moments en travées dans les poutres

Niveau	Poutre	$M_w(G)$	$M_w(E)$	M_0			M_t		
				G+1,2P	G+P	0,8G	G+1,2P	G+P	0,8G
I	1-2	0,8	1,26	3,22	2,96	1,35	2,19	1,93	0,53
	2-3	1,17	1,11	3,22	2,96	1,35	2,08	1,82	0,44
	3-4	1,13	1,13	3,22	2,96	1,35	2,09	1,83	0,45
	4-5	1,11	1,17	3,22	2,96	1,35	2,08	1,82	0,44
	5-6	1,26	0,80	3,22	2,96	1,35	2,19	1,93	0,53

Efforts tranchants dans les poutres.

Niveau	travée	G+1,2P		G+P+E		G+P-E	
		T_w	T_e	T_w	T_e	T_w	T_e
I	1-2	2,99	2,59	7,37	7,01	-1,87	-2,23
	2-3	2,79	2,79	6,26	6,26	-1,12	-1,12
	3-4	2,79	2,79	6,42	6,42	-1,28	-1,28
	4-5	2,79	2,79	6,26	6,26	-1,12	-1,12
	5-6	2,59	2,99	7,01	7,37	-2,23	-1,87

Moments dans les poutres :

Niveau	Poutre	G+1,2P			G+P+E			G+P-E			0,8G+E			0,8G-E		
		M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e	M_w	M_t	M_e
I	1-2	1,52	2,19	2,40	13,78	2,75	12,95	-10,98	1,11	-8,53	13,02	1,35	11,75	-11,74	-0,30	-9,73
	2-3	2,21	2,08	2,12	11,21	1,82	11,23	-7,13	1,82	-7,33	10,11	0,44	10,75	-8,23	0,44	-8,39
	3-4	2,14	2,09	2,40	11,59	1,83	11,59	-7,65	1,83	-7,65	10,52	0,45	10,52	-8,72	0,45	-8,72
	4-5	2,12	2,08	2,21	11,23	1,82	11,21	-7,33	1,82	-7,13	10,17	0,44	10,11	-8,39	0,44	-8,23
	5-6	2,4	2,19	1,52	12,95	1,11	13,78	-8,53	2,75	-10,98	11,75	-0,30	13,02	-9,73	1,35	-11,74

Moments et efforts normaux dans les poteaux :

Niveau	Pot	G+1,2P														
		M_n	M_s	N_c	M_n	M_s	N_c	M_n	M_s	N_c	M_n	M_s	N_c	M_n	M_s	N_c
I	1	--	-	2,99	16,26	28,56	8,29	-13,46	-27,16	-2,79	13,02	23,54	5,88	-11,74	-22,9	-3,36
	2	-	-	5,38	23,82	32,36	3,84	-23,82	-32,36	6,08	19,85	26,97	1,34	-19,85	-26,97	3,20
	3	-	-	5,58	22,67	31,8	5,33	-22,67	-31,8	4,95	18,89	26,50	2,51	-18,89	-26,5	2,19
	4	-	-	5,58	22,67	31,8	4,95	-22,67	-31,8	5,33	18,89	26,50	2,19	-18,89	-26,5	2,51
	5	-	-	5,38	23,82	32,36	6,08	-23,82	-32,36	3,84	19,85	26,97	3,20	-19,85	-26,97	1,34
	6	-	-	2,99	16,26	28,56	-2,79	-13,46	-27,16	8,29	13,02	23,54	-3,36	-11,74	-22,9	5,88

FERRAILLAGES DES PORTIQUES

- POUTRES

- POTEAUX

Ferraillage de Poutres

Conformément à l'article A15 du CCBA 68, il n'est pas tenu compte dans les calculs, des efforts normaux dans les poutres. Les poutres seront donc ferraillées en flexion simple. Les sections d'acières seront déterminées sous la sollicitation du 1^{er} genre (SP1) et sous la plus défavorable du 2^{ème} genre (SP2)

$\left\{ \begin{array}{l} - \text{si } 1,5(SP1) > (SP2) \rightarrow \text{on déterminera les armatures} \\ \text{longitudinales sous (SP1)} \\ - \text{si } 1,5(SP1) < (SP2) \rightarrow \text{on déterminera les armat.} \\ \text{long. sous (SP2)} \end{array} \right.$

- La méthode utilisée pour le ferraillage des poutres est celle de Monsieur P. CHARON, tout en respectant les prescriptions des règlements RPA 81.
- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre doit être de 0,3% pour les aciers H.A., le pourcentage maximum doit être de 2,5%.
- Les poutres sollicitées principalement par les forces latérales sismiques (poutres non porteuses) doivent avoir des armatures symétriques avec une section en traversé au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures, ainsi que l'espacement des armatures transversales en zone nodale et courante sont indiqués par la figure 8. page 62 du RPA.

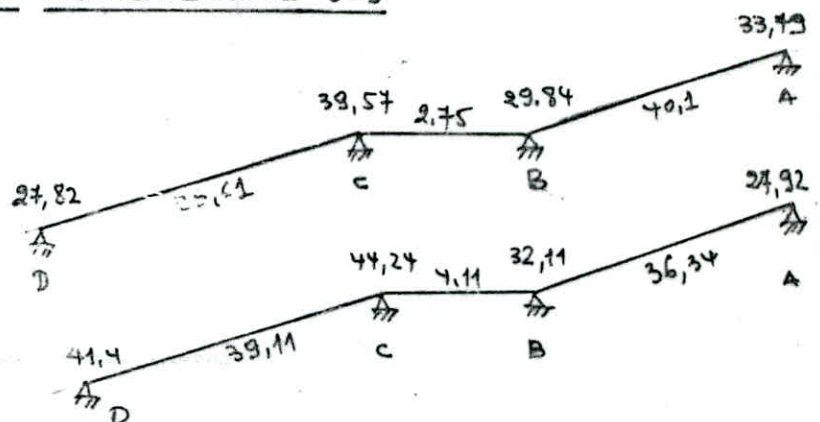
PORTIQUE TRANSVERSAL 5-5

a) 2^{ème} niveau (gradins)

moments en t.m.

* SOUS SP1

* SOUS SP2



$M_{max} = -39,57 \text{ t.m.}$

$(b = 40 \text{ cm}, h_t = 70 \text{ cm}, h = 66 \text{ cm})$

(SP1)

$\bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2, \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2.$

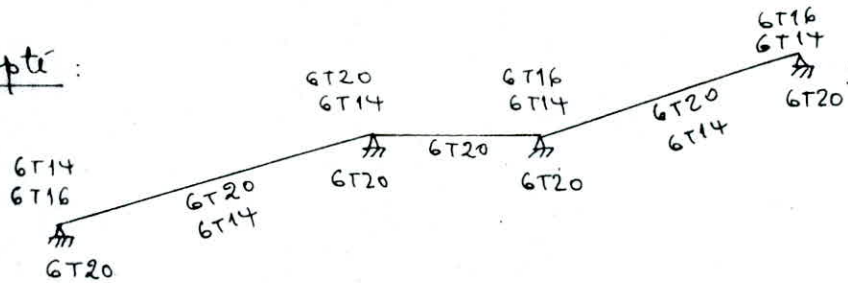
on trouve : $A = 24,79 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 + 6T14$

$M_d = -27,82 \text{ t.m} \rightarrow A = 17,07 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T16 + 6T14$

$M = -33,49 \text{ t.m} \rightarrow A = 20,97 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T16 + 6T14$

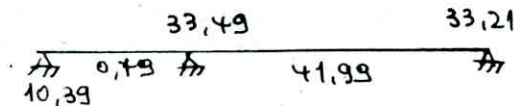
en travée $M_t = 40,1 \text{ t.m} \rightarrow A = 25,14 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 + 6T14.$

ferrailage adopté :

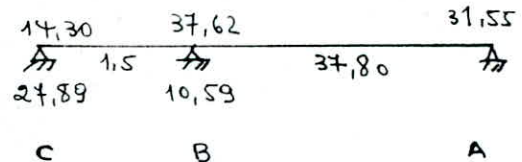


b) 1^{er} niveau. (cafétéria).

* SOUS SP1



* SOUS SP2



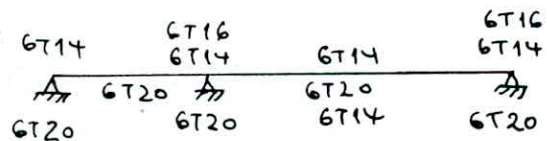
$M_{b \max} = -33,49 \text{ t.m (SP1)} \rightarrow A = 20,76 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T16 + 6T14$

$M_c = -14,30 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 5,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T14$

$M_c = +27,89 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 11,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20$

en travée $M_t = 41,99 \text{ t.m (SP1)} \rightarrow A = 26,40 \text{ cm}^2 \rightarrow 6T20 + 6T14.$

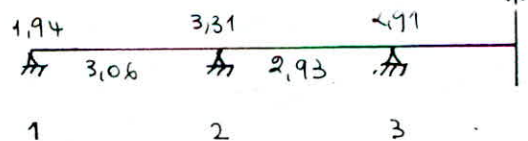
ferrailage adopté :



PORTIQUE LONGITUDINAL A-A

a) 3^{em} niveau.

* SOUS SP1

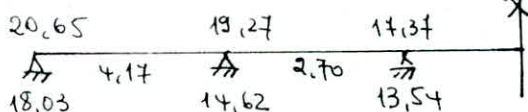


$b = 30 \text{ cm},$

$h_t = 50 \text{ cm}$

$h = 47 \text{ cm}.$

* SOUS SP2

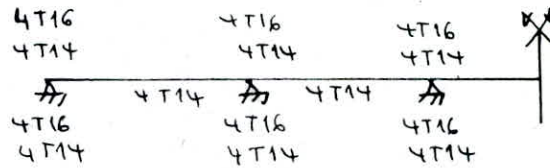


$$M_{max} = -20,65 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 12,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T14$$

$$M_1 = 18,03 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 10,43 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T14$$

$$M_t = 3,06 \text{ t.m (SP1)} \rightarrow A = 2,5 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$$

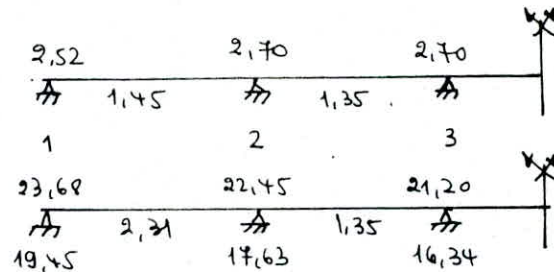
ferrailage adopté :



b) 2^{ème} niveau :

* SP1

* SP2

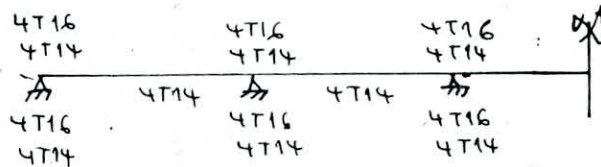


$$M_{max} = -23,68 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 13,92 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T14$$

$$M_1 = +19,45 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 11,30 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T14$$

$$M_t = 1,54 \text{ (SP1)} \rightarrow A = 1,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$$

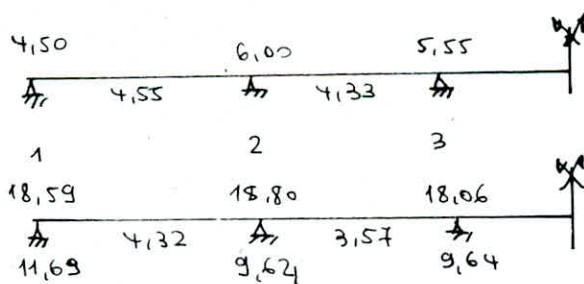
ferrailage adopté :



c) 1^{er} niveau :

* SP1

* SP2

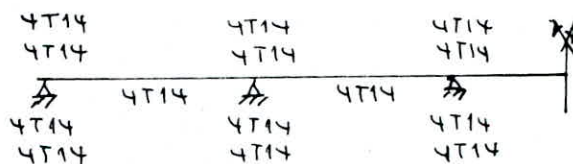


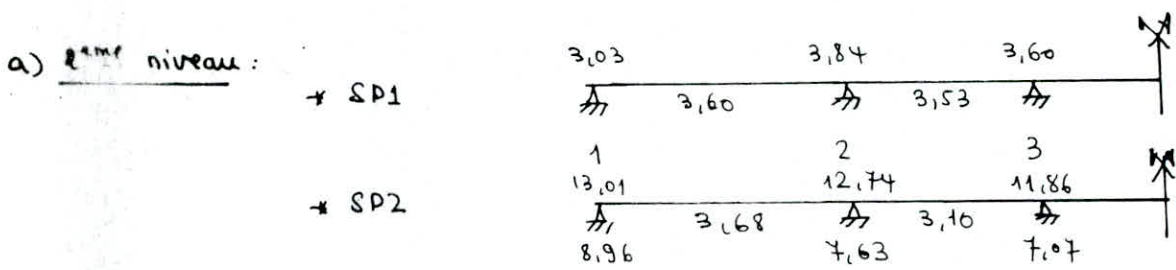
$$M_{max} = -18,80 \text{ (SP2)} \rightarrow A = 11,05 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 4T14$$

$$M_1 = +11,69 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 6,87 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 4T14$$

$$M_t = 4,55 \text{ t.m (SP1)} \rightarrow A = 3,72 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$$

ferrailage adopté :



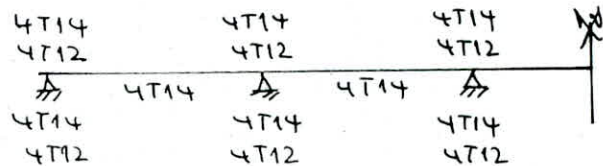
PORTIQUE LONGITUDINAL B-B.

$$M_{max} = -13,01 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 7,39 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 4T12$$

