

وزارة التعليم و البحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

2ex

DEPARTEMENT : GENIE CIVIL

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

PARKING R+4

OSSATURE SCOPE

3 PLANCHES

Proposé Par :

S.A.P.T.A

Etudié par :

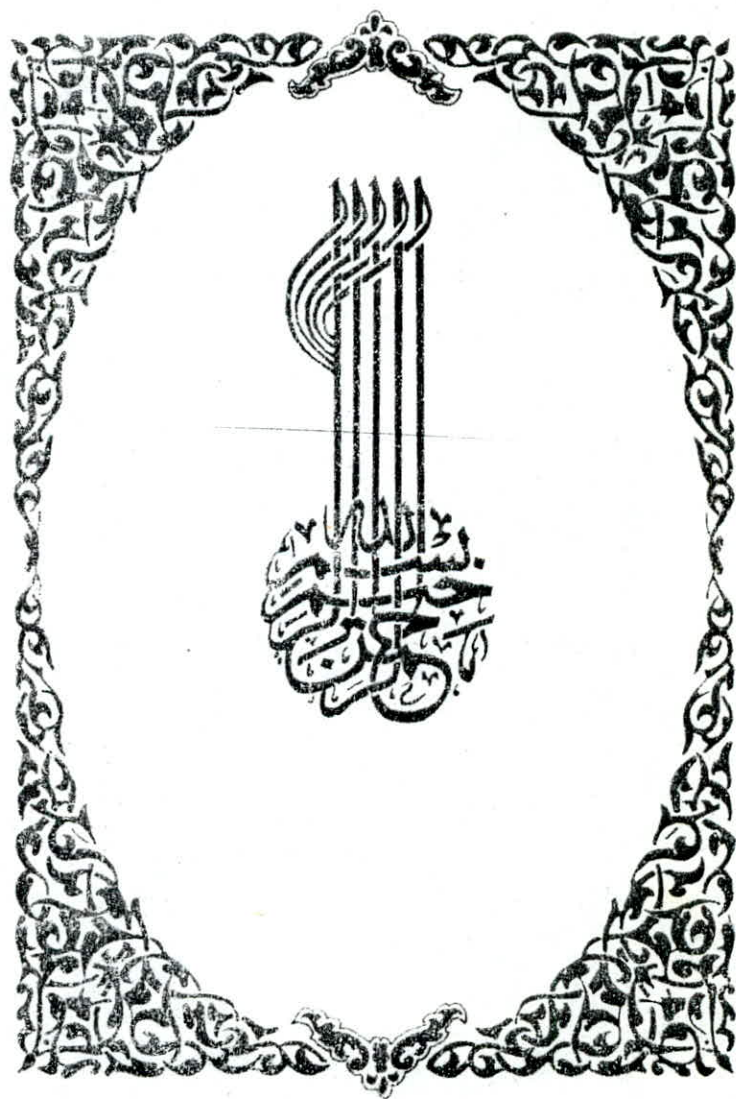
SAID.E
MOURAD.13

Dirige par :

M. CUIGOVA

PROMOTION : JAN 1983

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique



Ministère de l'Enseignement Supérieur

وزارة التعليم العالي

Ecole Nationale Polytechnique

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات

DELHARRACH

بالكراتش

Departement Genie Civil

دائرة الهندسة المدنية

Promoteur : M. GUIGOVA

Elus ingénieurs : ELKALI SAÏD

et

BOUCHAKOUR. Yuvod



الموضوع: هذا المشروع يخص حساب العناصر المقاومة لعقارة تستعمل كموقف للسيارات "أربعة طوابق" وهذا المشروع يترك انجازها بالجزائر العاصمة التي تعتبر منطقة متوسطة الزلازل. (II)

Sujet: Ce projet consiste en le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à 5 niveaux à usage de parking auto "structure mixte" et implanté à Alger zone de moyenne sismicité (RPA 81)

Subject: This project consists of designing the resisting elements of a parking building. It will be set up in Algeria which is an average seismicity area's. This study has been made according to the seismic code (RPA 81)

DEDICACES .



Je dédie cette thèse à :

- ma mère ; en guise d'esquisse à une gratitude éternelle .
- mon père pour sa tendresse , son affection et son sacrifice .
- mes frères et soeurs surtout AMINA et SARRA .
- mes frères croyants et ceux qui me sont chers .

Mourad

Je dédie à tous ces quelques lignes ce modeste travail à la mémoire de mon défunt père
à ma très chère mère
à mes frères Saâd et Kamel.
à mes Soeurs
à toute ma famille au sens large
à tout mes amis

ELKOLA

Remerciements



Nous remercions cordialement :

M^{me} GUIGOVA ; notre promotrice pour ses conseils profitables.

M^e P. BONNEVILLE , pour son aide amical.

Le personnel de La SAPTA , en particulier :

M^e DEBBA. A et BOUCHELLAL. M au chantier.

M^e BELMAHDI. H au bureau d'étude.

M^e MOULAY. A à l'unité de préfabrication de rouiba.

M^e IRIK. A et OUAZIT. M pour leurs aides efficaces.

SOMMAIRE.

المدرسة الوطنية المتعددة التقنيات
BIBLIOTHEQUE — المكتبة
Ecole Nationale Polytechnique

Généralités .

Calcul des planchers .

- predalles précontraintes .
- dalle de compression en B.A .

Calcul des poteaux par le procédé "SCOPE" .

Calcul des poutres précontraintes par armatures adhérentes .

- calcul des pertes .
- vérification au différentes phases de construction .

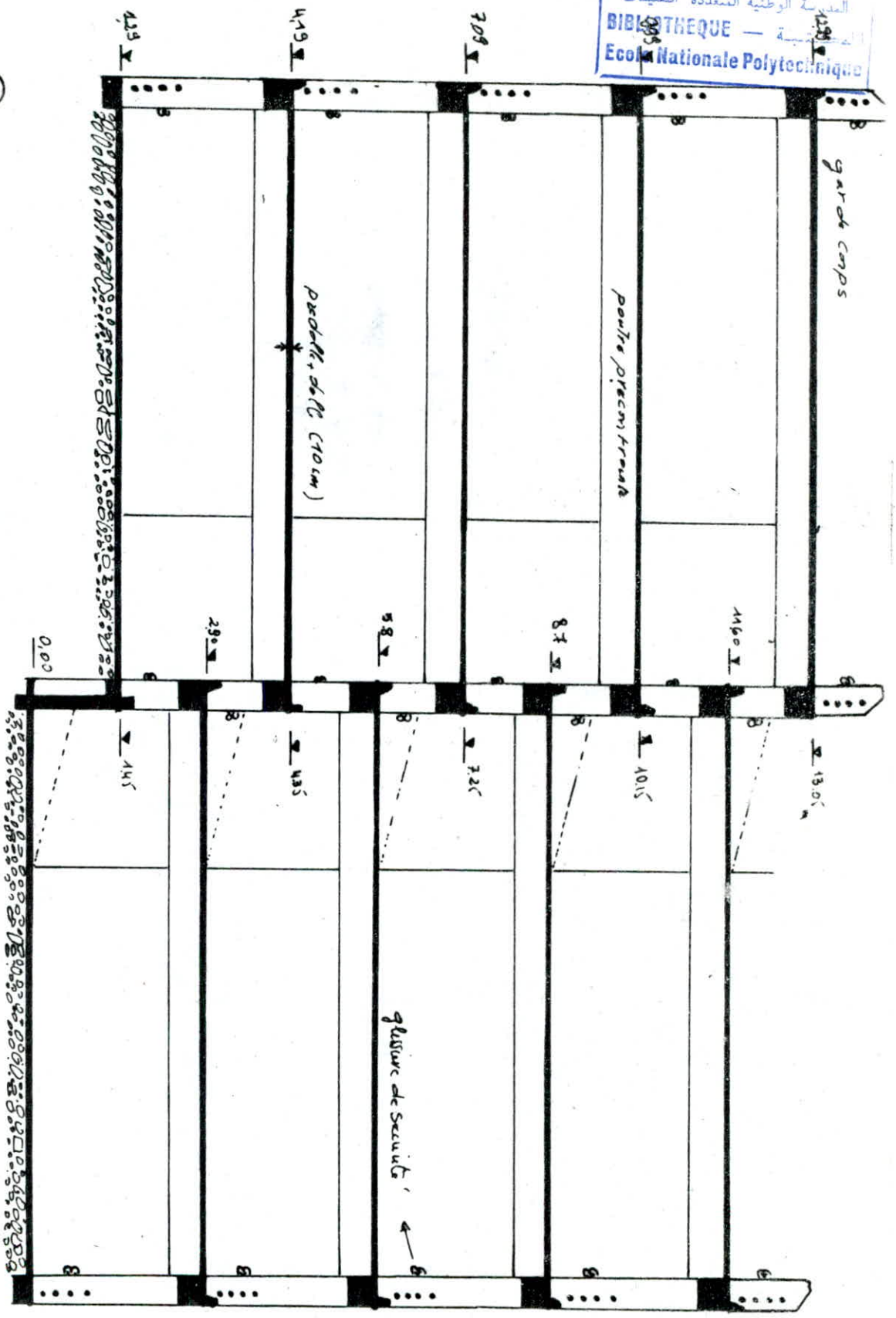
Calcul des escaliers .

Etude pseudo-dynamique .

- étude au vent .
- étude au séisme .

Ferraillage des voiles .

Fondations .



COUPE A-A



GENERALITES

La technique de la précontrainte a évolué rapidement et efficacement, durant quelques décennies. Cette évolution se traduit par le fait que de nombreux problèmes ne se manifestent dans le béton ordinaire.

* Le premier inconvénient : est une matière dont la résistance à la compression est nettement supérieure à la résistance à la traction. C'est de cette constatation qu'est née la notion de béton armé "ordinaire" pour ce cas on place les armatures tendues dans la zone qui sous l'action des forces sollicitantes sera soumise à la traction. En général on ne s'inquiète pas de la fissuration du béton puis que dans les calculs on ne tient pas compte de la résistance du béton à la traction. Or les fissures du béton tendu peuvent livrer passage aux agents de corrosion qui attaquent les aciers et peuvent ainsi nuire à la pièce.

* Le second inconvénient : est la conséquence de la faible résistance à la traction du béton, ce qui peut nous amener à donner aux pièces des épaisseurs relativement grandes à fin d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

* Le troisième inconvénient : est que le béton est sujet au retrait pouvant ainsi se fissurer même en absence de toute sollicitation extérieure.

Principe de la précontrainte.

La précontrainte est un système d'effort permanent créé artificiellement dans le but de déterminer des contraintes supplémentaires de sens opposé à celle dues aux charges ; ainsi on élimine tout effort de traction, dans le béton mis en service.

Avantages du béton précontraint.

* utilisation intégrale de la matière (acier + béton).

Avec la précontrainte, le béton n'étant soumis qu'à des efforts de compression travaille utilement ; l'acier lui aussi est utilisé au mieux jus qu'à sa limite élastique de ce fait on peut réduire la section des ouvrages ce qui traduit une économie de matériaux.

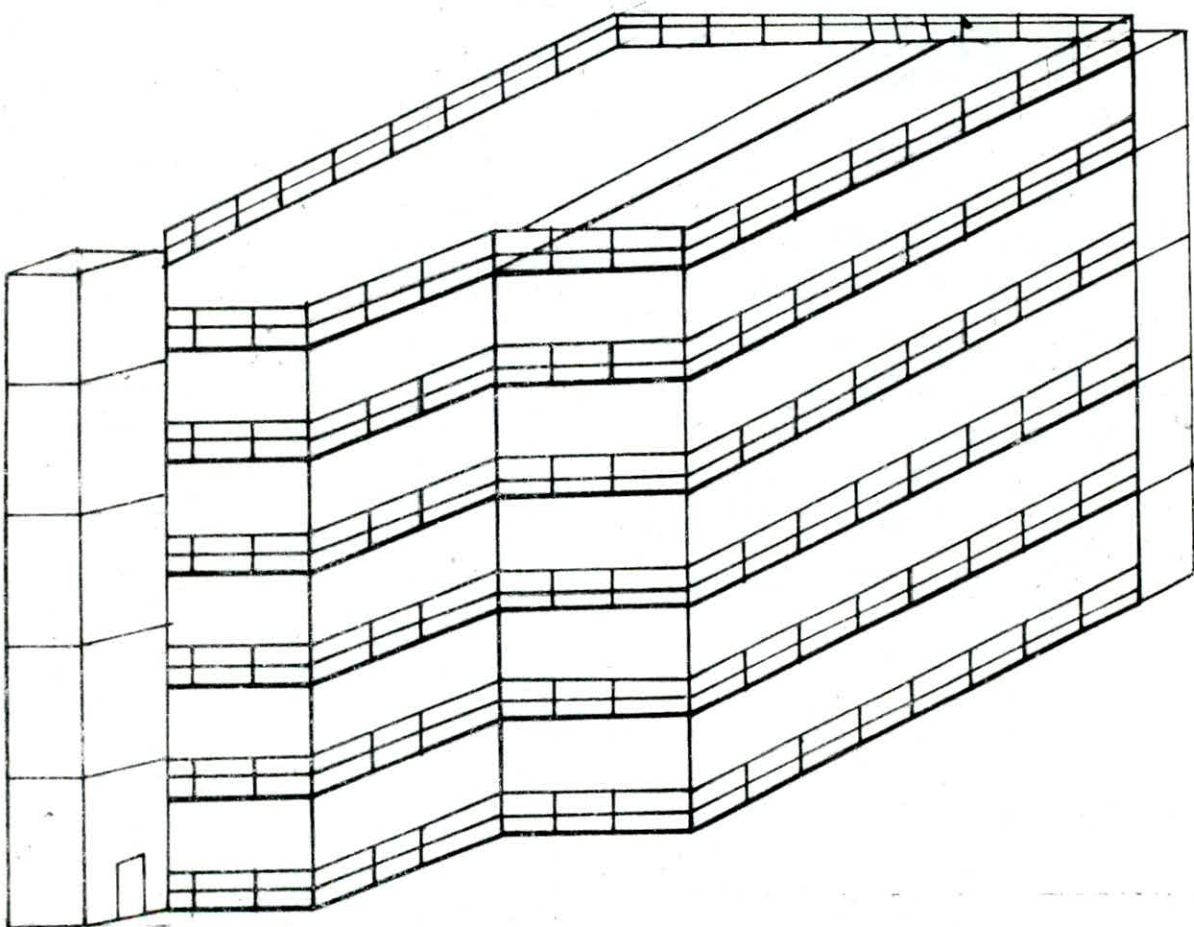
La précontrainte confère au béton les caractères d'un matériau élastique quelque soit le sens des sollicitations. L'acier destiné à comprimer le béton rend celui-ci infissurable. L'absence des fissures garantit l'étanchéité du béton dans son emploi pour la réalisation de Parking qui subit les dégagements des gazs.

L'objet de notre étude est basé sur le calcul des éléments résistants d'un bâtiment à usage de parking- auto.

Vu le décrochement que représente notre ouvrage et que l'accès au parking se fait à l'aide d'une passerelle qui se trouve au même niveau que la 4^{ème} étage ; le passage d'un niveau à un autre se fait en empruntant une pente d'accès.

Notre édifice sera implanté par la "SAPTA" à Alger zone de moyenne sismicité (zone II) d'après le règlement parasismique Algérien (RPA 81) révisé en 83.

CARACTÉRISTIQUES DIMENSIONNELLES DE L'OUVRAGE.



Notre ouvrage est constitué d'ossature mixte.
Les voiles assurent le contreventement du bâtiment tandis
que les sollicitations verticales sont assurées par des portiques.
Les caractéristiques géométriques sont :

Longueur du bâtiment $L = 50,63 \text{ m}$

Largeur du bâtiment $l = 32,22 \text{ m}$

Hauteur " " $H = 11,6 \text{ m}$

Hauteur d'étage $h = 2,90 \text{ m}$.

Caracteristiques Mecaniques

Des Matériaux

A) Beton arme :

A.1 Le beton utilise dans notre ouvrage est un beton de classe 400 kg/m^3
dans un mètre cube de beton on aura :

800l de gravillon

400l de sable

35l de ciment CPA325

175l d'eau

$$C_g = 2,5 \text{ cm}$$

La résistance à la compression est mesurée par compression axiale de cyl.
indes droits de section 200 cm^2 et d'une hauteur double de celle
du diamètre cette essai est fait à l'âge de 28 jours

pour les poteaux prefabriques $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ beton de norme $\rightarrow \sigma'_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2$
et les poteaux BA prefabri. $f_{c28} = 32 \text{ MPa}$ pour le beton de norme $\rightarrow \sigma'_{28} = 350 \text{ kg/cm}^2$

pour les voutes, escaliers CPA325^T de classe 350 kg/m^3

$$SP_1 \rightarrow \bar{\sigma}_{b0} = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$SP_2 \rightarrow \bar{\sigma}_{b0} = 103,2 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}'_b = 206,3 \text{ kg/cm}^2 \quad \bar{\sigma}_b = 8,85 \text{ kg/cm}^2$$

Deformation longitudinales du beton

$$E_{1j} = 11000 f_{c_j}^{\frac{1}{3}} \quad f_{c_j} = 250 \text{ bars} \rightarrow E_{1j} = 321640 \text{ bars}$$

$$\text{Coefficient de passivité} \quad \nu = 0,2 \text{ (ELS)} \quad \nu = 0 \text{ (ELU)} \quad (\text{BA EL83})$$

A.2 Les aciers du beton arme : HA FeE40

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 4000 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{si } \phi > 20 \text{ mm}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{2}{5} \sigma_{en} = \left\{ 2800 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi \leq 20 \text{ mm} ; 2667 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm} \right\} SP_2$$

$$\bar{\sigma}_a = \left\{ 4200 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi < 20 \text{ mm} ; 4000 \text{ kg/cm}^2 \text{ si } \phi > 20 \text{ mm} \right\} \text{ SP}_2$$

aciers ronds lisses $f_c E 24$

$$\bar{\sigma}_{cu} = 2400 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \frac{2}{3} \bar{\sigma}_{cu} = 1600 \text{ kg/cm}^2 \text{ SP}_1$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ sans SP}_2$$

aciers de Beton arme prefabrique :

$$\text{barres HA (type 1)} \quad f_c = 4000 \text{ bars}$$

$$\text{trillis soudes} \quad f_c = 5000 \text{ bars}$$

$$\text{module d'elasticite de l'acier} \quad E = 2.10^6 \text{ bars.}$$

B. Béton précontraint :

Hypothèses de calcul des éléments précontraint :

B-1 Béton précontraint étuvé :

C'est un béton dosé à 400 kg/m^3 de CPA 400, ($E/C = 0,42$)

- Résistance caractéristique en compression au relâchement : $\bar{\sigma}'_b = 300 \text{ b}$

- valeur caractéristique en traction au relâchement : $\bar{\sigma}_b = 6 + 0,06 \bar{\sigma}'_b = 24 \text{ bars}$

- Résistance caractéristique à 28 jours $\left\{ \begin{array}{l} \text{en compression : } \bar{\sigma}'_{28} = 420 \text{ b} \\ \text{en traction : } \bar{\sigma}_{28} = 6 + 0,06 \bar{\sigma}'_{28} = 31,2 \text{ b} \end{array} \right.$

* Module de déformation longitudinal au relâchement : E_{b1}
du fait de l'étuvage il est diminué de 30%. d'm

$$E_{b1} = 0,7 \cdot 24000 \sqrt{\bar{\sigma}'_b} = 290985 \text{ bars}$$

* Module de déformation longitudinal à 28 jours : E_{b2}

$$E_{b2} = 0,7 \cdot 24000 \sqrt{\bar{\sigma}_{28}} = 491854 \text{ bars}$$

B-2 Béton de dalle :

Béton dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325

$$\bar{\sigma}'_{28} = 270 \text{ b} \quad \bar{\sigma}' = 240 \text{ bars}$$

Aciers précontraintes : Poutres : Torm $T_{12,4}$ classe III. TBR

Prédalle : fils $\Phi 5$.

Caractéristiques (poutre)	Torm $T_{12,4}$ III TBR	
Section A_p	0,93	m^2
Force de tension garantie F_{Tg}	15400	daN
Force de rupture garantie F_{Rg}	17360	daN
Relaxation à 1000 heures ρ_{1000}	2,5	%
Relaxation à 3000 heures ρ_{3000}	3	%
Relaxation à 16 heures ρ_{16}	0,75	%
Longueur de scellement l_{sn}	1,00	mètre
Coeff. de scellement (ρ_p ou ρ_a)	$\geq 1,3$	
Coeff. de fissuration (ρ_m ou ρ_a)	$\geq 1,4$	
Module d'élasticité (EA)	19000	Dars

Caractéristiques (p. dalle)	fils $\Phi 5$	
Section A_p	0,196	cm^2
F_{Tg}	2900	daN
F_{Rg}	3270	daN
Tension autorisée	2755	daN
Largeur max	1,20	m
épaisseur min	5	cm
Dalle calculée sur poutre ayant pour $e = f(P)$		
P: portée = 2,20 m $\Rightarrow e = 5 \text{ cm}$		
P: portée = 4,70 m $\Rightarrow e = 9 \text{ cm}$		

Introduction aux Planchers à predalles.

Tous les planchers de notre ouvrage sont constitués par :
Une dalle pleine mince plus une predalle préfabriquée.

Predalles : Déf : ce sont des éléments préfabriqués en béton armé ou en béton précontraint d'épaisseur variant de 5 à 8 cm et de largeur variable (standard).

Dans notre cas nous avons opté pour 2 types de predalles

B.P dont les dimensions : 1,20 m x 4,70 pour les rampes.

1,20 m x 2,40 m pour le reste.

Ce choix dépend des moyens de transport, de manutention... et.
rôle des predalles :

Elles sont destinées à servir à la fois d'armatures inférieures et de coffrage apparent d'un plancher de type dalle pleine elles sont associées à du béton coulé sur chantier ; l'ensemble peut être considéré comme monolithique. Elle permet de réaliser des planchers dalle pleine portant sur 2, 3 ou 4 appuis. Ces derniers cas leurs emplois sont plus rares.

Il existe essentiellement deux types de predalles :

- predalles nervurées.
- predalles en forme de plaque plane et d'épaisseur constante.

La précontrainte par armatures adhérentes qui est utilisée dans la construction des predalles est pratiquée dans des centres de production spécialisés (SAPRA). De ce fait elle est toujours transportée de chant ou à plat et elle doit se plier aux normes concernant les transports qu'ils soient

ferroviars ou routiers, c'est pour cela la prédalle précontrainte a généralement une largeur limitée. Elles sont armées dans le sens longitudinal par des armatures de précontrainte et dans le sens transversal par des armatures de béton ordinaire.

Les prédalles utilisées dans notre ouvrage ont une sous-face lisse prête à peindre avec un léger bouche-pore éventuel. Sa partie supérieure est rendue rugueuse à fin de favoriser la reprise de bétonnage avec le béton de dalle coulé in-situ pour assurer le monolithisme entre les 2 bétons; par ailleurs 4 crochets de levage permettent sa manutention à l'aide de 4 élingues.

Fabrication des Prédalles:

Elles sont coulées sur des bancs de fabrication de longueur variable suivant les usines.

La surface de banc est constituée par un platelage métallique qui permet d'obtenir une sous-face lisse; des têtes de traction à chaque extrémité du banc permettant la mise en tension des aciers de précontrainte. Le béton est vibré par des règles vibrantes. La surface supérieure est généralement peignée perpendiculairement à la portée.

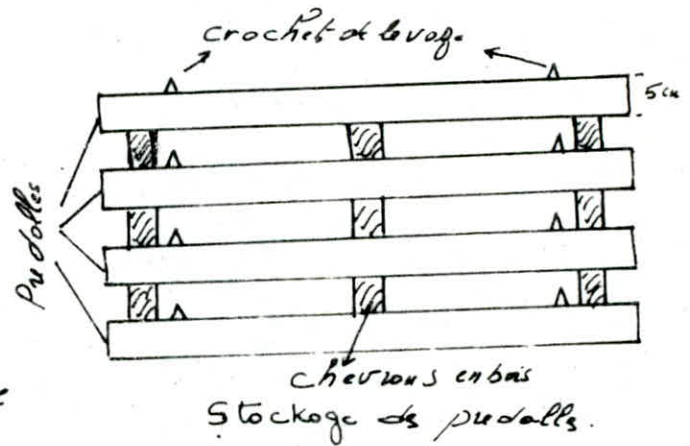
Le banc ainsi réalisé est recouvert d'une bâche et étuvé jusqu'à maturité du béton; lorsque le durcissement vérifié sur éprouvettes est suffisant le signal de tension des aciers de précontrainte est donné.

TRANSPORT ET STOCKAGE:

Le transport et le stockage des prédalles peut se faire de chant ou à plat; la solution de chant est toute fois moins couramment utilisée car elle offre plus de risque de casse ou fissures.

Consignes de stockage :

- Les chevrons sont placés à plat dans un même plan vertical ; la dimension des chevrons placés à plat est supérieure à la hauteur des crochets.
- 2 chevrons sont positionnés aux extrémités des predalles.
- un chevron intermédiaire est ajouté pour les grandes predalles.
- les chevrons sont perpendiculaire au sens des armatures de précontrainte.



MANUTENTION : quatre crochets de levage incorporés lors du coulage permettent la manutention des predalles, Les aciers des crochets sont en FRE 24 $\Phi 8$ et $\Phi 10$.

Pour éviter tout problème de fissuration ; il est nécessaire d'avoir quatre langues épingles.

L'ETAIEMENT : Seulement pour les predalles de portée 4,70 m on utilise une file d'étais parallèle aux appuis en divisant la portée en 2 part égale.

MISE EN PLACE DE LA PREDALLE :

opérations à faire :

- 1°) Reglage des fils d'étais au niveau des appuis jus qu'à obtenir une surface plane après coulage de la dalle.
- 2°) mise en place d'une lisse en bois Lorsque l'appui n'est pas parfaitement réglé et de niveau.

Dalle coulée sur place :

une fois la predalle est mise en place, on commence à ferraitter et couler la dalle en béton ordinaire. Le ferrailage est réduit au maximum par l'utilisation de la predalle, on effecte elle fait office de coffrage et d'armature et mettre des chapeaux pour la transmission des moments aux appuis (poutres) et un treillis soudé sur les joints pour la transmission des efforts horizontaux d'une dalle à l'autre.

CALCUL DES PLANCHERS

* calcul des prédalles précontraintes

Notre structure comporte des planchers à dalle pleine reposant sur des prédalles et des poutres principales préfabriquées et précontraintes.

La terrasse nécessite en plus une certaine étanchéité. on prévoit pour le RDC une dalle flottante sur un herissonnage.

A) CALCUL DES PRÉDALLE

A) Descente de charge :

- prédalle de 5 cm : 125 kg/m²
- dalle coulé sur place de 7 cm : 175 " - pour l = 2,20 m
- dalle coulé sur place de 11 cm : 275 " - pour l = 4,70 m.
- Étanchéité : 10 " -
- revêtement bicouche (4 cm) : 80 " -

a) Terrasse

$$l = 2,20 \text{ m} \quad G = 125 + 175 + 10 + 80 = 390 \text{ kg/m}^2$$

$$l = 4,70 \text{ m} \quad G = 125 + 275 + 10 + 80 = 490 \text{ kg/m}^2$$

b) Etage courant :

$$l = 2,20 \text{ m} \quad G = 125 + 175 = 300 \text{ kg/m}^2$$

$$l = 4,70 \text{ m} \quad G = 125 + 275 = 400 \text{ kg/m}^2$$

$$P = 250 \text{ kg/m}^2 \quad \text{dans les 2 cas.}$$

B) vérification d'une travée :

M le moment appliqué : M_{ul}

Il s'agit d'un moment ultime " M_{ul} " sollicitant en kg-mètre de largeur de largeur de la prédalle conformément à la résistance des matériaux en majorant par 1,5 les charges permanentes et 2 les surcharges d'exploitation: $M_{ul} = (1,5 \cdot G + 2 \cdot P) \frac{l^2}{8}$

G = charges permanentes ; P = surcharges d'exploitation.

l = portée entre 2 appuis de la prédalle.

2/ Les moments admissibles : \bar{M}_{ul1} et \bar{M}_{ul2}

* on désigne par \bar{M}_{ul1} (moment ultime admissible $N=1$) le moment résistant à la rupture de la dalle par mètre de largeur :

$$\bar{M}_{ul1} = (n_p \cdot F_{Rg} + F_p) \left(h_u - \frac{1}{2} \frac{n_p \cdot F_{Rg} + F_p}{225 \cdot 10^4} \right)$$

n_p : nombre d'armatures de précontrainte par mètre de largeur de predalle.

F_{Rg} : force de rupture garantie des aciers de précontrainte

F_p : $n'_p \cdot \sigma_{en} \cdot A'$ dans le cas des armatures du béton armé avec :

n'_p : nombre d'armatures passives par mètre de largeur de predalle de section unitaire A' en centimètres carrés

σ_{en} leur limite d'élasticité nominale à la traction en bars.

F_p : $0,9 \cdot n'_p \cdot F_{Rg}$ dans le cas d'armatures HEL

h_u : $h_t - d'$ avec h_t : hauteur totale de la dalle en mètre

d' : distance du centre de gravité des aciers à la base de la predalle en mètre.

$225 \cdot 10^4$: représente $\bar{\sigma}_b$ en daN/m^2 .

* on désigne par \bar{M}_{ul2} (moment ultime admissible $N=2$) le moment résistant de la dalle par mètre de largeur : évalué en tenant compte des limitations de fissuration du béton.

$$\bar{M}_{ul2} = \frac{h_t^2 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \frac{G + \lambda S}{G + S} \right) (1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot \sigma_{pm}) \left(1 + \frac{2 \cdot K_F}{\sigma_{pm} + K_F} \right) \cdot \sigma_{pm}$$

h_t = hauteur totale de la dalle en mètre.

G = charge permanente en daN/m^2

S : surcharge d'exploitation en daN/m^2

λS : proportion des charge d'exploitation à considérer comme permanente.

Caracteristiques des predalles utilisées :

a) Caracteristiques des armatures :

- armatures de précontrainte $\phi 5$ $S = 0,196 \text{ cm}^2$.
- Force de rupture garantie $F_{prg} = 3270 \text{ kg}$
- Limite d'élasticité garantie $f_{en} = 2900 \text{ --}$
- Tension maximale autorisée $= 2755 \text{ --}$
- Tension maximale prise en compte $= 2755 \text{ --}$

b) Caracteristiques du béton :

- Module d'élasticité du béton $= 150\,000 \text{ kg/cm}^2$.
- Densité $= 2500 \text{ kg/m}^3$.
- Contrainte de cisaillement admissible $= 3 \text{ kg/cm}^2$
- Contrainte de compression du béton de la prédalle à la déflexion r' $= 250 \text{ kg/cm}^2$.
- Contrainte de compression du béton de la chape à 28 jours $f'_{28} = 255 \text{ --}$

c) Les appuis de la prédalle sont dans le seul poteau ($l = 2,5 \text{ m}$).

d) Nombre de crochet de levage 4 situé à 60 cm de l'about prédalle.

e) Largeur de la prédalle $l = 1,20 \text{ m}$

Etude des predalles :

1°) calcul du moment ultime pour l'ensemble des predalles.

a) terrasse :

$$L = 2,2 \text{ m} ; M_{ul} = (1,5 \cdot 390 + 2 \cdot 250) \cdot \frac{2,2^2}{8} = 656,43 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

$$L = 4,7 \text{ m} ; M_{ul} = (1,5 \cdot 490 + 2 \cdot 250) \cdot \frac{4,7^2}{8} = 3410,14 \text{ kg} \cdot \text{m/ml}$$

b) étage courant:

$$l = 2,2 \text{ m}; \quad M_{ul} = (1,5 \cdot 300 + 2 \cdot 250) \cdot \frac{2,2^2}{8} = 574,75 \text{ kg.m/ml.}$$

$$L = 4,7 \text{ m}; \quad M_{ul} = (1,5 \cdot 400 + 2 \cdot 250) \cdot \frac{4,7^2}{8} = 3037,4 \text{ kg.m/ml.}$$

Vu que les predalles de portée $l = 4,7 \text{ m}$ sont les plus sollicitées; leurs armatures servent tolérées pour les autres predalles ($l = 2,2 \text{ m}$).

