

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUARI BOUMEDIENE

17/81

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL



PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION R+4

Proposé par : **S N E R I**

Dirigé par :
Sté ENESCU

Etudié par :
**M. CHEMROUK
A. ITIM**

Promotion : Janvier 1931

UNIVERSITE DES SCIENCES ET DE LA TECHNOLOGIE
HOUARI BOUMEDIENE

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
DEPARTEMENT GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION R+4

Proposé par : **S N E R I**

Dirigé par :
Sté ENESCU

Etudié par :
M. CHEMROUK
A. ITIM

Promotion : Janvier 1981

~ Remerciements ~

Nous tenons à remercier vivement notre
Promoteur M^{re} ST. ENESCU pour ses
Conseils et son aide si efficaces.

Nous remercions également M^{rs}. HADI et NASRI,
responsables à la SNERI pour leur soutien,
ainsi que tout le personnel du bureau
d'études en particulier Mahmoud - Kaidhi - Abras.
Nos vifs remerciements à tous les membres du JURY
qui nous font l'honneur de juger notre travail.

~ M. Chemrouk et A. Itim ~

-> Dédicaces <-

Je dédie cette humble thèse :-

- A mon père et à ma mère pour leurs sacrifices et toute la confiance qu'ils me témoignent.
- A mes frères .
- A mes sœurs .
- A toute ma famille .
- A Mohamed ITIM et à sa famille .
- A Hamid Seghir et à sa famille .
- A mon oncle EL-Hadj et à sa famille .
- A la mémoire de mon ami et frère Ahmed chami décédé le 20/09/80 à l'âge de 24 ans .
- A tous ceux qui me sont chers .
- A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à mon éducation et à ma formation .

ITIM Ahmed



~ dédicaces ~

Je dédie ce modeste travail, en signe de reconnaissance:

- A ma mère pour son sacrifice consenti à mon égard
- A ma mère qui a réussi à combler mon vide paternel survenu aussitôt que j'ai vu la lumière
- A ma mère en signe de respect.
- A mes frères Lakhdar et Abdelkader
- A ma sœur aînée
- A mon oncle Abdelkader et toute la famille pour la confiance qu'ils me témoignent
- A tous ceux qui ont été, sont, et seront mes amis.

- A la mémoire de mon père, mort par la patrie,
- A la mémoire de mon frère "Miloud" qui a quitté la vie à l'aube de sa jeunesse,
- A la mémoire de ma tante qui reste vivante dans mon esprit,
- A la mémoire de mon ami et collègue Ahmed Chamri décédé en septembre 1980,
- A la mémoire de toutes les victimes du séisme d'El-Asnam survenu le 10-10-1980.

~ رَحِمَهُمُ اللَّهُ ~

فَايَّدْ لَهُ صَبْرًا وَأَوْسِعْ لَهُ صَدْرًا

إِذَا الدَّافِقُ يَوْمًا آتَاكَ بِنَكْبَةٍ

— Mohamed Chemrouk —

PLAN d'ETUDE

I - Introduction	1
- présentation de l'ouvrage	
- caractéristiques des matériaux	
- Charges et surcharges	
II - Calcul des éléments	8
- acrotère	
- calcul des poutrelles:	
• poutrelles terrasses	
• poutrelles niveau courant	
- escaliers	
- encorbellements	
III - Etude Sismique	37
- calcul sismique	
- forces sismiques:	
• horizontales	
• verticales	
IV - Efforts dans les portiques	47
- sous les charges horizontales	
- sous les charges verticales	
V - Superposition des sollicitations	75
- moments en travée	
- moments et efforts tranchants dans les poutres	
- moments et efforts normaux dans les poteaux	
VI - Ferrailage des poutres	87
- portique longitudinal I-I	
- portique transversal II-II	
- portique transversal III-III	
VII - Ferrailage des poteaux	115
VIII - Fondations	135
- introduction: choix du type de fondation	
- semelle isolée	
- semelle continue	
- radier simple	

— INTRODUCTION —

PRESENTATION de L'OUVRAGE

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation; ce bâtiment sera implanté dans la région de SETIF, il comportera un rez-de-chaussée surélevé du sol et 4 étages (R+4)

longueur totale du bâtiment : 17,70 m (entre nus extérieurs)

largeur totale : 9,80 m (entre nus extérieurs)

hauteur totale du bâtiment : 17,30 m (acrotère comprise)

la hauteur de plancher à plancher est de 3,20 m.