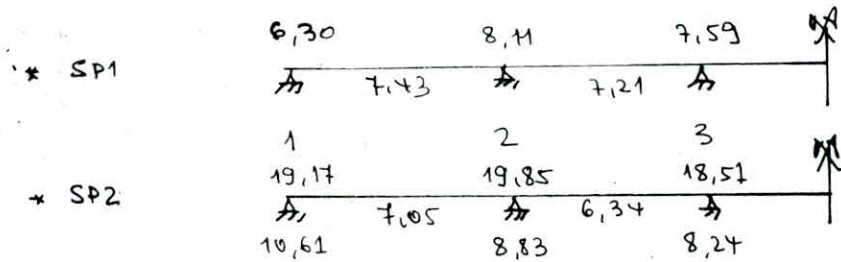
$$M_1 = +8,96 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 5,10 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 4T12$$

$$M_t = 3,60 \text{ t.m (SP1)} \rightarrow A = 2,95 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$$

ferrailage adopté:



b) 1^{er} niveau

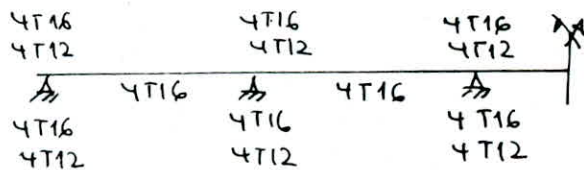
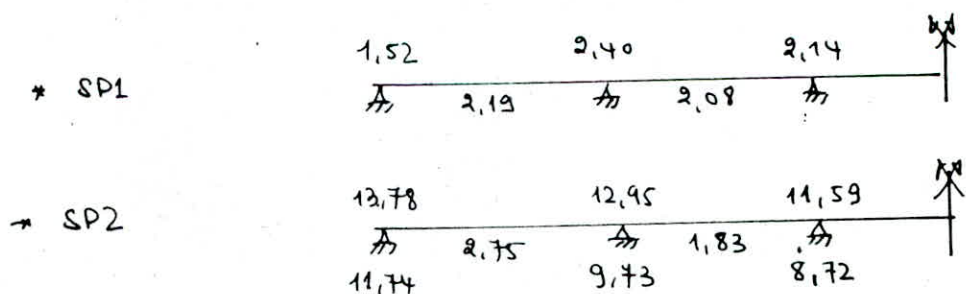


$$M_{max} = -19,85 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 11,55 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T12$$

$$M_1 = 10,61 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 6,17 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16 + 4T12$$

$$M_t = 7,43 \text{ t.m (SP1)} \rightarrow A = 6,28 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T16$$

ferrailage adopté:

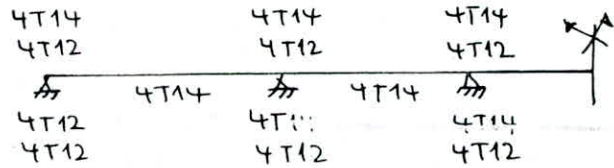
PORTIQUE LONGITUDINAL D-D.

$$M_{\max} = -13,78 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 8,02 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 4T12$$

$$M_1 = +11,74 \text{ t.m (SP2)} \rightarrow A = 6,83 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14 + 4T12$$

$$M_t = 2,19 \text{ t.m (SP1)} \rightarrow A = 1,85 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T14$$

ferrailage adopté :



VERIFICATIONS DIVERSES POUR LES POUTRES.

* Vérification des contraintes:

Calculer $\tilde{w} = \frac{100 A}{bh}$ et tirer ϵ_k , d'où $\sigma_a = \frac{M}{EAh}$, $\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$.

seus transvers.

Niveau	M (t.m)	A (cm ²)	σ_a	σ'_b
2 ^{eme}	40,1	28	2591,1	120,63
1 ^{er}	42	28	2640,5	126,34

seus longitudinal.

Portique	Niveau	M (t.m)	A (cm ²)	σ_a	σ'_b
A-A	3 ^e et 1 ^{er}	20,65	12,56	4021,73	171,86
	2 ^{eme}	23,68	14,20	4107,5	189,28
B-B	2 ^{eme}	13,01	10,68	2954	114,50
	1 ^{er}	18,80	12,56	3662,7	157,19
D-D	1 ^{er}	13,78	10,68	3128,8	124,27

* Condition de non fragilité: (Art 52 CCBA 68)

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}}$$

$$\bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP2)}$$

$$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ " (SP1)}$$

Poutre.	b (cm)	h (cm)	A (SP1) cm ²	A (SP2) cm ²
seus longitudinal.	30	47	1,37	2,05
seus transvers.	40	66	2,55	3,84

condition verifiée

Vérification de la fissuration: pour les barres d'acier dont le ϕ est supérieur à 10 mm la contrainte σ_2 (fissuration non systématique) est inférieure à 2800 kg/cm². Alors pour qu'il n'y aura pas risque de fissuration il faut que σ_1 (fissuration systématique) soit supérieur à 2800 kg/cm².

$$\sigma_1 = \frac{k_2}{\phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \geq \bar{\sigma}_a, \quad \bar{\omega}_f \geq \frac{\phi \bar{\sigma}_a}{k_2 - 10\phi \bar{\sigma}_a} = \bar{\omega}_{f0}$$

$$A_0 = B_f \bar{\omega}_{f0}, \quad B_f = 2bd$$

A_0 : section minimale pour qu'il n'y ait pas fissuration.

sens trans : $k = 10^6$, $\Omega = 1,6$.

$$\phi = 20 \text{ mm}, \quad A_0 = 17,23 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$\phi = 16 \text{ mm}, \quad A_0 = 12,44 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$\phi = 14 \text{ mm}, \quad A_0 = 10,38 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

sens long :

$$\phi = 16 \text{ mm}, \quad A_0 = 9,33 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$\phi = 14 \text{ mm}, \quad A_0 = 5,84 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

$$\phi = 14 \text{ mm (cappu.)}, \quad A_0 = 7,78 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

ϕ : diamètre nominal, en mm de la plus grosse des barres tendues.

* Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis: la section d'armatures doit satisfaire l'inégalité suivante au niveau des appuis.

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\delta} \quad (M: \text{moment d'écalement pris avec son signe}).$$

sens.	Niv.	T (+)	A (cm ²)	M _a (t.m)	$\delta = \frac{7}{8}h$	$T + \frac{M}{\delta}$ (kg)	$A \bar{\sigma}_a$ (kg)	
trans.	2 ^{ème}	29,78	18,85	-27,82	57,75	-18393	52780	vérifié
	1 ^{er}	27,72	18,85	27,89	57,75	76014	79170	vérifié
long.	3 ^{ème}	10,70	14,20	18,03	41,13	54536	59640	vérifié
	2 ^{ème}	14,74	14,20	19,45	41,13	59029	59640	vérifié
	1 ^{er}	14,61	12,56	10,61	41,13	40406	52752	vérifié

* Condition d'appui :

$$c \geq \frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_{b0}}$$

avec $c = a - (d+r)$, d - enrobage

$$r = 5,5\phi$$

a la largeur d'appui (poteau)

sens	$T_{max} (t)$	$b_0 (cm)$	$\frac{2T}{b_0 \bar{\sigma}_b}$	$d+2$	a	$c (cm)$
trans.	29,78	40	21,73	14	60	46
long.	10,25	30	9,98	11,8	40	28,2

condition
vérifiée

* Vérification de la flèche: la vérification de la flèche est inutile si:

$$1) \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \quad 2) \frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}} \quad 3) \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Poutre	h_t	$l (cm)$	$b (cm)$	$A_t^{max} (cm^2)$	h_t/l	$\frac{M_t}{10 M_0}$	$\frac{A}{bh}$	
trans.	70	800	80	28,09	0,0875	0,0691	0,0053	Vérifiée
long.	50	460	40	8,04	0,10869	0,0655	0,0043	Vérifiée

* ARMATURES TRANSVERSALES.

On détermine les armatures transversales pour l'effort d'appui maximal.

$$\tau_{b,max} = \frac{T_{max}}{b z} \quad , z = \frac{7}{8} h$$

$$\tau_{b,max} \leq 3,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\tau_{b,max} \leq \left(4,5 - \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}\right) \bar{\sigma}_b \quad \text{si } \bar{\sigma}'_{b0} < \bar{\sigma}'_b < 2 \bar{\sigma}'_{b0}$$

sens	$T_{max} (t)$	$b (cm)$	$z (cm)$	$\bar{\sigma}'_b$	$\tau_{b,max}$	$\bar{\sigma}_b$
trans.	29,78	40	57,75	96	12,89	18,28
long.	10,25	30	41,13	52,6	8,31	20,65

condition
vérifiée.

Sens trans:

$$T_{max} = 29,78 t$$

on choisit 1 cadre $\phi 8$ + 1 cadre $\phi 6$ + 2 épingle $\phi 6$. $\rightarrow A_t = 2,13 \text{ cm}^2$

contrainte admissible de traction:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho_a = 1 - \frac{\tau_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 0,76 \quad \Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1824 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{L'espacement: } s = \frac{A_t z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,13 \times 57,75 \cdot 1824}{29,78 \cdot 10^3} = 7,53 \text{ cm}$$

$$\text{soit } s = 7 \text{ cm.}$$

$$\bar{s} = \max \left[\left(1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) h, 0,2h \right] = \max [22,7, 13,2] = 22,7 \text{ cm}$$

• Prescriptions RPA81:

$$A_t = 0,003 \times S \times b = 0,84 \text{ cm}^2$$

en zone nodale : $S \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4}, 12\phi, 30 \text{ cm} \right) = (17,5, 16,8, 30) = 7 \text{ cm}$

en dehors des z.n : $S \leq \frac{h}{2} = 33 \text{ cm}$.

sans long.

$$T_{\max} = 10,25 \text{ t}$$

$$f_{ct} = 0,84 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 2016 \text{ kg/cm}^2$$

on choisit 1 cadre $\phi 8$ + 1 cadre $\phi 6 \rightarrow A_t = 1,565 \text{ cm}^2$.

L'espacement:

$$S = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1,565 \cdot 41,3 \times 2016}{10,25 \cdot 10^3} = 12,66 \text{ cm}$$

$$\text{soit } S = 12 \text{ cm}$$

L'espacement maximal: $\bar{S} = \max \left[\left(1 - 0,3 \frac{\tau}{f_b} \right) h, 0,2 h \right] = 27,14 \text{ cm}$

Ferraillage des Poteaux

des poteaux sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments de flexion en tête et à la base dans les deux sens trans. et long.

Ils seront ferraillés en flexion composée sous SP1 et la plus défavorable des combinaisons de SP2 (on adopte la plus grande section).

on distingue 3 types d'efforts:

N_{min}, M_{cor}^{su} : pour le calcul des armatures tendues.

N_{max}, M_{cor}
 M_{max}, N_{cor} } : pour le calcul du béton comprimé et éventuellement les armatures comprimées.

Pour le calcul des armatures, on utilise la méthode de Monsieur P. CHARON.

- le pourcentage minimal sera de 1% en zone II, sans toutefois dépasser 4%

$$1\% \leq A \leq 4\% \quad (\text{RPA 81. Art. 423.11})$$

- Le diamètre minimum est de 14 mm en zone II

- La longueur minimale des recouvrements est de 50ϕ en zone II

- la quantité minimale d'armatures transversales est donnée par:

$$A_t = 0,004 t \cdot b_1 \quad \text{avec } t: \text{espacement des armatures transversales dans les poteaux}$$

$$b_1: \text{la petite dimension du poteau.}$$

Combinaison des efforts les plus défavorables.

POTEAU	NIVEAU	SENS TRANS.								SEN. LONG.						
		SP1		SP2				SP1		SP2						
		N	M	N_{max}	M_{cor}	N_{min}	M_{cor}	M_{max}	N_{cor}	N	N_{max}	M_{cor}	N_{min}	M_{cor}	M_{max}	N_{cor}
A-5 80x40	III	-	-	-	-	-	-	-	-	7,34	8,33	36,45	1,60	-29,96	36,45	8,23
	II	27,4	33,77	25,26	31,89	11,47	15,18	31,89	25,26	14,38	16,35	17,75	6,41	14,51	17,75	16,35
	I	57,11	12,87	49,62	-24,85	21,24	30,33	38,49	45,18	28,54	30,92	21,28	14,05	17,73	21,28	30,92
B-5 80x40	II	28,19	17,66	28,20	10,75	11,01	11,03	21,43	24,07	9,16	9,07	21,22	3,16	17,49	21,22	9,07
	I	41,18	9,23	52,04	-33,17	6,94	34,0	41,31	24,30	28,48	27,58	18,78	11,01	-15,65	18,78	27,58
D-5 60x40	I	29,78	27,84	30,66	53,0	9,95	-38,14	53,0	30,66	5,38	6,08	32,36	1,54	-26,97	32,36	6,08

• Poteau A-5 (80x40).

• Sens transversal (Niveau I).

1) $N = 49,62 + 12,29 + 15,13 = 77,04 \text{ t}$ (il faut ajouter l'effort tranchant de la poutre console et le poids du poteau)
 $M = 24,85 \text{ t.m.}$
 on trouve $A = A' = 0$.

2) $N = 21,24 + 12,29 + 15,13 = 48,66 \text{ t.}$ $M = 30,33 \text{ t.m.}$
 $\rightarrow A' = 0, A = 5,45 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 140 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$.

• Sens longitudinal (Niveau III).

1) $N = 8,33 + 15,13 = 23,46 \text{ t.}$ $M = 36,45 \text{ t.m.}$
 $\rightarrow A' = 0, A = 26 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 201 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

2) $N = 5 \text{ t}$ $M = 29,96 \text{ t.m.}$
 $\rightarrow A' = 0, A = 21,50 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 170 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

• Poteau B-5 (80x40)

• Sens transversal (Niveau I).

1) $N = 57,29 \text{ t.}$ $M = 33,77 \text{ t.m.}$
 $\rightarrow A' = 0, A = 5,66 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 151,6 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$.

2) $N = 29,55 \text{ t.}$ $M = 41,31 \text{ t.m.}$
 $A' = 0, A = 11,34 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 147,36 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$.

3) $N = 12,19 \text{ t.}$ $M = 34 \text{ t.m.}$
 $A' = 0, A = 10,50 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 121 < \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$.

• Sens longitudinal :

1) $N = 32,83 \text{ t.}$ $M = 18,78 \text{ t.m.}$
 $A' = 0, A = 9,88 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 146 < 205,5 \text{ Kg/cm}^2$.

2) $N = 16,26 \text{ t.}$ $M = 15,65 \text{ t.m.}$
 $A' = 0, A = 9,31 \text{ cm}^2$ $\sigma'_b = 122,8 < \bar{\sigma}'_b$.