A) Verification d'une travée appartenant à un plancher terrasse:

$$l = 4,70 \text{ m}; \quad \ell = 1,20 \text{ m}; \quad h_t = 16 \text{ cm.}$$

Soit $n\phi = 12\phi 5$ pour $1,20 \text{ m} \Rightarrow 10\phi 5$ par mètre de largeur.

$$h_v = h_t - \frac{5}{3} = 16 - \frac{5}{3} = 0,1433 \text{ m.}$$

$$\bar{M}_{ul1} = 10 \cdot 3270 \left(0,1433 - \frac{1}{2} \cdot \frac{10 \cdot 3270}{225 \cdot 10^4} \right) = 4448,29 \text{ kg.m} > M_{ul} \text{ Verifié}$$

$$\bar{\sigma}_{pm} = \frac{10 \cdot 3270}{5 \cdot 100 \cdot 1,4} = 46,71 \text{ kg/cm}^2 < 15 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifiée}$$

$$\begin{aligned} \bar{M}_{ul2} &= \frac{0,16^2 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \frac{490}{490 + 250} \right) \left(1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 46,71 \right) \left(1 + \frac{2 \cdot 15}{46,71 + 15} \right) \cdot 4671 \\ &= 15,33 \cdot 0,8344 \cdot 0,9065 \cdot 1,476 \cdot 46,71 \end{aligned}$$

$$\bar{M}_{ul2} = 4470,94 \text{ kg/cm}^2 > M_{ul} = 3470,14 \text{ kg/cm}^2 \text{ Verifiés}$$

A.1. Armatures de repartition:

Vu que la largeur de la predalle ($l = 1,20 \text{ m}$), les efforts appliqués ne provoquent pas des efforts contrainte notable dans le sens perpendiculaire à la direction des armatures portantes; on peut se contenter des armatures de repartition minimales préconisées dans l'article 19.2.2

CCBA68. acier à H.A; $\bar{\sigma}_{sn} = 4120 \text{ kg/cm}^2$.

$$A = 0,0006 \cdot b \cdot h_t = 0,0006 \cdot 100 \cdot 14 = 0,84 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \phi 6 \text{ c} = 20 \text{ cm.}$$

A.2. Ancrage des armatures de repartition à la reprise entre 2 predalles sur le joint:

Il doit assurer la transmission des efforts dans les aciers transversaux.

$$\text{Longueur de recouvrement des aciers de repartition} = l_d + d'$$

$$l_d = \frac{\phi \cdot \bar{\sigma}_a}{4 \cdot \bar{\sigma}_d}$$

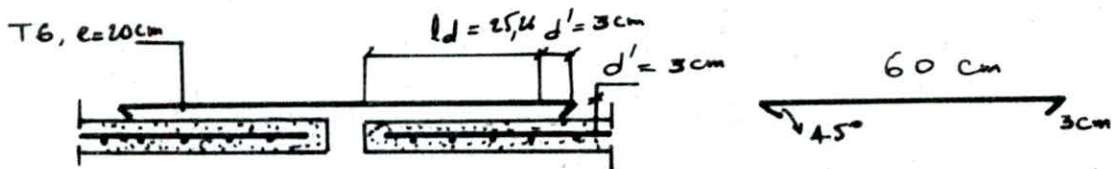
ϕ = diamètre de l'acier = 6 mm.

$$\bar{\sigma}_a = \rho \cdot \bar{\sigma}_{en} = \frac{2}{3} \cdot 4120 = 2746,66 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b \quad \text{avec } \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ kg/cm}^2 \text{ et } \psi_d = 1,5 \text{ pour HA.}$$

$$\bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,8 = 16,31 \text{ kg/cm}^2.$$

$$l_d = \frac{0,6 \cdot 2746,66}{4 \cdot 16,31} = 25,26 \text{ cm.}$$



Contrainte de cisaillement :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,2 \cdot T}{b \cdot ht} ; T = \text{effort tranchant dans la section}$$

$$T = (G + 1,2 P) \cdot \frac{4,7}{2} = (490 + 300) \cdot \frac{4,7}{2} = 1856,5 \text{ kg.}$$

considérée ; P majoré de 20%.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,2 \cdot 1856,5}{120 \cdot 16} = 1,16 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0} = 2,55 \text{ kg/cm}^2$$

est vérifié

Transmission des charges aux appuis :

Le dépassement des armatures de précontrainte par les appuis doit assurer la reprise de l'effort tranchant.

$$\bar{\sigma}_d = k \cdot \bar{\sigma}_b = 2,4 \cdot 5,8 = 13,92 \text{ kg/cm}^2.$$

$k = 2,40$ pour 3 armatures de précontrainte du type monofil.

$$\text{longueur de dépassement nécessaire} = l = T / (\pi \cdot \phi \cdot \bar{\sigma}_d \cdot n_\phi).$$

$$l = \frac{1856,5}{3,14 \cdot 0,5 \cdot 13,92 \cdot 12} = 7,0 \text{ cm.}$$

$$l_t = 7 + 2,5 = 9,5 \text{ on prend } l_t = 10 \text{ cm.}$$

Nombre de fils minimum assurant l'ancrage :

$$T_s = F' \cdot n_\phi \Rightarrow n_\phi = \frac{T_s}{F'}$$

T_s = effort tranchant appliqué ; F' = effort tranchant repris par les fils

$$F' = \pi \cdot \phi \cdot k \cdot \sigma_b = 3,14 \cdot 0,5 \cdot 2,4 \cdot 5,8 = 21,86 \text{ kg/fils et/cm.}$$

pour $l = 10 \text{ cm} \longrightarrow F'_i = 21,86 \cdot 10 = 218,6 \text{ kg.}$

pour $12 \phi 5 \longrightarrow F'_i = 12 \cdot 218,6 = 2623,2 \text{ kg} > \sigma_b = 250 \text{ kg/cm.}$

$$T_s = \frac{5}{3} \cdot 1756,5 = 3094,16 \text{ kg}$$

$$n\phi = \frac{3094,16}{218,6} = 14,15 \text{ fils } \phi 5 \text{ pour } 1,20 > 12 \phi 5.$$

Le calcul à été fait pour $12 \phi 5 \Rightarrow$ il faut ajouter des barres H.A pour assurer l'ancrage.

\rightarrow Calcul de l'effort tranchant restant à ancrer :

$$T_R = 3094,16 - 2623,2 = 470,96 \text{ kg.}$$

Calcul du nombre de barres H.A :

$\phi 6 \quad K = 4,8 \text{ pour } l_s \text{ acier H.A.}$

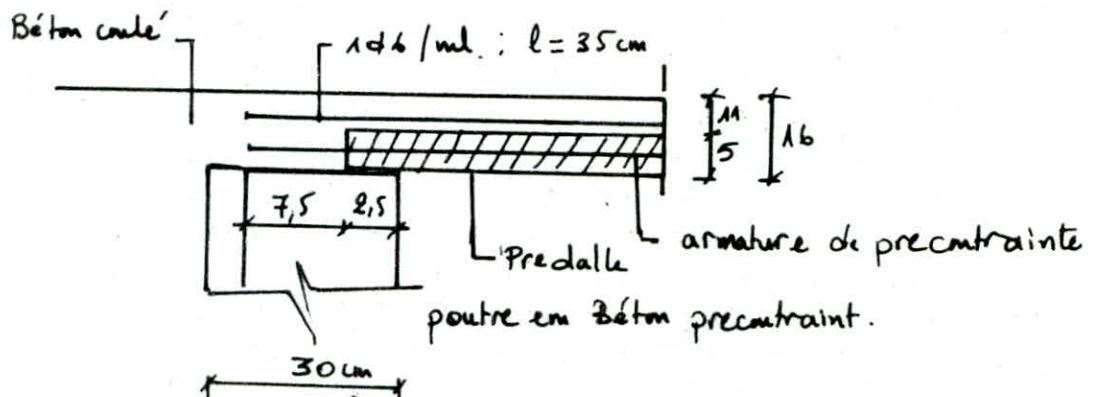
$$F = \pi \cdot \phi \cdot k \cdot \sigma_b \cdot l_T = 3,14 \cdot 0,6 \cdot 4,8 \cdot 5,8 \cdot 10 = 524,77 \text{ kg.}$$

$1 \phi 6 \text{ H.A donne } 524,77 \text{ kg} > T_R = 470,9 \text{ kg}$

Donc il faut ajouter $1 \phi 6 \text{ H.A.}$ sur la predalle par mètre linéaire dépassant de 10 cm et ancrer à partir du nu de la poutre

Longueur d'ancrage = $40\phi = 40 \cdot 0,6 = 24 \text{ cm.}$

longueur totale = $24 + 10 = 34 \text{ cm}$ soit 35 cm.



B) Vérification d'une travée appartenant à l'étage courant :

$$L = 4,7 \text{ m} ; \ell = 1,20 \text{ m} ; h_c = 14 \text{ cm}.$$

$$n\phi = 10 \cdot x \quad n\phi = 10 \phi 5 \text{ pour } \ell = 1,20 \text{ m} \Rightarrow 8,33 \phi 5 / \text{ml}.$$

$$\bar{V}_{pm} = \frac{8,33 \cdot 3270}{5 \cdot 100 \cdot 1,4} = 38,91 \text{ kg/cm}^2 > 15 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{M}_{ul1} = 8,33 \cdot 3270 \cdot \left(0,1433 - \frac{1}{2} \cdot \frac{8,33 \cdot 3270}{225 \cdot 10^4} \right) = 3738,48 > M_{ul} = 3037 \text{ kg.m}$$

c'est vérifié

$$\bar{M}_{ul2} = \frac{0,16 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \frac{400}{400 + 250} \right) \left(1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 38,91 \right) \left(1 + \frac{2 \cdot 15}{38,91 + 15} \right) \cdot 38,91$$
$$= 85,33 \cdot 0,846 \cdot 0,922 \cdot 1,556 \cdot 38,91 = 4030,44 > M_{ul}$$

c'est vérifié

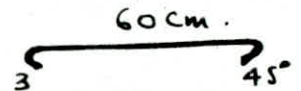
Acier de repartition entre 2 dalles $\phi 6 \quad e = 20 \text{ cm}.$

Conclusion $L = 4,70 \text{ m} ; \ell = 1,20 \text{ m}.$

A) terrasse : predalle de 5 cm d'épaisseur avec 12 $\phi 5$.

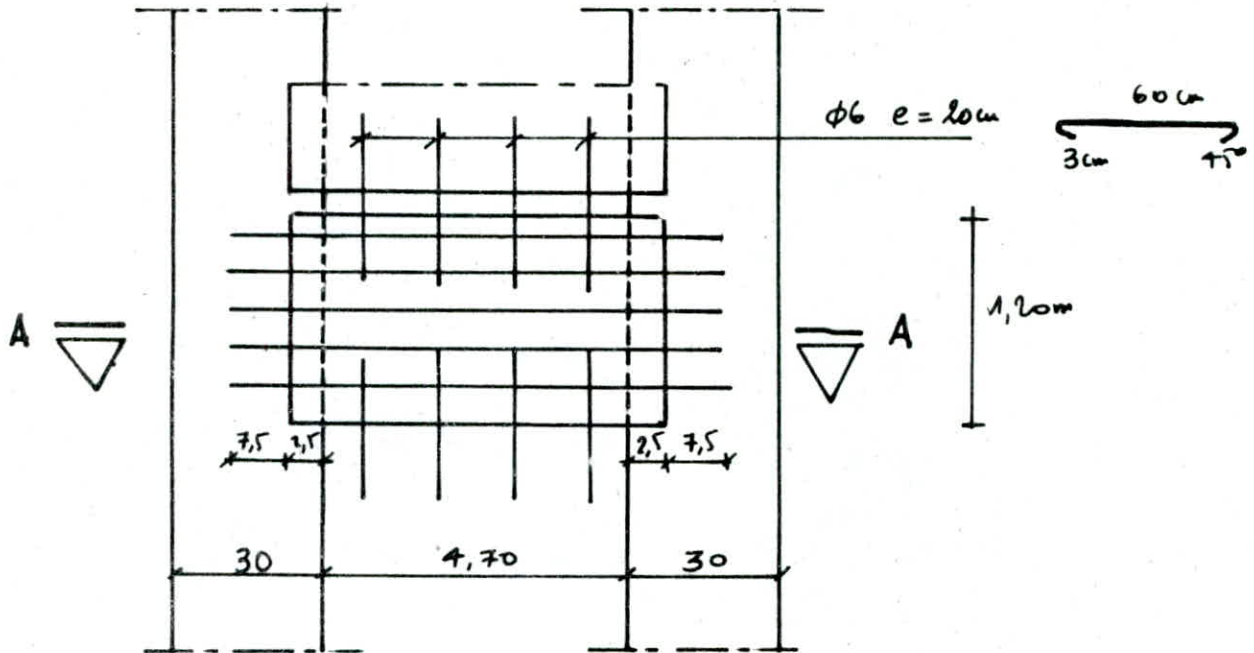
B) Etage courant : " " " " 10 $\phi 5$.

Acier de repartition entre 2 dalles : $\phi 6 \quad e = 20 \text{ cm}$

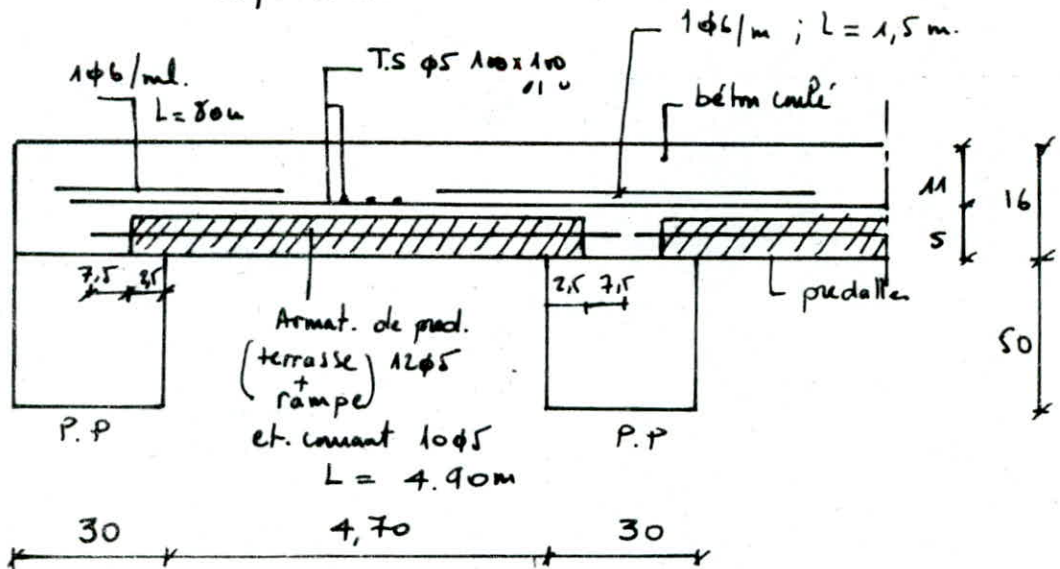


Predalle de portée $L = 4,70m$.

10 $\phi 5$ pour l'étape courant ; 12 $\phi 5$ pour la terrasse et les rampes.



COUPE - A.A.



Predalle : $L = 2,20 \text{ m}$; $l = 1,20 \text{ m}$; $h_t = 5 + 7 = 12 \text{ cm}$.

Verification du moment sollicitant la predalle vis a vis du moment admissible :

$$M_{ul} = 656,43 \text{ kg.m}$$

$$n\phi 5 = 5\phi 5 \text{ pour } 1,20 \text{ m} \rightarrow 4,166 \phi 5 / \text{ml}$$

$$h_u = h_t - \frac{5}{3} = 12 - \frac{5}{3} = 10,33 \text{ cm} = 0,1033 \text{ m}$$

$$\bar{M}_{ul1} = 4,166 \cdot 3270 \left(0,0833 - \frac{1}{2} \cdot \frac{4,166 \cdot 3270}{225 \cdot 10^4} \right) = 1365,97 > M_{ul} \quad \text{c'est verifie}$$

$$\bar{\sigma}_{pm} = \frac{4,166 \cdot 3270}{5 \cdot 100 \cdot 1,4} = 19,46 \text{ kg/cm}^2 > 15$$

$$\bar{M}_{ul2} = \frac{0,12^2 \cdot 10^4}{3} \left(1 - \frac{1}{4} \frac{390}{390 + 250} \right) \left(1 - 2 \cdot 10^{-3} \cdot 19,46 \right) \left(1 + \frac{2 \cdot 15}{13,46 + 15} \right) \cdot 19,46$$

$$= 48 \cdot 0,85 \cdot 0,96 \cdot 1,87 \cdot 19,46 =$$

$$M_{ul2} = 1421,4 \text{ kg.m} > M_{ul} = 656,43 \text{ kg.m} \quad \text{c'est verifie}$$

Armatures de repartim $\phi 6$. $e = 20 \text{ cm}$.

ancrage des armatures de repartim a la reprise entre 2 dalle sur le joint $l = 30 \text{ cm}$.

contrainte de cisaillement :

$$T = (390 + 300) \cdot \frac{2,2}{2} = 759 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau}_6 = \frac{1,2 \cdot 759}{120 \cdot 1,2} = 0,6325 \text{ kg/cm}^2 < 2,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$l = \frac{759}{3,14 \cdot 0,5 \cdot 14,5 \cdot 5} = 6,86 \text{ cm}$$

$$l_T = 6,86 + 2,5 = 9,36 \text{ cm} \quad \text{donc } l_T = 10 \text{ cm}$$

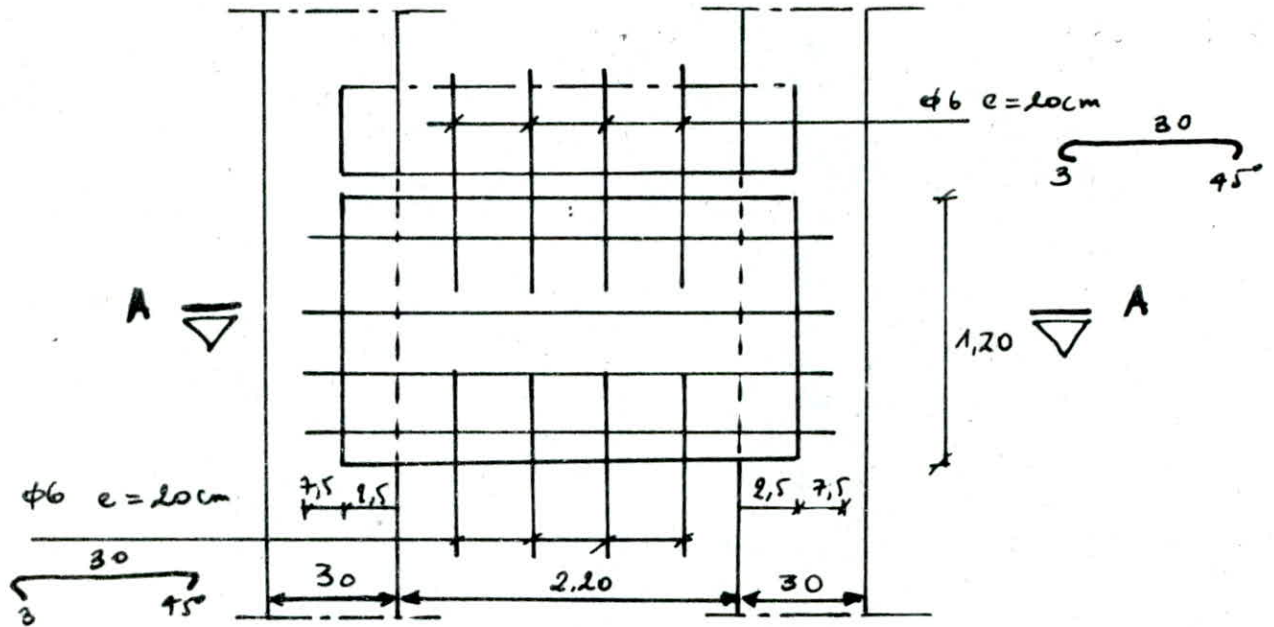
$$n\phi = \frac{1256}{227,7} = 5,55 \phi 5 \text{ pour } 1,20 \text{ m} > 5 \phi 5$$

\Rightarrow rajouter des barres HA pour assurer l'ancrage.

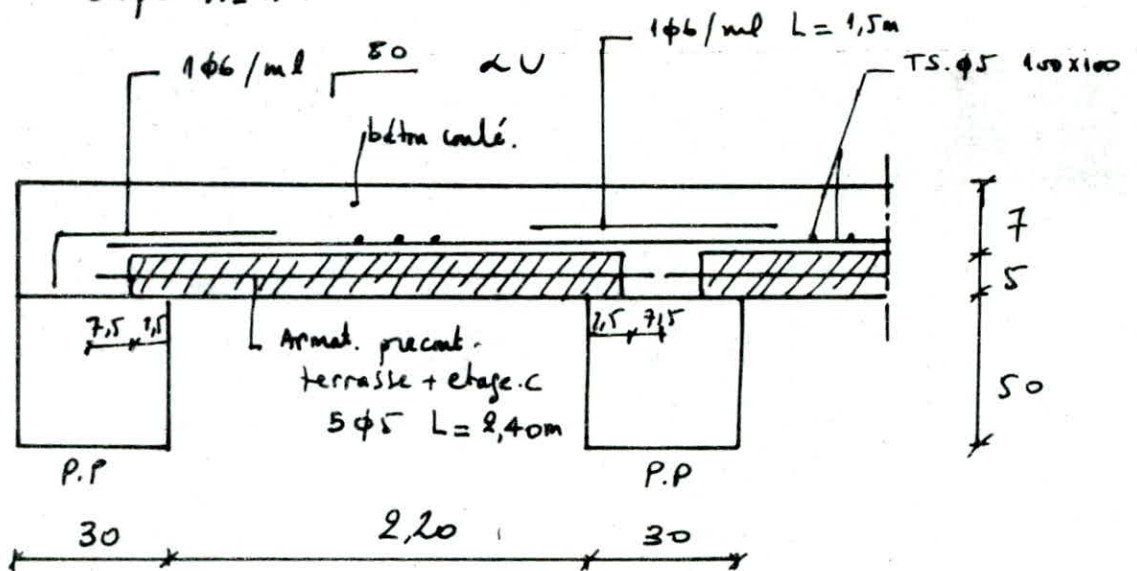
$$T_R = 1265 - 5 \cdot 227,7 = 126,5 \text{ kg}$$

$$F = 611,92 > 126,5 \text{ kg} \Rightarrow 1 \phi 6 / \text{ml}$$

Predelle de porte L = 2,20 m. (Terrasse et étage).
 Courant



Coupe A-A :



* Calcul de la dalle en béton armé coulé sur choutier

ou soit que les predalles précontraintes sont destinées à servir à la fois d'armature inférieure et de coffrage de notre plancher, donc les predalles sont associées à du béton coulé en œuvre. l'ensemble peut être considéré comme monolithique. elle permet de réaliser un plancher d'alle pleine. donc les predalles précontraintes sont ferrillées et vérifiées à l'état limite ultime sous les charges et les surcharges appliquées sur les predalles y compris la charge permanente de la dalle en B.A. donc le ferrillage de cette dernière est fait par un treillis soudé réglementaire donc est un treillis soudé $\Phi 5/200 \times 200$ et pour la disposition de l'armature on place la section la plus importante perpendiculairement aux portées principales avec des chapeaux au niveau des appuis (partie précontrainte) voir chapitre de predalles.

ossature Scope.

Ce système de ossature est applicable pour les ouvrages dont l'ossature résistante peut être contrainte, mais dans notre ouvrage l'ossature est obtenue par un système de voiles en béton armé cette disposition permet alors de considérer que les nœuds de l'ossature sont quasiment fixes.

Calcul des poteaux: les poteaux peuvent être considérés comme soumis à une compression quasiment centrée et peut justifier sous l'hypothèse de la compression simple. la justification des poteaux de l'ossature Scope peut être assurée par application des règles B.A.E.L

Prédimensionnement des éléments de l'ossature : RPA 81

a) poteaux BA: 3 types de poteaux (30x40); (30x50) et (30x30) cm²

Selon art 4.2.11 RPA 81

$$\begin{cases} \min(b, h) \geq 25 \text{ cm} & \text{zone I et II} \\ \frac{1}{3} \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 3 \\ \min(b, h_1) \geq \frac{h}{20} \end{cases}$$

b) Poutres BA et B.P :

3 types de Poutres (30x30) ; (46x30) et (50x30)

$b \geq 20 \text{ cm}$ (zone I et II) ; $h \geq 30 \text{ cm}$; $\frac{h}{b} \leq 3$ et $b_{\max} \leq 15h + b$

c) Voiles en B.A : (RPA 81)

$t \geq 15 \text{ cm}$ (zone II) art 4.2.2 RPA 81

$t \geq \max\left\{\frac{h_c}{25} ; \frac{h_c}{22} ; \frac{h}{20}\right\} = 14 \text{ cm}$. on prend $t = 15 \text{ cm}$.

ne sont considérées comme voile de contreventement que les voiles satisfaisant aux conditions suivantes.

$\begin{cases} l \geq \frac{h_c}{2} \\ l \geq 5.t \end{cases}$ avec h_c : hauteur décalée = 2,90m est OK

EVALUATION DES CHARGES

1°) charges permanentes : (de surface).

	<u>Terrasse</u>	<u>étage courant</u>
a) prédalle précontrainte (5cm) :	125 kg/m ²	125 kg/m ²
b) dalle coulée sur place (5cm) :	125 "	125 "
c) " " " (9cm) :	225 "	225 "
d) étanchéité monocouche :	5 "	/
e) revêtement bitumineux (4cm) :	80 "	/
Σ charges permanentes e = 10 cm. :	335 "	250 kg/m ²
Σ " " e = 14 cm. :	435 "	350 "
surcharges :	250 "	250 "

2°) descente, de charge linéaire :

			Terrasse	étage courant
a)				
- axe 1-5 :	Poutre	+ glissière + garde corps :		
	225	+ 15 + 10	= 250 kg/ml	250 kg/ml
- axe 3 :	225	+ 15	= 240 "	240 "
- axe A-V :	345	+ 15 + 10	= 370 "	370 "
- axe B.T :	375	/	= 375 "	375 "
- axe de c. a. s. :	375	/	= 375 "	375 "
- axe 2-4 :	105	(re tombé de poutre)	= 105 "	105 "

b) poteaux :

30 x 30 → 630 kg par niveau (h = 2,80 m).

30 x 40 → 840 " "

30 x 50 → 1050 " "

c) voiles : Voile chainage glissière

Axe 1-5 : 975 + 225 + 15 = 1215 kg/ml

Axe 3 : 430 + 225 + 15 = 670 "

Axe B.T : 975 + 225 + 40 = 1240 "

DESCENTE DE CHARGE.

Poteaux	Surface revenant [m ²]	Etage courant		Terrasse	
		Charges [T]	Surcharge [T]	Charges [T]	Surcharge [T]
A5 ; V5 A1 ; V1	12,4	7,35	3,10	7,75	3,1
A2 ; A4 V2 ; V4	24,9	15,6	6,20	15,02	6,02
B1 ; T1 B5 ; T5	(12 + 7,4)	9,22	4,95	10,63	4,95
E ^à I } 1 L ^à Q } 5	19,6	8,90	4,90	10,0	4,90
F1 ; H1 M1 ; P1 D5 ; R5	Idem E ^à I 19,6	9,98 (voile par niveau)	4,90	11,08	4,90
C5 ; S5 G1 ; N1	Idem E ^à I 19,6	11,06	4,90	12,16	4,90
B5 T5	Idem B5, I5 19,4	10,3	4,95	11,71	4,95
J1, JS K1, K5	7,4	4,4	1,85	4,35	1,85
E3 ; F3 ; G3 N3 ; P3 ; Q3	19,6	8,15	4,9	9,5	4,9
D3 ; H3 M3 ; R3	Idem E3 ; F3 19,6	8,65	4,9	10	4,9
C3 ; I3 L3 ; S3	19,6	9,1	4,9	10,45	4,9

2. Passerelle :

+ charge permanente =

* Voiles

Voile N°	NIV 10 G S	NIV 9 G S	NIV 8 G S	NIV 7 G S	NIV 6 G S
Voile 3	20,7 + 9,8	39,5 + 19,7	58,3 + 29,4	77,1 + 39,2	96 + 49
Voile B.T	19,4 + 9,5	40,9 + 18,9	60 + 18,9	82,9 + 37,8	103,6 + 47,3
Voile 5	28,5 + 14,7		61,3 + 29,4		94,1 + 44
Voile 1		28,5 + 14,7		61,3 + 29,4	
Voiles J-K	7,15 + 3,25	16,4 + 6,5	27,1 + 9,75	37,8 + 13	48,5 + 16,25

Voile N°	NIV 5 G S	NIV 4 G S	NIV 3 G S	NIV 2 G S	NIV 1 G S
Voile 3	114,7 + 58,8	133,5 + 68,6	152,3 + 78,4	154,67 + 78,4	157 + 78,4
Voile B.T	124,4 + 56,7	145,4 + 66,2	166 + 75,6	172 + 75,6	173,2 + 75,6
Voile 1		126,9 + 58,8		133,1 + 58,8	
Voile 5	94,1 + 44		126,9 + 58,8		133,1 + 58,8
Voile J-K	59,5 + 19,5	70,4 + 22,75	81,1 + 26	86,6 + 26	90,4 + 26

on utilisant des formules suivantes on obtient un tableau récapitulatif des poteaux.