Taux de Travail du SOL :

Les essais de mécanique des sols ont donné une contrainte admissible de 1,8 bars à 2m d'ancrage pour le sol où sera implanté le bâtiment

Béton Armé :

Le béton armé entrant dans la construction du bâtiment sera conforme aux règles techniques de conception et de calcul des ouvrages en béton armé (C.C.B.A 68) et à tous les règlements en vigueur applicables en ALGÉRIE.

- en principe la composition du béton sera : (pour 1 m³)
 - 800 litres de gravillons $D_g \leq 25 \text{ mm}$
 - 400 litres de sable $D_s \leq 5 \text{ mm}$
 - 350 Kg de Ciment CPA 325
 - 175 litres d'eau.

la préparation du béton sera faite mécaniquement et le chantier sera muni du matériel nécessaire pour permettre le prélèvement d'échantillons à des fins de contrôle.

- Pour l'acier, on utilisera de l'acier doux et de l'acier à haute adhérence, conforme aux normes, il sera propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

OSSATURE :

L'ossature du bâtiment sera constituée de portiques longitudinaux et transversaux; ces portiques seront composés de poteaux et de poutres parfaitement encastés entre eux, assurant ainsi le contreventement du bâtiment

PLANCHERS :

Ils seront constitués par des corps creux et une dalle de compression (R+4) reposant sur des poutrelles préfabriquées, le plancher terrasse aura en plus une isolation thermique, hydrofuge et une forme de pente.

ESCALIERS :

Le bâtiment sera muni d'une seule cage d'escaliers

Les escaliers seront en béton armé avec pailleuse porteuse; ils seront construits par étage en même temps que l'ossature afin de limiter l'emploi des échelles.

MAÇONNERIE :

. murs extérieurs:

- une cloison en briques creuses de 15 cm
- un vide d'air de 5 cm
- une cloison en briques creuses de 10 cm

En dessous du rez-de-chaussée, les murs extérieurs seront formés par un rideau simple en béton armé de 10 cm d'épaisseur avec un ancrage de 15 cm à 20 cm dans le sol.

. murs intérieurs:

- une cloison de séparation en briques creuses de 10 cm.

REVÊTEMENTS:

- Céramique dans les salles d'eau
- Carrelage dans les autres pièces.

CARACTERISTIQUES MECANIQUES des MATERIAUX CONSTITUANT LE BETON ARMÉ.

BETON:

- Il est dosé à 350 kg/m³ de CPA 325, contrôle atténué
- Grosseur des granulats : 5/15 mm
- Résistance nominale de compression $\sigma'_{28} = 270$ bars
- Résistance nominale de traction $\sigma'_{28} = 23,2$ bars

Contrainte de compression admissible. (CCBA 68 art 9.4)

$$\bar{\sigma}'_{bo} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} \quad \text{avec } \sigma'_{28} = 270 \text{ bars.}$$

- α dépend de la classe de ciment utilisé $\alpha = 1$ (CPA 325)
- β dépend de l'efficacité du contrôle $\beta = 5/6$ (contrôle atténué)
- γ dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats $C_g: 5/15 \rightarrow \gamma = 1$
- δ dépend de la nature de la sollicitation
 - $\delta = 0,3$ en compression simple.
 - $\delta = 0,6$ en flexion simple.

En flexion Composée:

$\delta = 0,6$ si l'effort normal est une traction

$$\delta = \begin{cases} 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) & \text{si } \delta < 0,6 \\ 0,6 & \text{si } \delta \geq 0,6 \end{cases} \quad \begin{array}{l} \text{si l'effort normal est} \\ \text{une compression.} \end{array}$$

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

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

Quand il s'agira d'une sollicitation pondérée du 2^{ème} genre, les valeurs de δ sont multipliées par 1,5

- ϵ dépend de la forme de la section et de la position de l'axe neutre
 - $\epsilon = 1$ en compression simple
 - $0,3 < \epsilon < 1$ dans les autres cas.