• Poteau D-5 (60x40)

Sens transversal (Niveau I)

1) $N = 36,66 \text{ t.}$ $M = 53 \text{ t.m.}$ • $b = 40 \text{ cm, } h = 53 \text{ cm, } d = 7 \text{ cm.}$

$$A' = 18,75 \text{ cm}^2, \quad A = 24,53 \text{ cm}^2. \quad \sigma'_b = 144,52 < \bar{\sigma}'_b, \quad \sigma_a = 2634,6 < 4000.$$

$$\sigma'_a = 1533 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$2) \quad N = 15,95 \text{ t}, \quad M = 36,11 \text{ t.m.}$$

$$A' = 0, \quad A = 15,95 \text{ cm}^2, \quad \sigma'_b = 185,84 < 205,5 \text{ kg/cm}^2.$$

• Sens longitudinal :

$$1) \quad N = 9,08 \text{ t.}, \quad M = 32,36 \text{ t.m.}$$

$$A' = 2,96 \text{ cm}^2, \quad A = 24,33 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 117,3 < 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_a = 1760,52 < 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 3366 < \bar{\sigma}_a = 4000 \text{ kg/cm}^2.$$

$$2) \quad N = 3,34, \quad M = 26,97 \text{ t.m.}$$

$$A' = 0, \quad A = 19,69 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_b = 190,9 < 205,5 \text{ kg/cm}^2.$$

* Vérification au flambement des poteaux :

Dans les deux sens on a $I_{poutre} < I_{poteau} \Rightarrow$ l'éclatement $\lambda = \frac{0,9 l_0}{i}$

* Sens trans : poteau 80×40 .

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{1,71 \cdot 10^{-2}}{0,8 \cdot 0,4}} = 0,2312, \quad \lambda = \frac{0,9 \times 1,55}{0,2312} = 29,39.$$

* Sens long :

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{4,266 \cdot 10^{-3}}{0,4 \times 0,8}} = 0,1155, \quad \lambda = \frac{0,9 \times 4}{0,1155} = 31,17.$$

$\lambda < 35$ dans les deux sens, donc on ne tient pas compte du flambement.

* ARMATURES TRANSVERSALES.

Vérification de la contrainte de cisaillement : Conformément à l'article 422.1 du RPD, la contrainte de cisaillement est donnée par :

$$\tau_b = \frac{m \cdot T_{\text{cal}}}{b \cdot z} \leq \bar{\tau}_b, \quad \text{avec } \bar{\tau}_b = 0,15 \cdot \sigma'_{28} = 40,5 \text{ kg/cm}^2.$$

$$m = \begin{cases} 2 & \text{si } \lambda \geq 15 \\ 3 & \text{si } \lambda < 15 \end{cases} \quad T: \text{ effort tranchant de calcul dû au séisme.}$$

$$T_{\text{cal}} = \max(T_{\text{long}}, T_{\text{trans}}).$$

Prescriptions RPA : armatures transversales des poteaux :

$$\frac{A_t}{S} = \frac{1,25 T}{h_1 \cdot \sigma_{\text{ten}}}, \quad \bar{S} = \min(10 \phi_p^{\text{min}}, 15 \text{ cm}) \text{ en zone nodale.}$$

$$\bar{S} = 12 \phi_p^{\text{min}} \text{ en zone courante.}$$

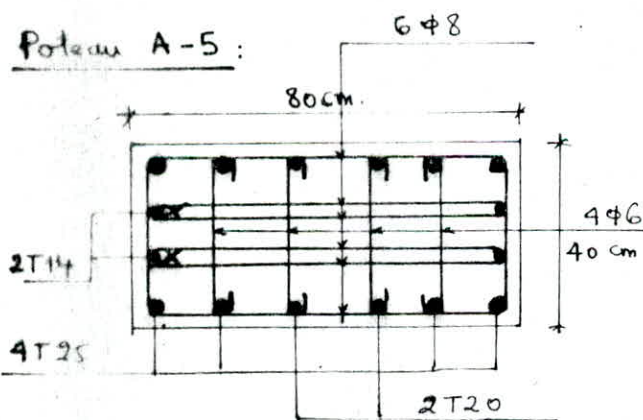
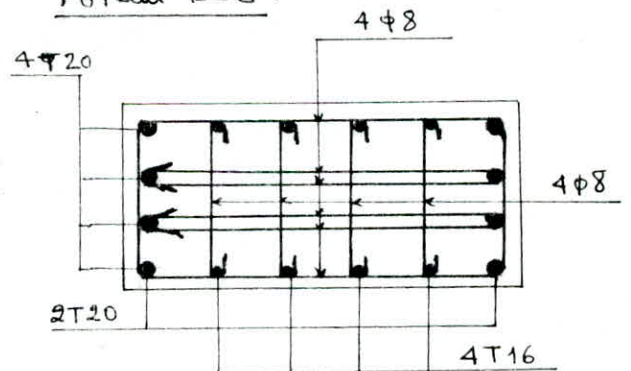
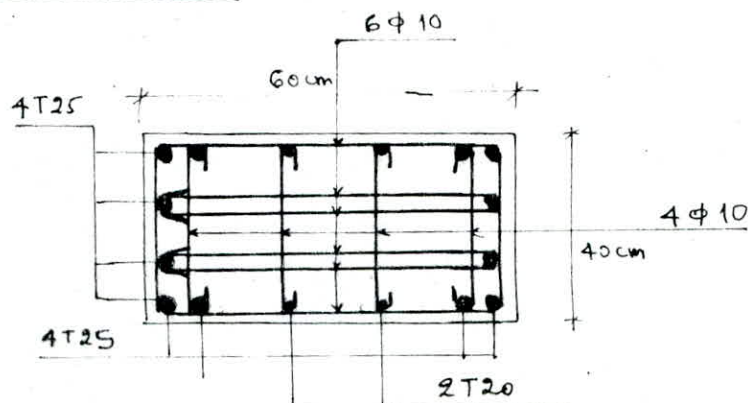
$$\text{quantité d'armatures trans. min : } A_t^{\text{min}} = 0,004 S \cdot b_1.$$

Poteau	sens long.						sens trans.					
	Tcal	b cm	λ	m	z cm	τ_b	Tcal	b	λ	m	z	τ_b
A-5	14,49	80	31,17	2	32,38	11,18	11,11	40	14,65	3	66,5	12,53
B-5	11,66	80	21,8	2	32,38	9,0	15,05	40	14,65	3	66,5	16,07
C-5	11,66	80	21,8	2	32,38	9,0	15,05	40	14,65	3	66,5	16,97
D-5	21,78	60	16,75	2	32,38	22,42	25,25	40	11,17	3	49	38,65

(c'est vérifié)

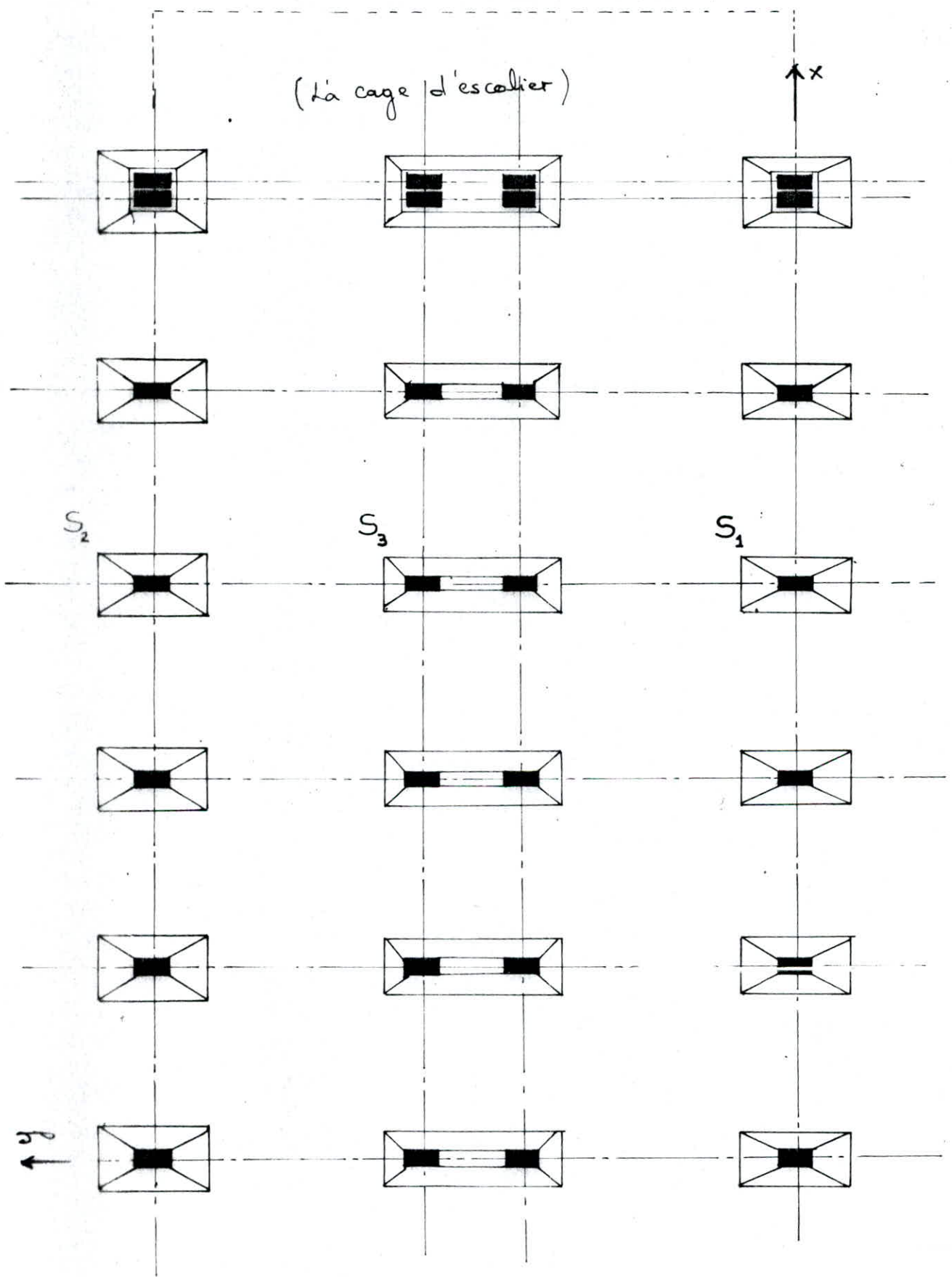
Armatures transversales:

	Poteau	A_t adoptée	mT (ct)	t (cm)	\bar{t} (cm)	t adoptée		$A_{t \text{ min}}$
						Zone. c.	Zone n.	
sens long.	A-5	3,01	28,98	7,97	14	12	7	2,24
	B-5	3,01	23,32	9,91	15	12	9	2,88
	C-5	3,01	23,32	9,91	15	12	9	2,88
	D-5	4,71	43,56	8,3	15	12	7	1,92
sens trans.	A-5	2,13	33,33	9,8	14	12	7	1,12
	B-5	3,01	45,15	10,24	15	12	9	1,44
	C-5	3,01	45,15	10,24	15	12	9	1,44
	D-5	4,71	75,75	7,16	15	12	7	1,12

Schema des sections adoptées.Poteau A-5:Poteau B-5:Poteau D-5:

FONDATIONS

Plan de fondations



INTRODUCTION :

Les fondations que je vais étudier sont des fondations superficielles.
 j'ai choisi deux types de semelles : - semelle isolée sous poteau (S1)
 - Semelle continue sous 2 poteaux (S2)

Les efforts sollicitant les semelles sont déterminés sous 'SP1'
 et sous la sollicitation la plus défavorable du second genre 'SP2'
 le moment de calcul sera le maximum des deux cas :

$$M_{cal} = \sup [1,5 M_{SP1} , M_{SP2}]$$

Les sollicitations du second genre 'SP2' sont :

$$\left. \begin{aligned} N &= N_G + N_P \mp N_E \\ M &= M_G + M_P \mp M_E \end{aligned} \right\} \text{ pour la vérification des contraintes dans le sol.}$$

$$\left. \begin{aligned} N &= 0,8 N_G \mp N_E \\ M &= 0,8 M_G \mp M_E \end{aligned} \right\} \text{ pour la vérification de la stabilité de la semelle.}$$

Semelle isolée :

b_x, b_y : dimensions du poteau.

On choisira B_x, B_y (dimensions de la semelle) dans le même rapport que b_x et b_y .

• La contrainte dans le sol : $\sigma_s = \frac{Q}{B_x \cdot B_y} \leq \bar{\sigma}_s$

Q : la charge transmise à la semelle.

$$\frac{B_y}{B_x} = \frac{b_y}{b_x} = k \implies k B_x^2 \geq \frac{Q}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\implies (B_x)_{min} = \sqrt{\frac{Q}{k \bar{\sigma}_s}} , B_y = k B_x$$

• La hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \max \left(\frac{B_y - b_y}{4} , \frac{B_x - b_x}{4} \right) \text{ , Condition qui nous dispense de la vérification à l'effort tranchant.}$$

• Pour le calcul des armatures, on applique la méthode des bielles.

Semelle Continue :

La méthode utilisée pour le calcul de la semelle continue est la méthode classique qui est basée sur l'hypothèse d'une semelle infiniment rigide et d'une distribution linéaire des contraintes sous la semelle.

Etapes de calcul :

- déterminer la charge totale des poteaux 'R' et ses coordonnées
- déterminer la distribution des contraintes sous la semelle
- tracer les courbes représentatives de l'effort tranchant et du moment flechissant le long de la semelle.
- calculer la semelle comme une poutre continue
- calculer la semelle pour qu'elle résiste aux moments transversaux (même calcul que pour une semelle isolée).