	3 ^{ème} étage / Terrasse			2 ^{ème} étage / 3 ^{ème} étage			1 ^{er} étage / 2 ^{ème} étage			RDC / 1 ^{er} étage		
	N' [T]	S = a x b [m ²]	A' [cm ²]	N' [T]	S = a x b [cm ²]	A' [cm ²]	N' [T]	S = a x b [cm ²]	A' [cm ²]	N' [T]	S = a x b [cm ²]	A' [cm ²]
V5	15,75 + 6,6 22,35	30x30	4 T16	24,9 + 9,7 34,6	30x30	4 T16	32,43 + 12,7 45,13	30x30	4 T16	40,7 + 15,9 56,6	30x30	4 T16
AS, A1, V1	8,7 + 3,1 11,8	30x30	4 T16	17,05 + 6,2 23,25	30x30	4 T16	25,4 + 9,3 34,7	30x30	4 T16	33,7 + 12,4 46,1	30x30	4 T16
D1; JS K1; K5	4,35 + 1,75 6,1	30x30	4 T16	8,75 + 3,7 12,45	30x30	4 T16	13,15 + 5,55 18,7	30x30	4 T16	17,55 + 7,4 24,95	30x30	4 T16
T1; B1	11 + 4,94 15,94	30x30	4 T16	21 + 9,9 30,9	30x30	4 T16	30,9 + 14,8 45,7	30x30	4 T16	40,85 + 19,8 60,65	30x30	4 T16
EEGHI-5 LMNPQ-5	9,5 + 4,9 14,4	30x30	4 T16	17 + 9,8 26,8	30x30	4 T16	26,5 + 14,7 41,2	30x30	4 T16	35 + 19,6 54,6	30x30	4 T16
COEI-1 LQ.RS-1	9,5 + 4,9 14,4	30x30	4 T16	17,7 + 9,7 27,4	30x30	4 T16	26 + 14,7 40,7	30x30	4 T16	34,15 + 19,6 53,75	30x30	4 T16
A2 - V2 A4 - V4	16,6 + 6,2 22,8	30x30	4 T16	31,6 + 12,4 44	30x30	4 T16	46,6 + 18,6 65,2	40x30	6 T16	62,6 + 24,8 87,4	40x30	6 T16
EEG, NPQ3	9,5 + 4,9 14,4	30x30	4 T16	25,8 + 14,7 40,5	30x30	4 T16	42,1 + 24,5 66,6	50x30	6 T20	57,4 + 34,3 91,7	50x30	6 T20
TS	19 + 4,94 23,94	30x30	4 T16	29 + 9,9 38,9	30x30	4 T16	38,9 + 14,8 53,7	30x30	4 T20	48,9 + 19,8 68,7	30x30	4 T20

Combinaisons de actions

selon l'application des regles BAEL le calcul du pont muni d'un lit limite ultime nous appelons :

N_G : effort normal résultant des poids morts et charges permanentes

N_Q : " " " de charges liées

pour les poteaux non concernés par le contreventement on a :

$$N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q$$

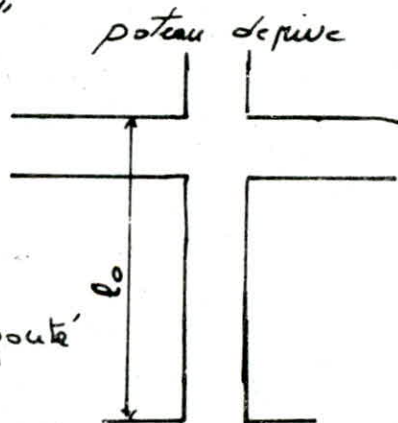
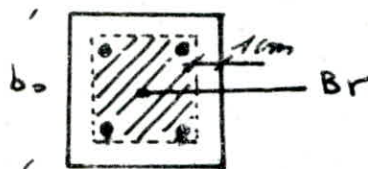
exemple de calcul d'un poteau Sape :

Soit à calculer le poteau (30x30) c'est le poteau "C1" avec

$$S = (30 \times 30) \text{ cm}^2 ; N_G = 34,15 \text{ t} ; N_Q = 19,6 \text{ t} ; A = 4716$$

$$l_0 = 2,90 ; b_0 = 30 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm}$$

* Capacité portante du poteau Sape "C1"



Suivant l'article B.8.4 du BAEL on calcule la capacité portante à l'état limite ultime note "P_u"

* Section réduite : $B_r = (b_0 - 2)(h - 2) = 28 \times 28 = 784 \text{ cm}^2$

* Calcul de l'élanement $\lambda = \max \left\{ 3,46 \frac{l_0}{b_0} ; 3,46 \frac{l_0}{h} \right\}$

$l_0 = l_0 = 2,90 \text{ cm}$ poteau de façade

$$\lambda = \max \left\{ 3,46 \times \frac{2,90}{30} ; 3,46 \frac{2,90}{30} \right\} = 33,44 \quad \lambda = 33,44$$

$$P_u = B \left\{ 0,57 f_{cd} B_r + 0,67 f_c A \right\}$$

$$\lambda = 33,44 \leq 50 \Rightarrow \beta = \frac{1}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{1}{1 + 0,2 \left(\frac{33,44}{35} \right)^2} = 0,84$$

β : est le coefficient ≤ 1

qui diminue la capacité portante lorsque l'élanement λ augmente

f_0 : limite élastique garantie des aciers $\sigma = 4000 \text{ bars}$

f_c : résistance caractéristique en compression du béton à 28 jours

* Béton armé préfabriqué $f_{c28} = 320 \text{ bars} \rightarrow \sigma'_{28} = 350 \text{ bars}$

* Béton de chantier $f_{c28} = 250 \text{ bars} \rightarrow \sigma'_{28} = 270 \text{ bars}$

exemple de calcul: poteau 30×30 $A = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

$$P_u = B [0,57 f_{c28} B r + 0,67 f_c A]$$

* Béton Préfabriqué $P_u = P_{u1} = 0,84 [0,57 \times 320 \times 784 + 0,67 \times 4000 \times 8,04]$

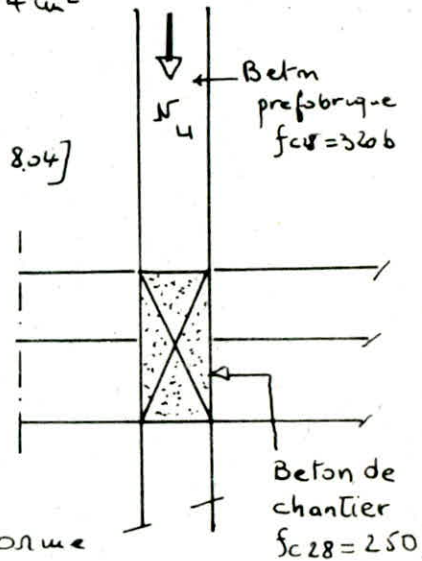
$$P_{u1} = 138220,99 \text{ Kg} = 138,221 \text{ t}$$

* Béton le béton coulé sur chantier

$$P_u = P_{u0} = 0,84 [0,57 \times 250 \times 784 + 0,67 \times 4000 \times 8,04]$$

$$P_{u0} = 111944,44 \text{ Kg} = 112 \text{ t}$$

du poteau au niveau du nœud réaliser en Béton armé



* Calcul de $N_u = 1,35 N_G + 1,5 N_Q = 1,35 \times 34,15 + 1,5 \times 19,6 = 75,50 \text{ t}$

donc la double vérification ($N_u \leq P_{u0}$ et $N_u \leq P_{u1}$) est vérifiée

ferroillage minimal et armatures transversales:

exemple de calcul: poteau C_{11} 30×30

$$* A \geq M_{\text{ox}} \begin{cases} 4 \text{ cm}^2 \times P = 48 \text{ cm}^2 \text{ avec } P: \text{Perimètre en (cm)} \\ \frac{2a^2}{1000} = 1,8 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

on prend $4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$

* armature transversales : et espacement

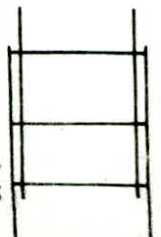
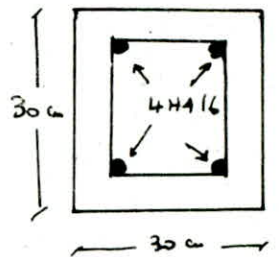
$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} = 6 \text{ cm} \text{ pour } \phi_L = 16 \text{ mm}$$

$$\frac{\phi_L}{3} = 8 \text{ cm} \text{ pour } \phi_L = 20 \text{ mm}$$

$$t \leq \text{min de } \begin{cases} 15 \phi_L = 24 \text{ cm pour } \phi_L = 16 \text{ mm et } t = 30 \text{ cm pour } \phi_L = 20 \text{ mm} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} = 40 \text{ cm} (30 \times 30) \end{cases}$$

donc on prend $t = 20 \text{ cm}$. (3^{me} envoute)

en zone de recouvrement il faut au moins 3: 2 en milieu et 2 aux extrémités



on utilisera les formules précédentes ou aura le tableau récapitulatif
 les vérifications suivent le BAEL B 8.4 on calcule la capacité portante à l'état limite ultime "Pu" on aura
 tableau récapitulatif (RDC / 14 étages)

N° du poteau	Section cm ² (a x b)	Section réduite Br (cm ²)	l ₀ =l (m)	α	β	N _u (t)	P _u (t)	P _{u0} (t)	observation
V5	30x30	784	2,90	33,44	0,84	78,8	138,22	112	N _u < P _u N _u < P _{u0}
A5; A1; V1	30x30	784	2,90	33,44	0,84	64,09	"	"	Vérifiée
J1; J5 K1; K5	30x30	784	2,90	33,44	0,84	34,79	"	"	"
T1; B1	30x30	784	2,90	33,44	0,84	84,84	"	"	"
EF GHI LMNPQ	30x30	784	2,90	33,44	0,84	76,65	"	"	"
A2; V2 A4; V4	40x30	1064	2,90	33,44	0,84	122,72	190,01	154,52	"
C DEI (2) L P RS (2)	30x30	784	2,90	33,44	0,84	75,50	138,22	112	"
E FG NPQ	50x30	1344	1,45	16,72	0,95	130,29	280,8	261,83	"
T5	30x30	784	2,90	33,44	0,84	95,71	138,22	112	"

ferroillage des poteaux :

* armatures longitudinales : selon $N_u \leq \beta \left(\frac{Br \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A_s \frac{f_c}{\gamma_s} \right)$
 avec $A_s \geq \frac{(N_u - Br \cdot f_{c28})}{\beta \cdot f_c} \cdot \gamma_s$ ou $A_s = \max \left\{ 4 \text{ cm}^2 \rho; \frac{2a^2}{1000} \right\}$ si $A_s < 0$

$\gamma_b = 1,5$; $\gamma_s = 1,15$ coeff de sécurité du béton et de l'acier
 $\beta = 0,84$ ou $0,95$

* armatures transversales

$$\phi_t \geq \frac{\phi_L}{3} \Rightarrow$$

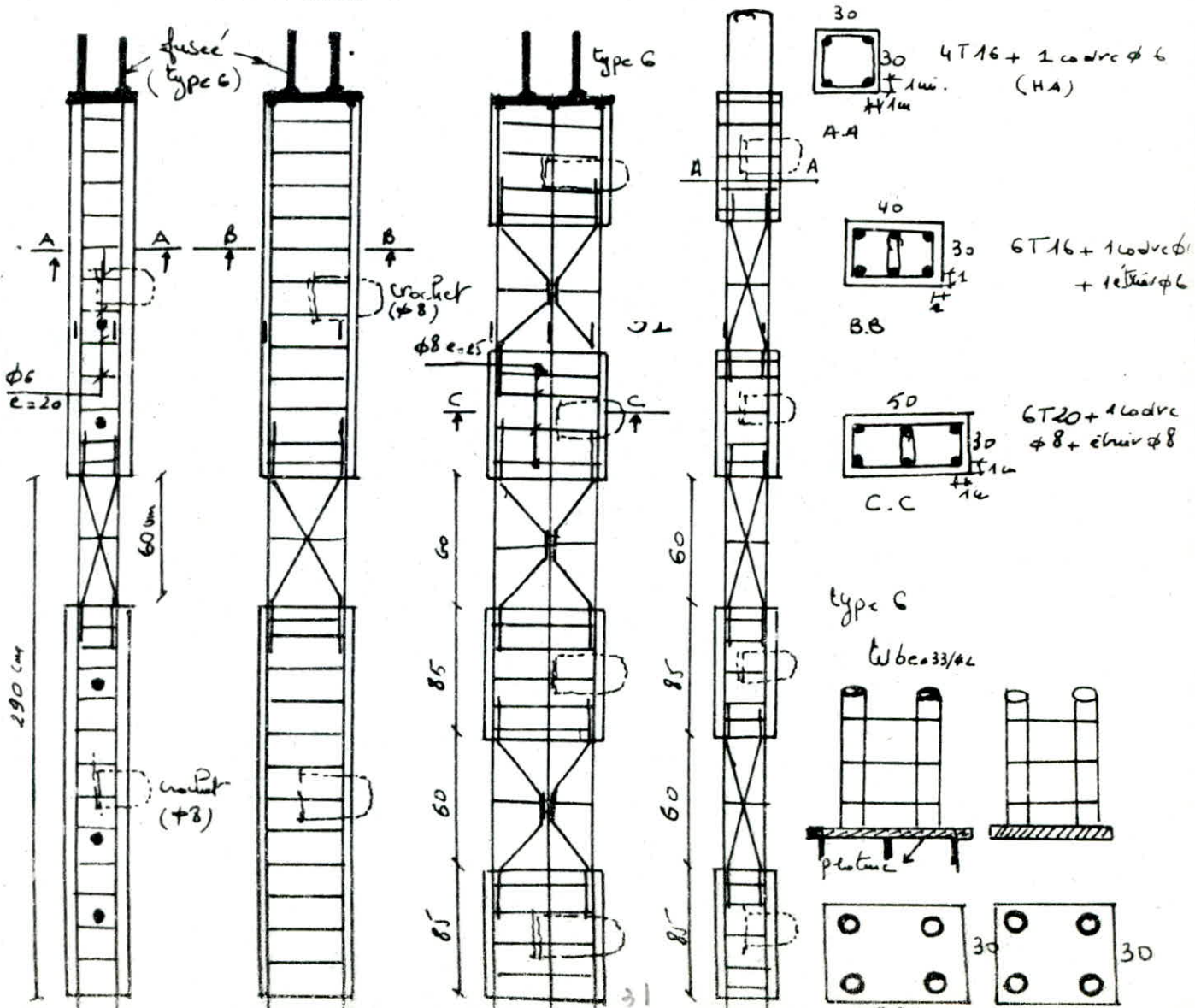
6mm $\rightarrow \phi_L = 16\text{mm}$ poteaux (30x30) et (30x40)
 8mm $\rightarrow \phi_L = 20\text{mm}$ poteaux (30x50)

* espacement des armatures transversales:

$$t \leq \text{min} \left\{ \begin{array}{l} 15 \phi_L = 24 \text{ cm pour } \phi_L = 16\text{mm et } t = 30 \text{ cm pour } \phi_L = 20\text{mm} \\ 40 \text{ cm} \\ a + 10 \text{ cm} = 40 \quad (a = 30) \text{ petit-cote du poteau} \end{array} \right.$$

donc suprend $t = 20 \text{ cm}$ en zone courante si $\phi_L = 16\text{mm}$
 et $t = 25 \text{ cm}$ si $\phi_L = 20\text{mm}$

pour la zone de renforcement il faut 3 crochets au moins 1 au milieu et 2 aux extrémités.



Liaison de poteaux avec les fondations :

dans notre ouvrage la liaison des poteaux avec les fondations se fait par le procédé Armature (fuser) ; (33/42)

les armatures du poteau de diamètre ϕ sont ancrées

dans les tubes de diamètre $\phi_t = 3 \text{ cm}$ sur une longueur

de $15 \phi_t = 15 \times 1,6 = 24 \text{ cm}$ ou 30 cm pour $\phi = 20 \text{ mm}$

La liaison de la fuser sur la fondation se obtient par

recouvrement entre les tubes de diamètre ϕ_t et les

armatures en attentes dans les fondations. a raison

de deux armatures par tube et leur diamètre doit

être tel que $\phi_2 \geq \frac{\phi}{\sqrt{2}}$; $\left\{ \begin{array}{l} 12 \text{ mm pour } (\phi = 1,6 \text{ cm}) \\ 16 \text{ mm pour } (\phi = 2,0 \text{ cm}) \end{array} \right.$

la longueur de recouvrement entre les armatures ϕ_2 et les tubes doit être au moins égale à la plus grande des deux valeurs suivantes

$$l_r \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 0,34 \frac{\phi^2}{\phi_t} \cdot \frac{f_e}{\bar{\sigma}_s} \\ 0,15 \phi_2 \cdot \frac{f_e}{\bar{\sigma}_s} \end{array} \right. = \left\{ \begin{array}{l} 42,44 \text{ cm} \\ 25,72 \text{ cm } (\phi = 1,6 \text{ cm}); 34,28 \text{ cm } (\phi = 2,0 \text{ cm}) \end{array} \right.$$

$\bar{\sigma}_s$: contrainte d'adhérence à l'état limite de ces armatures

Selvn article A.6.12 du B.A.E.L on trouve $\bar{\sigma}_s = 28 \text{ bars}$ pour $f_{c28} = 25 \text{ ob}$

*Vérification à la maintenance des poteaux Slopes.

la vérification à la maintenance consiste essentiellement à vérifier le bon dimensionnement des aciers au niveau du noeud

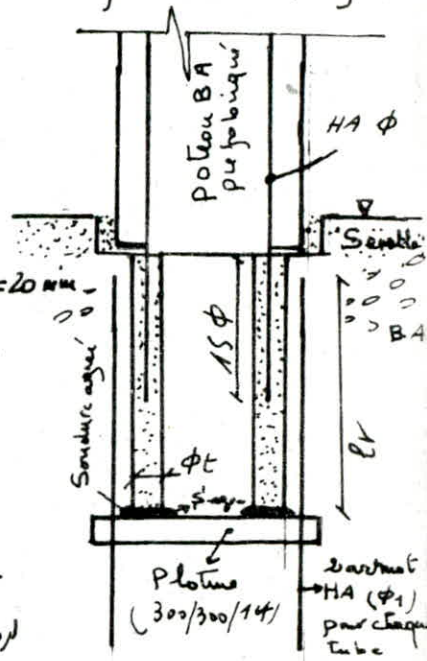
le calcul se fait selon (le CH 66) la charge de calcul s'a produire

par $\frac{4}{3}$ et on considère un coefficient de majoration dynamique égale 1,2

donc on prend $g^* = 1,6 g_1$ ou g_1 : poids au ml du poteau

comme on le voit le schéma ci après il y a lieu de calculer

l'effort tranchant et le moment fléchissant au milieu de chaque poteau



au observées $x_1, x_2, x_3 \dots x_n$

n : hbrz du diabololo

* Methode de calcul ds diabolos

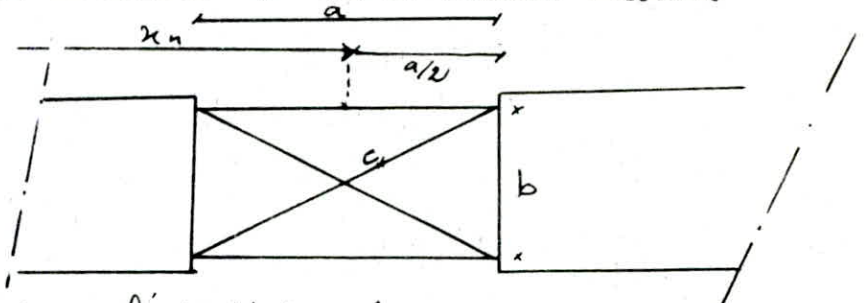
Jly \rightarrow 2 verifications \rightarrow faire $\left\{ \begin{array}{l} T_n \leq T_{ru} \text{ dans ls diagonols} \\ M_n \leq M_{ru} \text{ dans ls membrans} \end{array} \right.$

avec T_{ru} et M_{ru} sont respectivement leffort tranchant et le moment resistant du diabololo a l'etat limite ultime

$$T_{ru} = F_d \frac{4b}{c}$$

$$M_{ru} = F_m \cdot 2b$$

$$\text{avec } c^2 = a^2 + b^2$$



F_d et F_m etout ls efforts a l'etat limite ultime en compression pour une barre diagonole ou une barre longitudinale

en fonction de la section A de la barre choisie et de leur limite elastique σ_e leffort F a l'etat limite se calcule comme suit

$$F = A \cdot \frac{\sigma_e}{k} \text{ avec } k = 0,5 + 0,65 U + \sqrt{0,42 U^2 - 0,35 U + 0,25}$$

ou k : coefficient qui minore σ_e pour tenir compte de flambement ds barres

* pour une barre longitudinale : $U = \frac{\sigma_e}{2,5 E_a} \cdot \frac{a^2}{\phi^2}$

$$E_a = 2 \cdot 10^6 \text{ barres}$$

* pour une barre diagonole : $U = \frac{\sigma_e}{2,5 E_a} \cdot \frac{a^2 + b^2}{\phi^2}$

$\hat{a} x = 2,90 \text{ m. (1er diabololo)}$ $\left\{ \begin{array}{l} T = 0 \\ M = \frac{g^* \ell^2}{8} \end{array} \right.$ avec $g^* = 16g = 16(0,30 \times 0,30 \times 2,5)$

$$\text{dmc } M = 1216,8 \text{ Kg.m}$$

potcau "c" 30x30

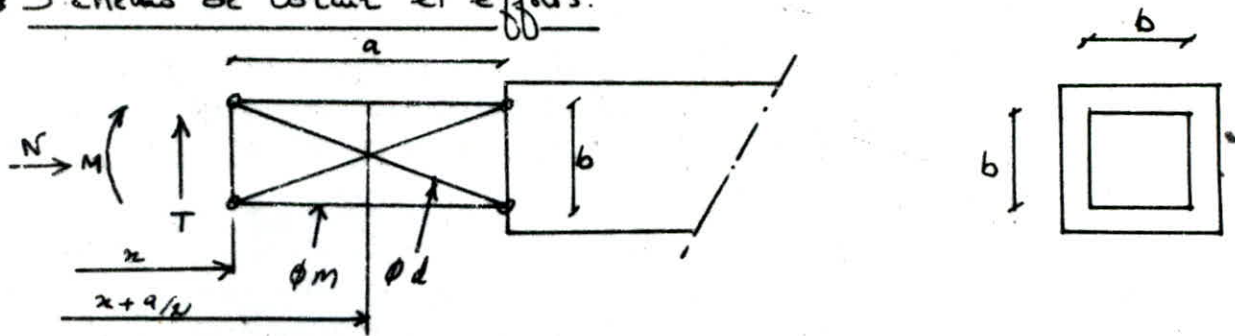
$$T_{ru} = F_d \cdot \frac{4b}{c} = 2890 \text{ danf} > T(x = 2,90) \text{ m}$$

$$M_{ru} = F_m \cdot 2b = 2928 \text{ danf} > M(x = 2,90) \text{ m}$$

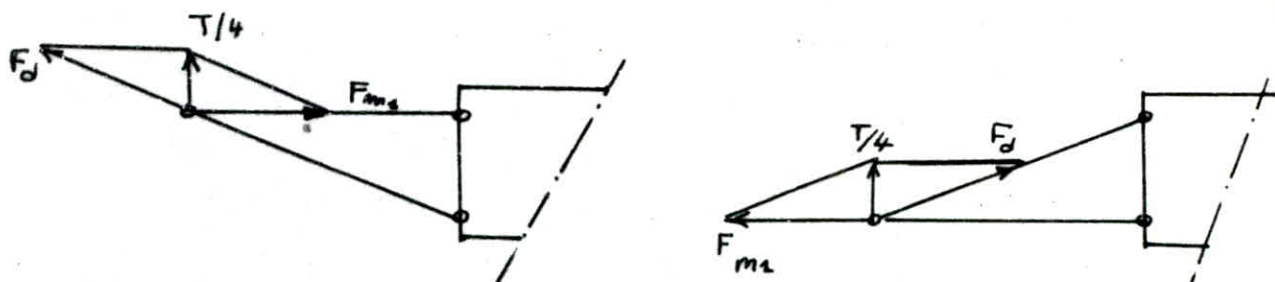
ok

Verification de la cage métallique triangulée "Diabolo"

* Schéma de calcul et effets.



Les bords sont supposés articulés \Rightarrow l'effet touchant donne la décomposition de l'effet suivante.



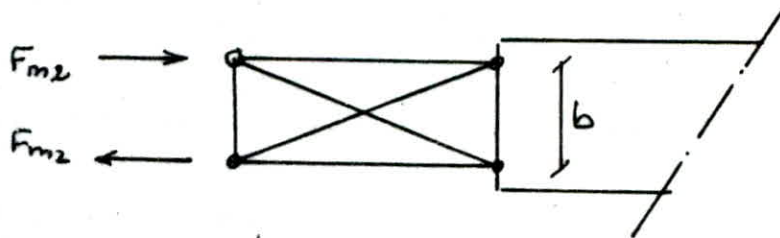
avec $F_d = T \cdot \frac{c}{4b}$ avec $c^2 = a^2 + b^2$

F_d : effet de traction ou de compression dans la diagonale

① $F_{m1} = T \cdot \frac{a}{4b}$ effet de traction " " " la membrure qui résulte de l'effet touchant.

le moment de flexion donne F_{m2} tel que

② $F_{m2} = \frac{M}{2b}$



Conclusion :

Sous l'effet combiné de M et T on aura $F_M = F_{m1} + F_{m2}$

① + ② $\Rightarrow F_M = \frac{1}{2b} (T \cdot \frac{a}{2} + M) = \frac{M'}{2b}$ avec M' est le moment fléchissant à l'abscisse $x + \frac{a}{2}$ c.o.d au milieu de la cage métallique (Diabolo)

$$F_m = \frac{M'}{2b}$$

* Verification des sections des barres:

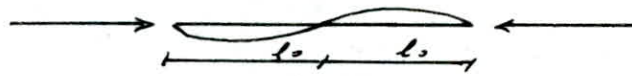
Compte tenu des effets de flambement, la section de barre est déterminée par les sollicitations de compression

F: étant l'effet de compression appliqué à une barre. les règles de calcul des structures métalliques donnent

$$A \leq \frac{K \cdot F}{\sigma_c} \quad \text{avec } K \text{ coeff qui est fonction de l'enlancement mécanique } \lambda \text{ de la barre et de leur limite élastique } \sigma_c$$

avec

$$\lambda = \frac{4l_0}{\phi}$$



$$\begin{cases} l_0 = \frac{a}{2} & \text{pour les membrures} \\ l_0 = \frac{c}{2} & \text{pour les diagonales} \end{cases}$$

exemple de calcul:

Soit le poteau "C" 30x30 ; N = 880,80 kg. produite au 1^{er} étage métallique

$$\begin{aligned} \text{avec } a &= 60 \text{ cm} \\ b &= 28 \text{ cm} \end{aligned} \quad \left. \vphantom{\begin{aligned} a \\ b \end{aligned}} \right\} C = 66,22 \text{ cm.}$$

$$\phi = 10 \text{ mm "Diagonale"} \quad U = \frac{\sigma_c}{2,5 E_a} \cdot \frac{C^2}{\phi^2} = 3,50 \quad \sigma_c = 4000 \text{ bars}$$

$$\Rightarrow K = 4,81 \quad A \leq \frac{K F}{\sigma_c} = 0,77 \text{ cm}^2$$

$\phi = 16 \text{ mm "membrane"}$

$$U = \frac{\sigma_c}{2,5 E_a} \cdot \frac{a^2}{\phi^2} = 1,125 \quad \sigma_c = 4000 \text{ bars type 1 HA}$$

$$K = 1,85 \Rightarrow A \leq 0,40 \text{ cm}^2 \text{ on prend } A = 1\phi 6 = 0,28 \text{ cm}^2$$

pour le Coque métallique il faut vérifier

$$T \leq \frac{Ad \cdot \sigma_c}{K} \cdot \frac{4b}{c} \quad \text{et} \quad M' \leq \frac{A_n \cdot \sigma_c}{K} \cdot 2b$$

$$\text{donc Pour le poteau } 30 \times 30 \quad T < 1099,53 \text{ kg.}$$

$$\text{et } M' < 34372,6 \text{ kg.m}$$

est vérifié

Vérification du poteau en phase provisoire

Ces vérifications sont menées sous les effets du vent appliqué aux éléments mis en œuvre (poteau, poutres)

l'application des règles (N.V) pour le cas de pièces isolées conduit à considérer les pressions de vent suivantes sous vent normal en daN/m^2 →

régions sites	I	II	III
normal	75	105	135
exposé	100	136	168

la vérification est faite sous vent

extrême $V_{\text{ext}} = 1,75 V_{\text{normal}}$

l'effort tranchant et le moment

sont alors calculés comme précédemment en fonction du cas de charge

exemple de calcul:

Poteau (30×30) ; zone II ; site normal

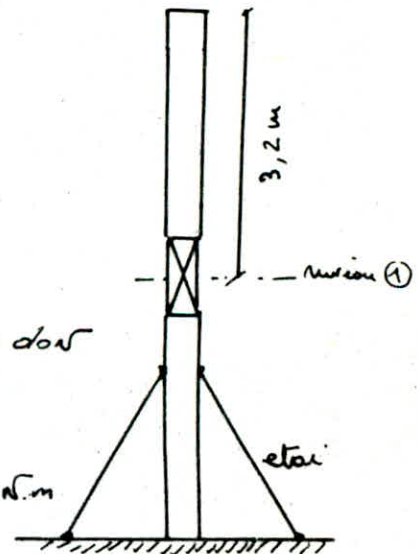
$$q_{ve} = 105 \times 0,3 \times 1,75 = 55,12 \text{ daN/m}.$$

Vérification au niveau ①

$$T = q_{ve} \times h_0 = 55,12 \times 3,2 = 176,384 \text{ daN} < 2890 \text{ daN}$$

Bords longitudinaux $\phi 16$

$$M = 55,12 \times \frac{3,2^2}{2} = 282,21 \text{ daN.m} < 2928 \text{ daN.m}$$



CALCUL DES ESCALIERS

Introduction: Notre bâtiment comporte 2 cages d'escaliers identiques isolées du parking, donnant sur les différents niveaux. La paillasse est à double palier ; la paillasse adjacente est préfabriquée, avec un palier intermédiaire au niveau de la jonction paillasse-palier. Il existe un bequet qui assure la liaison par scellement et qui s'oppose à l'effort transmis par la paillasse sur le palier.

Dimensionnement: Pour assurer une descente et une montée confortable il faut faire la vérification de l'inéquation de Blondel:

$$0,59 \leq g + 2h \leq 0,66 \quad (m).$$

avec: h = hauteur de la contre-marche.

g = giron ou largeur de la marche.

n = nombre de marches.

n' = nombre de contre-marches

$$\text{avec: } 2H = 2,90 \Rightarrow H = 1,45$$

$$h = 15 \text{ cm} \longrightarrow n = 9 \text{ marches.}$$

$$\begin{cases} g = 30 \\ n = 7 \end{cases} \Rightarrow h = \frac{H}{7} = \frac{1,45}{7} = 0,207 \text{ m}$$

$$h = 20,7 \text{ cm}$$

La relation de Blondel n'est pas vérifiée.

$$\begin{cases} g = 27 \\ n = 9 \text{ marches} \end{cases}$$

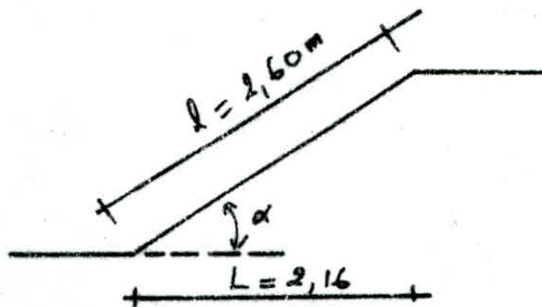
$$L = g(n'-1) = g(9-1) = 8 \cdot g = 8 \cdot 27 = 2,16 \text{ m}$$

$$L = 2,16 \text{ m}$$

$$n = 9 \text{ marches} \Rightarrow h = \frac{H}{g} = \frac{1,45}{9} = 0,16 \text{ m} \Rightarrow h = 16 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{L}{(n'-1)} = \frac{2,16}{(9-1)} = 0,27 \Rightarrow g = 27 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} h = 16 \text{ cm} \\ g = 27 \text{ cm} \\ L = 2,16 \text{ m} \end{cases}$$



$$g + 2h = 27 + 2 \cdot 16 = 59 \text{ cm} \Rightarrow 59 \leq 59 \leq 66 \quad \underline{\text{OK}}$$

Les volées sont préfabriqués en Béton ordinaire.

- Poids propre au m^2 d'escalier : Il est donné par

$$P = 2500 \left(\frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) \quad [\text{kg/m}^2].$$

α = inclinaison de la paillasse.

h = hauteur de la contre-marche.

e = épaisseur de la paillasse

$$\alpha = \text{Arctg} \left(\frac{H}{L} \right) = \text{Arctg} \left(\frac{1,45}{2,16} \right) = 33,87^\circ \Rightarrow \cos \alpha = 0,83$$

La valeur de e est donnée par :

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \text{avec} \quad l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2,16}{0,83} = 2,60 \text{ m}$$

$$\frac{2,6}{30} = 8,6 \text{ cm} \leq e \leq \frac{260}{20} = 13 \text{ cm.}$$

On prend $e = 13 \text{ cm}$

$$\text{d'où} \quad P = 2500 \left(\frac{0,13}{0,83} + \frac{0,16}{2} \right) = 592,81 \text{ kg/m}^2$$

poids du garde corps : 10 kg/m² } $\Rightarrow G = 592,81 + 10$

$$G = 602,81 \text{ kg/m}^2$$

surcharges d'exploitation: $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

Donc le calcul se fait avec la combinaison: $P + 1,2 Q$

$$P + 1,2 Q = 602,81 + 1,2 \cdot 250 = 903 \text{ kg/m}^2$$

CALCUL DE LA PAILLASSE SEULE :

Elle se calcul comme une poutre sollicitée en flexion simple sous les charges $P + 1,2 Q = 903 \text{ kg/m}^2$ sur une portée de $2,60 \text{ m}$.

$$q = 903 \cdot 1,40 = 1264,2 \text{ kg/ml}$$

$$M = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1264,2 \cdot 2,6^2}{8} = 1068,24 \text{ kg.m}$$

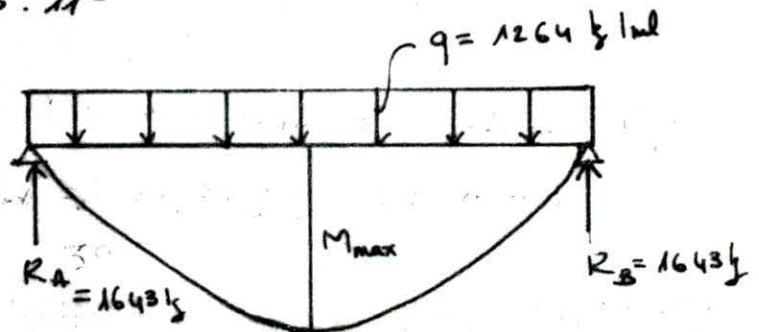
Le ferrailage se fait suivant la méthode de P. CHARON.

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1068,2}{2800 \cdot 140 \cdot 11^2} = 0,033$$

$$\mu = 0,033 \Rightarrow \begin{cases} \bar{\alpha} = 0,921 \\ k = 48,4 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \bar{\alpha} \cdot h} = \frac{1068,24 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,921 \cdot 11}$$

$$A = 3,765 \text{ cm}^2$$



On choisit $5 HA 10 = 3,92 \text{ cm}^2$.

$$t < \frac{140}{5} \approx 28 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } t = 25 \text{ cm}$$

Calcul du moment résistant du béton :

$$M = K \cdot b \cdot h^2 = \frac{1}{2} \cdot \bar{\alpha} \cdot \bar{\delta} \cdot \bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2 \text{ avec } h = h_t - d = 11 \text{ cm}$$

$$\bar{\alpha} = \frac{n \cdot \bar{\sigma}'_b}{n \cdot \bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 137}{15 \cdot 137 + 2800} = 0,423$$

$$\bar{\delta} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} = 1 - \frac{0,423}{3} = 0,859$$

$$M_{RB} = K \cdot b \cdot h^2 = 0,5 \cdot 0,423 \cdot 0,859 \cdot 137 \cdot 140 \cdot 11^2 = 421635,8 \text{ kg.cm}$$

$$M_{RB} = 4216,35 \text{ kg.m} > M_{sol} = 1068,24 \text{ kg.m} \Rightarrow A' = 0$$

Armatures de répartition :

$$\frac{A_L}{4} \leq A_t \leq \frac{A_L}{2}$$

$$\frac{3,76}{4} \leq A_t \leq \frac{3,76}{2} \Rightarrow 0,64 \leq A_t \leq 1,88$$

on prend $A_t = 5HA6$ qui correspond à $1,41 \text{ cm}^2$

Vérification de la non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 11 \cdot 140 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,49 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,49 \text{ cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

Vérification des contraintes :

$$n=15; \quad \bar{\omega} = n \cdot \frac{100 \cdot A}{15 \cdot b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,92}{140 \cdot 11} = 0,245 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9199 \\ k = 47,4 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{106824}{3,92 \cdot 0,9199 \cdot 11} = 2695,7 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2695,7 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2695,7}{47,4} = 56,87 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = 56,87 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_{b0}' = 68,5 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

Vérification de la non fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = \frac{k \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} \\ \sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{k \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} \end{array} \right. ; \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,92}{2 \cdot 110 \cdot 2} = 7 \cdot 10^{-3}$$

$$\bar{\omega}_f = 0,7 \%$$

$$\left\{ \begin{array}{l} k = 15 \cdot 10^6 \\ \eta = 1,6 ; NA \\ \bar{\omega}_f = 0,7 \% \\ \phi = 10 \text{ mm} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = 1570 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_2 = 2855,9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\max \{ \sigma_1 ; \sigma_2 \} = \sigma_2 = 2855 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

- vérification de la flèche :

$$\frac{A}{b \cdot h} < \frac{43}{\sigma_{ca}} \Rightarrow \frac{3,92}{140 \cdot 11} = 2,54 \cdot 10^{-3} < 0,010 \quad \text{OK}$$

Cette condition est vérifiée donc la vérification à la flèche dans notre cas est inutile.

vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1643,46}{140 \cdot \frac{7}{8} \cdot 11} = 1,219 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \tau_b = 1,15 \cdot 1,219 = 1,402 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = 1,219 < \bar{\tau}_b = 1,402 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Condition de manutention des éléments de l'escalier :

les volés sont fabriqués à l'usine de préfabrication SAPTA (Rouiba) et qui sont transportés au chantier. Pour cela on prévoit des armatures (crochets) sur la paillasse.