Dans notre Cas :

• En compression simple :

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5/6 \cdot 1,03 \cdot 1,270 = 67,5 \text{ bars (solicitation du 1^{er} genre)}$$

$$\bar{\sigma}'_{b_n} = 1,5 \cdot 67,5 = 101,3 \text{ bars. (solicitation du 2^{eme} genre)}$$

• En Flexion simple :

$$\bar{\sigma}'_b = 135 \text{ bars sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}'_b = 202,5 \text{ bars sous } SP_2.$$

CONTRAINTE de traction de référence: (C C B A 68 art 9.5)

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} ; \alpha, \beta, \gamma \text{ sont définis de la même façon que précédemment}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,4}{\sigma'_n} \quad (\sigma'_n \text{ en bars})$$

Ce qui nous donne

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_b = 5,8 \text{ bars sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_b = 8,7 \text{ bars sous } SP_2 \end{array} \right.$$

Aciers :

on distingue deux catégories d'aciers :

• aciers doux ou ronds lisses :

$$\text{nuance FeE24 ; } \sigma_{en} = 2350 \text{ bars (2400 Kg/cm}^2\text{)}$$

$$\text{Contraintes admissibles : } \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{en} = 1600 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous } SP_1\text{)}$$

$$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (sous } SP_2\text{)}$$

• aciers haute adhérence :

$$\text{nuance FeE40 ; } \sigma_{en} = 4120 \text{ bars (4200 Kg/cm}^2\text{) pour } \phi \leq 20 \text{ mm}$$

$$\sigma_{en} = 3920 \text{ bars (4000 Kg/cm}^2\text{) pour } \phi > 20 \text{ mm.}$$

$$\text{Contraintes admissibles : } \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_1 \\ \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ sous } SP_2 \end{array} \right. \quad \phi \leq 20$$

CONTRAINTE de traction imposée par la condition de fissuration :

(C C B A 68 art 4.9)

la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes (en bars)

$$\sigma_1 = \frac{\kappa \cdot R}{\phi} \frac{\tilde{\omega} \rho}{1 + 10 \tilde{\omega} \rho} \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{2 \frac{\kappa}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

σ_1 = contrainte de fissuration systématique

σ_2 = contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle.

η = coefficient de fissuration $\begin{cases} = 1 & \text{ronds lisses} \\ = 1,6 & \text{haute adhérence.} \end{cases}$

ϕ = diamètre de la plus grosse barre

\tilde{w}_f = pourcentage de fissuration : $w_f = \frac{A}{B_f}$

A = section totale des barres tendues

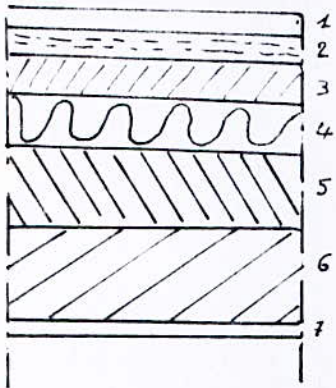
B_f = section d'enrobage des barres tendues

K : coefficient dépendant des conséquences de la fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

$K = \begin{cases}$	$1,5 \cdot 10^6$	fissuration peu nuisible
	$1 \cdot 10^6$	fissuration préjudiciable
	$0,5 \cdot 10^6$	fissuration très préjudiciable

CHARGES et SURCHARGES

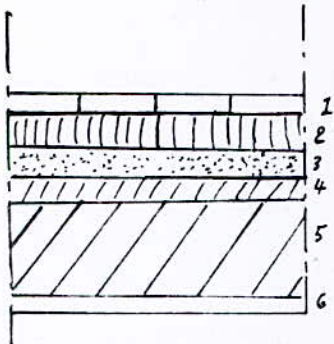
PLANCHER TERRASSE



- 1- Protection gravier 5cm : 30 Kg/m^2
- 2- Multicouche isolation hydrofuge : 10 Kg/m^2
- 3- Chape en béton 3cm : 60 Kg/m^2
- 4- Isolation thermique : 3cm : 10 Kg/m^2
- 5- béton de pente 5cm : 100 Kg/m^2
- 6- Table de Comp. + hourdis : 4+16 : 265 Kg/m^2
- 7- Enduit de plâtre 1cm : 14 Kg/m^2

$$G = 549 \text{ Kg/m}^2$$

PLANCHER COURANT



- 1- Carrelage 2cm : 44 Kg/m^2
- 2- Mortier de pose 2cm : 40 Kg/m^2
- 3- Sable 3cm : 51 Kg/m^2
- 4- Isolation phonique 3cm : 10 Kg/m^2
- 5- Hourdis + Table de Comp. 4+16 : 265 Kg/m^2
- 6- Enduit de plâtre 1cm : 14 Kg/m^2

$$G = 424 \text{ Kg/m}^2$$

$$+ \text{ cloison : } 75 \text{ Kg/m}^2$$

$$G_c = 499 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharges d'exploitations:

- Terrasse inaccessible : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$
on admet que les surcharges de neige n'agissent pas en même temps que les surcharges d'exploitations
- Plancher niveau courant : immeuble d'habit. $P_c = 175 \text{ Kg/m}^2$
- Balcon : niveau courant : $P_{bc} = 350 \text{ Kg/m}^2$
- Escaliers : $P_{es} = 400 \text{ Kg/m}^2$
- Acrotère : on considère une force horizontale de 100 Kg/ml

REPLISSAGE

• Murs extérieurs : double cloison + un vide d'air

- briques creuses 15 cm : 210 Kg/m^2

- vide d'air de 5 cm :

- briques creuses 10 cm : 133 Kg/m^2

- enduit des murs extérieurs 2 cm : 28 Kg/m^2

- enduit intérieur 1 cm : 14 Kg/m^2

$$\text{charge totale } q = 385 \text{ Kg/m}^2$$

Prédimensionnement :

- poutres : la portée maximale des poutres est de 5 m;

la hauteur des poutres doit être tel que :

$$\frac{l}{15} \leq h_t \leq \frac{l}{10} \Rightarrow 33,3 \text{ cm} \leq h_t \leq 50 \text{ cm}$$

$$0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t \Rightarrow 0,3 h_t \leq b \leq 0,7 h_t$$

on prendra comme section des poutres :

- dans le sens longitudinal : $h_t = 50 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

- dans le sens transversal : $h_t = 45 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

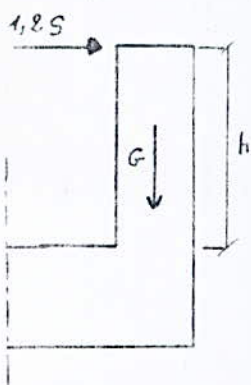
- poteaux :

après avoir fait une descente de charges pour la file de poteaux (file verticale) la plus chargée, on obtient comme section à la base de (30×50) ; ainsi cette section sera maintenue pour tous les poteaux quelque soit leur position.

— CALCUL des ELEMENTS —

CALCUL DES ELEMENTS

— ACROTERE —

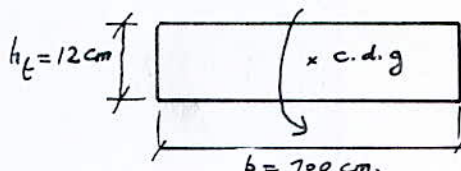
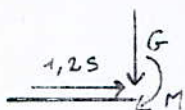


épaisseur : 12 cm
 largeur : 100 cm
 hauteur : 50 cm

L'acrotère est assimilé à une console encastree dans le plancher terrasse. La section dangereuse étant la section d'encastrement, les efforts sont les suivants:

- $G = 0,12 \cdot 0,5 \cdot 1 \cdot 2500 = 150 \text{ Kg/ml}$
- $S = 100 \text{ Kg/ml}$ (main courante)

le calcul sera fait pour 1 m linéaire d'acrotère; on considère une section rectangulaire (100 x 12) soumise à la flexion composée



on prend un enrobage de 2 cm

l'effort normal $N = G = 150 \text{ Kg/ml}$

le moment de flexion $M = 1,2 S \cdot h_c = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,5 = 60 \text{ Kg.m/ml}$

l'excentricité $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{60}{150} = 0,4 \text{ m} = 40 \text{ cm}$

$e_0 = 40 \text{ cm} > \frac{h_c}{6} = \frac{12}{6} = 2 \text{ cm} \rightarrow$ la section est partiellement comprimée

le calcul se fera donc en flexion composée par la méthode CHARON

Calcul du moment par rapport aux aciers tendus:

$M_A = N \cdot y_A$; y_A = distance entre les aciers tendus et le centre de pression.