SEMELLES ISOLÉES

SEMELLE ISOLÉE S₁ :

A) sollicitation SP1 : $N = 117,2 \text{ t}$

• Dimensionnement : $\frac{B_y}{B_x} = \frac{b_y}{b_x} = \frac{80}{40} = 2$

$$\sigma_s = \frac{N}{B_x B_y} \leq \bar{\sigma}_s \quad , \quad B_x \geq \sqrt{\frac{N}{2 \bar{\sigma}_s}} = \sqrt{\frac{117,2 \cdot 10^3}{2 \cdot 2}}$$

$$B_x \geq 171,17 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } B_x = 180 \text{ cm} \quad , \quad B_y = 360 \text{ cm.}$$

• hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \max \left(\frac{B_y - b_y}{4} , \frac{B_x - b_x}{4} \right) \quad , \quad h \geq \max (70 , 35)$$

$$\text{on prend } h = 75 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_t = h + d = 80 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures :

$$N = 117,2 \text{ t} \quad , \quad M_y = 6,82 \text{ t.m}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B_x B_y} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B_y} \right)$$

$$\text{avec } e = \frac{M}{N} = 5,82 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \frac{117,2 \cdot 10^3}{360 \cdot 180} \left(1 \mp \frac{6 \times 5,82}{360} \right)$$

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_1 &= 1,98 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_2 &= 1,63 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} < \bar{\sigma}_s = 2 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 1,89 \text{ Kg/cm}^2, \quad N^* = \bar{\sigma}_m \cdot B_x \cdot B_y = 122,47 \text{ t.}$$

$$A_y = \frac{N^* (B_y - b_y)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{122,47 \cdot 10^3 (360 - 80)}{8 \cdot 75 \cdot 2800} = 20,41 \text{ cm}^2$$

$$A_x = \frac{N^* (B_x - b_x)}{8 h \bar{\sigma}_a} = \frac{122,47 \cdot 10^3 (180 - 40)}{8 \cdot 75 \cdot 2800}$$

on choisit : $A_y = 11 \text{ T } 16 (22,18 \text{ cm}^2)$. espacement $t = 18 \text{ cm}$
 $A_x = 11 \text{ T } 14 (16,93 \text{ cm}^2)$. espacement $t = 35 \text{ cm}$.

• épaisseur de la semelle : $e \neq \frac{h_t}{2} \div \frac{h_t}{3}$, $e = 30 \text{ cm}$.

• vérification au poinçonnement :

• P_c : Le périmètre homothétique d'un contour du poteau situé à $h_t/2$.

• Q_1 : la résultante de la réaction du sol délimitée par P_c

$$P_c = 2[(b_x + b_y) + 2h_t]$$

$$= 2[(80 + 40) + 2 \times 80] = 560 \text{ cm}$$

$$Q_1 = \bar{\sigma}_s [(b_x + h_t) \times (b_y + h_t)]$$

$$= 2[(40 + 80)(80 + 80)] = 38,4 \text{ t.}$$

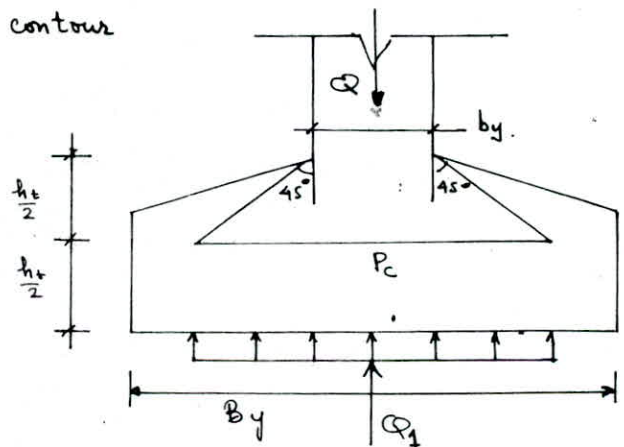
$$\Delta Q = Q - Q_1 = 117,2 - 38,4 = 78,8 \text{ t.}$$

il faut que la condition suivante soit satisfaite, si non il faut augmenter la hauteur de la semelle h_t .

$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c h_t}$$

$$1,2 \times 5,9 = 7,08 > \frac{1,5 \cdot 78,8 \cdot 10^3}{560 \cdot 80} = 2,64 \text{ Kg/cm}^2$$

Condition vérifiée.



B). VERIFICATIONS SOUS SP2 :

- Vérification de dimensionnement. il faut que : $B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_s}$

$$N = N_G + N_p + N_E \quad N_{\max} = 119,85 \text{ t.} \quad M_{\text{cor}} = 33,21 \text{ t.m}$$

$$B_x \cdot B_y = 360 \times 180 = 64800 \text{ cm}^2$$

$$\frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_s} = \frac{119,85 \cdot 10^3}{1,5 \cdot 2} = 39950 \text{ cm}^2 \quad \left. \vphantom{\frac{N}{1,5 \bar{\sigma}_s}} \right\} \text{ condition vérifiée}$$

- Vérification des armatures : ($N = 119,85 \text{ t.}$, $M = 33,21 \text{ t.m}$)

$$e = \frac{M}{N} = 27,71 \text{ cm}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B_x \cdot B_y} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B_y} \right) \quad \text{On trouve} \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 2,70 \\ \sigma_2 = 0,99 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}_s \times 1,5 = 3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2,27 \quad N^* = \sigma_m \cdot B_x \cdot B_y = 147096 \text{ Kg.}$$

$$\text{donc : } A_y = \frac{N^* (B_y - b_y)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{147096 (360 - 80)}{8 \cdot 75 \cdot 4200} = 16,34 \text{ cm}^2$$

$$A_x = \frac{147096 (180 - 40)}{8 \times 75 \times 4200} = 8,17 \text{ cm}^2.$$

c'est vérifié

- Vérification de la stabilité.

$$N = 0,8 N_G + N_E = 71,97 \text{ t}$$

$$M = 0,8 M_G + M_E = 30,33 \text{ t.m}$$

$$\text{L'excentricité } e = \frac{M}{N} = 42,14 \text{ cm.}$$

pour que la semelle soit stable, il faut que $e \leq \frac{B_y}{4}$

$$\frac{B_y}{4} = \frac{360}{4} = 90 \text{ cm} \Rightarrow e < \frac{B_y}{4} \quad \text{c'est vérifié}$$

- Vérification des contraintes dans le sol.

$$N_{\max} = N + N(\text{poids terres}) = 119,85 + 15 = 134,85 \text{ t.} \quad M = 33,21 \text{ t.m}$$

$$N \text{ dû au poids des terres} = 15 \text{ t.}$$

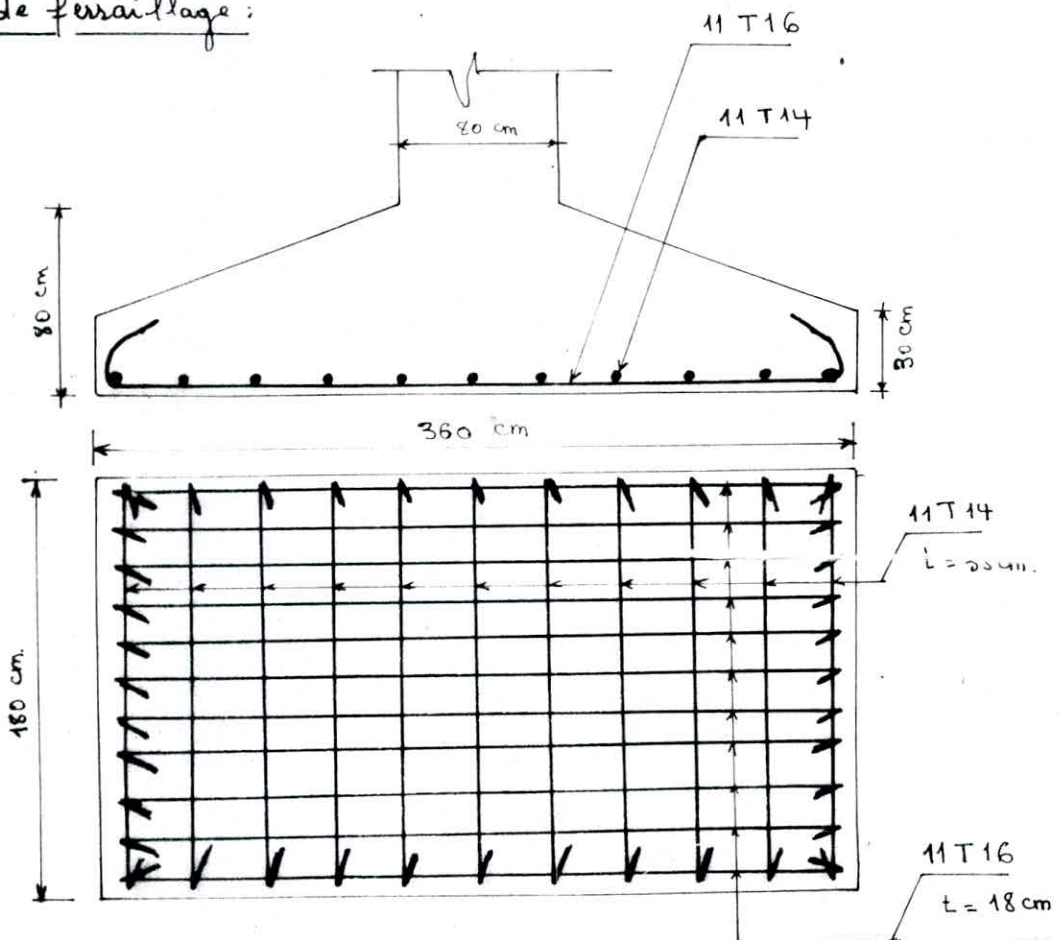
$$\text{L'excentricité } e = \frac{M}{N} = 24,63 \text{ cm.}$$

$B_y = 360 \text{ cm} > 6 \times 24,63 = 147,78 \text{ cm}$. dans ce cas il faut que :

$$B_x \geq \frac{N}{1,5 \cdot \bar{\sigma}_s \cdot B_y} \left(1 + \frac{3 \cdot e}{B_y} \right) = \frac{134850}{1,5 \times 2 \times 360} \left(1 + \frac{3 \times 24,63}{360} \right) = 150,5 \text{ cm}$$

$B_x > 150,5 \text{ cm}$ donc les contraintes du sol sont vérifiées.

Schema de ferrailage :



SEMELLE ISOLEE S₂ :

A) Calcul sous la sollicitations SP1 :

$$N = 53,41 \text{ t} \quad , \quad M_y = 6,81 \text{ t.m}$$

Les dimensions de la semelle : $B_y = 360 \text{ cm}$, $B_x = 240 \text{ cm}$.

(choix imposé par la condition de la stabilité)

hauteur utile de la semelle :

$$h \geq \max \left(\frac{360 - 60}{4} , \frac{240 - 40}{4} \right) \quad , \quad h \geq \max (75, 50)$$

$$\text{on prend } h = 75 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_t = h + d = 80 \text{ cm}$$

• Calcul des armatures :

le cas : le plus défavorable est donné par la combinaison 'SP2'

$$N_{\max} = 52,48 \text{ t.} \quad M = 45,36 \text{ t.m} \quad \left\{ \quad e = 0,86 \text{ m.} \right.$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{B_x \cdot B_y} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e}{B_y} \right) \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 1,48 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = -0,26 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right\} < 1,5 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_m = \frac{3}{4} \sigma_1 = 1,11 \text{ Kg/cm}^2$$

$$N^* = \sigma_m \cdot B_x \cdot B_y = 1,11 \times 360 \times 240 = 95040 \text{ Kg}$$

$$\text{Alors on a : } A_y = \frac{95040 (360 - 60)}{8 \times 75 \times 4200} = 11,31 \text{ cm}^2$$

$$A_x = \frac{95040 (240 - 40)}{8 \times 75 \times 4200} = 7,54 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_y = 11 \text{ T } 12 \text{ (12,44 cm}^2)$ Espacement $t = 23 \text{ cm}$
 $A_x = 11 \text{ T } 12 \text{ (12,44 cm}^2)$ espacement $t = 35 \text{ cm}$.

• Epaisseur de la semelle : $e = 30 \text{ cm}$.

• Vérification au poinçonnement :

$$P_c = 2[(b_x + b_y) + 2h_t] = 2[(40 + 60) + 2 \times 80] = 520 \text{ cm}$$

$$Q_1 = \bar{\sigma}_s [(b_x + h_t) \times (b_y + h_t)] = 2[(40 + 80)(60 + 80)] = 33600 \text{ Kg}$$

$$\Delta Q = Q - Q_1 = 51,41 - 33,6 = 17,81 \text{ t}$$

$$1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 > 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c h_t} = 0,64 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

B) Vérifications sous SP2

pois des terres : 15 t.

• vérification de la stabilité : $N_{\min} = 32 + 15 = 47 \text{ t}$, $M = 40,93 \text{ t.m}$.

L'excentricité $e = 87 \text{ cm}$.

$$\frac{B_y}{4} = \frac{360}{4} = 90 \text{ cm} > e = 87 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

dans l'autre sens : $N = 47 \text{ t}$, $M = 26,97 \text{ t.m}$, $e = 57,38 \text{ cm}$

$$\frac{B_x}{4} = \frac{240}{4} = 60 \text{ cm} > 57,38 \text{ cm} \quad \text{c'est vérifié}$$

• Vérifications des contraintes dans le sol :

$$N = 52,48 + 15 = 67,48 \text{ t} \quad . M = 45,36 \text{ t.m} \quad \left. \begin{array}{l} \\ \end{array} \right\} e = 67,22 \text{ cm}$$

$4e = 268,88 < B_y = 360 < 6e = 403,3 \text{ cm}$ dans ce cas il faut que :

$$B_x > \frac{2N}{3 \left(\frac{B_y}{2} - e \right) 1,5 \bar{\sigma}_s} = \frac{2 \times 67,48 \cdot 10^3}{3 \left(\frac{360}{2} - 67,22 \right) 1,5 \times 2} = 132,96 \text{ cm}$$

$$B_x = 240 > 132,96 \text{ cm} \quad \text{donc c'est vérifié}$$

SEMELLE CONTINUE S₃

A) Calcul sous SP1.

• Dimensionnement :

$$R = 69,68 \times 2 = 140 \text{ t} \quad M_{/G} = 7,54 \text{ t.m}$$

$$\frac{R}{B \cdot L} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow B \geq \frac{R}{L \cdot \bar{\sigma}_s}$$

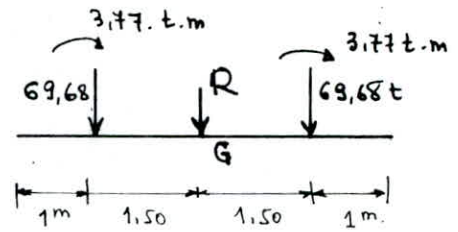
$$B \geq \frac{140 \cdot 10^3}{500 \cdot 2} = 140 \text{ cm} \quad \cdot \text{ on prend } B = 180 \text{ cm}, L = 5 \text{ m}.$$

• pour avoir une semelle rigide il suffit de prendre :

$$h_t \geq \frac{l}{6} = \frac{300}{6} = 50 \quad \cdot \text{ soit } h_t = 80 \text{ cm}.$$

l : distance entre axes des deux poteaux.