Pour éviter tout risque de fissuration dûe aux chocs on doit vérifier la relation suivante : $M_{max} > M_{manut}$.

$$M_{manut} = \frac{q l^2}{8} = \frac{1012,72 \cdot 2,60^2}{8} = 855,74 \text{ kg.m}$$

$$\text{avec } q = 1,2 G = 1,2 \cdot (602,81 \cdot 1,40) = 1012,72 \text{ kg/ml}$$

$$M_{manut} = 855 \text{ kg.m}$$

$$M_{max} = 1068,24 \text{ kg.m} \quad \left. \vphantom{M_{max}} \right\} \Rightarrow M_{max} > M_{manut}$$

Donc la paillasse ne nécessite pas des aciers supplémentaires.

- Calcul des crochets pour la manutention de la paillasse :

poide propre de la paillasse majoré de 1,2

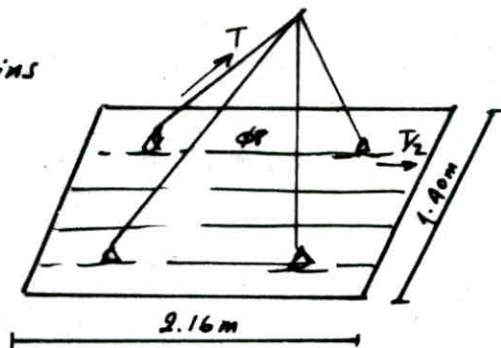
$$G = (602,81) \cdot 2,60 \cdot 1,40 = 2194,22 \text{ kg}$$

$$1,2 \cdot G = 2633 \text{ kg}$$

Les crochets sont disposés sur les 4 coins de la paille.

T = traction sur chaque crochet.

$$T = \frac{P}{4} = \frac{2633,07}{4} = 658,26 \text{ kg/cm}^2$$



Contrainte dans l'acier : $\sigma_a = \frac{T}{2.A} = \frac{658,26}{2 \cdot 0,5} = 658,26 \text{ kg/cm}^2$

longueur de scellement droit : $l_d = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{\sigma_a}{\bar{\sigma}_d} = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{2800}{2,7,38} = 0,43$

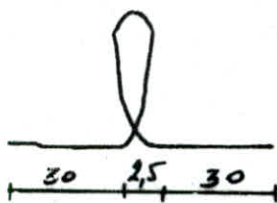
$$l_d = 43,46 \text{ cm.}$$

Ancrage : $l_1 + 1,89 \cdot l_3 \geq l_d - 2,21 \cdot \bar{c} = 38,05$

avec $\bar{c} = 3 \phi = 2,4 \text{ cm.}$

$l_1 = 0 \Rightarrow 1,89 l_3 \geq 38,05 \Rightarrow l_3 \geq 20,47 \text{ cm}$

on prend $l_3 = 30 \text{ cm.}$



crochet.

Calcul du bequet : chaque bequet doit être calculé pour une charge linéaire $q' = \delta q \cdot l \cdot (G + 1,2 \cdot \Phi)$

avec δq = coefficient du comportement expérimental $\delta q = 1,4$

$$q' = 1,4 \cdot 2,60 \cdot 903 \cdot 1,40 = 4601,68 \text{ kg/ml}$$

Le C.T.C exige des épaisseurs pour les bequets de la paille

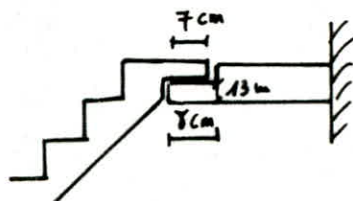
$$e \geq 7 \text{ cm}$$

$$a \geq 10 \text{ cm}$$

on prend $\left\{ \begin{array}{l} e = 7 \text{ cm pour la paille.} \\ e' = 8 \text{ cm pour le palier.} \\ a = 13 \text{ cm} \end{array} \right.$

$$l = a + e = 13 + 2 = 15 \text{ cm}$$

donc $M = q' \cdot l = 4601,68 \cdot 0,15 = 690,25 \text{ kg.m/ml}$



Ferraillage du bequet :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 690,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 140 \cdot (7-1)^2} = 0,0733 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,8894 \\ k = 30,2 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2800}{30,2} = 92,71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M \cdot 10^2}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{690,25 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8894 \cdot 6} = 4,619 \text{ cm}^2$$

on prend 6HA10 = 4,71 cm² avec un espacement $t \leq \min \begin{cases} 2 \cdot e = 14 \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$

d'où on : 6HA10 avec $t = 12 \text{ cm}$.

Armatures de repartition : $\frac{A_t}{4} \leq A_t \leq \frac{A_t}{2}$

$$\frac{4,71}{4} \leq A_t \leq \frac{4,71}{2} \Rightarrow 1,177 \leq A_t \leq 2,355$$

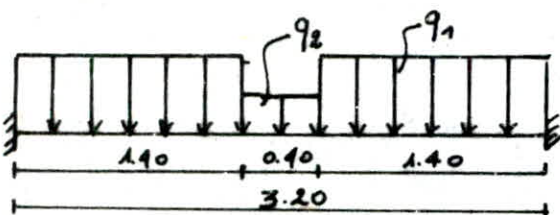
$$A_t = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

verification : $\bar{\sigma}_b = \frac{2 \cdot T}{b \cdot g} = \frac{2 \cdot 1643,46}{140 \cdot \frac{7}{8} \cdot 6} = 4,472 \text{ kg/cm}^2$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}'_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,70 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b \quad \underline{\text{OK}}$$

CALCUL DE LA POUTRE PALIÈRE :

C'est une poutre fictive incorporée dans le palier ; le calcul se fait comme pour une poutre encastree à ses 2 extremités.



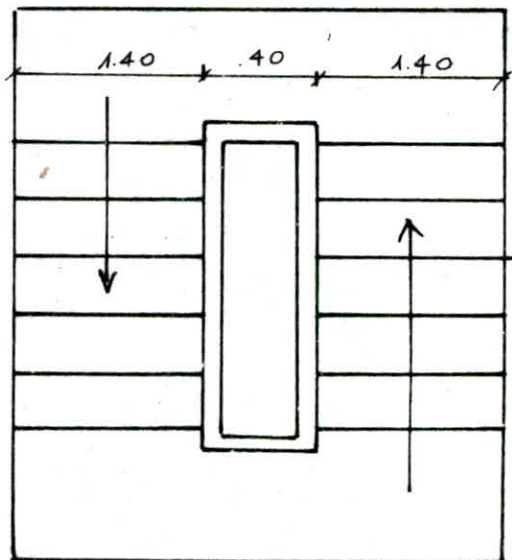
charges appliquées :

Poids propre : $2500 \cdot 0,20 = 500 \text{ kg/m}^2$

Mortier de pose : 70 kg/m^2

revêtement : 44 kg/m^2

garde-corps : 10 kg/m^2



43 $\Rightarrow \Sigma = 594 \text{ kg/m}^2$

pois: revenant à la poutre par mètre linéaire : $594 \cdot 0,30 = 178,5 \text{ kg/ml}$
Surcharges majorée : $1,2 \cdot 0 \cdot 0,30 = 1,2 \cdot 250 \cdot 0,30 = 90 \text{ kg/ml}$.

charge due à la réaction de la pailleuse : $1264,2 \text{ kg}$ (voir calcul de la pailleuse)

$$\begin{cases} q_1 = 178,5 + 90 + 1264,2 = 1532,7 \text{ kg/ml.} \\ q_2 = 178,5 + 90 = 268,5 \text{ kg/ml.} \end{cases}$$

$$R_A = R_B = 2199,5 \text{ kg.}$$

Calcul des moments : $M(x) = R_A \cdot x - 1,4 \cdot q_1 \cdot (x - \frac{1,4}{2}) - q_2 \cdot (\frac{x - 1,4}{2})^2$
- à mi-travée ($x = \frac{l}{2} = 1,6 \text{ m}$).

$$M_{\max} (x = \frac{l}{2}) = 2199,5 \cdot \frac{3,20}{2} - 1,4 \cdot 1532,7 \cdot (\frac{3,20 - 1,40}{2}) - 268,5 \cdot (1,60 - \frac{1,4}{2})^2 = 1268,3 \text{ kg.m}$$

d'on en prend :

$$\text{Moment en travée : } M_t = 0,8 M_{\max} = 1268,3 \text{ kg.m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = 0,4 M_{\max} = 634,11 \text{ kg.m}$$

- Ferrailage de la travée :

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1268,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 16^2} = 0,0884$$

$$\mu = 0,0884 \Rightarrow \epsilon = 0,8804 \text{ et } \kappa = 26,8$$

$$\sigma_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{26,8} = 104,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{M_t}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1268,22 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8804 \cdot 16} = 3216 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 3 \text{ HA } 12 = 3,39 \text{ cm}^2.$$

- Ferrailage de l'appui :

$$\mu = \frac{\mu \cdot M_a}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 634,11 \cdot 10^2}{2800 \cdot 30 \cdot 16^2} = 0,044$$

$$\mu = 0,044 \Rightarrow \epsilon = 0,911 \text{ et } \kappa = 41,2.$$

$$\sigma_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{\kappa} = \frac{2800}{41,2} = 67,96 \text{ kg/cm}^2 < \sigma_b$$

$$A = \frac{634,11 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,911 \cdot 16} = 1,55 \text{ cm}^2 \quad \text{On prend } 2 \text{ HA } 10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Verification de la non-fragilité :

$$A_{min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cn}} = 0,69 \cdot 30 \cdot 16 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,465 \text{ cm}^2 < A \quad \underline{\text{OK}}$$

Contraintes en travée :

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 3,39}{30 \cdot 16} = 0,706$$

$$\bar{\omega} = 0,706 \Rightarrow \epsilon = 0,8778 \text{ et } \kappa = 25,96$$

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1268,22 \cdot 10^2}{3,39 \cdot 0,8778 \cdot 16} = 2663,5 \text{ g/cm}^2 < \bar{\sigma}_a \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2663,5}{25,96} = 102,6 \text{ g/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ g/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

Contraintes sur appui : $\bar{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,57}{30 \cdot 16} = 0,327$

$$\bar{\omega} = 0,327 \Rightarrow \epsilon = 0,91 \text{ et } \kappa = 41$$

$$\sigma_a = \frac{M_a}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{634,11 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,91 \cdot 16} = 2771,5 \text{ g/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ g/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{\kappa} = \frac{2771,5}{41} = 67,59 < \bar{\sigma}_b' = 137 \text{ g/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

Verification à la non fissuration :

travée : $\bar{\omega}_f = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,39}{2 \cdot 30 \cdot 4} = 0,014 = 0,14 \cdot 10^{-1} = 1,4\%$

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \cdot \eta \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot (7 + 10 \bar{\omega}_f)} = \frac{15 \cdot 1,5 \cdot 10^6}{12} \cdot \frac{0,014}{1 + 0,14} = 2456,14 \text{ g/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{\kappa \cdot \eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{15 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{12}} = 2607,06 \text{ g/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 2607,06 \text{ g/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ g/cm}^2 \quad \underline{\text{OK}}$$

Armatures transversales :

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} = \frac{2199,48}{30 \cdot 7,8 \cdot 16} = 5,230 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible de A_t :

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{cm} \text{ avec } \rho_{at} = \max \left\{ \frac{2}{3}, \left(1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}_b} \right) \right\}$$

$$= \max \left\{ \frac{2}{3}, 0,97 \right\} = \frac{2}{3} = 0,66$$

$$f_{at} = 0,901 ; \text{ Acier doux } FeE24 \Rightarrow \sigma_{ca} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{at} = 0,901 \cdot 2400 = 2162,4 \text{ kg/cm}^2$$

Espacement des armatures :

$$t \leq \sup \left\{ \begin{array}{l} \bar{t}_1 = h \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_b} \right) \\ \bar{t}_2 = 0,2 \cdot h \end{array} \right.$$

$$t \leq \max \left\{ \begin{array}{l} 16 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 5,23}{5,9} \right) = 11,74 \\ 0,2 \cdot 16 = 3,2 \end{array} \right. \quad \text{on prend } t = 10 \text{ cm.}$$

$$A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{un cadre } \phi 6$$

$$t \leq \frac{A_t \cdot 3 \cdot b \cdot \sigma_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7 \cdot 16 \cdot 2162,4}{8 \cdot 2199,48} = 7,70 \text{ cm}$$

$$\text{on prend } t = 7 \text{ cm.}$$

Les armatures transversales sont espacées de $t = 7 \text{ cm}$.

CALCUL DE LA poutre principale :

- Evaluation de charges :

* charges permanentes :

$$q = (594 \cdot 1,4 + 1,2 \cdot 250 \cdot 1,40) = 1251,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Moment entravé : } M_t = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{1251,6 \cdot 3,20^2}{8} = 1281,6 \text{ kg/m}$$

$$\text{Moment sur appui : } M_a = \frac{q l^2}{20} = \frac{1251,6 \cdot 3,20^2}{20} = 640,82 \text{ kg.m}$$

- Ferrailage : Armatures Longitudinales :

$$\text{* EN Travée : } \mu = \frac{15 \cdot 1281,6 \cdot 10^2}{2800 \cdot 140 \cdot 16^2} = 0,0191$$

$$\mu = 0,0191 \Rightarrow \begin{cases} E = 0,9394 \\ K = 167,5 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2800}{167,5} = 41,48$$

$$A = \frac{1281,63 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9394 \cdot 16} = 3,045 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend } A = 4HA10 = 3,14 \text{ cm}^2$$

espacés de $t = 20 \text{ cm}$

Armatures de repartition: $\frac{A_L}{4} \leq A_L \leq \frac{A_L}{2} \Rightarrow 0,74 \leq A_L \leq 1,52$

on prend $A_L = 3 \text{ HA } 8 = 1,50 \text{ cm}^2$ avec $t = 25 \text{ cm}$

* Sur appui :

$$\mu = \frac{15.640,82 \cdot 10^2}{2800 \cdot 140 \cdot 16^2} = 0,095 \Rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,876 \\ \kappa = 25,5 \end{cases}$$

$$\sigma_b' = \frac{2800}{25,5} = 109,8 \text{ kg/cm}^2$$

$$A = \frac{640,82 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,876 \cdot 16} = 1,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 4 \text{ HA } 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

- verification à la non fragilité :

$$A_m = 0,69 \cdot 140 \cdot 16 \cdot \frac{5,9}{4200} = 2,17 \text{ cm}^2 < A \quad \text{OK}$$

- verification à la fissuration :

$$\bar{w}_f = \frac{3,14}{2 \cdot 140 \cdot 4} = 0,0028 = 0,28\%$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{10} \cdot \frac{0,0028}{1 + 0,028} = 653,69 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 1,6 \cdot 10^6}{10} \cdot 5,9} = 2855,89 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{OK}$$

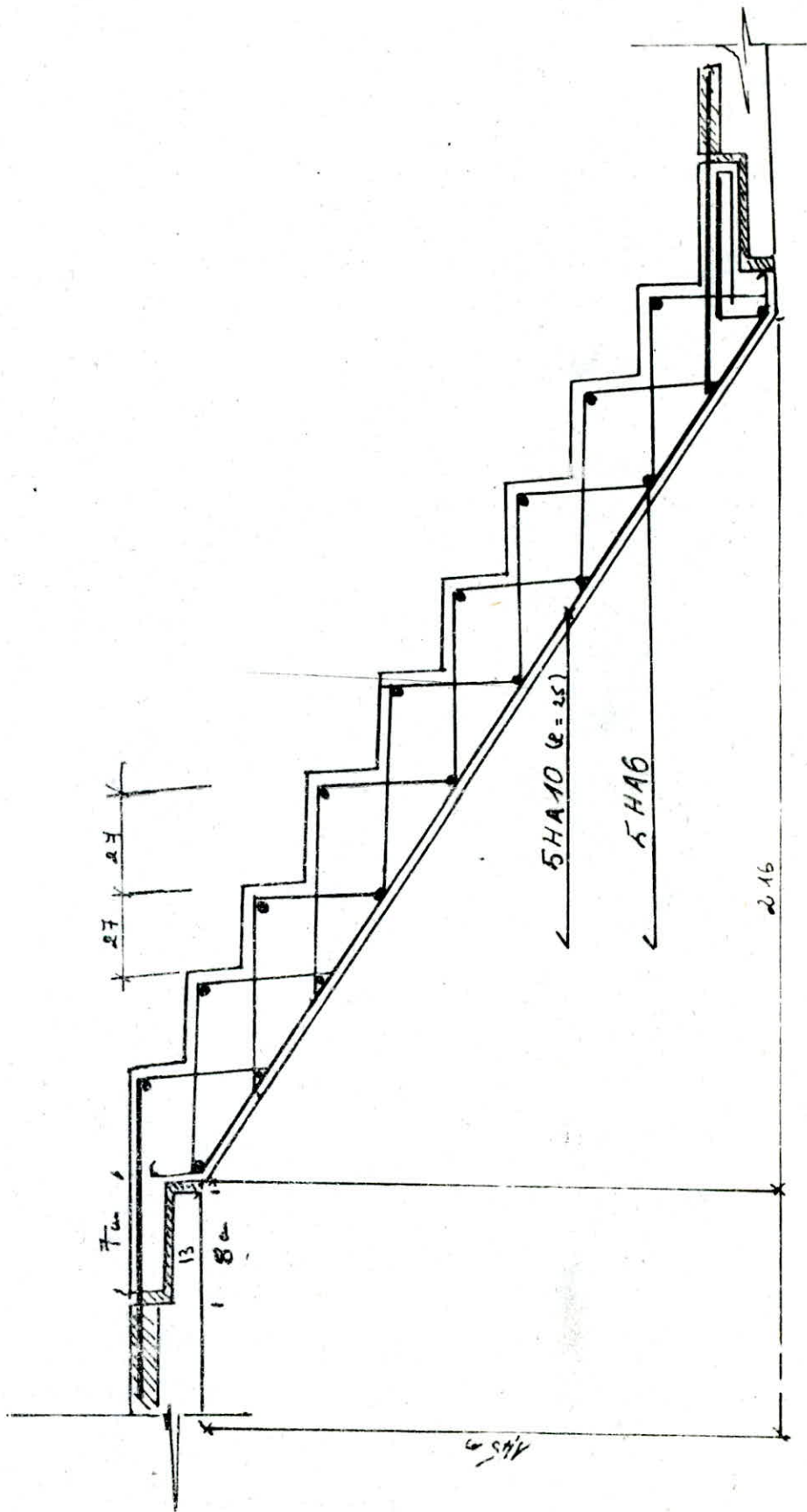
- verification au cisaillement :

$$T = \frac{9l}{2} = \frac{1251,6 \cdot 3,2}{2} = 2002,56 \text{ kg}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2002,56}{140 \cdot \frac{7}{8} \cdot 16} = 1,02 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \tau_b = 1,15 \cdot 1,02 = 1,17 \text{ kg/cm}^2$$

$\tau_b < \bar{\tau}_b \Rightarrow$ on a pas besoin d'armatures transversales.



I/ Données pour les poutres précontraintes :

1/ Acier précontrainte : T13 TBR
classe III.

$$A_p = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$F_{prg} = 173,6 \text{ MPA} = 17360 \text{ kg}$$

$$F_{p.e.g} = 154 \text{ MPA} = 15400 \text{ kg}$$

2/ Acier passif : HA avec $\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$

3/ béton : * béton précontraint dosé à 400 kg/m^3 de CPA400

$$\bar{\sigma}_{28} = 400 \text{ kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}' = 270 \text{ kg/cm}^2 ;$$

$$\bar{\sigma}_{28} = 6 + 0,06 \cdot 400 = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Module d'élasticité longitudinal E_b :

au relâchement $E_{b_1} = 0,7 \cdot 24000 \sqrt{270} = 276200 \text{ kg/cm}^2$

à 28 jours $E_{b_2} = 0,7 \cdot 24000 \sqrt{400} = 336000 \text{ kg/cm}^2$

* béton pour dalle coulé sur place : dosé à 350 kg/m^3 de CPA325

$$\bar{\sigma}_{28} = 270 \text{ kg/cm}^2 ; \sigma = 270 \cdot 0,85 = 230 \text{ kg/cm}^2.$$

II. Caractéristiques des poutres :

$$b_0 = 0,30 \text{ m} ; l_1 = 15,66 \text{ m}$$

$$h = 0,50 \text{ m} ; l_e = 10,22 \text{ m}$$

$$b(\text{table}) = 1,10 \text{ m} \times 2 \text{ (nu entre 2 poutres)} \Rightarrow b = 2,50 \text{ m}.$$

	Nervure	Nervure + table
b_0	0,30 (m)	-
b	-	2,50 (m)
h	0,50 (m)	0,60 (m)
S	0,15 m^2	0,40 m^2
$I_{\text{béton}}$	$3,125 \cdot 10^5 \text{ cm}^4$	$1,117 \cdot 10^6 \text{ cm}^4$
v	0,25 cm	0,1625 m
v'	0,25 cm	0,4375 m

* charges revenant au poutres :

	Etage courant :	terrace :
- Nervure	375 kg/ml.	375 kg/ml.
- plancher (hourdis) : 250.2,5	625 " "	625 " "
- revêtement (étanchéité) : 85.2,5	-	212,5 " "
- surcharges : 250.2,5	625 kg/ml.	625 " "

III. Calcul des pertes à la mise en tension :

tension initiale : σ_{p0} (chap 12.1.2. (LIP2))

$$\sigma_{p0} = \min \begin{cases} 0,85 \cdot F_{Rq} = 0,85 \cdot 17360 = 14756 \text{ daN} \\ 0,95 \cdot F_{Tq} = 0,95 \cdot 15400 = 14630 \text{ daN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \sigma_{p0} = 14630 \text{ daN.}$$

1 - perte par frottement : estimée à 1% de σ_{p0}

$$\Delta\sigma_f = 14630 \cdot 1\% = 146,3 \text{ daN.}$$

2 - perte par entrée d'ancrage : (chap 12.2.2 (LIP2))

largeur du banc : $l_b = 66 \text{ m}$

C'est la perte de tension qui résulte de la somme des 2 phénomènes de tassement éventuel de l'ancrage et le glissement éventuel de l'armature, par rapport à son ancrage lors du blocage de celui-ci sur les têtes d'ancrage par le banc ; cette somme est appelée g .

Le raccourcissement relatif de l'armature après blocage de la clavette est : $\frac{\Delta l}{l} = \frac{g}{l}$ et la perte correspondante : $\Delta\sigma_a = E_a \cdot \frac{g}{l} \cdot A_p$

avec $g = 5 \text{ mm}$ (entrée d'ancrage)

$$A_p = 0,93 \text{ cm}^2$$

$$E_a = 19 \cdot 10^5 \text{ bars}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{avec } g = 5 \text{ mm (entrée d'ancrage)} \\ A_p = 0,93 \text{ cm}^2 \\ E_a = 19 \cdot 10^5 \text{ bars} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta\sigma_a = 133,86 \text{ daN.}$$

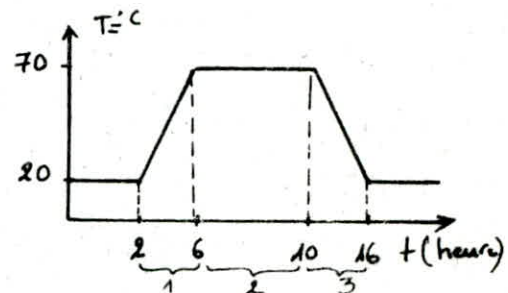
3. À la fin de la mise en tension : on obtient σ_{pmt}

$$\begin{aligned}\sigma_{pmt} &= \text{contrainte de mise en tension} = \sigma_{p_0} - \Delta\sigma_p - \Delta\sigma_g \\ &= 14630 - 146,3 - 133,86 = 14349,84 \text{ daN.}\end{aligned}$$

IV Calcul des pertes entre la mise en tension et la mise en précontrainte :

1. perte thermique avec étuvage : $\theta_{max} = 70^\circ$
 $\theta_0 = 20^\circ \Rightarrow \Delta\theta = 50^\circ$

- phase ① : montée de la température
- " ② : isotherme.
- " ③ : refroidissement.



Du fait de l'étuvage, les armatures et le béton vont se dilater. Les coefficients de dilatation thermique de l'acier et du béton sont pratiquement égaux entre eux et valent $\alpha = 10^{-5}/^\circ\text{C}$ (chap 9.4 L'IP2).

La perte de tension est : $\Delta\sigma_B = \frac{\Delta L}{L + \Delta L} \cdot E_a \cdot A_p \approx \frac{\Delta L}{L} \cdot E_a \cdot A_p$ avec

$$\Delta L = \alpha \cdot \Delta\theta \cdot L$$

$\Delta\theta$: étant le gradient de température subit par 1 fil en $^\circ\text{C}$.

L'armature est chauffée sur toute sa longueur et on peut écrire :

$$\Delta\sigma_B = \alpha \cdot \Delta\theta \cdot E_a \cdot A_p \quad \text{avec} \quad \Delta\theta = \theta_{max} - \theta_0 = 50^\circ\text{C}$$

$$\Rightarrow \Delta\sigma_B = 10^{-5} \cdot 50 \cdot 19 \cdot 10^5 \cdot 0,93 = 883,5 \text{ daN.}$$

2. perte par relaxation sur banc :

Le temps entre la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des poutres est de 16 heures. \Rightarrow relaxation $\rho_{16} = 0,75\%$.

Le temps entre la mise en tension des armatures et la mise en précontrainte des poutres est de 16 heures. \Rightarrow relaxation $\rho_{16} = 0,75\%$.

$$\Delta\sigma_r = (\sigma_{p_0} - \Delta\sigma_a) \cdot \frac{\rho_{16}}{100} = (14630 - 133,86) \cdot \frac{0,75}{100} = 108,72 \text{ daN}$$

$$- \sigma_{pr} = \text{tension relachée}$$

$$= \sigma_{pmt} - \Delta\sigma_{\theta} - \Delta\sigma_p = 14349,74 - 883,5 - 108,72$$

$$\sigma_{pr} = 13357,63 \text{ daN/cm}^2$$

V - pertes à la mise en précontrainte :

On considère :

σ'_{bj} : contrainte de compression finale au niveau de C.O.G des armatures dues à la précontrainte et à la décompression due au poids mort de la poutre

$$\sigma'_{bj} = \frac{M_g \cdot e_p}{I} + \frac{0,94 \cdot \sigma_{pr} \cdot A_p}{S} \cdot \left(1 + \frac{e_p^2}{i^2}\right) ; i^2 = \frac{I}{S} = 208 \text{ cm}^2$$

M_g : moment dû au poids propre de la poutre à mi-travée.

$$M_g \left(\frac{l}{2}\right) = \frac{(0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500) \cdot 15,66^2}{8} = 11495 \text{ kg.m}$$

e_p : excentricité de la force de précontrainte par rapport au C.O.G

$$e_p = 25 - 15,84 = 9,16 \text{ cm}$$

$$\sigma'_{bj} = \frac{11495 \cdot 10^2 \cdot 9,16}{312500} + \frac{0,94 \cdot 13357,63 \cdot 13 \cdot 1,14}{1500} = 33,7 + 152,35$$

$$\rightarrow \sigma'_{bj} = 118,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma'_{bj}}{\sigma'_{12}} = \frac{118,65}{270} = 0,44 \% < 0,5 \% \Rightarrow k_0 = 0$$

- En tenant compte de la section homogénéisée :

$$S = 1610 \text{ cm}^2 ; y = 26 \text{ cm} ; y' = 24 \text{ cm} ; e = 8,16 \text{ cm}$$

$$I = 338000 \text{ cm}^4 ; i^2 = 210 \text{ cm}^2$$

$$\sigma'_{bj} = \frac{11495 \cdot 10^2 \cdot 8,16}{338000} + \frac{0,94 \cdot 13357,63 \cdot 13}{1610} \left(1 + \frac{8,16^2}{210}\right)$$

$$\rightarrow \sigma'_{bj} = -27,75 + 133,53 = 105,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\frac{\sigma'_{bj}}{\sigma'_{12}} = \frac{105,78}{270} = 0,39 \% < 0,5 \% \Rightarrow k_0 = 0$$

avec σ'_{12} = contrainte de compression à 12 h d'étrépage = 270 bars.

$$\Delta \sigma_{p_i} = E_a \cdot \frac{\sigma_{b_j}}{E_b}$$

$$\rightarrow \text{béton seul (N=0)} \text{ on a : } \Delta \sigma_{p_i} = 1,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{118,65}{276052} = 816,64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Section homogénéisée (N=4)} \text{ on a : } \Delta \sigma_{p_i} = 1,9 \cdot 10^6 \cdot \frac{105,78}{276052} = 728 \text{ kg/cm}^2$$

Effet de raccourcissement avec $\sigma'_b(12h) = 2706$.

$$\Delta \sigma_e = \frac{M_g \cdot e}{I} + \left[(\sigma_{p_r} - \Delta \sigma_{p_i}) \cdot \frac{A_p}{B} \right] \cdot \left(1 + \frac{e^2}{i^2} \right)$$

$$\rightarrow \text{béton seul (N=0)} : \Delta \sigma_e = \frac{11495 \cdot 10^2 \cdot 9,16}{312500} + \left[(13357,63 - 816,64) \cdot \frac{13}{1500} \right] \cdot \left(1 + \frac{9,16^2}{208} \right) = -33,69 + 152,53 = 118,84 \text{ kg/cm}^2$$

$$\rightarrow \text{Section homogénéisée (N=4)} : \Delta \sigma_e = \frac{11495 \cdot 10^2 \cdot 8,16}{276052} + \left[(13357,63 - 728) \cdot \frac{13}{1610} \right] \cdot \left(1 + \frac{8,16^2}{210} \right) = -33,97 + 134,31 = 100,34 \text{ kg/cm}^2$$

À la fin de la mise en précontrainte ; la tension initiale probable

$$\text{est de : } \sigma_{p_i} = \sigma_{p_r} - \Delta \sigma_{p_i} = 13357,63 - 816,64 = 12540,99 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \sigma_{p_i} = 12541 \text{ kg pour section en béton seul (N=0)}$$

$$\rightarrow \sigma_{p_i} = 13357,63 - 728 = 12629,6 \text{ kg pour } S^m \text{ homogénéisée}$$

Σ des pertes :

$$\Delta \sigma_i = \Delta \sigma_e + \Delta \sigma_{\theta} + \Delta \sigma_{\beta} + \Delta \sigma_{p_i}$$

$$\rightarrow \text{Section béton seul (N=0)} : \Delta \sigma_i = 118,84 + 883,5 + 108,72 + 816,64$$

$$\Delta \sigma_i = 1927,7 \text{ kg}$$

$$\rightarrow \text{Section homogénéisée (N=4)} : \Delta \sigma_i = 118,84 + 883,5 + 108,72 + 728$$

$$\Delta \sigma_i = 1839,0 \text{ kg}$$

IV. Pertes différées : Ce sont des pertes qui se produisent à partir de la 12^{ème} heure et jusqu'au 90^{ème} jour.

La contrainte de compression du béton est de : $\sigma_{12h} = 270 \text{ bars}$.

$$\sigma_{130j} \geq 400 \text{ bars.}$$

1. pertes dues au retrait de la poutre précontrainte :

Le retrait du béton est un raccourcissement de celui-ci dans le temps pour l'effet de divers facteurs. Pour des conditions climatiques constantes ou peu variables ; la valeur relative du retrait en fonction du temps peut être exprimée sous la forme : $\epsilon_r(t)$ ou ϵ_r est le retrait final du béton et $r(t)$ une fonction du temps avec $[r(t) = 0 \text{ si } t = 0 \text{ et } r(t) = 1 \text{ si } t = \infty]$; t : étant l'âge du béton (art 6.1 de l'IP2).

La valeur du retrait en fonction du temps peut être exprimée sous la forme :

$$\epsilon_r(t) = \epsilon_r \cdot r(t)$$

ou ϵ_r est le retrait final du béton, il est évalué par la formule :

$$\epsilon_r = K_s \cdot \epsilon_0$$

K_s : Coefficient de pond du pourcentage ρ_s des armatures adhérentes, passives et actives longitudinales. $K_s = \frac{1}{1 + 20\rho_s}$ et $\rho_s = \frac{A_s}{B}$

A_s : section d'armatures longitudinales.