$$y_A = e_0 + \left(\frac{h_c}{2} - d\right) = 40 + 4 = 44 \text{ cm.}$$

$$M_A = 150 \cdot 44 = 6600 \text{ Kg.cm/ml}$$

Calcul du moment résistant du béton $M_{r,b}$:

$$M_{r,b} = b \cdot \frac{\bar{\sigma}_b'}{2} \cdot y \cdot \left(h - \frac{y}{3}\right) \text{ avec } y = \frac{n \bar{\sigma}_b' b}{n \bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} \cdot h ; h = 15$$

$$\bar{\sigma}_b' = 137,7 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 ; h = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$$

$$b = 100 \text{ cm} \text{ on trouve } M_{r,b} = 250665,41 \text{ Kg.cm/ml}$$

$M_{rb} \gg M_A \Rightarrow$ les aciers comprimés ne sont pas nécessaires

Détermination des armatures tendues;

Simple sous l'effet du moment M_A (par rapport aux aciers tendus) puis on en déduit la section en flexion composée.

on calcule la section en flexion

$$\mu = \frac{15 \cdot M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 6600}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0035 \rightarrow \begin{cases} K = 168 \\ \epsilon = 0,9727 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{6600}{2800 \cdot 0,9727 \cdot 10} = 0,24 \text{ cm}^2$$

En flexion composée : $A'_1 = A'_2 = 0$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,24 - \frac{150}{2800} = 0,186 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

VERIFICATIONS:

• Condition de non fragilité : (C.C.B.A. art 52)

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,969 \text{ cm}^2$$

Il faut que A soit supérieure ou égale à la section minimale imposée par la condition ci-dessus ($0,969 \text{ cm}^2$) on adoptera 5T6 par mètre linéaire ($A = 1,41 \text{ cm}^2$) avec un espacement constant de 20 cm.

• Condition de la fissuration:

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1,41}{100 \cdot 4} = 0,0035$$

$\left\{ \begin{array}{l} k = 10^6 \text{ fissuration préjudiciable} \\ \rho = 1,6 \text{ H.A} \\ \phi = 6 \text{ mm} \end{array} \right.$

$$\sigma_1 = \frac{k \cdot \rho}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \omega_f} = 731,37 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\rho}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 2984,76 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) = 2984,76 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

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

la fissuration est ainsi vérifiée

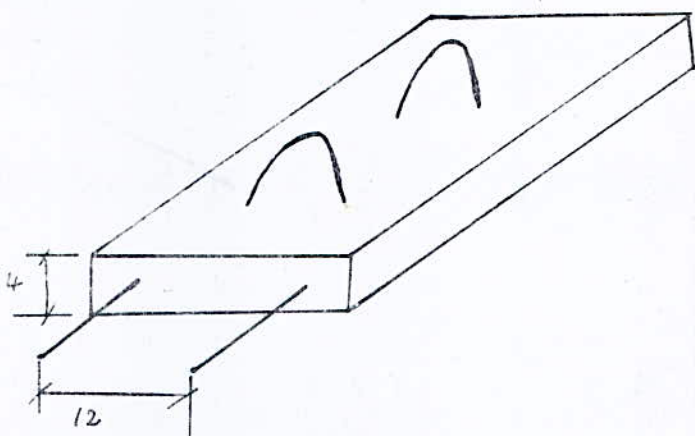
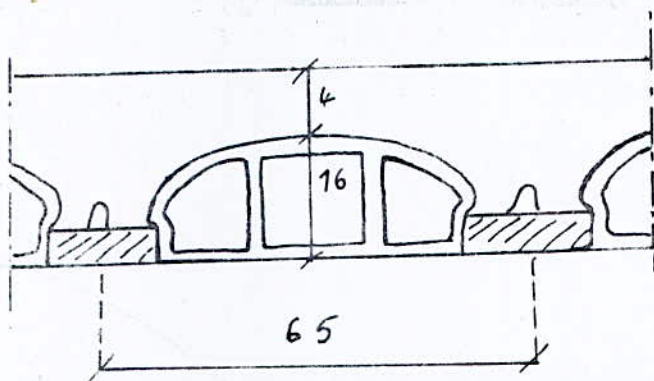
• Vérification à l'effort tranchant : $A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 220 - \frac{6600}{7 \cdot 10} < 0$

donc les armatures ne seront soumises à aucun effort de traction.