• épaisseur de la semelle : on prend $e = 30 \text{ cm}$.



B) Calcul et vérifications sous SP2.

L'estimation des poids de la semelle et des terres :

$$P_{\text{sem}} = 12 \text{ t} \quad \cdot \quad P_{\text{terre}} = 15 \text{ t}.$$

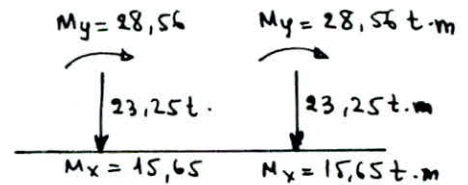
• Vérification de la stabilité

Sens y transversal (la plus défavorable)

$$N = 12 + 15 + 23,25 \times 2 = 73,7 \text{ t}.$$

$$M = 15,65 \times 2 = 31,30 \text{ t.m}$$

$$e = \frac{M}{N} = 42,46 \text{ cm} < \frac{B}{4} = \frac{180}{4} = 45 \text{ cm}$$



c'est vérifié

• Vérification des contraintes dans le sol.

SENS transversal (y) :

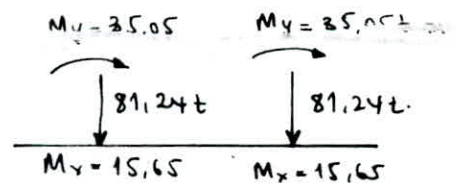
$$R = 12 + 15 + 162,48 = 189,48 \text{ t}$$

$$M = 35,05 \times 2 = 70,1 \text{ t.m}$$

$$e_0 = \frac{M}{R} = 37 \text{ cm} < \frac{L}{6}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{R}{B \cdot L} \left(1 \mp \frac{6 \cdot e_0}{L} \right) = \frac{189480}{180 \times 500} \left(1 \mp \frac{6 \times 37}{500} \right)$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3 \\ \sigma_2 = 1,77 \end{array} \right\} \leq 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ Kg/cm}^2.$$



SENS Longitudinal (x) :

$$R = 141,56 + 12 + 15 = 168,56 \text{ t}, \quad M = 31,3 \text{ t.m}$$

$$e_0 = 18,56 \text{ cm}.$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{168,56 \cdot 10^3}{180 \cdot 500} \left(1 \mp \frac{6 \times 18,56}{180} \right), \quad \left. \begin{array}{l} \sigma_1 = 3 \\ \sigma_2 = 0,71 \end{array} \right\} \leq 3 \text{ Kg/cm}^2.$$

ferrailage de la semelle:

1) sens transversal (y)

SP1

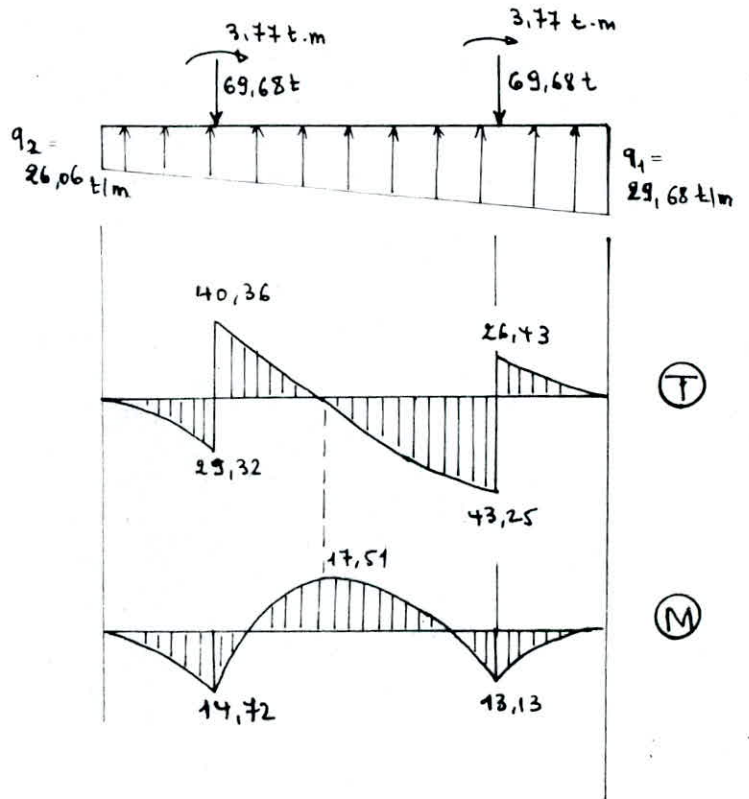
$$\left. \begin{aligned} R &= 139,36 \text{ t} \\ M &= 1,54 \text{ t.m.} \end{aligned} \right\} e = 5,41 \text{ cm}$$

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow$$

$$q = \frac{R}{L} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_1 = 296,8 \text{ Kg/cm}$$

$$q_2 = 260,6 \text{ Kg/cm}$$



SP2

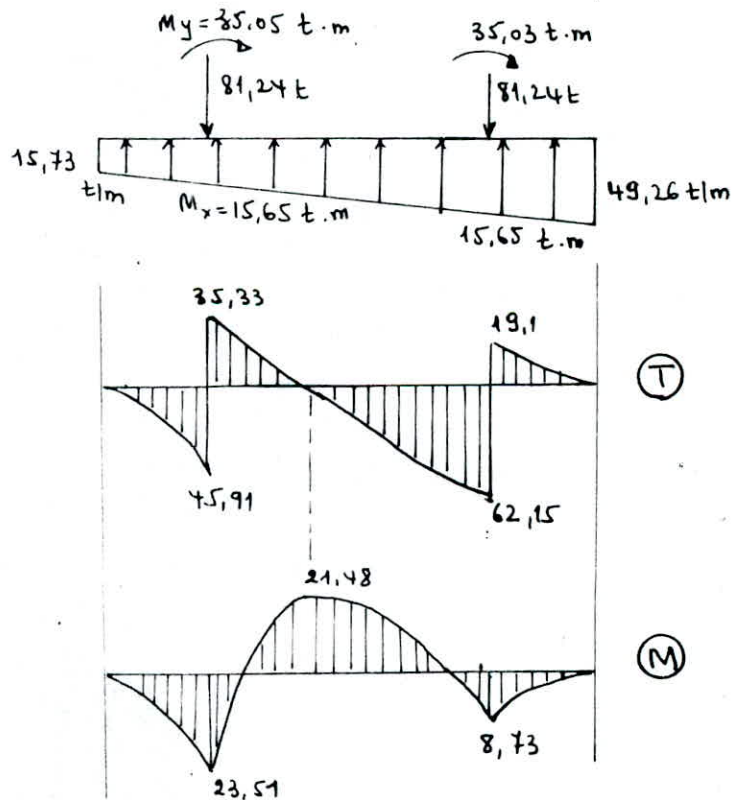
$$\left. \begin{aligned} R &= 162,48 \text{ t} \\ M &= 70,1 \text{ t.m.} \end{aligned} \right\} e = 43,14 \text{ cm}$$

$$e < \frac{L}{6} \Rightarrow q = \frac{R}{L} \left(1 \mp \frac{6e}{L} \right)$$

$$q = \frac{162480}{500} \left(1 \mp \frac{6 \times 43}{500} \right)$$

$$q_1 = 492,64 \text{ Kg/cm}$$

$$q_2 = 157,28 \text{ Kg/cm}$$



Armatures longitudinales :

La sollicitation la plus défavorable est $M = 17,51 \text{ t.m}$ (Sous SP1)

Les dimensions de la section sont : $h = 75 \text{ cm}$. $b = 40 \text{ cm}$.

Le calcul se fait en flexion simple.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,04169 \rightarrow \epsilon = 0,9135, K = 42,8$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 65,4 < 137 \text{ Kg/cm}^2.$$

La quantité d'armatures est :

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = 9,13 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 2T20 + 2T16 \text{ (10,3 cm}^2\text{)}$$

Armatures transversales :

La contrainte de cisaillement $\tau_b = \frac{T}{bZ} = 16,47 \text{ Kg/cm}^2$

$$\text{avec } \begin{cases} T = T_{\max} = 43,25 \text{ t (SP1)} \\ b = 40 \text{ cm} \cdot z = \frac{7}{8} h. \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}'_b = 20,65 > \tau_b = 16,47 \text{ Kg/cm}^2$$

donc la contrainte de cisaillement est vérifiée.

On choisit : 1 cadre $\phi 8$ + 2 étriers $\phi 8$ ($A_t = 3,01 \text{ cm}^2$)

$$\bar{\sigma}_{at} = f_a \bar{\sigma}_{en} = 1655,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\text{L'espacement : } t = \frac{A_t z \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{3,01 \times 718 \cdot 1655,6}{43,25 \cdot 10^3} = 7,56 \text{ cm.}$$

on prend $t = 7 \text{ cm}$ aux appuis, $\bar{t} = 15 \text{ cm}$.

2) Sous Longitudinal (x) :

$$\text{Sous SP2 : } \left. \begin{array}{l} N = 81,24 \times 2 = 162,48 \text{ t.} \\ M = 15,65 \times 2 = 31,3 \text{ t.m} \end{array} \right\} e = 19,26 \text{ cm.}$$

$$\bar{\sigma}_{12} = \frac{N}{LB} \left(1 + \frac{6e}{B} \right) \quad \begin{array}{l} \bar{\sigma}_1 = 2,96 \\ \bar{\sigma}_2 = 0,65 \end{array} \left\{ < 1,5 \bar{\sigma}_s = 3 \text{ Kg/cm}^2 \right.$$

$$\bar{\sigma}_m = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 2,38 \text{ Kg/cm}^2, \quad N^* = \bar{\sigma}_m \cdot B \cdot L = 214,2 \text{ t.}$$

$$A_x = \frac{N^* (B-b)}{8 \cdot h \cdot \bar{\sigma}_a} = 11,9 \text{ cm}^2$$

soit $A_x = 17 T 12$ ($19,23 \text{ cm}^2$) avec $t = 30 \text{ cm}$.

Verification au poinçonnement :

La condition de sécurité vis-à-vis du poinçonnement sous charges localisées est satisfaite si :

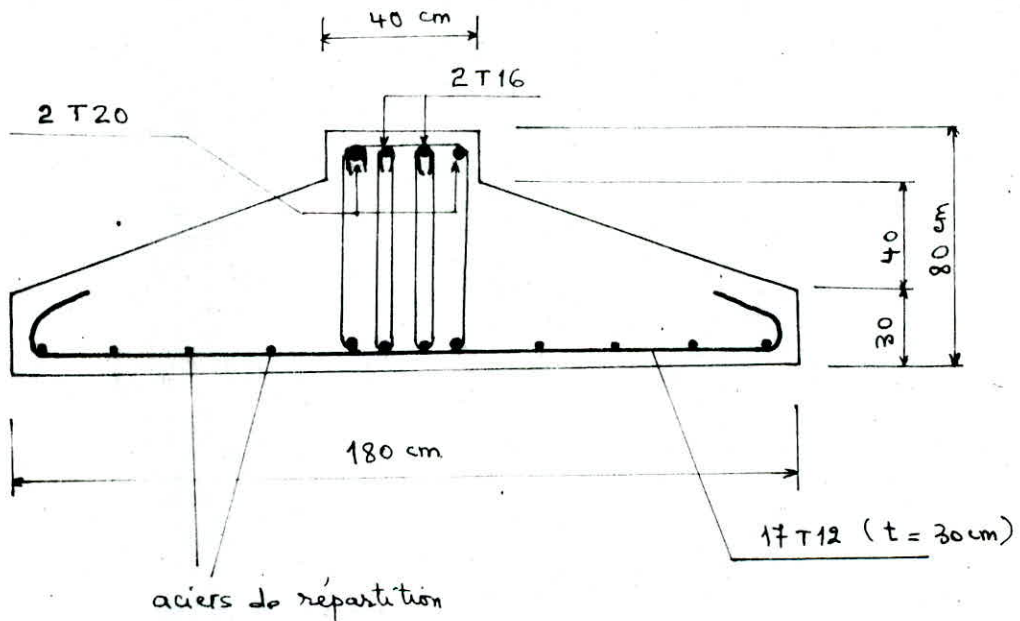
$$1,2 \bar{\sigma}_b \geq 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c h_t}$$

$$P_c = 2[(80+40) + 2 \times 80] = 560 \text{ cm.}$$

$$Q_1 = 2[(40+80) \cdot (80+80)] = 38400 \text{ Kg}, \quad \Delta Q = 69,68 - 38,4 = 31,8 \text{ t}$$

$$1,2 \bar{\sigma}_b = 7,08 > 1,5 \frac{\Delta Q}{P_c h_t} = 1,06 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{c'est vérifié}$$

Schema de ferrailage de la semelle :



longrines

Le chaînage des semelles réalise un ensemble capable de mieux résister aux efforts horizontaux, pour cela on relie les semelles les unes aux autres par des poutres (longrines).

Les longrines doivent être calculées pour résister à la traction ou à la compression sous l'action d'une force égale à 10% de l'effort normal.

La longrine a une section de $30 \times 50 \text{ cm}^2$ et elle est soumise à $10\% N = 11,72 \text{ t}$
($N_{\text{max}} = 117,2 \text{ t}$)

Calcul des armatures.