ϵ_0 : Coefficient dépendant des conditions ambiantes et des dimensions de la poutre.

$$\epsilon_0 = (100 - p_h) \left(6 + \frac{80}{10 + 3r_m} \right) \cdot 10^{-6}$$

p_h = hygrométrie ambiante moyen. = 60 dans notre cas.

r_m = rayon moyen de la poutre (cm) = $\frac{\text{Aire de la section}}{\text{Périmètre extérieur de cette section}}$

$r(t)$ caractérise la loi d'évolution du retrait dans le temps.

$$r(t) = \frac{t}{t + 9r_m} ; t = \text{âge du béton compté en jours.}$$

Application: $r_m = \frac{B}{P} = \frac{30.50}{2(30+50)} = 9,375 \text{ cm.}$

$$\beta_s = \frac{A_s}{B} = \frac{13.0,93 + 3,39.2 + 2.1,54}{30.50} = \frac{21,87}{1500} = 0,01458$$

$$K_s = \frac{1}{1 + 20. \beta_s} = \frac{1}{1 + 20.0,01458} = 0,774.$$

$$\epsilon_0 = (100 - \rho_h) \left(6 + \frac{\gamma_0}{10 + 3 r_m} \right) \cdot 10^{-6} = (100 - 60) \left(6 + \frac{\gamma_0}{10 + 3.9,375} \right) \cdot 10^{-6}$$

$$\epsilon_0 = 0,00032.$$

$$\epsilon_r = \epsilon_0 \cdot K_s = 0,00032 \cdot 0,774 = 2,5 \cdot 10^{-4}$$

$$r(90_f) = \frac{90}{90 + 9.9,375} = 0,516$$

$$\Delta \sigma_r(90) = \epsilon_r (1 - r(90)) \cdot E_a = 2,5 \cdot 10^{-4} \cdot (1 - 0,516) \cdot 1,9 \cdot 10^6$$

$$\Delta \sigma_r(90) = 230 \text{ kg/cm}^2$$

L'étuvage diminue de 20%. la valeur du retrait. \Rightarrow

$$\Delta \sigma_r = 0,8 \cdot 230 = 184 \text{ kg}$$

2. Pertes dues au fluage du béton de la poutre:

Le fluage du béton est un raccourcissement de celui-ci dans le temps sous l'effet d'une contrainte permanente.

Donc la déformation due au fluage est calculée sous une contrainte de béton égale à $\frac{\sigma_H + \sigma_b}{2}$.

$$\Delta \sigma_{fl} = \frac{E_a}{E_b(90)} \cdot (\sigma_H + \sigma_b) \quad ; \quad \text{avec } \sigma_H = \sigma_f$$

$$\rightarrow \text{Section nette } N=0 : \Delta \sigma_{fl} = \frac{1,9 \cdot 10^6}{336000} \cdot 2 \cdot 118,65 = 1341,87 \text{ kg/cm}^2$$

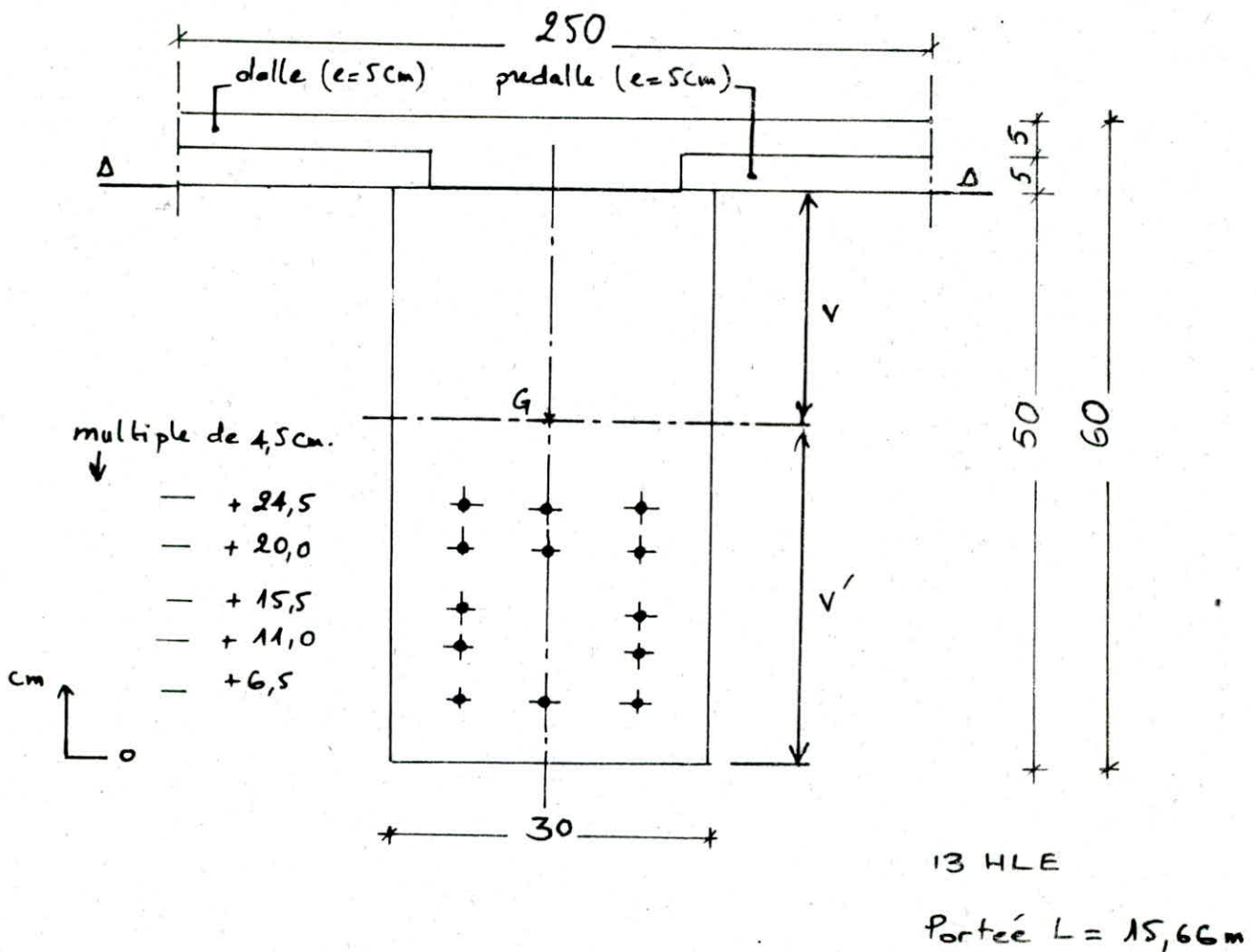
$$\rightarrow \text{Section homogénéisée } N=4 : \Delta \sigma_{fl} = \frac{1,9 \cdot 10^6}{336000} \cdot 2 \cdot 105,78 = 1196,32 \text{ kg/cm}^2$$

3. Pertes dues à la relaxation des aciers:

L'évolution en fonction du temps de pertes de contraintes par relaxation sous l'effet

Poutre précontrainte P6.

Caractéristiques de La Section:



I. Caractéristiques de la poutre seule:

* Centre de gravité des armatures actives.

$$3 \times 6,5 = 19,5 \text{ cm}$$

$$2 \times 11 = 22 \text{ cm}$$

$$2 \times 15,5 = 31 \text{ cm}$$

$$3 \times 20 = 60 \text{ cm}$$

$$3 \times 24,5 = 73,5 \text{ cm}$$

$$\Sigma = 13$$

$$\Sigma = 206 \text{ cm}$$

$$d' = \frac{206}{13} = 15,84 \text{ cm}$$

* Moment statique, de la section par rapport à l'axe D' .

$$S/D = \frac{b \cdot h_e^2}{2} - A(h-d')$$

$$B = b \cdot h_e - n \cdot A$$

$$S/D = \frac{30 \cdot 50^2}{2} - \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot 0,93 \cdot (50 - 6,5) = 121,36 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (50 - 11) = 72,54 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (50 - 15,5) = 64,17 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (50 - 20) = 83,7 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (50 - 24,5) = 71,145 \end{array} \right.$$

$$S/D = 37500 - 412,9$$

$$S/D = 37913 \text{ cm}^3$$

$$B = 30 \cdot 50 - 13 \cdot 0,93 = 1487,91 \text{ cm}^2$$

* Position de la fibre neutre :

$$v = \frac{S/D}{B} = \frac{37913}{1487,91} = 25,48 \text{ cm}$$

$$v' = 50 - v = 50 - 25,48 = 24,52 \text{ cm}$$

* Inertie nette :

$$I_{net} = b \left(\frac{v^3 + v'^3}{3} \right) - A(v-d')^2$$

$$I_{net} = 30 \left(\frac{25,48^3 + 24,52^3}{3} \right) - \left\{ \begin{array}{l} 3 \cdot 0,93 \cdot (24,52 - 6,5)^2 = 905,9 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (24,52 - 11)^2 = 340 \\ 2 \cdot 0,93 \cdot (24,52 - 15,5)^2 = 151,3 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (24,52 - 20)^2 = 57 \\ 3 \cdot 0,93 \cdot (24,52 - 24,5)^2 = 0,001 \end{array} \right.$$

$$= 312845,6 - \Sigma = 1454,2$$

$$I_{net} = 311391,4 \text{ cm}^4$$

$$i^2 = \frac{I}{B} = \frac{311391,4}{1487,9} = 209,28 \text{ cm}$$

rendement géométrique de la section : $\rho = \frac{i^2}{S \cdot V'} = \frac{209,28}{25,48 \cdot 24,52}$

$$\rho = 0,3349$$

Calcul des charges permanentes : (Terrasse).

- poutre : $2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5 = g_1 = 0,375 \text{ t/ml}$.

- prédalle 5cm : $0,125 \cdot 2,5 = 0,3125 \text{ t/ml}$.

- dalle 7cm : $0,175 \cdot 2,5 = 0,4375 \text{ t/ml}$.

- étanchéité : $0,10 \cdot 2,5 = 0,25 \text{ t/ml}$.

- revet. bitum : $0,80 \cdot 2,5 = 0,2 \text{ t/ml}$.

$$g_2 = 1,35 \text{ t/ml}$$

$g_1 = 0,375 \text{ t/ml}$: c'est la charge permanente au moment de la mise en tension.

$g_2 = 1,35 \text{ t/ml}$: charge permanente en service.

Moment fléchissant :

a/ à la mise en tension :

$$M_{G1} = \frac{0,375 \cdot 15,66^2}{8} = 10,218 \text{ t.m}$$

b/ en service :

$$M_G = \frac{1,35 \cdot 15,66^2}{8} = 41,38 \text{ t.m}$$

Effort tranchant :

a/ à la mise en tension :

$$T_{G1} = \frac{0,375 \cdot 15,66}{2} = 2,936 \text{ t}$$

b/ en service :

$$T_G = \frac{1,35 \cdot 15,66}{2} = 10,57 \text{ t}$$

Calcul en surcharge :

$$P = 250 \text{ kg/m}^2$$

Une majoration de 20% de P donne : $1,2 \cdot 0,250 \cdot 2,5 = 0,75 \text{ t/m}$

$$M_s = \frac{0,75 \cdot 15,66^2}{8} = 22,99 \text{ t.m}$$

$$T_s = \frac{0,75 \cdot 15,66}{2} = 5,87 \text{ t}$$

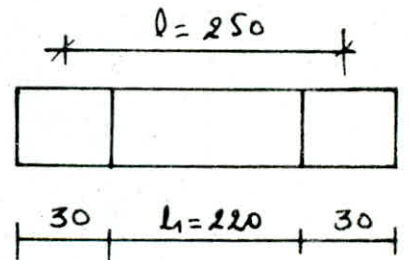
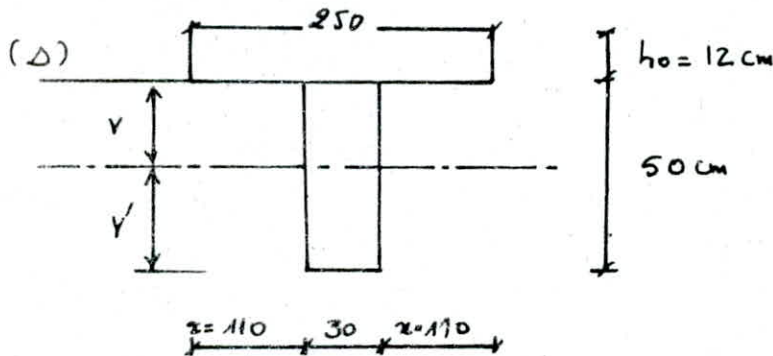
Contraintes élémentaires de flexion du béton

a) poids propre seul (poutre sans montage)

$$\text{fibre supérieure : } \sigma_g = \frac{M_{G1} \cdot v}{I} = \frac{10,218 \cdot 25,48 \cdot 10^5}{311391,4} = 83,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{fibre inférieure : } \sigma_g' = \frac{M_{G1} \cdot v'}{I} = \frac{10,218 \cdot 10^5 \cdot 24,52}{311391,4} = -80,46 \text{ kg/cm}^2$$

II. Caractéristiques de la poutre complète (poutre + dalle) :



$$x = \min \begin{cases} 25 h_0 = 25 \cdot 12 = 3,00 \text{ m} \\ \frac{1}{2} \cdot l_1 = 220 \cdot \frac{1}{2} = 1,10 \text{ m} \\ \frac{2}{3} \cdot l = \frac{2}{3} \cdot 250 = 1,66 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow x = 110 \text{ m}$$

x : contribution de la dalle à la poutre sur 1 côté.

$$S/D = \frac{30 \cdot 62^2}{2} + 2 \cdot \frac{110 \cdot 12^2}{2} - \begin{cases} 3 \cdot 0,93 (62 - 6,5) = 154,845 \\ 2 \cdot 0,93 (62 - 11) = 94,86 \\ 2 \cdot 0,93 (62 - 15,5) = 86,49 \\ 3 \cdot 0,93 (62 - 20) = 117,18 \\ 3 \cdot 0,93 (62 - 24,5) = 104,625 \end{cases}$$

$$S/D = 57660 + 15840 - 59 = 73440 - 59 = 73381$$

$$Z = 558$$

$$- S/D = 72942 \text{ cm}^3$$

$$- B = 30 \cdot 62 + 2 \cdot 110 \cdot 12 - 13 \cdot 0,93 = 4487,91 \text{ cm}^2$$

$$- U = \frac{S/D}{B} = \frac{72942}{4487,91} = 16,253 \text{ cm}$$

$$- U' = 62 - 16,253 = 45,747 \text{ cm}$$

$$- I_D = I_0 + B \cdot U^2 \Rightarrow I_{net} = I_0 - S/D \cdot U$$

$$I_0 = \frac{30 \times 62^3}{12} + 30 \times 62 \times 31^2 + 2 \times \frac{110 \times 12^3}{12} + 2 \times 110 \times 12 \times 6^2$$

$$I_0 = 2510000 \text{ cm}^4$$

$$\Rightarrow I_{net} = 2510000 - 72942 \times 16,253 = 1324473,67$$

$$I_{net} = 1324473,67 \text{ cm}^4 \text{ c'est l'inertie}$$

de la section composite

$$\text{Sint } i^2 = \frac{I}{B} = \frac{1324473,67}{4487,91} = 295,12 \text{ cm}^2$$

$$e = -e' + d' = -45,747 + \left[62 - \frac{558}{13 \times 0,93} \right] = -29,9 \text{ cm}$$

* Sint la poutre posee sur un etai :

Calcul de surtensions repetees au volume de traction

$$M_{max} = \left[\alpha (g_1 + g_2) + (g + q) b - K(\alpha - 1) \right] \frac{L^2}{8}$$

$$\text{avec } K = \frac{5}{4} \left[1 - \frac{5}{16} \frac{g_2(\alpha - 1)}{\alpha(g_1 + g_2) + (g + q)b} \right] \text{ avec un etai}$$

avec : α : rapport de

$$W'_t / W'_p \text{ ou } W'_t = \frac{I}{\mu V'} \text{ module de}$$

resistance de la section homogeneisee avec μ varie de 1,5

selon le module d'elasticite des 2 betons BA et BP et

le phase de calcul considerer

$$g_1 = 0,375 \text{ t/ml} ; g_2 = 1,35 \text{ t/ml} ; q = 0,625 \text{ t}$$

$$W'_t = \frac{I}{\mu \cdot V'} = \frac{1324473,67}{1,5 \cdot 45,747} = 19301,42 \text{ cm}^3 \rightarrow (30 \times 62)$$

$$W'_p = \frac{i}{V} = \frac{311391,4}{25,48} = 12221,01 \text{ cm}^3 \rightarrow (30 \times 50)$$

$$\alpha = \frac{W_e}{W_p} = \frac{15304,42}{12221,01} = 1,579$$

$$K = \frac{5}{4} \left(1 - \frac{5}{16} \cdot \frac{1350 (1,579 - 1)}{1,579(375 + 1350) + (1350 + 2502,5)} \right) = 1,185$$

$$M_{max} = \left[1,579 (0,375 + 1,35) + \left(\frac{1,35 + 0,25}{1,5} \right) \cdot 2,5 - 1,185 (1,579 - 1) \right] \cdot \frac{15,66^2}{8}$$

$$M_{max} = 123 \text{ t.m}$$

* Calcul du moment fléchissant dans surcharges ($q=0$):

$$M_{max} = \left[1,579 (1,35 + 0,375) + 1,35 - 1,185 (1,579 - 1) \right] \cdot \frac{15,66^2}{8}$$

$$M_{max} = 103,85 \text{ t.m} = M_{f1}$$

- contrainte en fibre supérieure de la poutre:

$$\sigma_s = \frac{M_{f1}}{I} (v - h_0) = \frac{103850 \cdot 10^2}{1324473,67} \cdot (16,253 - 12)$$

$$\sigma_s = 33,35 \text{ kg/cm}^2$$

- contrainte en fibre inférieure de la poutre:

$$\sigma_i = \frac{M_{f1}}{I} \cdot \frac{v'}{I} = 103,85 \cdot 10^5 \cdot 45,747 \cdot \frac{1}{1324473,67}$$

$$\sigma_i = -358,7 \text{ kg/cm}^2$$

* Calcul du moment fléchissant avec surcharge seule:

$$q_1 = 0 \quad ; \quad q_2 = 0 \quad ; \quad q = 0$$

$$\frac{M_{f1}}{I_2} = 250 \cdot 2,5 \cdot \frac{15,66^2}{8} = 19159 \text{ kg.m}$$

$$\sigma_s = 19159 \cdot 10^2 \cdot \frac{(16,253 - 12)}{1324473,67} = 6,15 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_i = 19,159 \cdot 10^5 \cdot \frac{45,747}{1324473,67} = -66,17 \text{ kg/cm}^2$$

Il faut que la précontrainte provoquée en service une compression au moins égale

à $[-358,7 - 66,17 = -425 \text{ kg/cm}^2]$ sur la fibre inférieure pour qu'il n'y a

Pas de contraintes de traction.

$$\sigma_p = \frac{N}{B} \left(1 - \frac{e \cdot v'}{i^2} \right) \geq 425 \Rightarrow N' \geq \frac{425 \cdot B}{1 - \frac{e \cdot v'}{i^2}}$$

$$N' \geq \frac{425 \cdot 4487,91}{1 + \frac{29,9 \cdot 45,74}{295,12}} = 338,5 \text{ t}$$

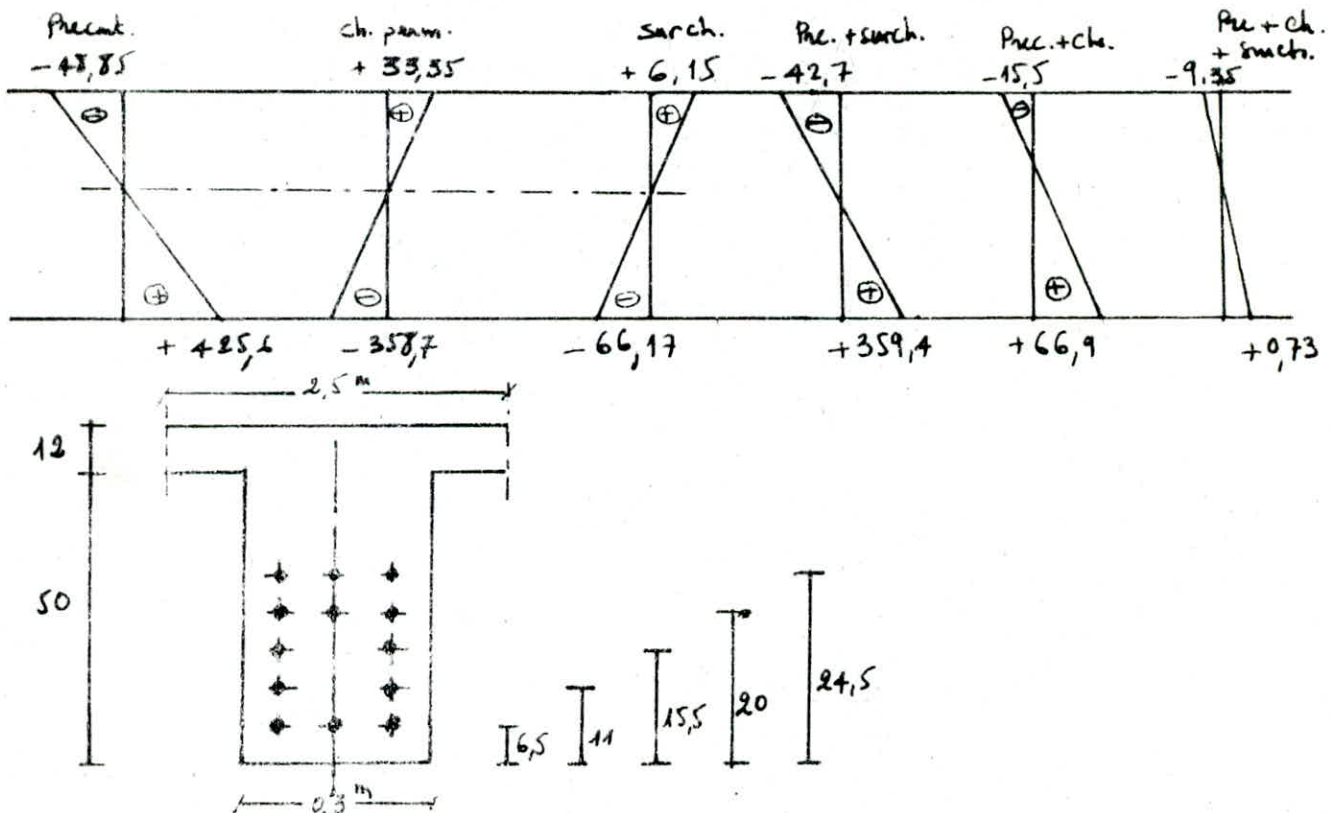
$N' \geq 339 \text{ t}$ pour 13 cables. \rightarrow

$$\frac{339 \cdot 10^3}{13} = 26 \text{ t/cable.}$$

D'où on obtient les contraintes dans les fibres sup et inf liées à la force de précontrainte :

fibre sup : $\sigma_p = \frac{339 \cdot 10^3}{4487,91} \left(1 + \frac{-29,9 \cdot 16,253}{295,12} \right) = -48,8 \text{ kg/cm}^2$

fibre inf : $\sigma_p = \frac{339 \cdot 10^3}{4487,91} \left(1 - \frac{-29,9 \cdot 45,74}{295,12} \right) = +425,6 \text{ kg/cm}^2$



- Calcul des contraintes au niveau de chaque lit d'armature :

elles sont calculées par la formule : $n_i = (\text{charg. per} + \text{Prec}) + (\text{Surch} + \text{Prec})$

$$n_i = \left[(\sigma_i - \sigma_s) \cdot \frac{h-d}{h} + \sigma_s \right] + \left[(\sigma_i - \sigma_s) \cdot \frac{h-d}{h} + \sigma_s \right]$$

et par la suite on calcule la force due au même lit

$$\Delta F_i = m \cdot n'_i \cdot S \cdot n\phi$$

on fait le calcul pour une file ensuite il sera identique.

1^{er} lit à 6,5 cm : 3 ϕ à 6,5 cm.

$$n'_1 = \left[(\sigma_i - \sigma_s) \frac{h-d}{h} + \sigma_s \right] + \left[(\sigma_i - \sigma_s) \frac{h-d}{h} + \sigma_s \right]$$

$$n'_1 = \left[(66,9 + 15,5) \cdot \frac{62-6,5}{62} - 15,5 \right] + \left[(359,4 + 42,7) \cdot \frac{62-6,5}{62} - 42,7 \right]$$

$$n'_1 = 58,26 + 317,24 = 375,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Delta F_1 = m \cdot n'_1 \cdot S \cdot n\phi = 5 \cdot 375,5 \cdot 0,93 \cdot 3 = 5238,3 \text{ kg}$$

2^{em} lit à 11 cm : 2 ϕ à 11 cm.

$$n'_2 = 340,31 \text{ kg/cm}^2 ; \Delta F_2 = 3164,88 \text{ kg}$$

3^{em} lit à 15,5 cm : 2 ϕ à 15,5 cm.

$$n'_3 = 305,2 \text{ kg/cm}^2 ; \Delta F_3 = 2838,6 \text{ kg}$$

4^{em} lit à 20 cm : 3 ϕ à 20 cm.

$$n'_4 = 270 \text{ kg/cm}^2 ; \Delta F_4 = 3766,5 \text{ kg}$$

5^{em} lit à 24,5 cm : 3 ϕ à 24,5 cm.

$$n'_5 = 234,8 \text{ kg/cm}^2 ; \Delta F_5 = 3275,8 \text{ kg}$$

$$\Delta F(\text{pondere}) = \frac{\sum \Delta F_i}{n} = \frac{5238,3 + 3164,88 + 2838,6 + 3766,5 + 3275,8}{13}$$

$$\Delta F_{\text{pond}} = 1406,5 \text{ kg}$$

Avec ΔF_{pond} on obtient la nouvelle précontrainte.

$$F = F_{Tg} \cdot n + \Delta F = 15400 \cdot 13 + 1406,5 = 201606,5 \text{ kg}$$

$$e = V - \frac{h_e}{2} = 16,235 - \frac{62}{2} = -14,765 \text{ cm}$$

$$\sigma_p = \frac{F}{B} + \frac{F \cdot e \cdot V}{I}$$

$$\sigma_p = \frac{201606,5}{30,62 + 2 \cdot 110,12} + \frac{201606,5(-14,765) \cdot 16,235}{1324473,67}$$

$$44,8 \quad \pm \quad (-36,48)$$

$$\sigma_p = \begin{cases} +4,8 & -36,48 = 8,31 \text{ kg/cm}^2 \\ 44,8 & +36,48 = 81,29 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

verification en répture par flexion :

* Les charges seront majorées comme suit :

- charge permanente : 1,4

surcharge d'exploitation : 1,4 · 1,15 = 1,61

$$M_{02} = (1,4 \cdot p + 1,61 \cdot q) \frac{L^2}{8} = (1,4 \cdot 1,35 + 1,61 \cdot 2,5 \cdot 0,25) \cdot \frac{15,66^2}{8}$$

$$M_{02} = 88,78 \text{ t.m.}$$

* Minoration des caractéristiques mécaniques :

les caractéristiques mécaniques sont minorés dans les rappels suivant :

- résistance à la compression du béton : $\frac{\sigma_{28}}{1,5}$

- résistance de l'acier :

acier actif : $F_{Rg}/1,15$ exp: Toron 13 classe III : $17700/1,15 = 15400$

acier passif : $\sigma_{Ak}/1,15$ exp: HA14 $\sigma_{Ak14} = \frac{4200}{1,15} = 3650 \text{ kg/cm}^2$

$$F = \frac{F_{Rg}}{1,15} \cdot n + \frac{\sigma_{Ak}}{1,15} \cdot A \quad ; \quad A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

$$F = \frac{15400 + 150950}{1,15} \cdot 13 + 3650 \cdot 3,08 = 207,5 \text{ t}$$

$$y = \frac{F}{\sigma'_b \cdot x} = \frac{207500 \cdot 1,5}{300 \cdot 250} = 4,15 \text{ cm}$$



On voit bien que $F = F_{actif} + F_{passif} = 196,5 \text{ t} + 11,25 \text{ t} = 207,5 \text{ t}$

calcul des moments de répture avec F_{actif} et F_{passif} par la formule

$$M_{RA} = F_{act} (\text{ou } F_{pass}) (h - d' - 0,5 \cdot y) \quad ; \quad d' = 3 \text{ cm}$$

$$M_{\text{ract}} = F_{\text{act}} (h - d' - 0,5 \cdot y) = 196,250 \left(62 - 15,84 - \frac{4,15}{2} \right) \\ = 86,51 \text{ t.m}$$

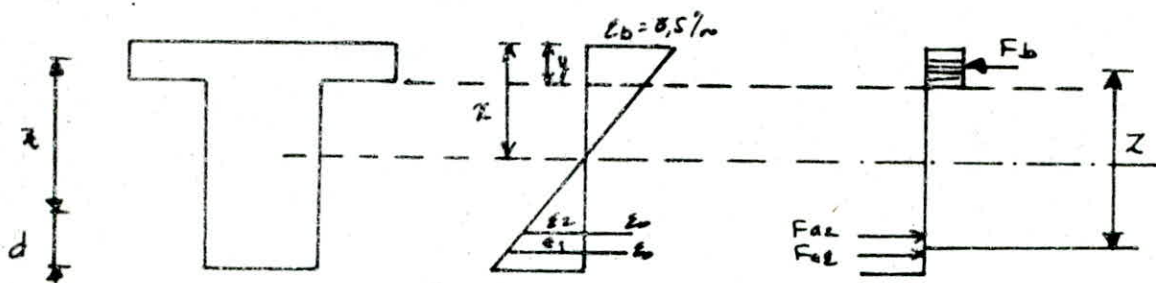
$$M_{\text{Rpass}} = F_{\text{pass}} (h - d' - 0,5 \cdot y) = 11,25 \cdot 10^3 \left(62 - 3 - \frac{4,15}{2} \right) \\ = 6,4 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{RA}} = M_{\text{ract}} + M_{\text{Rpass}} = 86,51 + 6,4 = 92,9 \text{ t.m}$$

D'après le diagramme de contraintes il faut que la relation

$$M_{\text{RA}} > M_{\text{OR}}$$

dans notre cas : $M_{\text{RA}} = 92,9 > M_{\text{OR}} = 88,78 \text{ t.m}$ vérifié.



Détermination de la contrainte de cisaillement.

1) en zone béton armé : l'effort tranchant n'est pas majoré.

$$T = (1,35 + 2,5 \cdot 0,25) \cdot \frac{15,66}{2} = 15,46 \text{ t}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{15,46 \cdot 10^3}{30 \cdot 48,125} = 10,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$z = \text{hauteur d'étrier} = \frac{7}{8} \cdot 55 = 48,125 \text{ cm}$$

En classe III la contrainte de cisaillement $\tau_b \leq 0,10 \cdot \sigma_{28}$

$$\tau_b = 10,71 < 0,10 \cdot 420 = 42 \text{ kg/cm}^2 \text{ vérifié}$$

l'espacement des armatures t_0 est donné par la formule

$$t_0 = \frac{A \cdot \sigma_{\text{at}} \cdot z}{T} = \frac{1,57 \cdot 2800 \cdot 48,125}{15460} = 13,9 \text{ cm}$$

$$\text{avec : } A = 2 \text{ brins (T10)} = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{\text{at}} = \frac{2}{3} \cdot \sigma_{\text{ca}} = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

et en zone béton précontraint :

L'effort tranchant est évalué en tenant compte des coefficients de majoration suivants : 1,4 pour les charges et 1,51 pour les surch. exp.

Donc l'effort tranchant $T_R = (1,4 \cdot 1,35 + 1,51 \cdot 2,5 \cdot 0,25) \cdot \frac{15,66}{2}$

$$T_R = 22,67 \text{ t}$$

L'espacement des armatures est donné par la formule :

$$t = \frac{\sigma_{at} \cdot A'_e \cdot z}{T_R} \cdot K_1 \cdot K_2$$

K_1 : Coefficient dépendant du rapport de la contrainte de cisaillement à la résistance à la traction du béton.

K_2 : Coefficient tenant compte de l'inclinaison des brelles en fonction de la contrainte de cisaillement B_u .