- en compression : $A \geq \frac{1}{n} \left(\frac{N'}{\sigma_{b0}} - B \right) = \frac{1}{15} \left(\frac{11,72 \cdot 10^3}{68,5} - 30 \times 50 \right) < 0$

- en traction : $A \geq \frac{N}{\sigma_a} = \frac{11,72 \cdot 10^3}{2800} = 4,18 \text{ cm}^2$

on choisit 4 T14 (soit $6,16 \text{ cm}^2$)

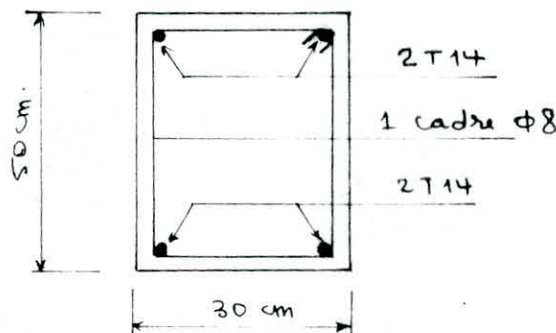
• armatures transversales : on prend 1 cadre $\phi 8$ avec un espacement $t = 15 \text{ cm}$ (l'espacement admissible $t = 20 \text{ cm}$ RP181)

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \times b \cdot h \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \times 30 \times 45 \times \frac{5,9}{2200} = 1,3 \text{ cm}^2$$

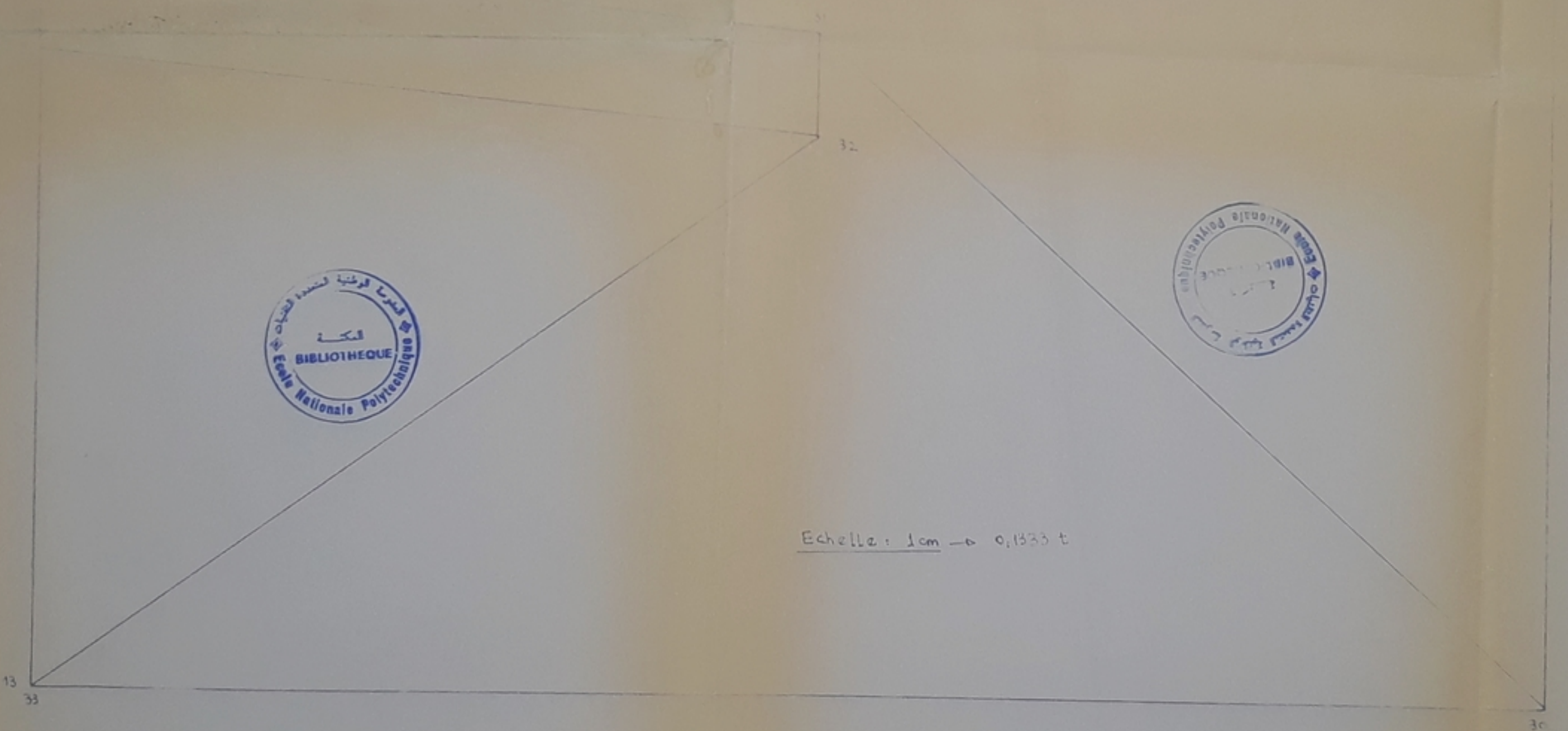
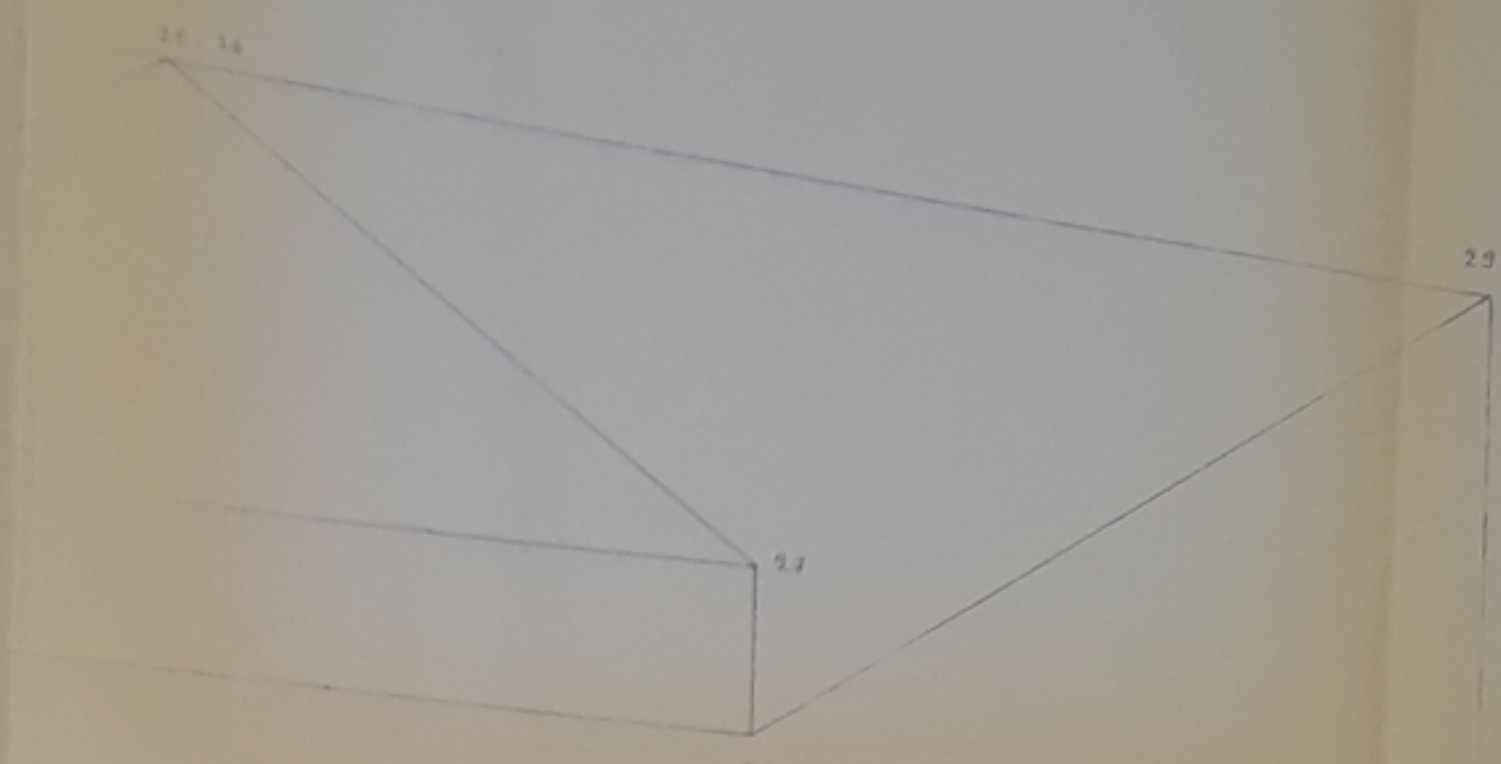
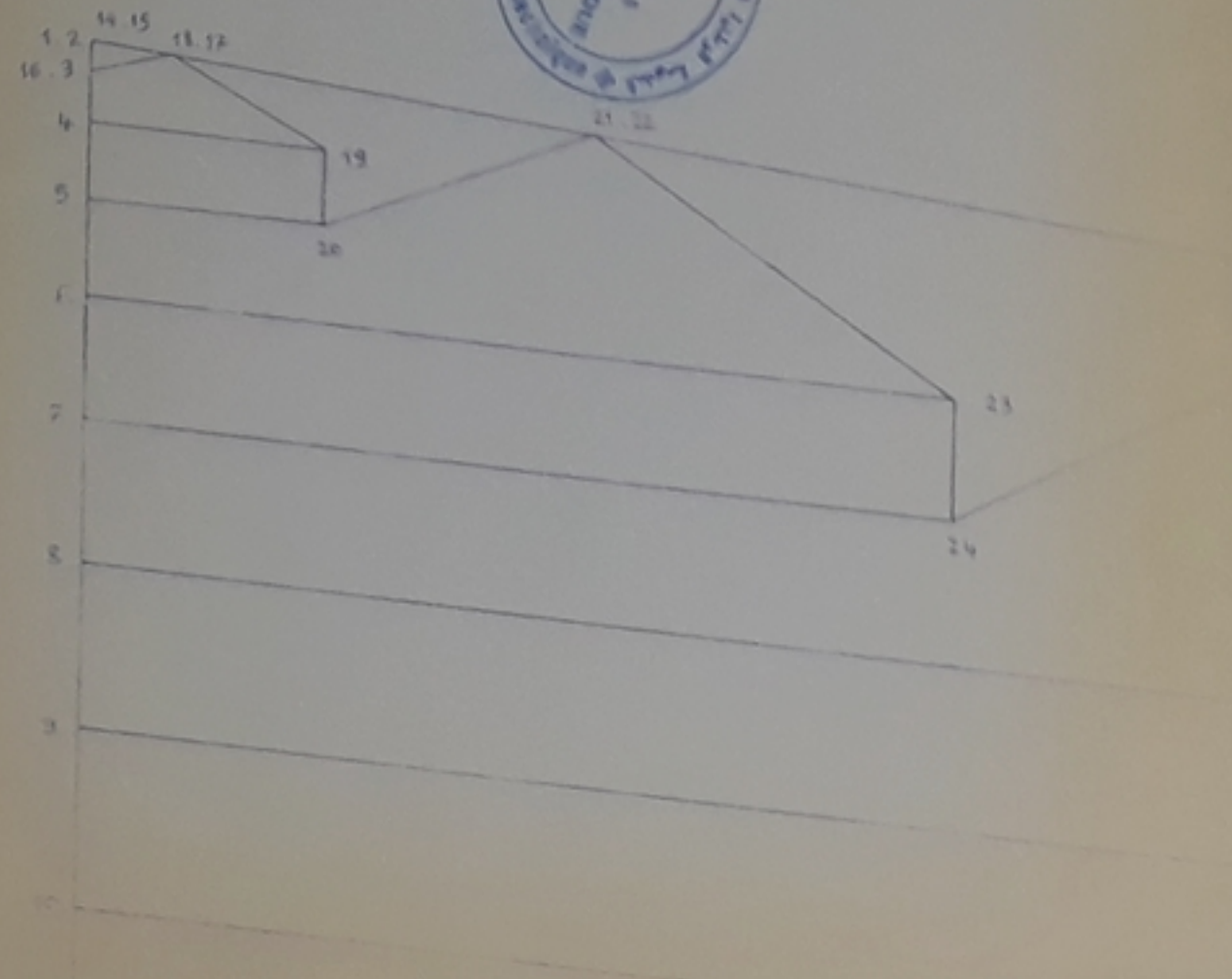
(condition vérifiée)

schéma de ferrailage :



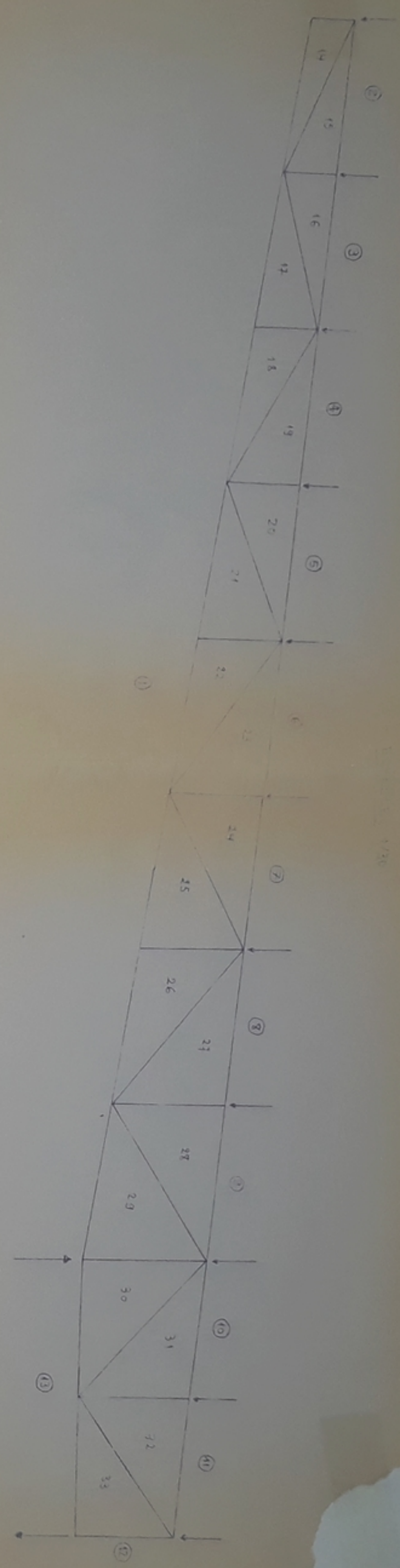
Bibliographie

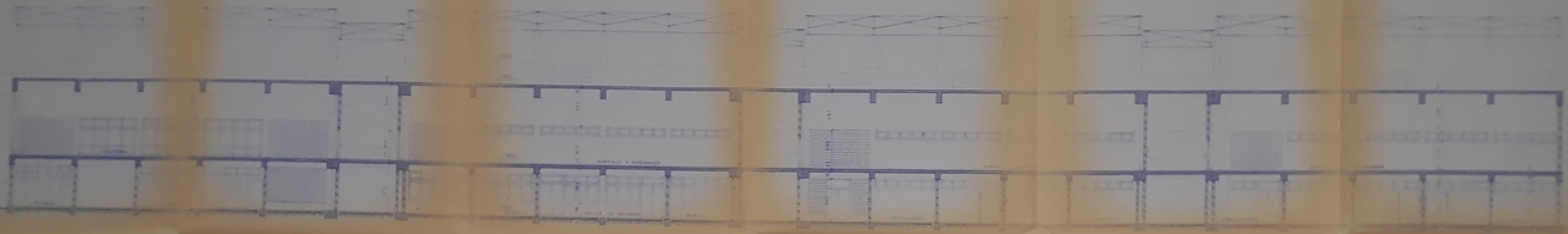
- Règles parasismiques Algériennes (RPA 81)
- Règles techniques CCBA 68.
- Conception et calcul des structures soumises au séisme (complément RPA)
- Cours de béton armé (M. Bellazougui).
- Traité de béton armé Tome IV (A. GUERRIN)
- La méthode de CROSS (P. CHARON).
- Règles Neige et vent NV 65
- Règles CM 66.
- Constructions métalliques (Y. MARTINOV).
- Normes sidérurgiques Française (OTUA).
- Le calcul et la vérification des ouvrages en B.A (P. CHARON).