* Dans le cas d'une reprise de bétonnage $K_2 = 1$ et $K_1 \leq 1$.

$$A'_e = 2 \text{ brins } T10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

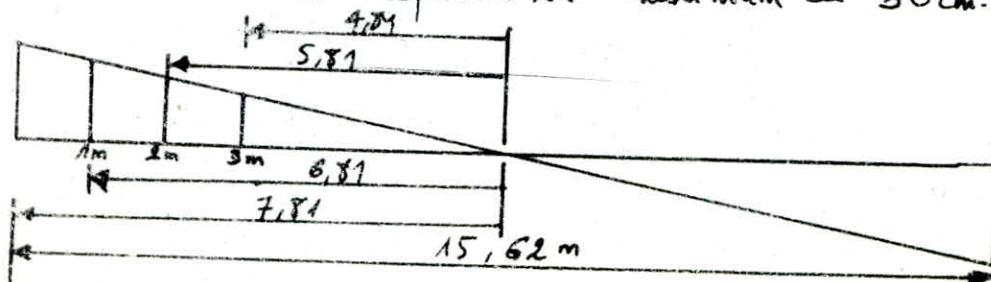
$$\sigma_{at} = \frac{4200}{1,15} = 3652,17 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,57 \cdot 3652,17 \cdot 48,125}{22670} = 12,286 \text{ cm}$$

Espacement maximum t_{max} :

$$t = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{400 A'_e}{b_0} \cdot \frac{3b_0 + z}{z} = \frac{400 \cdot 0,785}{30} \cdot \frac{3 \cdot 30 + 48,125}{48,125} = 30 \text{ cm} \\ z = 48,125 \text{ cm} \\ 3b_0 = 3 \cdot 30 = 90 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Soit un espacement maximum de 30 cm.



$$T_{1m} = \frac{22670 \cdot 6,81}{7,81} = 19767,3 \text{ kg.}$$

$$t_{1m} = 14,1 \text{ cm.}$$

$$T_{2m} = \frac{22670 \cdot 5,81}{7,81} = 16864,6 \text{ kg.}$$

$$t_{2m} = 16,55 \text{ cm.}$$

$$T_{3m} = \frac{22670 \cdot 4,81}{7,81} = 13961,9 \text{ kg.}$$

$$t_{3m} = 20,03 \text{ cm.}$$

Donc on obtient l'espacement des cadres suivant :

$$8 \times 5 + 7 \times 13 + 6 \times 16 + 5 \times 20 + 16 \times 30 \text{ symétrique.}$$

FERRAILLAGE DES NOEUDS :

Calcul des chapeaux :

af sections : Elles sont calculées en appliquant les règles BAEL.

le moment à l'état limite ultime est pris égal à : $M_u = \gamma \cdot M$.

appui de rive $\Rightarrow M = 0,15 M_0$.

appui intermédiaire $\Rightarrow M = 0,50 M_0$.

$$\gamma = \frac{1,35 \cdot G + 1,5 \cdot Q}{G + Q} ; \quad Q = 250 \text{ kg/m}^2$$

$$\gamma = \frac{1,35 \cdot 1640 + 1,5 \cdot 250}{1640 + 250} = 1,37 \quad G = 125 + 175 + 10 + 80 + 1250 = 1640 \text{ kg/m}^2$$

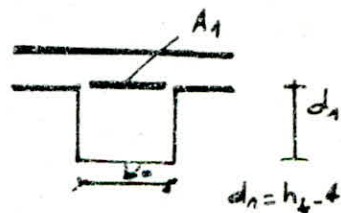
1°) Noeud de rive :

$$0,15 M_0 = 0,15 \cdot 88,78 = 13,317 \text{ t.m à la rupture.}$$

$$M_u = 1,37 \cdot 13,317 = 18,24 \text{ t.m.}$$

la section est égale :

$$A = \frac{M_u}{\delta \cdot d_1 \cdot f_e \cdot \frac{1}{1,15}}$$



f_e : est la limite d'élasticité garantie.

$$\text{Le Coefficient } \mu = \frac{1,76 \cdot M_u}{b_0 \cdot d_1^2 \cdot f_{c28}} = \frac{1,76 \cdot 18,24 \cdot 10^5}{30 \cdot 58^2 \cdot 204} = 0,156$$

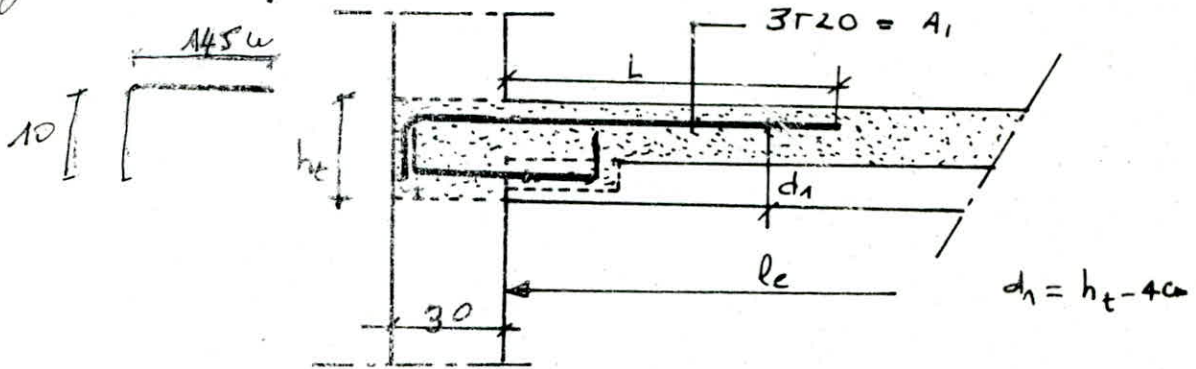
$$b_0 = 30 \text{ cm ; } f_{c28} = 200 \text{ bars ; } d_1 = h_t - 4 = 62 - 4 = 58 \text{ cm.}$$

$$\delta = 1 - 0,6 \cdot \mu = 1 - 0,6 \cdot 0,156 = 0,906$$

aciers des chapeaux Fe E 40 $\phi \leq 20 \Rightarrow f_c = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$A_1 = \frac{1,25 \cdot 1824000}{0,906 \cdot 58 \cdot 4200} = 9,5 \text{ cm}^2 \quad \text{soit } 3T20$$

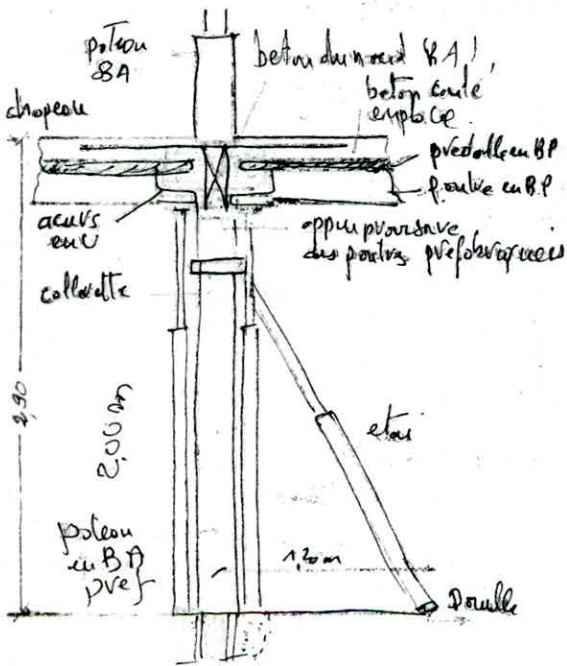
si longueur des chapeaux, $A_2 \geq \max \left\{ 15 \text{ cm}^2, 6 \frac{h_t}{800} \right\} = 2,25 \rightarrow A_2 = 2T14$



$$L = \max \begin{cases} 0,05 \cdot l_0 + 0,8 \cdot d_1 = 0,05 \cdot 15,61 + 0,8 \cdot 0,58 = 1,24 \text{ m} \\ 40\phi = 40 \cdot 20 = 800 \text{ mm} = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Soit $L = 125 \text{ cm} \Rightarrow h_1 = 125 + 40$

Détail d'un nœud.



COULAGE DES Nœuds

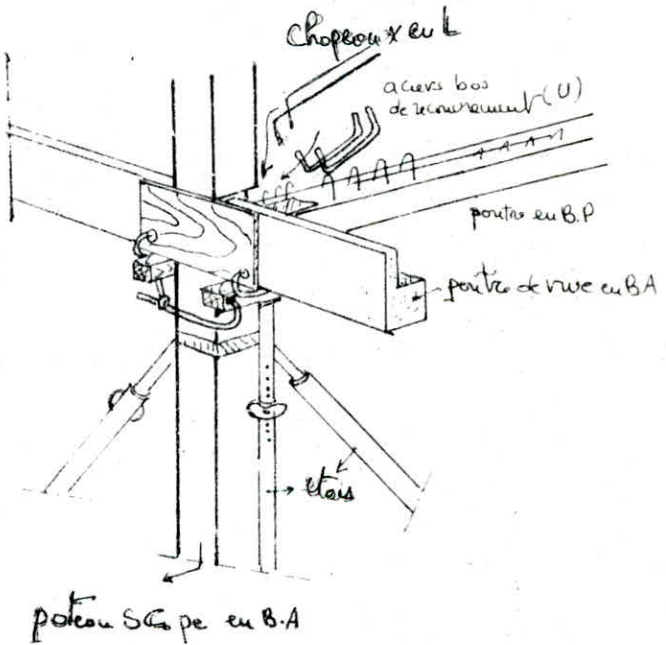


Tableau récapitulatif des cts en fibre inférieure et supérieure des poutres précontraintes en phase élastique

Poutres précontraintes Caractéristiques Poutre et Table		P ₁ et P ₃ h = 46 cm L = 10,55 m; b = 30 cm	P ₇ h = 50 cm L = 10,55 m; b = 30 cm	P ₄ et P ₅ h = 50 cm L = 10,55 m; b = 30 cm	Poutre; passerelle h = 46 cm L = 9,83 m; b = 30 cm
		3 à 6,5 cm 2 à 11 cm 3 à 24,5 cm 2 HA 14 à 4 cm	3 à 6,5 cm 2 à 11 cm 3 à 24 cm 2 HA 14 à 4 cm	3 à 6,5 cm 2 à 11 cm 1 à 15,5 cm 3 à 24,5 cm 2 HA φ 14	3 à 6,5 cm 2 à 11 cm 1 à 15,5 cm 3 à 24,5 cm 2 HA φ 14
Poutre seule	S (cm ²)	1418	1538	1481	1425
	I (cm ⁴)	252434	322169	288334	251293
Poutre + table	S (cm ²)	3308	2888	4361	3217
	I (cm ⁴)	1025682	995030	1217175	101287
cte en fibre supérieure (kg/cm ²)		36,4	33,99	16,4	34,36
cte en fibre inférieure (kg/cm ²)		-1	40,59	-12,79	14,70
cte de montage (kg/cm ²)		50,6	26,91	51,37	54,48

Remarque: toutes les poutres précontraintes sont vérifiées en 4 phases

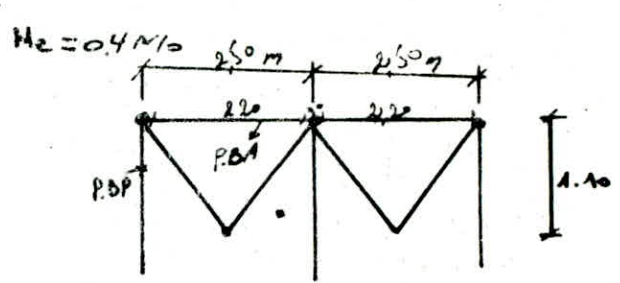
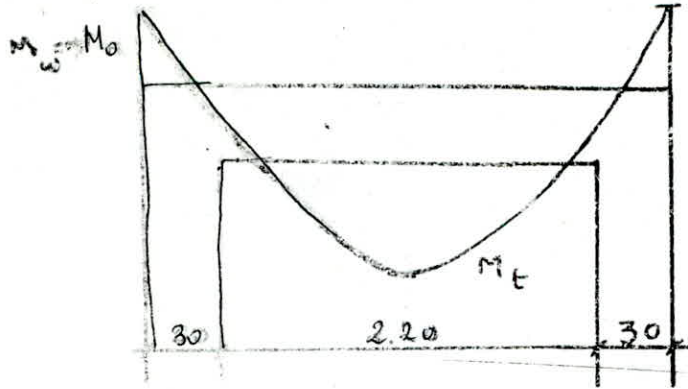
Phase 1 sous g₂: poids mort de la poutre

Phase 2 sous g₂: poids des produits et de la table en B et m armé

Phase 3: sous la réaction R d'un étai placé au milieu de la poutre

Phase 4 sous (g + q) (charge + surcharge) x longueur de la table

Calcul des poutres préfabriquées en BA



$$M_t \geq \begin{cases} \varphi M_o - \frac{M_w + M_e}{2} \\ \frac{\varphi}{2} M_o \text{ cas d'une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$M_o = \frac{q \cdot l^2}{12} \quad ; \quad \varphi = \frac{G + 1,3 \cdot P}{G + P}$$

Calcul du moment isostatique M_o

avec une charge $q = P + 60\% \cdot G$.

$$\begin{aligned} \text{* terrasse } & 0,39 \times 1,1 = 0,429 \text{ t/m} \\ & 2,5 \times 0,3 \times 0,30 = 0,225 \text{ t/m} \\ \text{(gardi-cups + q)} & = 0,025 \text{ t/m} \end{aligned} \quad \Rightarrow \quad G = 0,679 \text{ t/m}.$$

$$P = 0,25 \times 1,1$$

$$P = 0,275 \text{ t/m}.$$

$$q = 60\% G + P = 1,6 \times 0,679 + 0,275 = 1,36 \text{ t/m}.$$

$$M_o = \frac{q l^2}{12} = \frac{1,36 \times 2,5^2}{12} = 0,54 \text{ t.m}$$

$$\varphi = \frac{0,679 + 1,3 \times 0,275}{0,679 + 0,275} = \frac{1,03}{0,954} = 1,08 > 1,05 \text{ c'est vérifié (A.S.P.)}$$

$$M_t \geq \begin{cases} \varphi M_o - \frac{0,4 M_o + 0,4 M_o}{2} = 0,367 \text{ t.m} \\ \frac{\varphi}{2} M_o = 0,29 \text{ t.m} \end{cases}$$

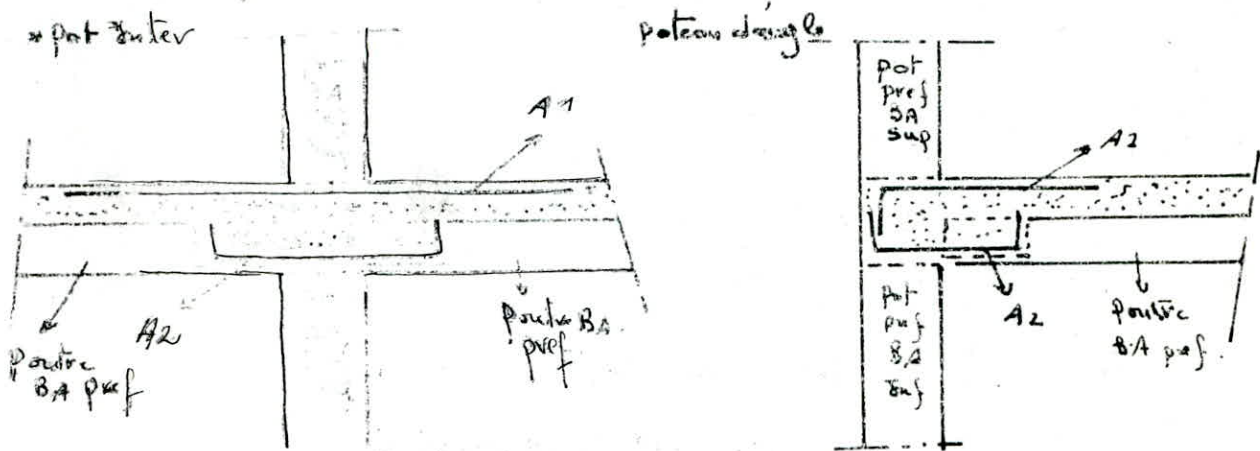
Vu le moment très faible on prendra $M_t = M_o = 0,54 \text{ t.m}$,

$$M_r = 0,54 \text{ t.m} \rightarrow A = 0,81 \text{ cm}^2$$

donc on prend le ferrailage maximum de l RPA 81. $A = 3 \text{ cm}^2$

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

Calcul et dispositions minimales de ferrailage dans l'assemblage
Scope (poteau-poutre)



quelque soient les résultats de calculs précédents la section des aciers A_1 ou des aciers A_2 ne sera pas inférieure à la plus grande des deux valeurs suivantes

$$A_1 \text{ et } A_2 \geq \max \left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ cm}^2 \\ b_0 \cdot \frac{h_t}{800} = 1,125 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{donc on prend } A = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2 \text{ (RPA81)}$$

à l'équilibre de la bielbe d'oppression

* Vérification au cisaillement

$$\tau = \frac{V}{b \cdot A} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0,13 f_{c28} = 0,13 \times 200 = 2,6 \text{ bars} \\ 40 \text{ bars} \end{array} \right.$$

V_u : effort tranchant à l'état limite $V_u = \gamma \cdot V$

γ coefficient de pondération = 1,37 on prend $\gamma = 1,37$

$$V = \frac{q l}{2} = \frac{1,36 \times 2,20}{2} = 1,49 \text{ t} \Rightarrow V_u = 1,37 \times 1,49 = 2,04 \text{ T}$$

$$\tau = 2,2,66 \text{ bars} < 2,6 \text{ bars} \text{ est vérifié}$$

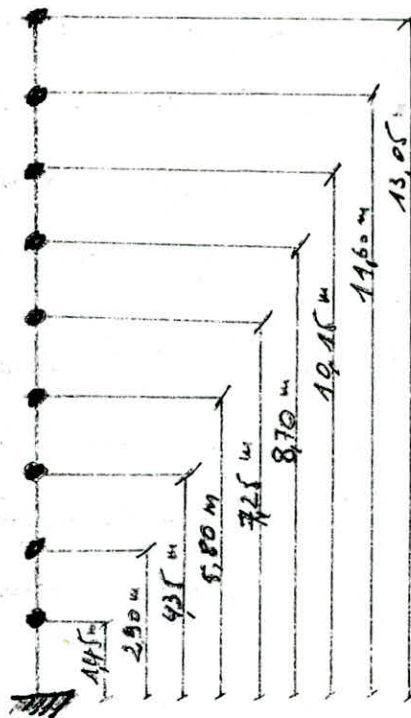
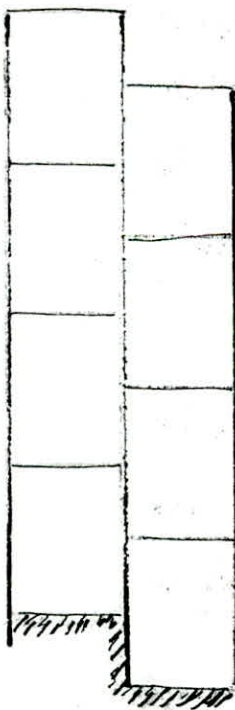
Calcul de la période propre d'oscillation.

Introduction

Lors d'une analyse sismique, l'essentiel est de trouver un modèle mathématique qui représente la structure réelle à étudier, aussi ce modèle doit refléter fidèlement que possible le comportement dynamique réel de la structure; après le choix du modèle il est à bien de mener les calculs avec une assez bonne précision.

Choix du modèle :

La modélisation de la structure s'exprime par une console verticale encastrée à sa base supportant des masses supposées concentrées au niveau de chaque plancher; notre système est simplifié de telle façon que chaque noeud possède un seul degré de liberté.



méthode de Colant

modèle

Pour le calcul de la période du 1^{er} mode de vibration fondamental; on applique la méthode approchée de "Reileigh" 72

Exposé de la méthode de Rayleigh :

Elle permet de calculer approximativement la période du mode fondamental de vibration d'un oscillateur multiple ; elle est basée sur le principe de conservation d'énergie et elle est donc applicable qu'aux systèmes conservatifs dont la relation : $E_T = E_C + E_P = c \cdot t_e$

avec : $E_C(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2(t)$; $E_P(t) = \frac{1}{2} \sum_{k=1}^n \Phi_k \cdot x_k(t)$

$$\Phi_k = m_k \cdot g \quad ; \quad m_k = \text{masses} \quad ; \quad x_k = \text{élongations.}$$

$$E_T = 0 + E_P^{\text{max}} = E_C^{\text{max}} + 0 = c \cdot t_e$$

(position extrême) (Position initiale)

$$\frac{1}{2} \sum_{k=1}^n \Phi_k x_k = \frac{1}{2} \omega^2 \cdot \sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2 \Rightarrow \omega^2 = \frac{g \cdot \sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k}{\sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2}$$

ω = pulsation fondamentale.

x_k = déplacement statique des masses correspondant à l'action des charges.

$$x_k = \sum \Phi_k \cdot \delta_{kj} \quad ; \quad \delta_{kj} = \text{déplacement unitaire.}$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k^2}{g \cdot \sum_{k=1}^n m_k \cdot x_k}}$$

Hypothèses de calcul :

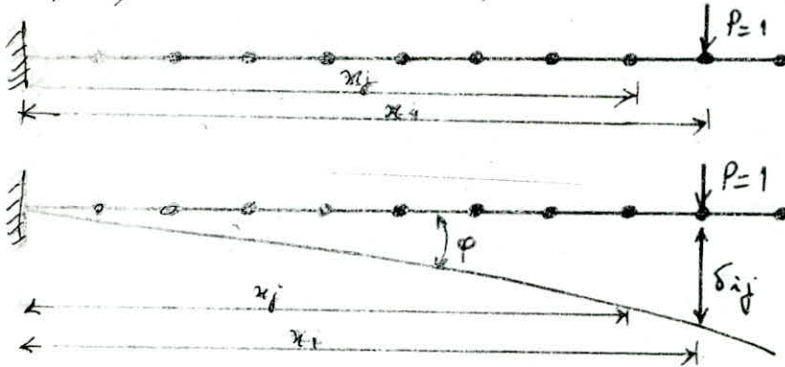
- i] les masses sont supposées concentrées au niveau de chaque plancher.
- ii] EI rigidité constante en hauteur.
- iii] les planchers sont supposés indéformables dans le plan horizontal

ETAPES DE calcul :

On suppose que la structure est retournée à 90° dans le champs de la pesanteur ceci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i g$; agissant dans la direction du degré de liberté et soit x_1, \dots, x_n les déplacements statiques

produisent par le système de force P_i appliqué à la section située à h_i ;
 soit δ_{ij} le déplacement en "j" résultant d'une force statique unitaire.

$P=1$ appliqué en (i) sachant que toutes les autres sont nulles.



$$EI \delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2} \left(x_i - \frac{x_i}{3} \right) \quad i \geq j$$

$$EI \delta_{ij} = \frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right) \quad i < j$$

D'après le théorème de MAXWELL-BETTI on a : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$

TABLEAU de $EI \delta_{ij}$

i \ j	1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	1,02	2,54	4,06	5,58	7,11	8,63	10,16	11,68	13,24
2	2,54	7,12	14,22	20,32	26,42	32,51	38,61	44,71	51,23
3	4,06	14,22	27,43	41,15	54,87	68,59	82,31	96,03	114,0
4	5,56	20,34	41,15	65,03	89,42	113,81	138,20	162,59	194,55
5	7,11	26,42	54,87	89,42	127,02	165,13	203,24	241,34	282,38
6	8,63	32,51	68,59	113,81	165,13	219,50	274,37	329,25	387,91
7	10,16	38,61	82,31	138,20	203,24	274,37	347,55	423,25	503,09
8	11,68	44,71	96,03	162,53	241,34	329,25	423,25	520,29	624,58
9	13,24	51,23	114,0	194,55	282,08	387,91	503,09	624,58	757,97

Calcul des déplacements et périodes :

Les déplacements sont calculés dans les 2 sens du bâtiment transversal et longitudinal suivant la formule :

$$X_i = \frac{\sum P_i \cdot \delta_{ij}}{EI}$$

E module de déformation longitudinal instantané.

$$E = 21000 \sqrt{120 \cdot 0,28} = 3,78 \cdot 10^6 \text{ T/m}^2 \quad g = 9,81 \text{ m/s}^2$$

Inertie Longitudinale = $I_L = 4,56 \text{ m}^4$

Inertie transversale = $I_T = 6,16 \text{ m}^4$

} terrasse supérieure ;

pour les autres planchers (niveaux) :

$I_L = 34 \text{ m}^4$
 $I_T = 8,06 \text{ m}^4$

NIVEAU	F _{tro}	Sens longitudinal			Sens transversal		
		$X \cdot 10^{-4}$ (M)	$P_i \cdot X$ (10 ⁴)	$P_i \cdot X^2$ (10 ⁶)	$X \cdot 10^{-4}$ (M)	$P_i \cdot X$ (10 ⁴)	$P_i \cdot X^2$ (10 ⁶)
1	26	1,23	32,38	0,00393	4,9	127,4	0,6242
2	238	2,04	485,52	0,099	8,06	1918,28	1,5461
3	232	9,78	2327,64	2,276	38,69	9208,22	35,6266
4	238	16,21	3855,38	6,153	64,4	15327,2	33,7071
5	238	23,39	5366,82	13,02	92,50	22015	203,6399
6	238	31,34	7458,92	23,37	123,90	29488,2	365,3589
7	238	39,67	9641,46	37,45	156,85	37339,3	585,5257
8	267	48,11	12872,09	62,05	190,64	50895,54	970,1707
9	275	24,5	16731,50	495,00	314,28	86427	2716,227
			15877,980	5099,52		252737,14	4976,8641

$$T_{ax} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}} = 0,359 \text{ s} \quad (6)$$

$$T_{ay} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum P_i x_i^2}{g \sum P_i x_i}} = 0,281 \text{ s} \quad (7)$$

ETUDE AU VENT

Introduction

Les actions du vent sur les différentes parois de la construction admettent une résultante géométrique R qui se décompose en :

$$\vec{E} = \vec{T} + \vec{L} + \vec{U}$$

\vec{T} : forces de traînée ; elle est parallèle à la direction du vent.

\vec{L} : force de dérive ; elle est perpendiculaire à la direction du vent.

\vec{U} : force de portance de direction verticale ascendante ; produit un soulèvement.

+ Détermination de la force de traînée : $T = c_t \cdot \rho \cdot S \cdot q \cdot D$ (N.V.65).

c_t : coefficient de traînée et fonction de l'élanement de l'ouvrage et des effets aérodynamiques : $c_t = 1,3 \cdot \gamma_0$

γ_0 dépend des rapports de dimensions donné par la figure RIII5 (N.V.65) quelque soit la direction du vent.

Vent normal à la grande face : $\gamma_0 = 0,87 \Rightarrow c_t = 1,13$.

Vent normal à la petite face : $\gamma_0 = 0,89 \Rightarrow c_t = 1,15$

β : coefficient de majoration dynamique ; lié aux effets de résonance provoqués par l'oscillation de l'ouvrage ; il est lié à la période propre de vibration de construction et des niveaux considérés.

$$\beta = \max \left\{ 1, \frac{1}{1 + \eta \xi} \right\}$$

Coefficient de réponse en fonction de T (annexe 4 N.V.65)

à combiner avec ξ par voiles en BA

$$T_L = 0,359s \rightarrow \xi_L = 0,25$$

$$T_T = 0,281s \rightarrow \xi_T = 0,20$$

Coefficient de pulsation est en fonction de la hauteur du niveau considéré : $H = 13,05m \rightarrow \beta = 0,35$

θ : coefficient global dépend du type de construction $\theta = 1$

sous longitudinal $\beta_L = 1,077$

" transversal $\beta_T = 1,070$

δ : coef de dimension (tient compte des dimensions de l'ouvrage).

$\delta_L = 9,77$

$\delta_T = 0,78$

fig RIII.2

q : pression du vent ; dépend du site et de la hauteur de l'ouvrage

$$q = k_m \cdot k_s \cdot q_H$$

k_m : effet de masque (site protégé) $k_m = 1$

k_s : coef de site (site normal ; zone II) $k_s = 0,8$

q_H : pression dynamique ; $q_H = 2,5 \cdot q_{10} \left(\frac{H+18}{H+60} \right) = 74,4 \text{ kg/m}^2$

D : largeur du maître-couple

$q_{10} = 70 \text{ kg/cm}^2$

vent longitudinal $D_L = b = 25,3 \text{ m}$

" transversal $D_T = a = 32,22 \text{ m}$

→ Détermination de la force de rive : L

Cet effet prend en compte l'action des tourbillons de KARMAN dont la période et d'après l'annexe 8.31 annexe lorsque $T = T_K$

$$T = \frac{d}{Sv} \quad \text{ou } d : \text{largeur du maître couple ; } v : \text{vitesse du fluide}$$

S : nombre de STROUHAL

ces tourbillons apparaissent que pour des vitesses faibles ($\leq 25 \text{ m/s}$) généralement seuls les ouvrages de très grande hauteur et de période propre importante ($\geq 2,5 \text{ s}$) nécessitent un calcul à la résonance.

sous longitudinal $V_{crL} = \frac{d}{S T_L} = 36,3 \text{ m/s}$

" transversal $V_{crT} = \frac{d}{S T_T} = 46,4 \text{ m/s}$

car dans les 2 cas est supérieure à 25 m/s donc il n'est pas nécessaire de faire le calcul à la résonance.

+ Détermination de l'effort de portance: U

, cet effort est donné par la relation $U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$.

C_u : coef de portance : $C_u = C_i - C_e$

C_i : coeff de surpression interieur sur la terrasse = +0.8

C_e : " " depression exterieur Annexe 2.1.3.1

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 0,87 \end{array} \right\} \rightarrow C_e = -0,5$$

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 0,89 \end{array} \right\} \rightarrow C_e = -0,5$$

soit $C_u = C_i - C_e = +1,3$

δ = coef de dimensions : la plus grande dimension de la toiture

$S_u = 815,16 \text{ m}^2$. (aire de la terrasse).

$U_w = 61,5 \text{ t}$

$U_e = 1,75 \cdot U_w = 107,6 \text{ t}$

$G = 2005 \text{ t} \gg U_e$ on a pas le risque de soulèvement.

Le diagramme donnant T en fonction de H . ($H = 13,05 \text{ m}$, et 0 m)

$H = 13,05 \text{ m}$

$H = 0,0 \text{ m}$

- sens longitudinal

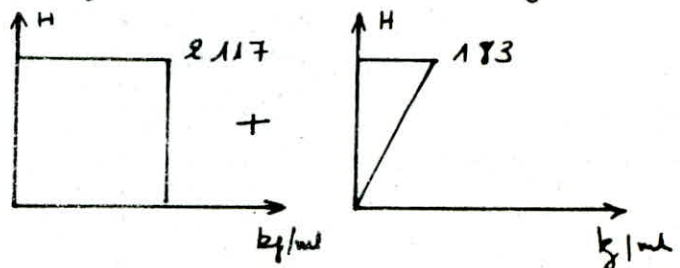
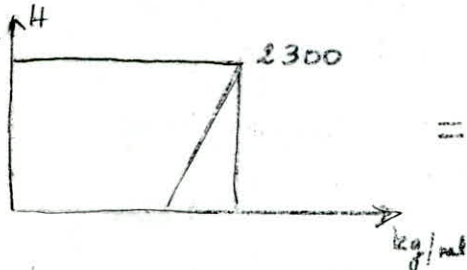
$T_{eL} = 1780 \text{ kg/ml}$

$T_{eL} = 1256,2 \text{ kg/ml}$

- sens transversal

$T_{eT} = 2300,7 \text{ kg/ml}$

$T_{eT} = 2117,6 \text{ kg/ml}$



sens transversal : $T_T = H (q_1 + \frac{1}{2} q_2) = 28,8 \text{ t}$; $T_L = 19,8 \text{ t}$

longitudinal : $M_T = \frac{H^2}{2} (q_1 + \frac{2}{3} q_2) = 190,6 \text{ t.m}$; $M_L = 136,7 \text{ t.m}$

L'étude au sismes s'appuie sur l'étude au vent.

ETUDE AU SEISME.

Notre étude sera faite par application du RPA 81 dont le but est de prévoir des mesures nécessaires antisismiques de façon à fournir un degré de protection acceptable aux vies humaines et aux biens matériels ; cela revient à vérifier la résistance et la stabilité de notre ouvrage vis à vis des efforts horizontaux dus au séisme.

Calcul de la force sismique :

La force latérale est donnée par la formule : $V = A \cdot B \cdot D \cdot Q \cdot W$ (art 331, RPA 81)

Avec : V = force sismique totale

A = coefficient d'accélération des zones = 0,15. (groupe d'usage II ; zone II Alger)

B = facteur de rigidité de la structure ; dépend du type et de la nature du bâtiment = 0,25

D = facteur d'amplification dynamique ; sa valeur sera déterminée d'après la nature du sol et en fonction de la période T de l'ouvrage.

$$T_L = 0,359 \text{ s} \rightarrow D_L = 2$$

$$T_T = 0,281 \text{ s} \rightarrow D_T = 2$$

Q = facteur de qualité donné par : $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$

	critères	valeurs de P_q	
		Longitudinal	transversale
1	condition maximale des piles porteuses.	0	0
2	surabondance en plan	0,1	0,1
3	symétrie en plan	0	0
4	régularité en élévation	0	0,1
5	contrôle de la qualité des matériaux	0	0
6	" " " de la construction	0,1	0,1

Distribution des efforts horizontaux dans les refends.

Introduction. Notre système de contreventement, constitué de voiles porteurs soumis au séisme ou au vent.

Il s'agit de répartir les efforts horizontaux F_{ki} de chaque niveau entre les différents éléments de contreventement.

Méthode de calcul.

Pour déterminer H_i (effort) repris par chaque voile et à chaque niveau on utilise la méthode de MARIUS-DIVERS.