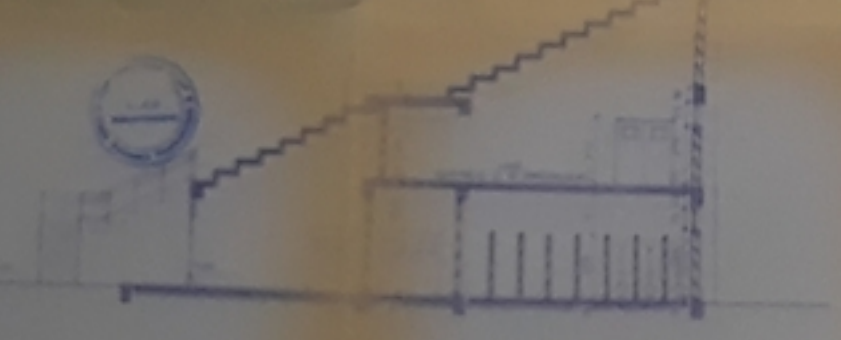
Echelle: 1cm → 0,1330 t

CREMONA : VENT A DROITE





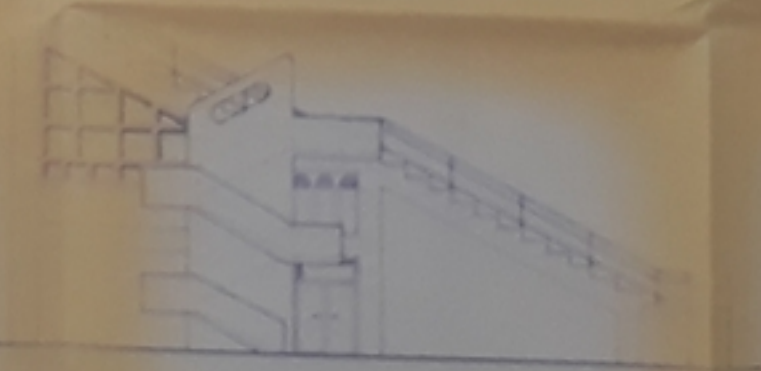
COUPE CC



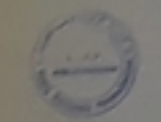
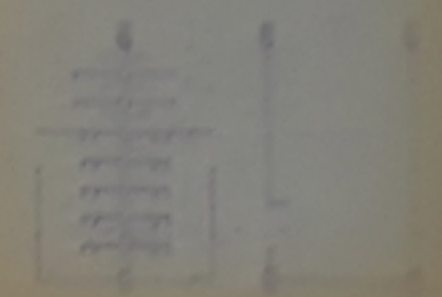
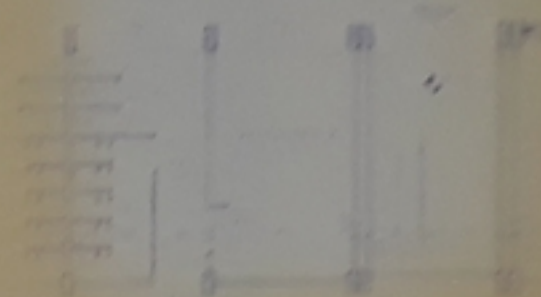
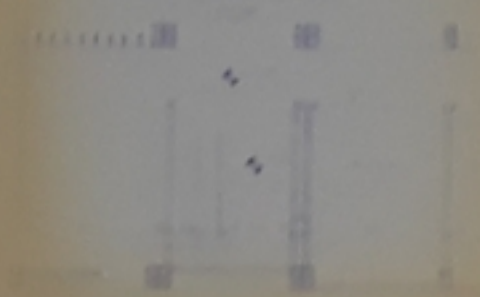
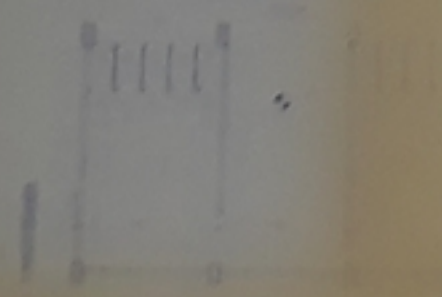
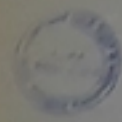
COUPE DD



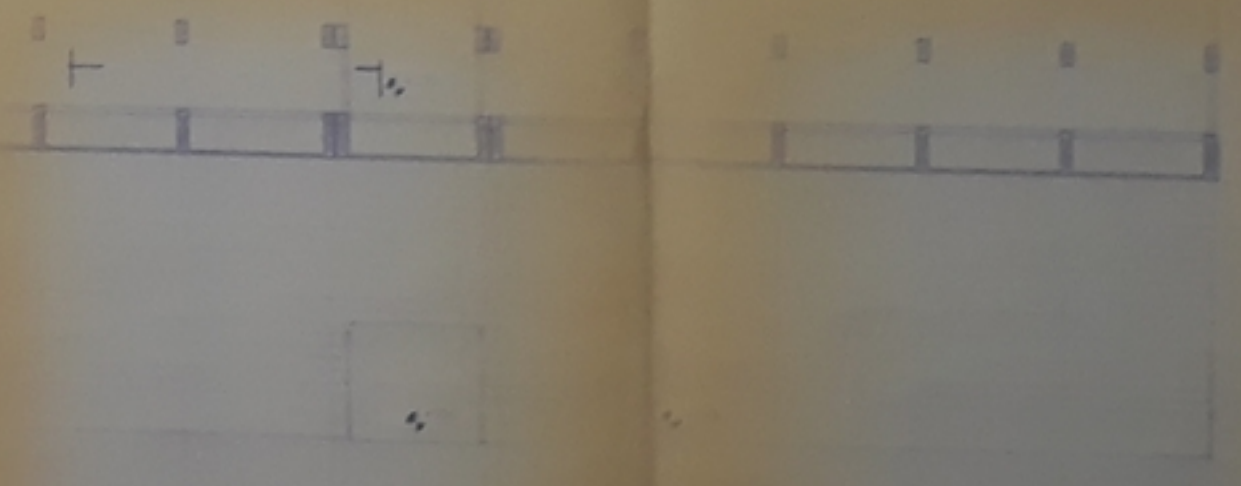
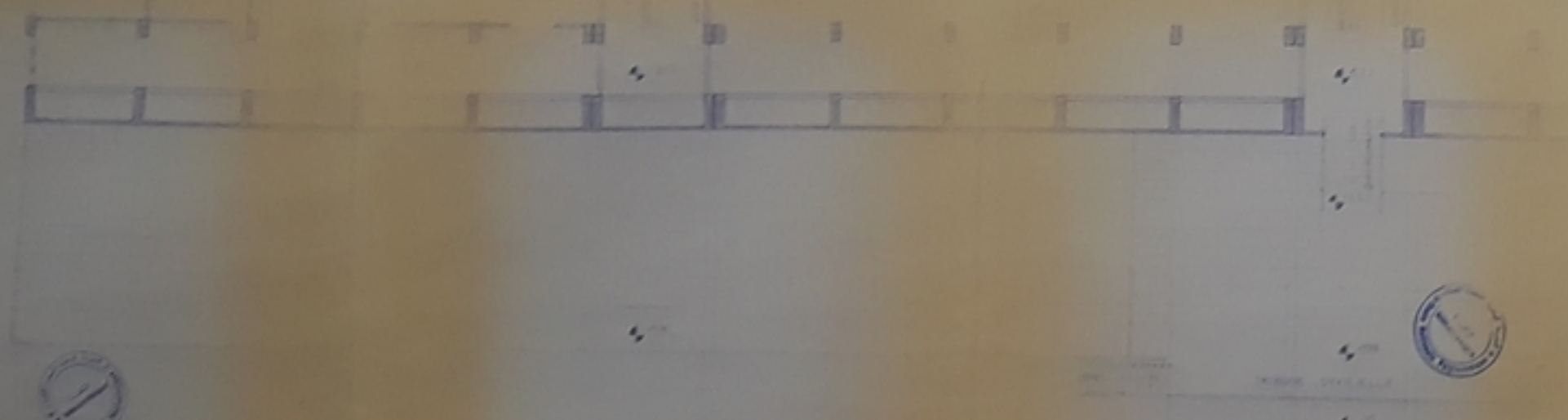
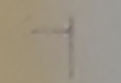
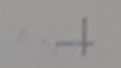
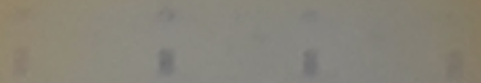
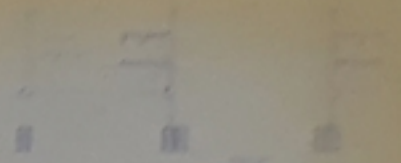
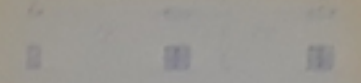
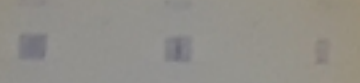
COUPE AA



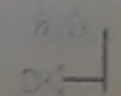
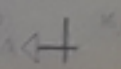
FACADE LATÉRALE DROITE

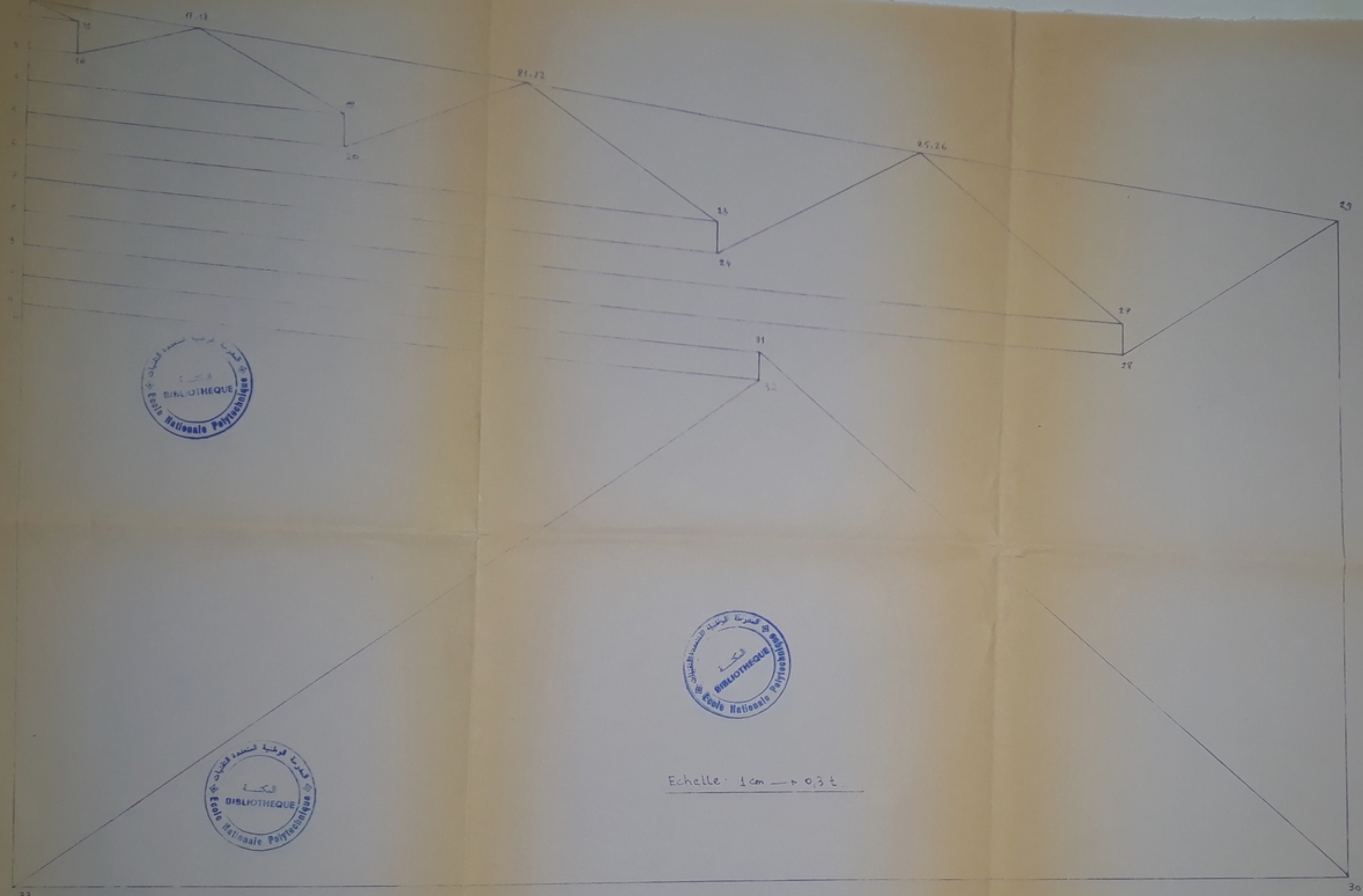


REZ DE CHAUSSÉE

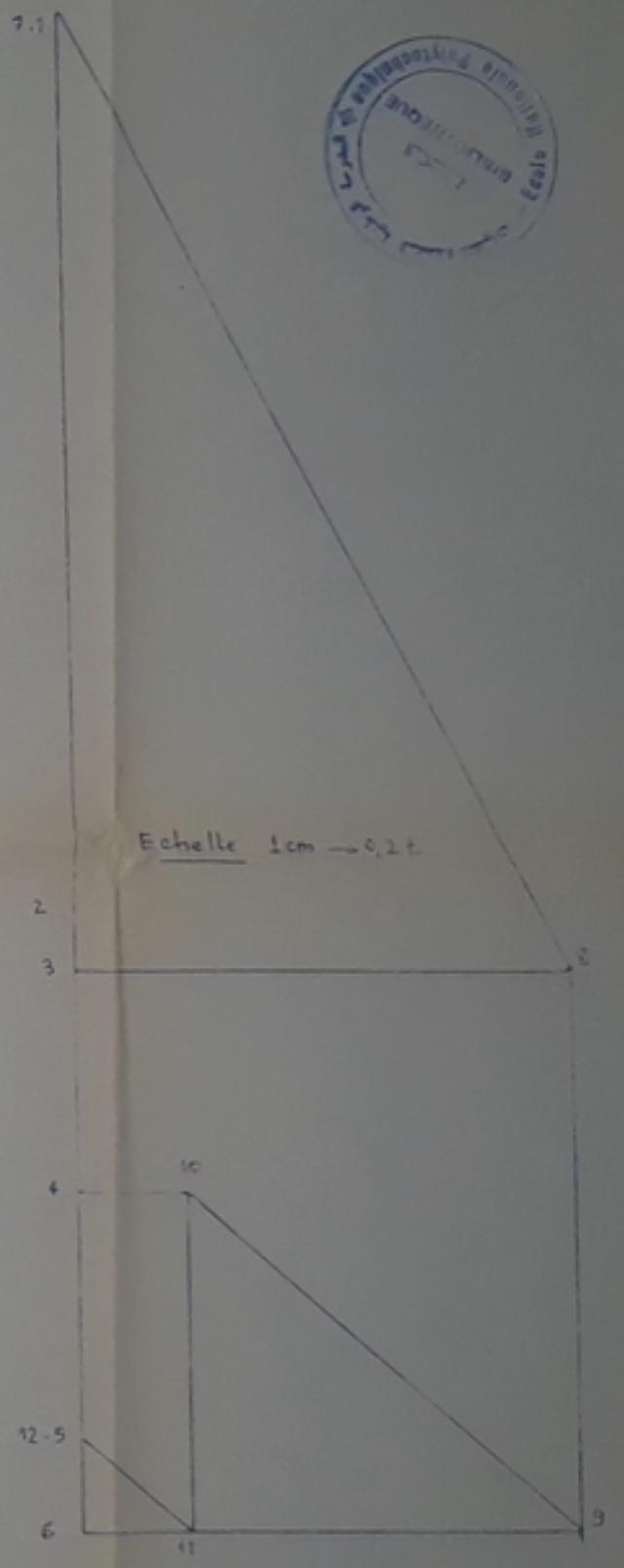


NIVEAU CHATELAIN





Echelle: 1cm → 0,3 t.



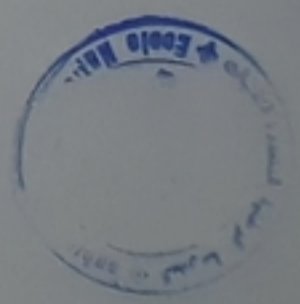
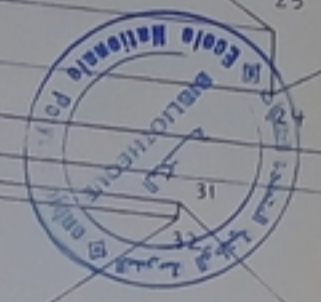
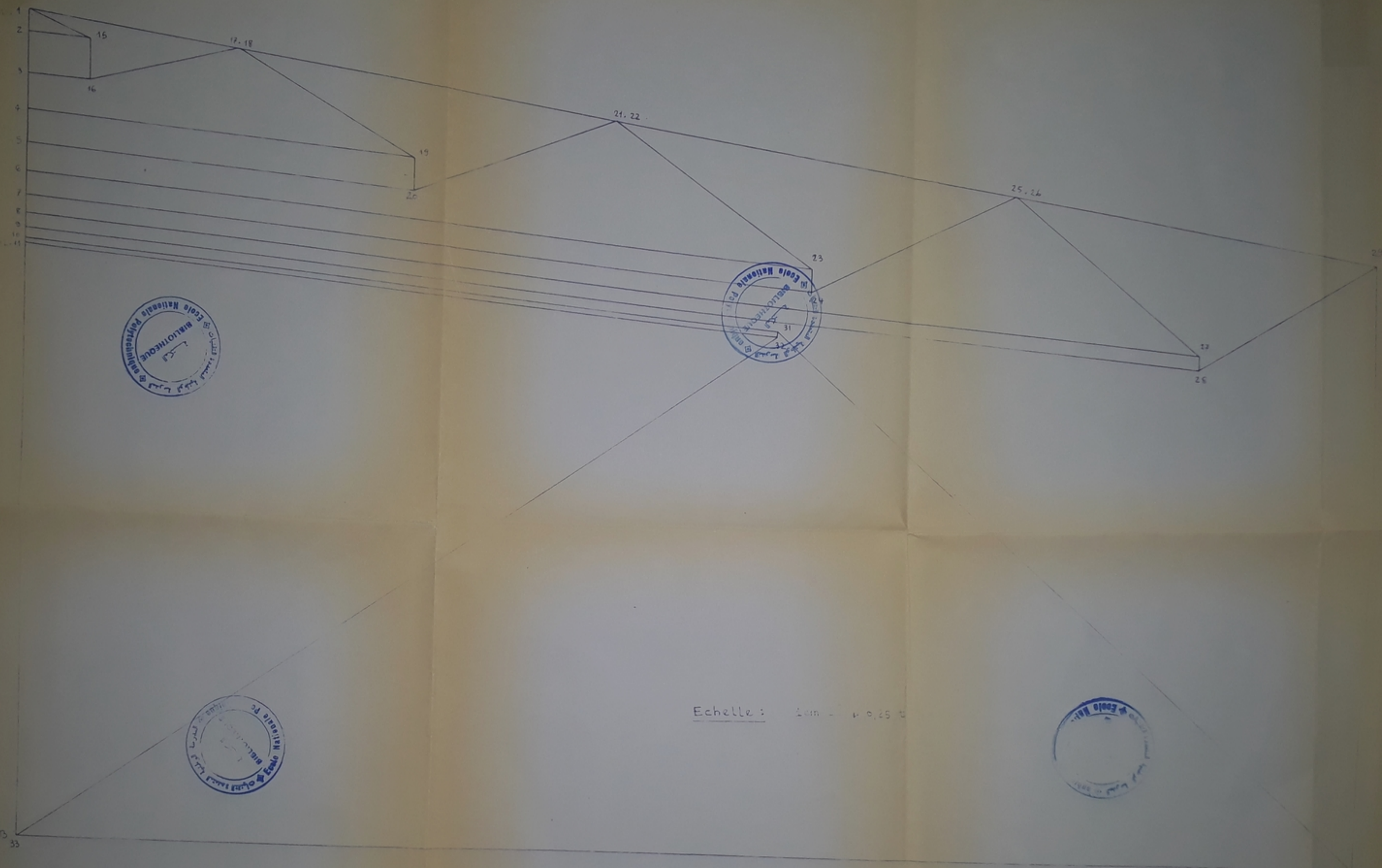
Echelle 1cm → 0,2 t.

CREMONA : POUR LE CALCUL DES CONTREVENTEMENTS.

PB00989

-4-

CREMONA : SOUS G

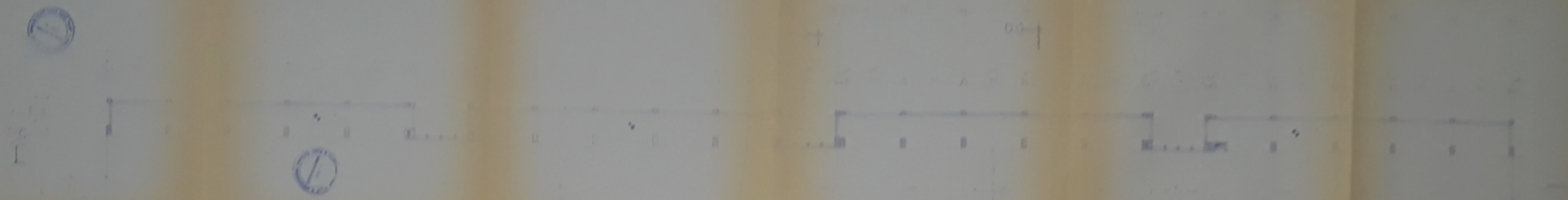


Echelle : 1 cm = 1 m

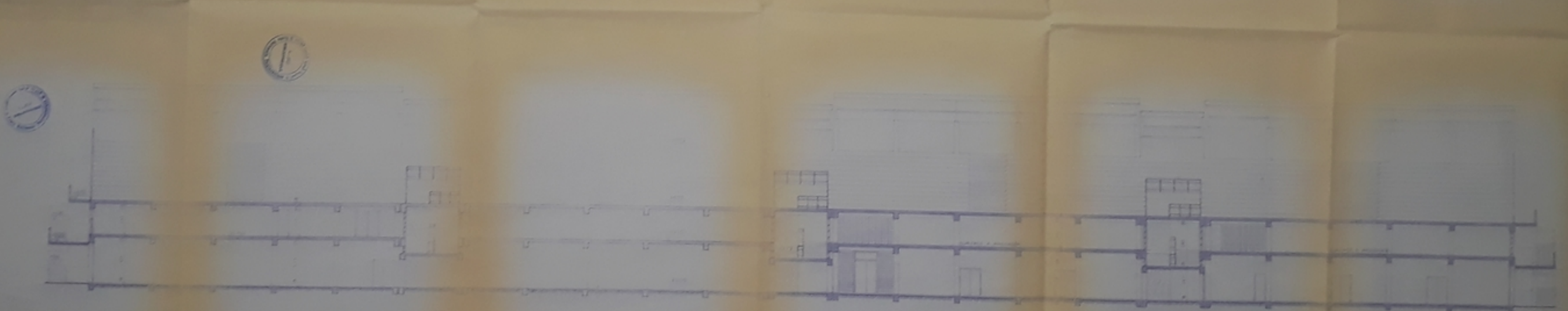
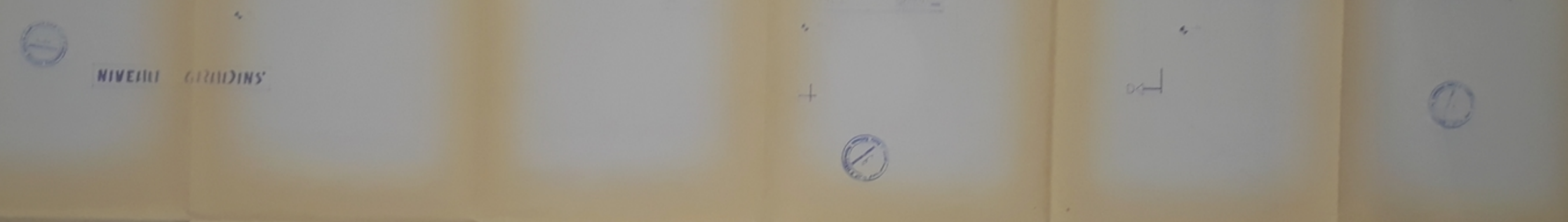
PIB 00989

- 5 -

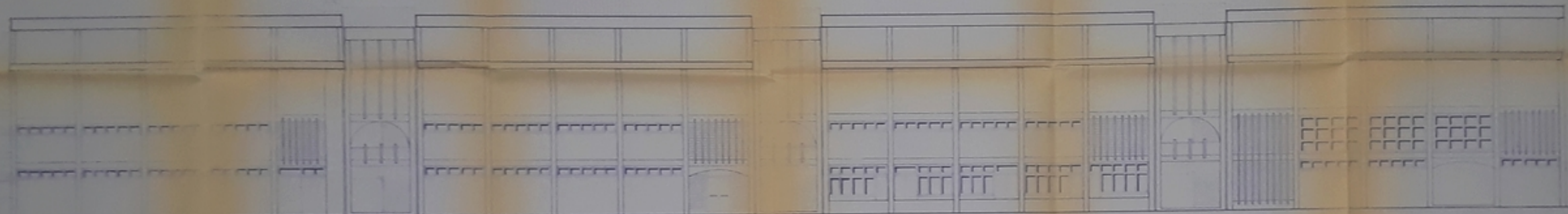
CREMONA : VENT A GAUCHE



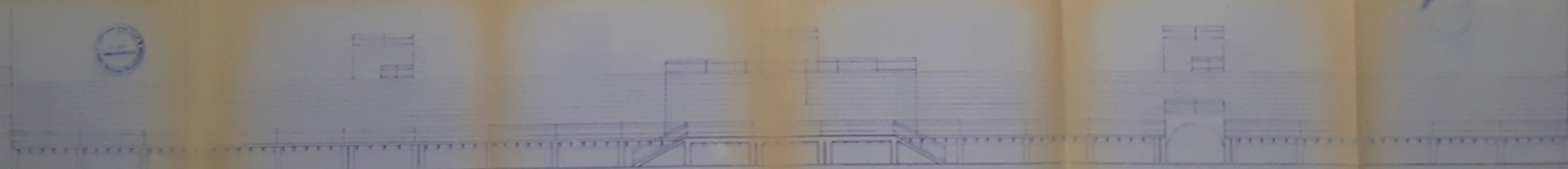
NIVEAU GARDINS



COUPE BB



FACADE PRINCIPALE



FACADE POSTERIEURE