Hypothèses de calcul.

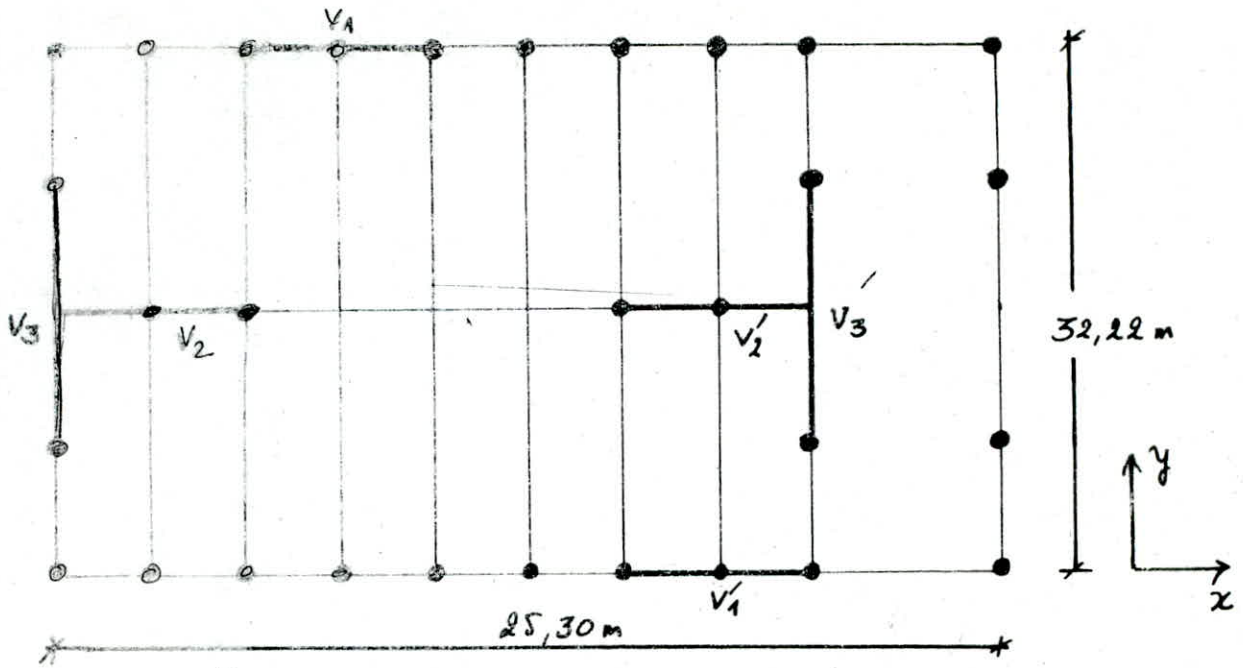
- Les refends sont parfaitement encastrés à leurs bases.
- L'inertie de chaque voile est constante sur toute la hauteur.
- Les planchers sont indéformables horizontalement.

Exposé de la méthode du centre de torsion.

Le centre de torsion d'un groupe de refend est caractérisé par :

- une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion où elle provoque une translation du refend parallèle à la direction de cette force.
- un moment dont l'axe vertical passe par le centre de torsion et engendre uniquement une rotation dans le même sens que le M_e .
- Les efforts singuliers sont répartis sur les refends proportionnellement à leurs rigidités.
- La rigidité à la flexion d'un refend est par définition la force (ou le couple) force de rappel pour lequel le refend réagit comme une force H (ou un couple M) provoque sa translation ou (rotation)

Charges soumises à l'action sismique.



$$l_x \cdot l_y = 25,3 \cdot 32,22 = 815,16 \text{ m}^2 \text{ dont}$$

charges:

Terrasse:

$$\text{plancher (e=12cm)} = 0,39 \cdot 8 \cdot 2,20 \cdot 31,92 = 219 \text{ T.}$$

$$\text{plancher (e=16cm)} = 0,49 \cdot 7,40 \cdot 31,92 = 73,51 \text{ T.}$$

$$\text{Poutres: } \begin{cases} 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 31,22 \cdot 8 = 93,66 \text{ T (P. Prec.)} \\ 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 10,85 \cdot 7 = 28,48 \text{ T (P. Prec.)} \\ 2,5 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 25,3 \cdot 3 = 17,07 \text{ T (P. BA.)} \end{cases}$$

$$\text{Voiles: } 2,5 \cdot 0,15 \cdot 2,9 \cdot [2 \cdot 4,55 + 4(4,16 + 2,20)] = 37,56 \text{ T}$$

$$\text{Poteaux: } 2,5 \cdot 2,9 \cdot 0,3 \cdot 0,3 \cdot 31 = 20,22 \text{ T.}$$

$$\underline{G_{\text{Ter}}} = 489,5 \text{ T}$$

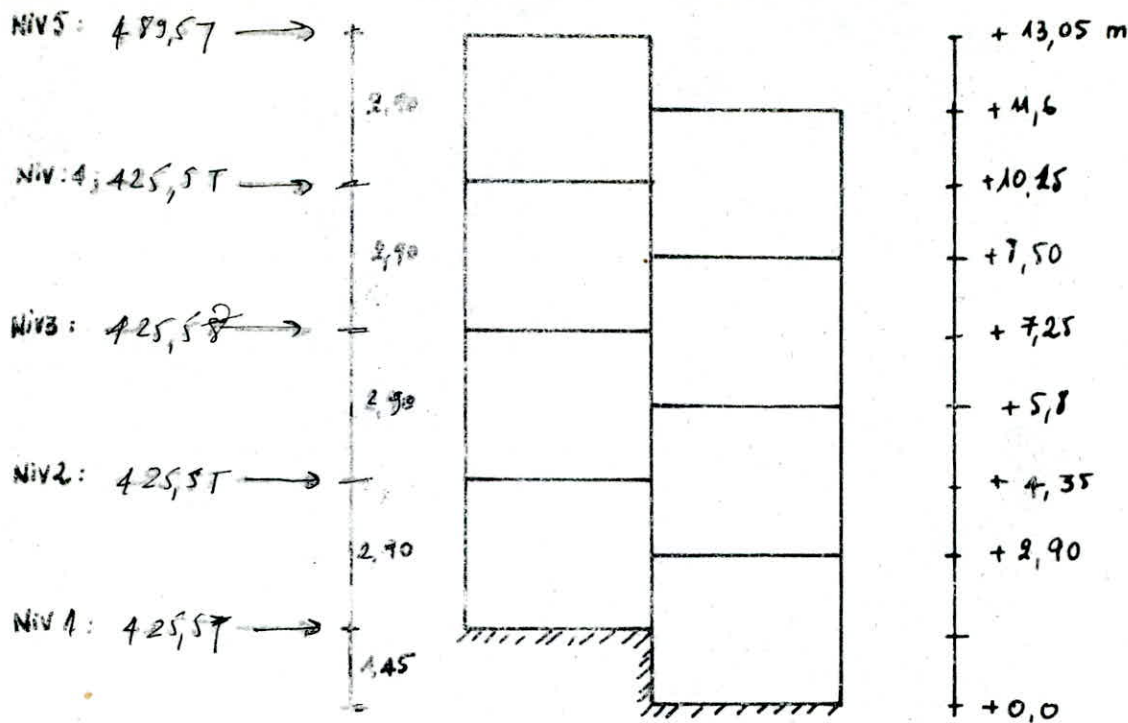
Étage:

$$\text{plancher (e=12cm)} = 0,3 \cdot 2,2 \cdot 31,92 \cdot 8 = 168,53 \text{ T}$$

$$\text{plancher (e=16cm)} = 0,4 \cdot 4,7 \cdot 31,92 = 60 \text{ T}$$

$$\text{Poutres + poteaux + voiles} = \text{Idem Terrasse} = \underline{196,99 \text{ T}}$$

$$G_{\text{ét. com}} = 425,52 \text{ T}$$



Coefficients sismiques :

	suivant x	suivant y
A :	0,15	0,15
D :	2	2
B :	0,25	0,25
Φ :	1,2	1,3
	$\overline{P_x} = 0,090$	$\overline{P_y} = 0,097$

Don l'effort sismique suivant x :

$$V_x = P_x \cdot W = 0,09 \cdot 2191,66$$

" " " " " y :

$$V_y = P_y \cdot W = 0,097 \cdot 2191,66$$

$$V_x = 197,25 T$$

$$V_y = 213,68 T$$

Avec $W = \text{poids total de la structure} = 2191,66 T$.

$$\sum W_i h_i = 489,5 \cdot 13,05 + 25,5 [10,15 + 7,25 + 4,35 + 1,54] = 16298,86 m$$

centre de torsion et centre de masse.

I. Calcul du centre de torsion :

Le COT du voile appelé centre élastique, centre de rigidité ou CEG des moments d'inertie d'un groupe de refends est caractérisé par les propriétés suivantes :

1) un moment dont l'axe vertical passe par le COT engendre uniquement une rotation :

2) une force dont la ligne d'action passe par le COT provoque uniquement un déplacement parallèle à F.

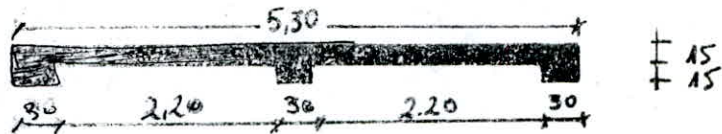
Le C.T est défini par ses coordonnées :

$$X_T = \frac{\sum I_{y_i} \cdot x_i}{\sum I_{y_i}} ; \quad Y_T = \frac{\sum y_i I_{x_i}}{\sum I_{x_i}}$$

- Inertie des voiles :

1) Calcul des rigidités suivant X :

Voile V1 :

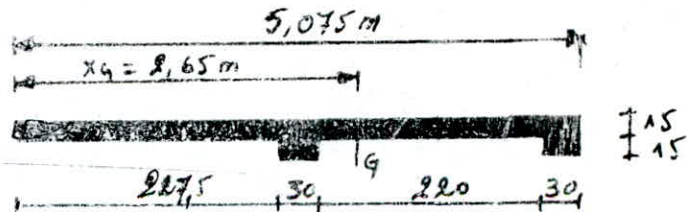


$$I = 5,30 \cdot \frac{0,15^3}{12} + (0,30 \cdot 0,15 \cdot 2,9)^2 + 0,30 \cdot \frac{0,15^3}{12} = 2,4238 \text{ m}^4$$

$$K = \frac{I}{h} \rightarrow K_{\text{étage}} = \frac{I}{2,9} = 0,835 \text{ m}^3$$

$$K_{\text{ROC}} = \frac{I}{1,45} = 1,672 \text{ m}^3$$

Voile V2 :



$$S = 5,075 \cdot 0,15 + 2 \cdot 0,30 \cdot 0,15 = 0,85125 \text{ m}^2$$

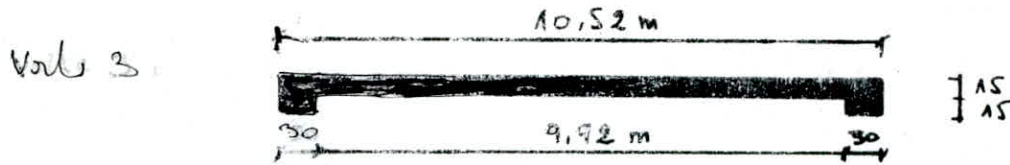
$$Y_G = \left[\left(5,075 \cdot 0,15 \cdot \frac{5,075}{2} \right) + (0,15 \cdot 0,30) \cdot 2,425 + 0,15 \cdot 0,30 \cdot 4,915 \right] / 0,85125 = 2,65 \text{ m}$$

$$I = 2,95 \cdot \frac{0,15^3}{3,35} + 2,425 \cdot \frac{0,15^3}{3} + 0,15 \cdot 0,30 \cdot 0,225^2 + 0,15 \cdot 0,30 \cdot 2,215^2 = 1,8787 \text{ m}^4$$

$$I = 9,8787 \text{ m}^4 \Rightarrow k_{\text{étage}} = \frac{I}{2,9} = 9,6478 \text{ m}^3$$

$$k_{\text{RDC}} = \frac{I}{1,45} = 1,295 \text{ m}^3$$

8) calcul de rigidités suivant y :



$$I = 10,52 \cdot \frac{0,15^3}{12} + 0,15 \cdot 0,3 \cdot 5,11^2 \cdot 2 = 16,903 \text{ m}^4$$

$$k_{\text{étage}} = \frac{I}{2,9} = 5,828 \text{ m}^3$$

$$k_{\text{RDC}} = \frac{I}{1,45} = 11,657 \text{ m}^3$$

Distribution des forces horizontales sur la hauteur du bâtiment :

$$F_{kx} = \frac{w_i \cdot V_k \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i} ; \quad F_{ky} = \frac{w_i \cdot V_y \cdot h_i}{\sum w_i \cdot h_i}$$

$$F_{5x} = \frac{489,5 \cdot 197,25 \cdot 13,05}{16298,8} = 77,3 \text{ t} ;$$

$$F_{5y} = \frac{489,5 \cdot 213,68 \cdot 13,05}{16298,8} = 83,74 \text{ t}$$

$$F_{4x} = \frac{425,5 \cdot 197,25 \cdot 10,15}{16298,8} = 52,27 \text{ t} ;$$

$$F_{4y} = \frac{425,5 \cdot 213,68 \cdot 10,15}{16298,8} = 56,62 \text{ t}$$

$$F_{3x} = \frac{425,5 \cdot 197,25 \cdot 7,25}{16298,8} = 37,33 \text{ t} ;$$

$$F_{3y} = \frac{425,5 \cdot 213,68 \cdot 7,25}{16298,8} = 40,44 \text{ t}$$

$$F_{2x} = \frac{425,5 \cdot 197,25 \cdot 4,35}{16298,8} = 22,4 \text{ t} ;$$

$$F_{2y} = \frac{425,5 \cdot 213,68 \cdot 4,35}{16298,8} = 24,27 \text{ t}$$

$$F_{1x} = \frac{425,5 \cdot 197,25 \cdot 1,45}{16298,8} = 7,47 \text{ t} ;$$

$$F_{1y} = \frac{425,5 \cdot 213,68 \cdot 1,45}{16298,8} = 8,08 \text{ t}$$

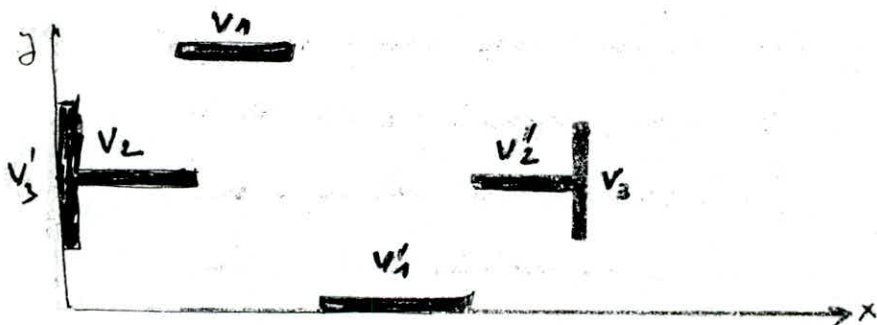
Niv	Effort tranchant (cumulé) [t]		Moment = $T_x (\Delta h_i = 2,9 \text{ m})$ [t.m]		Moment cumulé [t.m]	
	l'axe x	l'axe y	l'axe x	l'axe y	l'axe x	l'axe y
Niv 5	77,3	83,74	224,17	242,85	224,17	242,85
Niv 4	129,57	140,36	375,75	407,04	599,92	649,9
Niv 3	166,8	180,8	484	524,32	1083,92	1174,2
Niv 2	184,3	205,07	549	594,7	1632,92	1768,9
Niv 1	196,24	217,15	285,32	309,0	1918,24	2077,9

Distribution de l'effort tranchant sur les voiles de contreventement

à chaque étage :

Le plancher est un système rigide qui travaille comme un diaphragme transférant l'effort tranchant à chaque étage sur les voiles de cont. revêtement, puis que les voiles sont connectés à chaque niveau par un plancher rigide, ils se déforment de manière identique sous l'effet de forces horizontales appliquées à chaque niveau ; par conséquent les forces horizontales sont distribuées inversement proportionnelles à leurs rigidités, dans le calcul des déformations des voiles les déformations dues à l'effort tranchant et au moment fléchissant sont considérées ou suppose que les voiles sont fixés à leurs extrémités.

Coordonnées du centre de torsion :



abscisses (x)	terrasse + étage :		
	k_x	y	$k_x \cdot y$
voile V_1	0,335	32,22	26,65
" V_1'	0,335	0	0
" V_2	0,6478	15,31	10,24
" V_2'	0,4611	15,31	10,24
	$\Sigma k_x = 2,96$		$\Sigma k_x \cdot y = 47,13$

$$y = \frac{\Sigma k_x \cdot y}{\Sigma k_x} = \frac{47,13}{2,96} = 15,79 \approx 15,9$$

b) R.D.C $y = 15,97 \text{ m.}$

27 ordonné (y) : terrasse + étage :

V_3' $K_y = 5,828$ $x = 0$ $K_y \cdot x = 0$

V_3 $K_y = 5,828$ $x = 20$ $K_y \cdot x = 116,56$

$\Sigma = 116,56$

$\Sigma = 116,56$

$x = 10 \text{ m}$

b) R.D.C : $x = 10 \text{ m.}$

D'où on obtient les excentricités dans les 2 sens :

suivant x : $e_x = 2,65 \text{ m.}$

suivant y : $e_y = 0,07 \text{ m}$

N.B : vu que la structure présente une certaine symétrie ; les coordonnées du centre de masse sont pris au centre de gravité de la structure toute entière soit ($x = 12,65 \text{ m}$; $y = 15,97 \text{ m}$).

- L'excentricité accidentelle ne trouve fixée par le RPA 81 et de 5% de la plus grande dimension du bâtiment soit $l = 32,22 \text{ m}$

$e_{acc} = \frac{5}{100} \cdot 32,22 = 1,61 \text{ m.}$

L'excentricité à retenir est de $e = \max [e_x ; e_{acc}] = 2,65 \text{ m}$

Il reste part à vérifier aussi que l'excentricité prise ne doit pas dépasser 20% de la largeur effective du bâtiment.

$2,65 \text{ m} < 20\% \cdot L_{max} = 6,44 \text{ m}$ vérifié.

Avec les excentricités obtenus on obtient une torsion horizontale créant aussi un surplus de l'effort tranchant. Ces moments de torsion sont donnés par la formule : $M_{ix} = F_{ix} \cdot e_x$ et $M_{iy} = F_{iy} \cdot e_y$.
D'où on obtient le tableau suivant :

Niv	effort tranchant [T]		excentricité en Suivant		Moment de rotation	
	Voie X	Voie Y	X [M]	Y [M]	M_x [T.M]	M_y [T.M]
N 5	77,3	93,74	2,85	0,07	204,84	5,86
N 4	229,57	149,36	"	"	343,36	9,72
N 3	166,9	180,8	"	"	442,28	12,65
N 2	167,3	205,7	"	"	501,64	14,4
N 1	190,77	283,15	"	"	521,44	14,92

L'effort tranchant appliqué sur les voiles à chaque niveau est dû aux effets de :

- 1°) la force horizontale créée au centre de masse de chaque niveau.
- 2°) la torsion horizontale provoquée par l'excentricité entre le centre de masse et le centre de torsion développant ainsi un surplus d'effort tranchant.

L'effort tranchant appliqué à chaque voile pour un niveau est :

$$V = \frac{W}{\sum W} \cdot W + \frac{k \cdot d}{\sum k \cdot d^2} \cdot M$$

V : effort tranchant total de niveau.

M : moment de torsion de niveau.

k : rigidité de chaque voile.

d : distance du centre de torsion à l'axe de chaque voile perpendiculaire à la force horizontale.

L'effort tranchant négatif dû à la torsion est négligé.

A) Calcul des efforts revenant aux voiles au niveau de chaque étage

Selon vent l'axe "X" :

a) Voile V_1 : $d = 16,18 \text{ m}$

$$* \text{NIV 1 (RbC)} : V_T = \frac{K}{\sum K} \cdot V + \frac{K \cdot d}{\sum K \cdot d^2} \cdot M_{\text{rot}}$$

$$V_T = \frac{1,672}{2(1,672 + 1,295)} \cdot 196,77 + \frac{1,672 \cdot 16,18 \cdot 521,44}{(1,672 \cdot 16,18 + 1,295 \cdot 0,07^2)} = 87,66 \text{ T}$$

* NIV 2

$$V_T = \frac{0,835}{2(0,835 + 0,4678)} \cdot 189,3 + \frac{0,835 \cdot 16,18 \cdot 501,64}{0,835 \cdot 16,18^2 + 0,4678 \cdot 0,07^2}$$

$$= 0,321 \cdot 189,3 + 0,0618 \cdot 501,64 = 91,66 \text{ T}$$

$$* \text{NIV 3} : V_T = 0,321 \cdot 166,9 + 0,0618 \cdot 442,18 = 80,81 \text{ T}$$

$$* \text{NIV 4} : V_T = 0,321 \cdot 129,57 + 0,0618 \cdot 343,36 = 62,74 \text{ T}$$

$$* \text{NIV 5} : V_T = 0,321 \cdot 77,3 + 0,0618 \cdot 204,84 = 37,43 \text{ T}$$

b) Voile V_2 : $d < 0 \Rightarrow M_{\text{rot}}$ est négligeable d'où

$$V_T = \frac{K}{\sum K} \cdot V$$

$$* \text{NIV 1 (RbC)} : V_T = \frac{1,672}{(1,672 + 1,295) \cdot 2} \cdot 196,77 = 55,44 \text{ T}$$

$$* \text{NIV 2} : V_T = \frac{0,835}{2(0,835 + 0,4678)} \cdot 189,57 = 60,66 \text{ T}$$

$$* \text{NIV 3} : V_T = 0,321 \cdot 166,9 = 53,48 \text{ T}$$

$$* \text{NIV 4} : V_T = 0,321 \cdot 129,57 = 41,46 \text{ T}$$

$$* \text{NIV 5} : V_T = 0,321 \cdot 77,3 = 24,77 \text{ T}$$

Les calculs sont

identiques d'où

on obtient le tableau

récapitulatif des efforts :

Voile \ Niv	NIV 1 [T]	NIV 2 [T]	NIV 3 [T]	NIV 4 [T]	NIV 5 [T]
V_1	55,44	60,66	53,48	41,46	24,77
V_1'	87,66	91,66	80,81	62,74	37,43
V_2	42,84	47,06	41,79	32,21	19,21
V_2'	43,05	47,16	42	32,28	19,26

de voile V_1 est la plus sollicitée.

au niveau 2 nous avons $V_T = 91,66 T$ (T cumulé au niv. 2).

effort tranchant sur chaque travée.

$$\bar{\sigma}_b = 1,4 T = \frac{1,4 \cdot V_T}{b \cdot h} \quad ; \quad \begin{array}{l} b = 530 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm. d'ov.} \end{array}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{1,4 \cdot 91,66 \cdot 10^3}{530 \cdot 15} = 16,1 \text{ kg/cm}^2.$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma_{28} = 0,12 \cdot 250 = 30 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_b$$

$$0,025 \cdot \sigma_{28} = 6,25 \text{ kg/cm}^2 \text{ d'ov.}$$

$$0,025 \cdot \sigma_{28} = 6,25 < \bar{\sigma}_b = 16,1 < \bar{\sigma}_b = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Le ferrailage de la partie courante est donné par le RPA 91.

art 4.3.2.2 :

$$\begin{aligned} A_H = A_V &= 0,0025 \cdot 15 \cdot 100 = 3,75 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ &= 5 T 10 / \text{ml}. \end{aligned}$$

un quadrillage d'armature (T10 ; $e = 20 \text{ cm}$) en double nappe (logue fou) dans chaque direction.

$$\text{l'espacement des barres } s = \min \left. \begin{array}{l} 1,5 \cdot t = 1,5 \cdot 15 = 22,5 \text{ cm} \\ 30 \text{ cm.} \end{array} \right\} s = 20 \text{ cm.}$$

B) Calcul des efforts revenant au voiles au niveau de chaque étage

surant l'axe "y"

$$\text{de voile } V_3 \quad d = 10 \text{ m} \quad ; \quad K = \begin{cases} 5,828 \text{ et. c} \\ 11,657 \text{ RDC.} \end{cases}$$

$$\rightarrow \text{NIV 2 (RDC)} \quad V_T = \frac{11,657}{2 \cdot 11,657} \cdot 213,15 + \frac{11,657 \cdot 10}{2 \cdot (11,657 \cdot 10^2)} \cdot 14,92 = 107,32 T$$

$$\rightarrow \text{NIV 2} \quad V_T = \frac{5,828}{2 \cdot 5,828} \cdot 205,7 + \frac{5,828 \cdot 10}{2 \cdot (5,828 \cdot 10^2)} \cdot 14,4 = 103,57 T.$$

Niv 3 N = 92 T

donc on obtient le tableau suivant

Niv Voies	2	2	3	4	5
x'_3	106,57	102,85	90,4	70,18	41,87
v'_3	107,32	103,57	92,03	670,67	42,16

voile v'_3 et le plus sollicité

au niveau 1 : nous avons $N_T = 107,32 T$

effet tranchant sur chaque travée

$$\bar{\sigma}_b = 1,4 T = 14 \frac{107,32 \cdot 10^3}{10,52 \cdot 15 \cdot 10^2} = 13,33 \text{ kg/cm}^2$$

$$b = 10,52 \text{ m}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$0,025 \cdot 0,28 = 6,25 < \bar{\sigma}_b = 13,33 < \bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot 0,28 = 30 \text{ kg/cm}^2$$

Superposition des sollicitations

	v_2 et v'_2					v_2 et v'_2				
Voies Niv	5	4	3	2	1	5	4	3	2	1
G (H)	28,5	62,3	94,13	126,9	133,2	39,5	72,1	114,7	152,3	157
Q (H)	14,5	20,4	44	58,8	58,8	19,7	33,2	58,7	78,4	78,4
E (H)	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
$G + Q + E$ (H)	43	90,7	138,2	185,8	194,9	59,2	114,3	173,4	230,7	235,4
$0,8G + E$ (H)	22,8	48,95	75,35	102,50	106,48	32,6	62,68	92,7	122,84	125,6
$0,8G - E$ (H)										
M (tm) voile $v_2 v'_2$	72,89	192,16	368,20	548,9	624,3	55,709	149,1	270,59	407,07	469,26
N (tm) voile $v_2 v'_2$	108,54	290,43	356,30	822,12	949,22	55,85	149,46	274,2	408,03	470,45

ferro alliage des voiles

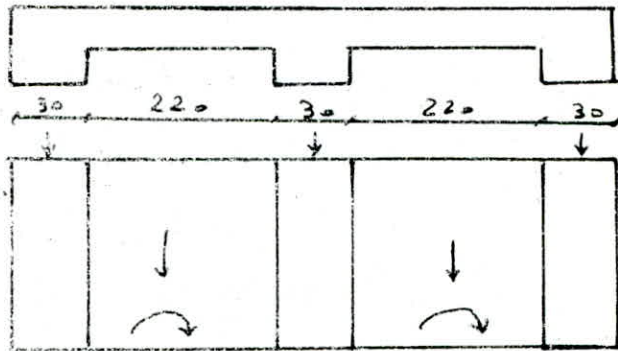
Un voile est soumis à un effort normal et à un moment fléchissant de manière simultanée. L'analyse de la flexion des voiles sera faite pour les combinaisons de charges suivantes

$$G + Q \quad ; \quad G + Q + E \quad ; \quad 0.8 G \pm E$$

le calcul de armatures nécessaires sera fait avec la 2^{ème} combinaison et vérifié avec les autres.

- prescriptions relatives au ferrallage des voiles : Ils sont données par le règlement parasismique Algérien (RPA 82)
- insérer un voile sché et vérifier le reste

* Niveau 1
les dimensions des potelets aux extrémités des voiles sont :



30x30
les axes de calcul sont concentriques au milieu du potelet. Le

fer est symétrique

1^{ère} combinaison $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 106,48 \text{ k} \\ M_{max} = 624,3 \text{ k.m} \end{array} \right.$ 2^{ème} combinaison $\left\{ \begin{array}{l} N_{max} = 132,9 \text{ k} \\ M_{max} = 624,3 \text{ k.m} \end{array} \right.$

$$e_0 = \frac{M_{max}}{N_{max}} = 5,86 > \frac{h_t}{6} = 0,8 \text{ m} \Rightarrow \text{Section Partiellement Comprimée}$$

Section locale $A = A_{st} - \frac{N_{max}}{\sigma_s}$ avec A_{st} : section obtenue en flexion simple

Contrainte admissible : - flexion avec traction $\bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}_b$

- flexion avec compression si $e_0 < \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = (1 + 2e_0/\frac{h_t}{2})\bar{\sigma}_b$

si $e_0 > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\bar{\sigma}_b$

Calcul du moment fictif

$$M_f = \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 890,5 \quad \text{avec } \left\{ \begin{array}{l} d = 15 \text{ cm} \\ h_t = 530 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$= 0,119 \rightarrow E = 0,6849 \quad k_v = 22$$

$$\sigma_a = \frac{\sigma_a}{k} = 127,4 < \sigma_{lim} \text{ pas d'acier comprimés}$$

$$A_1 = \frac{M_f}{\sigma_s \epsilon h} = 30,16 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 52,14 \text{ cm}^2$$

$$A = \frac{N}{\sigma_{ca}} = 38,02 \text{ cm}^2$$

Calcul de la longueur de la zone tendue $l_t = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot h_t$ avec $\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} (1 \pm \frac{6e_0}{h_t})$

$$l_t = \frac{\sigma}{\sigma_1 - \sigma_2} h_t = 246,4 \text{ cm}$$

le pourcentage d'armatures minimales donné par le RPA 81 est de

$$\omega = 0,5\% \text{ sur toute la zone tendue soit } A_{min} = 0,5\% \cdot b \cdot l_t = 18,48 \text{ cm}^2$$

le ferrailage sera fait avec le pourcentage minimal imposé par le RPA 81 sur les 2 niveaux :

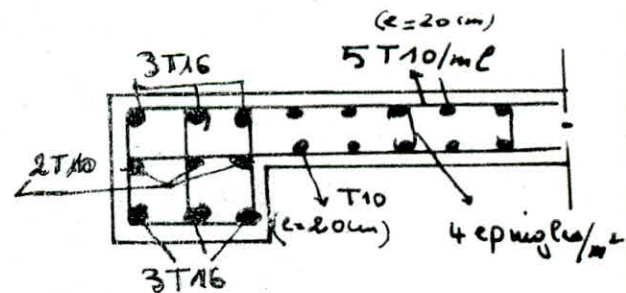
en zone courante 5T10/ml avec $c=20 \text{ cm}$

dans la zone tendue comprend (6T16 + 3T10) = 14,41 cm² (potélet)

2DT10 = 15,66 cm² dans le reste de la zone tendue

$$A = 30,16 > A_{min}$$

armature horizontale 5T10 avec $c=20 \text{ cm}$



Voile V2

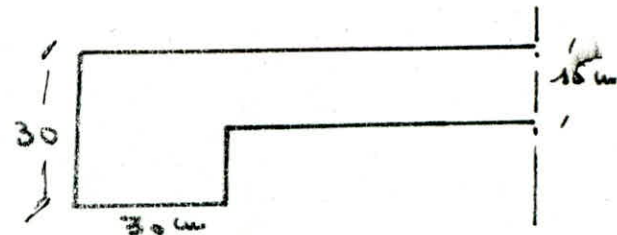
$$\begin{cases} N_{max} = 125,6 \text{ T} \\ M_{max} = 469,26 \text{ T.m} \end{cases} \text{ 1ere combinaison}$$

$$\begin{cases} N_{max} = 235,4 \text{ T} \\ M_{max} = 469,26 \text{ T.m} \end{cases} \text{ 2eme combi}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 373 \text{ cm} > \frac{h_t}{6} = 0,35 \text{ m} \rightarrow \text{S.P.C}$$

$$M_f = M_{max} - N \left(\frac{h_t}{2} - d \right) = 773,84$$

$$\text{avec } d = 18 \text{ cm} ; h_t = 595 \text{ cm}$$



$$\mu = \frac{15 \text{ MPa}}{\sigma_{R2}} = \frac{15713,09}{280 \cdot 15 \cdot \text{cm}^2} = 0,110$$

$$\mu = 0,980 \rightarrow \varepsilon = 0,869 ; k = 23,2$$

$$\bar{\sigma} = \frac{2800}{23,2} = 120,28 < \bar{\sigma}_b \text{ pas d'acier comprimés}$$

$$A_2 = \frac{M_f}{\bar{\sigma}_c \varepsilon_s} = 69,60 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{125,6 \cdot 10^3}{2800} = 44,85 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - A_2 = 15,74 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} = 0,5 \% b h \text{ avec } h = 316,74 \text{ cm}$$

$$\bar{\omega} = 0,5 \% \text{ dans la zone tendue soit } A_{\text{min}} = 23,755 \text{ cm}^2$$

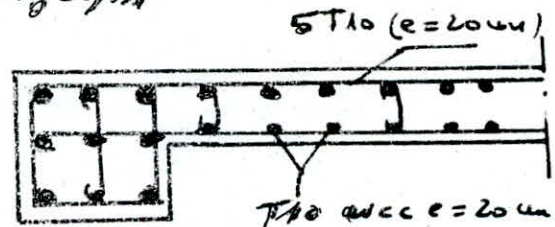
$$(6T16 + 3T10) = 14,41 \text{ cm}^2 \text{ au niveau du potelet}$$

20T10 dans le reste de la zone tendue

$$A = 30,03 > 23,755 \text{ cm}^2$$

armature transversale : 5T10/ml par face avec $e = 20 \text{ cm}$.

+ 4 épaves/ml



Calcul du bequet de rampe

le bequet est être calculé pour une charge linéaire q'

avec $q' = 89 \text{ k} \cdot \text{m} \cdot \text{m}^{-1}$ ($6 + 12 \text{ q}$)

δ_y : Coefficient de Comportement expérimental $\delta_y = 1,4$

$$q' = 735 \times 10,31 \times 1,4 \times \frac{4,70}{2} = 24331,12 \text{ Kg} \cdot \text{m}^{-1} \approx 25 \text{ t}$$

d'après les recommandations du CTC l'épaisseur de bequets de partilles

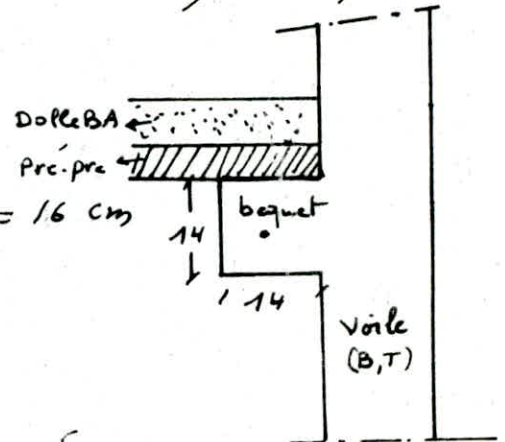
doit être $e \geq 7$; et $a \geq 10$ cm

on prend $e = h = 14 \text{ cm}$

$$a = 14 \text{ cm} \quad \text{donc} \quad l = a + e = 14 + 2 = 16 \text{ cm}$$

donc

$$M = q' \cdot l = 25 \times 0,16 = 4 \text{ t} \cdot \text{m}$$



Ferraillage du bequet:

$$\mu = \frac{15M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 4 \times 10^5}{2800 \times 10312 \times 12^2} = 0,014 \times 15 \text{ cm} \times$$

$$\mu = 0,014 \rightarrow \mu_0 = 78,75 \quad \text{et} \quad \epsilon = 0,946$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sigma_a}{\mu} = 35,55 < \bar{\sigma}_{b0} \quad \text{est vérifié}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{4 \times 10^5}{3500 \times 0,946 \times 12} = 12,58 \text{ cm}^2 \quad \text{donc on prend} \quad A = 7 \phi 16 = 14,07$$

* espacement: $t \leq \text{min} \left\{ \begin{array}{l} 2c = 28 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{array} \right. = 20 \text{ cm}$

on prend $t = 15 \text{ cm}$

* armatures de répartition: on choisit cette section de

$$\text{telle manière à avoir} \quad \frac{A_L}{4} \leq A_T \leq \frac{A_L}{2} \Rightarrow$$

$$3,51 \leq A_T \leq 7,03 \text{ cm}^2 \rightarrow A_T = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$$

* Vérification de l'effort tranchant:

$$T = \frac{q' l}{2} = 17807,94 \rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{2T}{b \cdot a \cdot y} = 3,29 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 115 \bar{\sigma}_b = 678 > \bar{\sigma}_b = 3,29 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{est vérifié}$$

FONDATION

Le choix du type de fondation dépend de la qualité du sol ;
des charges de l'ouvrage et de sa forme.

Une étude préalable du sol (essai pressiométrique) a donné comme
valeur pour la contrainte admissible à une profondeur de 2 mètres :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars} = 2 \text{ kg/cm}^2.$$

on a opté pour des semelles isolées sous poteaux et des semelles filantes
sous voiles, ou sous poteaux proches entre eux.

A/ Semelles isolées : (sur un pieu).

1° poteau de rive : A_1, B_1 : $N = G + P = 34,4 + 12,4 = 46,8 \text{ T}$

S_1 et S_3 : B_1, T_1 : $N = 41,5 + 19,8 = 61,3 \text{ T}$

$95, 145, 195$; $I_5, 145, N_5$: $N = 35,65 + 19,6 = 55,25 \text{ T}$.

$$N_{max} = 41,5 + 19,8 \cdot 0,925 \cdot 1,20 = 63,5 \text{ T}$$

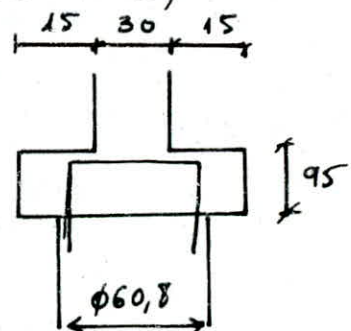
0,925 : facteur de depression ; 1,20 : facteur de pondération

$$n = \text{nombre de traversants} = \frac{N \cdot (\phi - a)}{8 \cdot \bar{\sigma}_a \cdot (h_t - d)}$$

$$n = \frac{63,5 \cdot 10^3 (60 - 30)}{8 \cdot 2800 \cdot (95 - 5)} = 0,98 \text{ cm}^2$$

ferrailage minimum = $3,40 \text{ cm}^2 \Rightarrow 12 \text{ T}10$

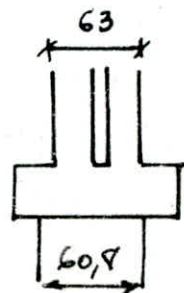
2 x 6 T10



2° poteaux K_1, K_5 ; J_1, J_5 : $N = \overset{CP}{18,1} + \overset{S}{7,4}$

S_2 : $N_{min} = 18,1 + 7,4 \cdot 0,925 \cdot 1,2 = 26,4 \text{ T}$

2 poteaux adjacents $\Rightarrow N_{max} = 52,8 \text{ T}$.



Semelle BA 90 x 90 x 95 ferrailage idem S_1

$$M = \frac{182 \cdot 1,5}{2} = 50,25 \text{ t.m} \Rightarrow A = 21,5 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = 6720 + 2712 = 21,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{sup} = \frac{A_2}{5} = 4,32 \text{ cm}^2 = 6712$$

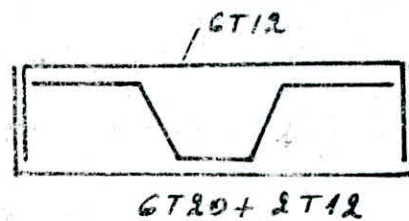
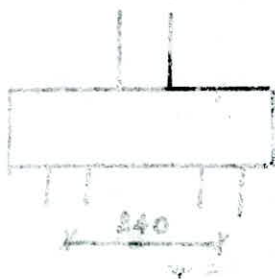
$$T = 56 \text{ t} \quad \sigma_b = \frac{T}{b \cdot g} = 11,1 < \bar{\sigma}_b = 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_d = \frac{T}{P \cdot g} = 56000 / 92 \cdot 0,9 \cdot (6,2 + 1,2 \cdot 2) \cdot 3,14 = 14,9$$

$$\bar{\sigma}_d = 14,9 < 21 \text{ kg/cm}^2$$

$$d = \frac{2321 \cdot 1,6}{4 \cdot 21} = 44 \text{ cm}$$

$$t = \frac{A_2 \cdot \bar{\sigma}_b}{T} = \frac{2720 \cdot 92 \cdot 0,9 \cdot 10 \cdot 0,5}{56000} = 16 \text{ cm}$$



B/ Semelle filante sous voûte 1 + poteaux :



$$C, D, H, I \Rightarrow N_{max} = 34,8 + 19,6 \cdot 0,925 \cdot 1,2 = 56,5 \text{ T} \cdot 4$$

$$E, G \Rightarrow N_{max} = \dots = 62 \text{ T} \cdot 2$$

$$F \Rightarrow N_{max} = \dots = 65 \text{ T} \cdot 1$$

$$\sum M_s = 318 \text{ t.m}$$

$$\sum N_{max} = 415,2 \text{ t} \Rightarrow e_0 = \frac{\sum M_s}{\sum N_{max}} = 0,75 \text{ m}$$

$$\sum \text{Sections des poutres} = 0,3045 \cdot 3,1416 \cdot 7 = 2,042 \text{ m}^2$$

$$\sum I = 0,291 \cdot 7,5^2 \cdot 2 + 0,291 \cdot 5^2 \cdot 2 + 0,291 \cdot 2,5^2 \cdot 2 = 50,925 \text{ m}^4$$

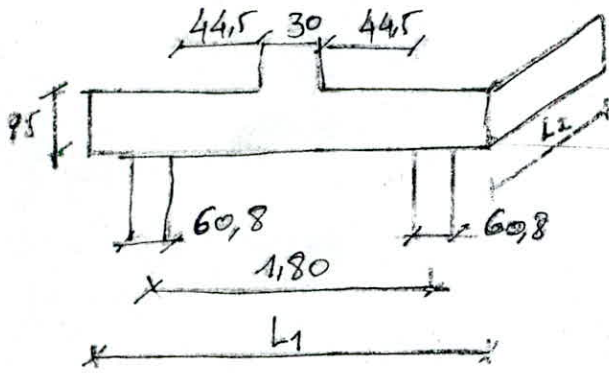
$$56,5 \leq 13,46 = 69,96 < 60 \cdot 1,3 = 78 \text{ T} \quad \text{pot C et I}$$

$$56,5 \leq 9,97 = 65,47 < 60 \cdot 1,3 = 78 \text{ T} \quad \text{pot D et E}$$

8/ Semelle isolée sur 2 piliers : SS; SG, ST

* Bt $A_2; A_4; V_2, V_4$: $Q = 63,2$; $P = 24,8$

$$N_{max} = 63,2 + 0,925 \cdot 24,8 \cdot 1,2 = 90,3 \text{ T.}$$



$$a = 0,30 \text{ m} ; d = 0,608 \text{ m} ; e = 1,80 \text{ m}$$

$$h = 0,95 \text{ m.}$$

$$L_1 = 1,80 + 0,608 + 0,15 \cdot 2 = 2,70 \text{ m}$$

$$L_2 = 0,608 + 2 \cdot 0,15 = 0,90 \text{ m.}$$

$$M_{max} = 90,3 \cdot \frac{1,2}{4} = 27,09 \text{ t.m}$$

$$z_1 = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 90 = 78,75 \text{ cm.}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_c} = \frac{27,09 \cdot 10^5}{78,75 \cdot 2800} = 12,28 \text{ cm}^2.$$

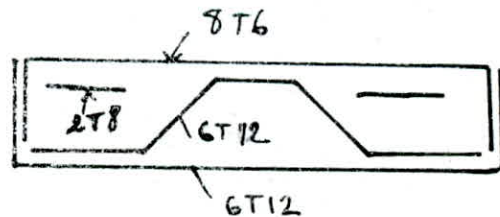
$$T = K = \frac{N_{max}}{2} = 45,15 \text{ t} \Rightarrow \bar{\sigma}_b = \frac{45,15 \cdot 10^3}{92 \cdot 60 \cdot 0,9 \cdot 9,25} = 0,91$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 1,8 \text{ kg/cm}^2.$$

On prendra donc comme armature inférieures et supérieures:

$$A_2 = 12 \text{ T12}$$

$$A_3 = \frac{A_2}{5} = 2,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_3 = 2 \text{ T8} + 8 \text{ T6} = 3,24 \text{ cm}^2$$



* Poteaux centraux : file 3

S10 :

(EFG; NP, Q) 3

$$Q = 68,5 \text{ t} ; P = 39,2 \text{ t.}$$

$$N_{max} = 68,5 + 39,2 \cdot 0,925 \cdot 1,2 = 68,5 + 43,5 = 112 \text{ t.}$$

on prend $L_2 \gg d + 2 \cdot 15 = 60,8 + 30 = 91 \text{ cm.}$

$$L_1 \gg 2 + d + 2 \cdot 15 = 330 \text{ cm.}$$

$$h \gg \frac{c}{2} = \frac{2,40}{2} = 1,20 \text{ m.}$$

$$M_0 = \frac{7(69,96 + 65,47)/2 \cdot \frac{1,9}{4}}{4} = 30,55 \text{ t.m}$$

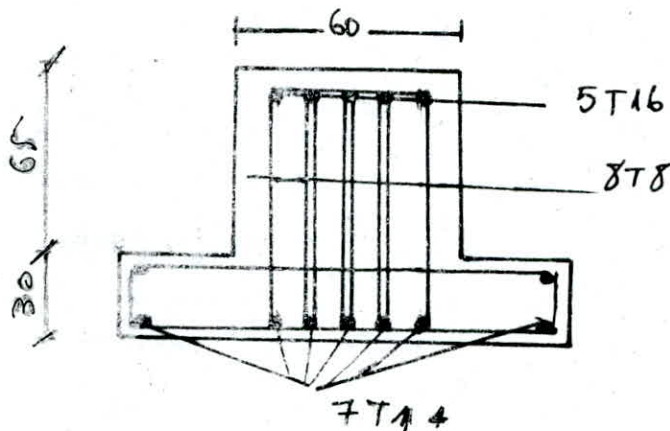
$$A_0 = \frac{M_0}{\gamma \cdot \bar{\sigma}_a} = 8,03 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 9,3\% = 16,56 \text{ cm}^2 = 5T16 + 7T14$$

$$T_{\max} = 65,47 \cdot \frac{1,9}{2} + (69,96 - 65,47) \cdot \frac{1,9}{2} \cdot \frac{2}{3} = 65 \text{ t}$$

Armatures transversales 8T8

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 15 \text{ cm}$$



Caractéristiques des pieux :

a) la charge limite sur un pieu étant limitée à :

$$P \leq 8,5 \cdot S \quad S : \text{section du pieu } (d = 60 \text{ cm})$$

$$\bar{\sigma} = 50 \text{ kg/cm}^2 \text{ à } 17 \text{ m}$$

$$P \leq \frac{\pi \cdot 60^2}{4} \cdot 50 = 145,16 \text{ t}$$

b) Calcul du pouvoir porteur des pieux moulés dans le sol :

D'après le rapport du sol nous avons :

$$\text{La cohésion } c = 0$$

$$\text{poids spécifique } \gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$$

$$\text{angle de frottement } \varphi = 30^\circ$$

1°/ terme de pointe : $q = 1,3 C \cdot N_c + \gamma \cdot D \cdot N_q$

$C=0 \Rightarrow 1,3 \cdot C \cdot N_c = 0$ d'où $q = \gamma \cdot D \cdot N_q$.

$N_q = \gamma^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot e^{\pi \cdot \tan \varphi} = 18,4$ (DTU 13.1)

$\gamma = 1,6 \text{ t/m}^3$; D : profondeur = 17 m.

donc $q = 1,6 \cdot 17 \cdot 18,4 = 500,48 \text{ t}$.

2°/ Resistances due aux frottements des parois laterales du pieu, contre le terrain qui se comprime par l'effet d'enfoncement apres application des charges.

$f = \frac{1}{2} \cdot D^2 \cdot \gamma \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \right) \cdot f_0 \cdot \kappa$

f_0 = Coefficient de frottement $\approx 0,4$.

κ = perimetre du pieu = $\pi \cdot 60,8 = 191 \text{ cm}$.

$f = \frac{1}{2} \cdot 17^2 \cdot 1,6 \cdot \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} + \frac{30}{2} \right) \cdot 0,4 \cdot 191 = 5887,9$

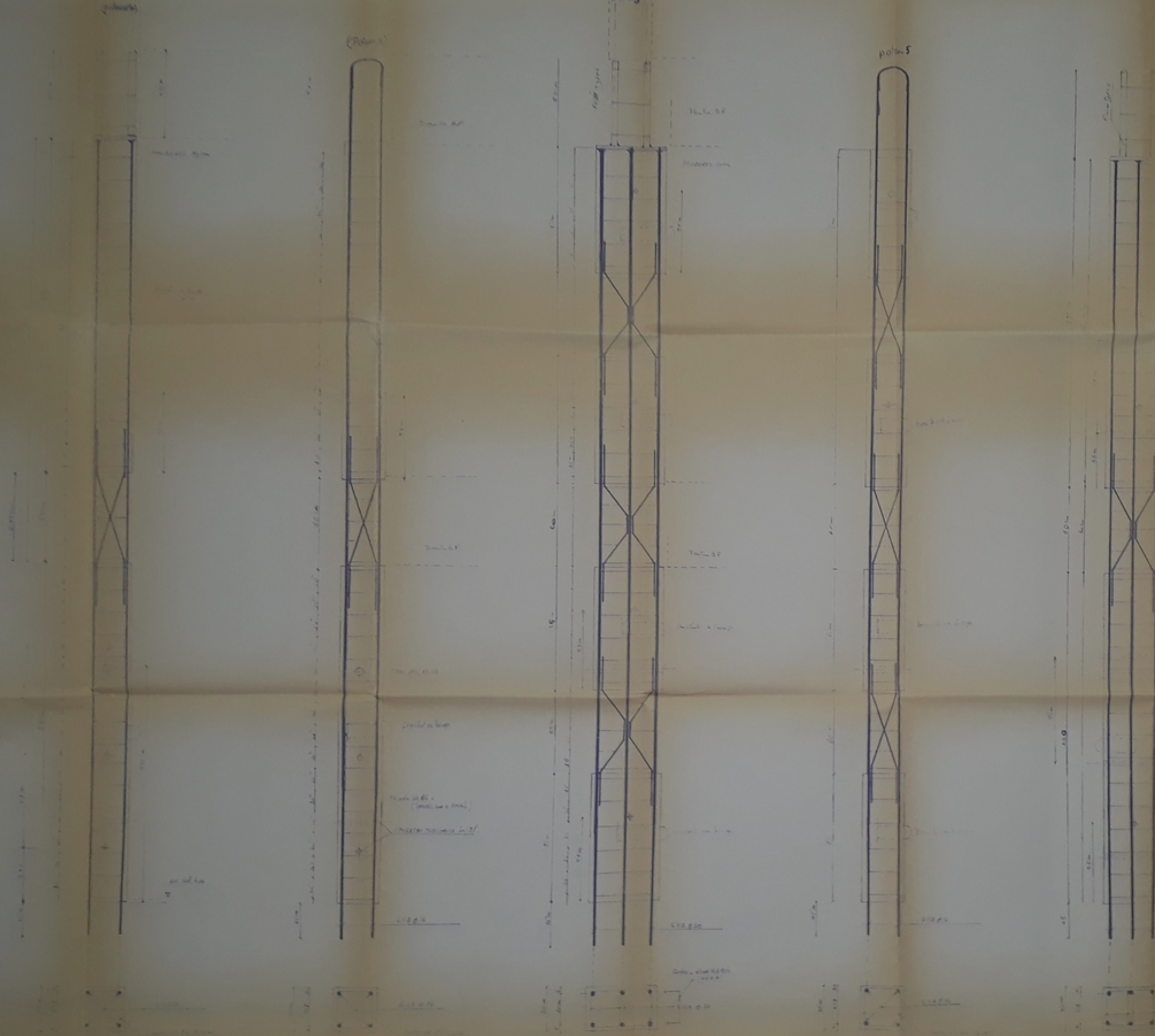
le coefficient de securite est pris egal a 6.

d'où $f_1 = \frac{f}{6} = 981,3 \text{ t}$

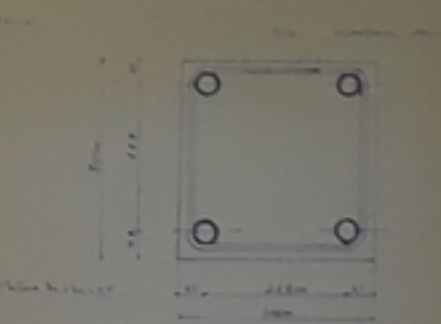
de pouvoir portant du pieu = $q + f_1 = 500,48 + 981,3 = 510,3 \text{ t}$

Bibliographie

- | | |
|--|-----------------------------------|
| pratique du béton précontraint | G. DREUX (Eyrolles) |
| aide mémoire "Composants en B.P" | SARET (DUNOD) |
| projet de Béton précontraint | R. LACROIX et A.F (Eyrolles) |
| la précontrainte dans le bâtiment | A. FUNTCS (Eyrolles) |
| Calcul et vérification d'ouvrage en BA | P. CHARON (Eyrolles) |
| Cours pratiques du Béton précontraint | G.D. J. M (Eyrolles) |
| Calcul d'ouvrage en B.A | M ^r BELAROU GH (O.P.U) |
| OSATURE Scope | SARET |
| projets de F.E | (ENPA) |



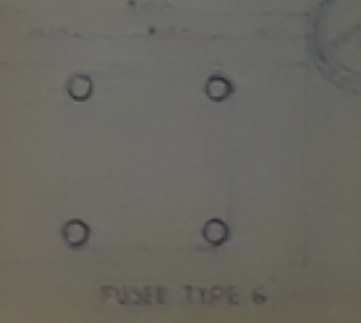
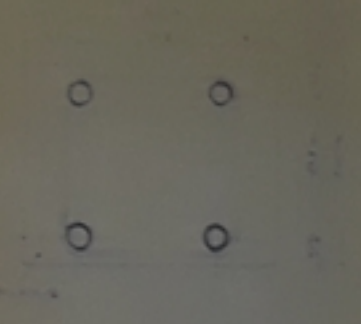
FUSÉE TYPE 4



ELEVATION



FUSÉE TYPE 5



FUSÉE TYPE 6

ENVA
DEPARTEMENT G CIVIL

PARKING
R+4

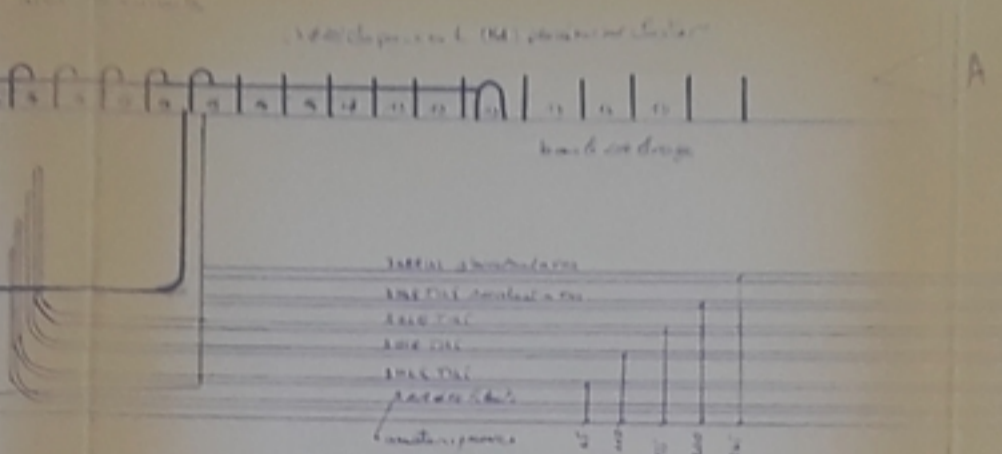
FERRAILLAGE P.T

PROPOSE PAR
S.A.P.T.A.

PROJET DE FIN D'ETUDES
ETUDE R. ELKALI S. BOUHANDJER
DIRIGE PAR M. GUIGOVA

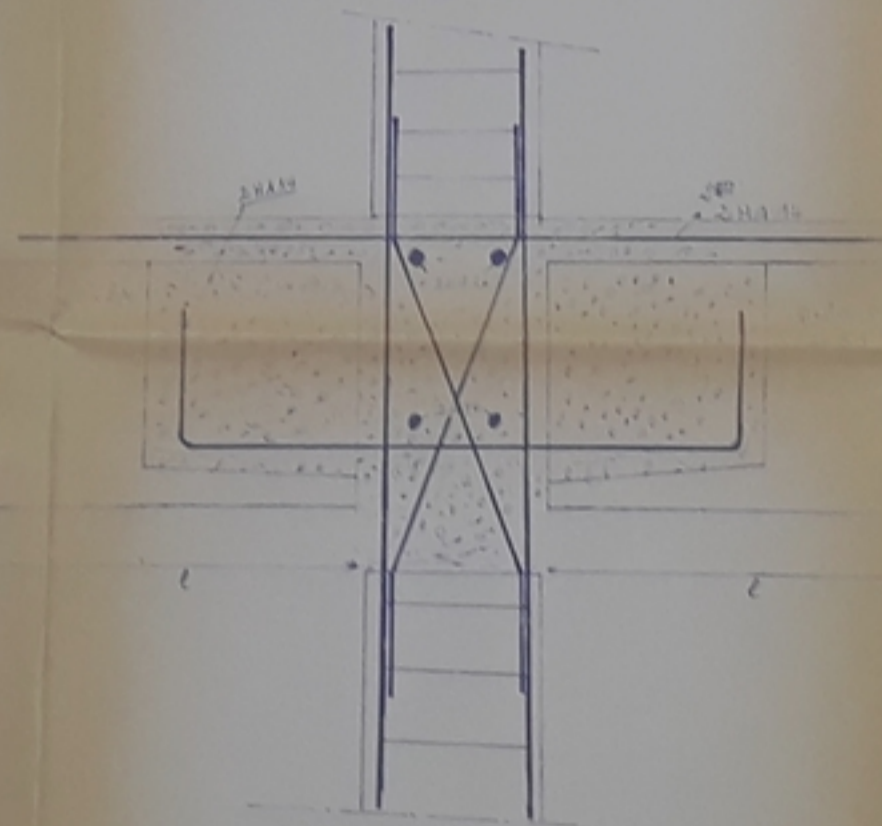


Poteau Scope



P6 (precast)

-15.66 m



88 010 88

ENPA
DEPARTEMENT G CIVIL

PLIIRKING
R+4

FERRAILLAGE Poutre + noeud

PROPOSE PAR
S.A.P.T.A

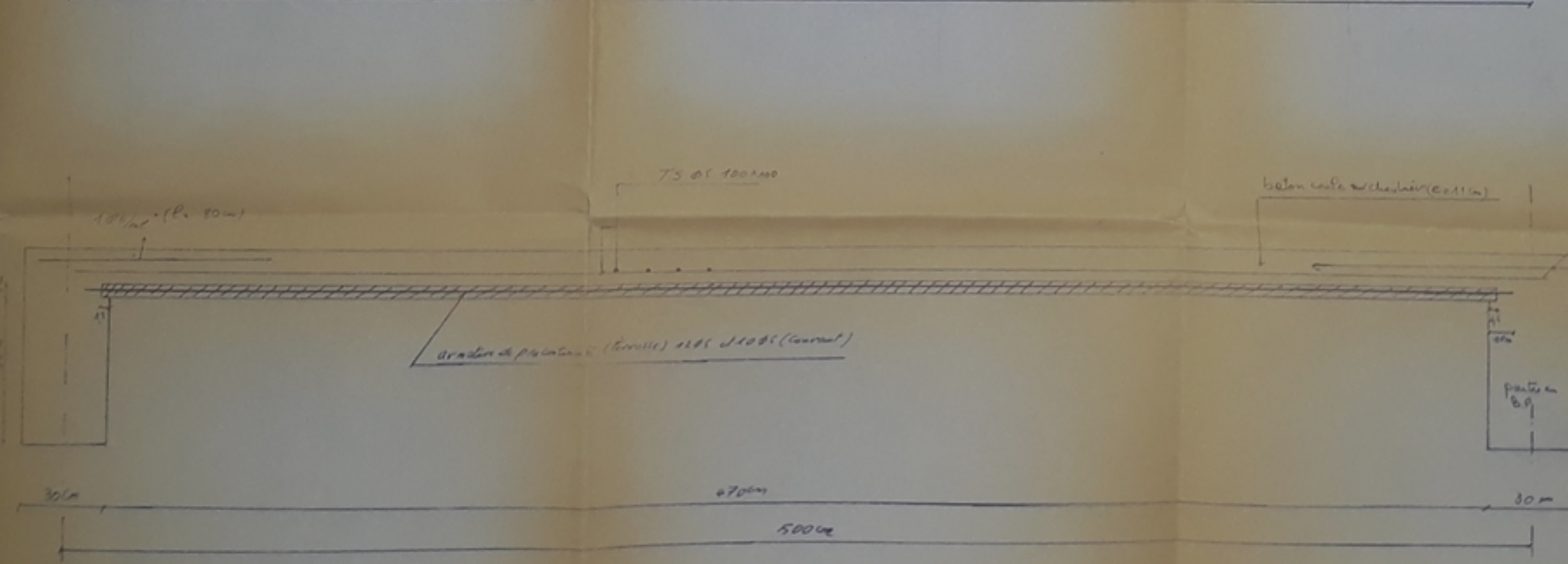
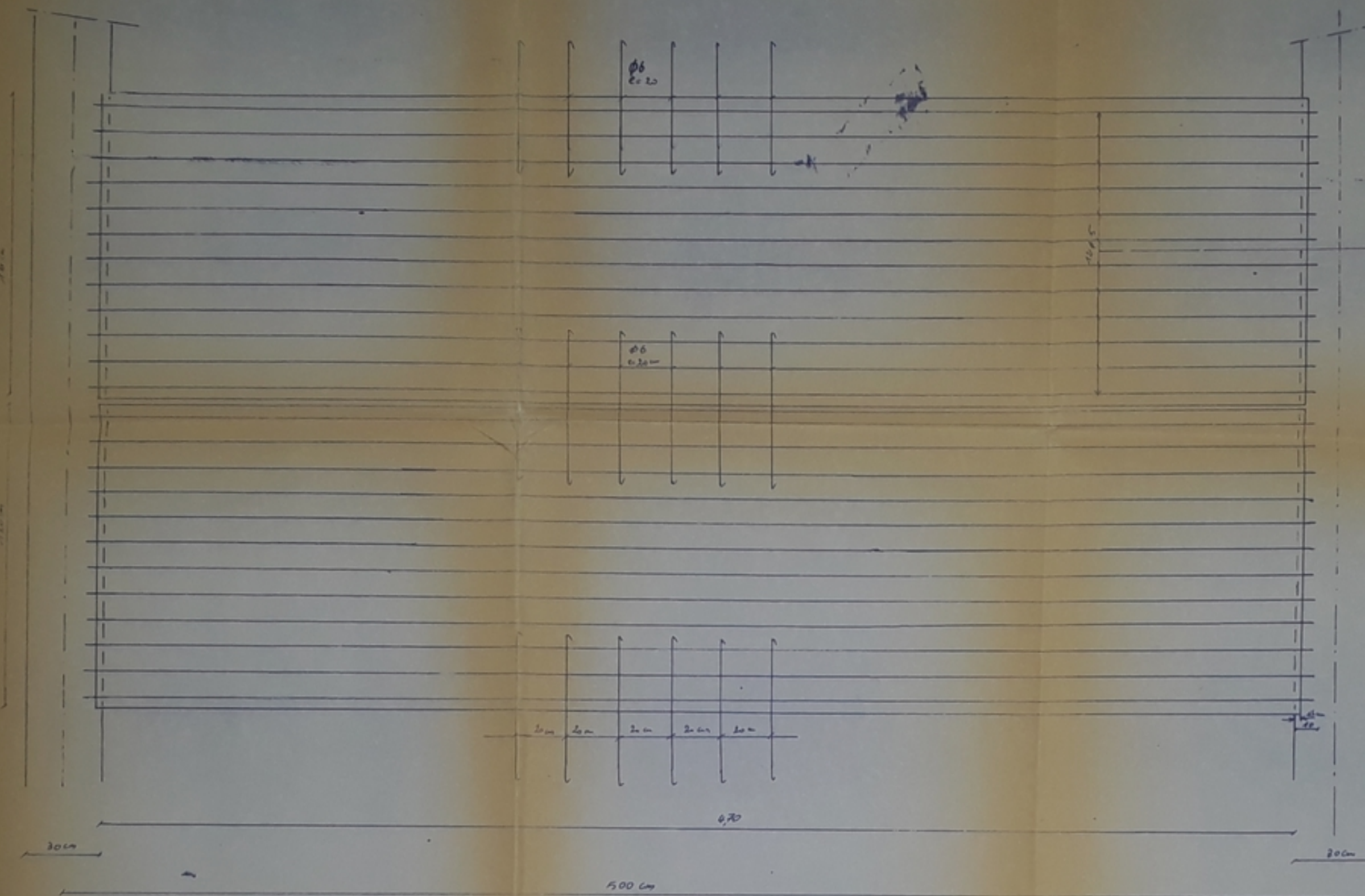
PROJET DE FIN DE TUDES
ETUDEUR: ELKALI S. BOUCHAKOUR M
DIRIGE P. M. GUIGOVA

N° 5



PB 016 88

-3-



REPUBLICAINE		
ENPA		
DEPARTEMENT G. CIVIL		
PARKING		
R+4		
FERRAILLAGE PREDALLE		
PROPOSE PAR		
S.A.P.T.A		
PROJET DE FIN D'ETUDES		
ETUDIÉ PAR	ELKALI S J BOUCHAKOUR M	
DIRIGÉ PAR	M. GUIGOVA	
DATE	Feuille	N°
11/10	80	13