CALCUL des POUTRELLES et de la DALLE de COMPRESSION

POUTRELLE TERRASSE:

le plancher terrasse est un plancher à corps creux (16+4).



les poutrelles sont préfabriquées sur chantier, elles possèdent des armatures en attente permettant une bonne liaison avec le béton des poutres et de la dalle de compression. Ces poutrelles seront calculées sous les sollicitations du 1^{er} genre: $G + 1,2 P$

la surface revenant à la poutrelle est:
 $S = 0,65 \cdot l$

le calcul des poutrelles se fait en deux étapes:

1^{ère} étape:

avant le coulage de la dalle de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée; elle supportera son poids propre, le Hourdis et la surcharge due à l'ouvrier qui pose le Hourdis.

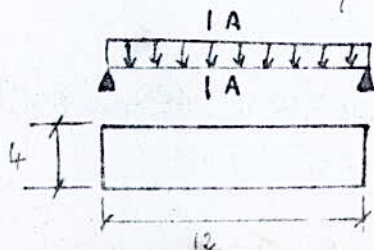
2^{ème} étape:

Calcul de la poutrelle finie travaillant comme une poutre en T reposant sur quatre appuis.

N.B.: les poutrelles seront disposées suivant le sens transversal qui est le sens de la plus petite dimension et ce pour réduire la flèche.

1^{ère} étape:

schéma statique



Charges supportées par la poutrelle:

- Poids propre de la poutrelle: $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12$
- Corps creux: $0,65 \cdot 95 = 62 \text{ Kg/ml}$
- Surcharge: $1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 78 \text{ Kg/ml}$

$q = 152 \text{ Kg/ml}$

le moment en travée sera : $M_0 = \frac{q l^2}{8}$

la plus grande travée a une longueur de 4,20 m (entre axes des appuis)

$$\Rightarrow M_0 = 1,52 \cdot \frac{4,20^2}{8} = 335,16 \text{ Kg.m.}$$

l'effort tranchant max : $T = q \frac{l}{2} = 152 \cdot \frac{4,20}{2} = 319,2 \text{ Kg}$

Détermination des armatures : (méthode CHARON)

on considère un enrobage de 2 cm.

$$k = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 335,16 \cdot 10^4}{2800 \cdot 12 \cdot 2^2} = 3,74 \rightarrow k = 1,3$$

$$\bar{k} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 > k = 1,3$$

$\bar{k} > k \Rightarrow$ les armatures comprimées sont donc nécessaires. Cependant on ne peut pas placer les armatures du fait que la section de béton est trop faible; il est donc nécessaire de prévoir un échafaudage pour aider la poutrelle à supporter les charges avant le coulage de la table de compression.

2^eme étape :

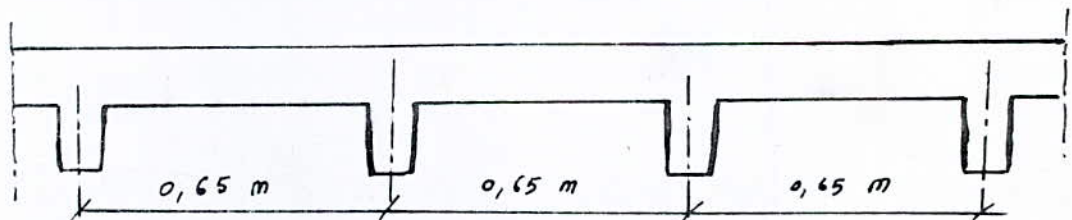
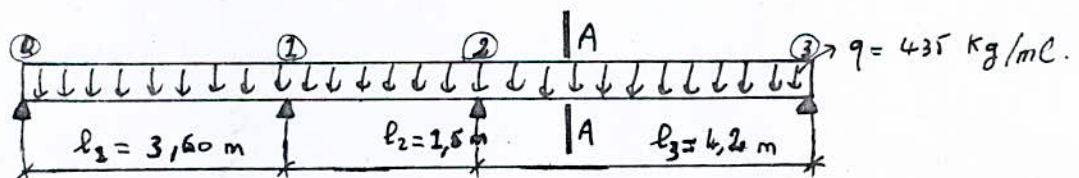
calcul de la poutrelle en section Te' cette poutrelle repose sur 4 appuis (sens transversal).

les poutrelles supportent :

- Poids propre du plancher terrasse : $G = 549 \text{ Kg/m}^2$
- Surcharge : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$

$$q = (G + 1,2 P) \cdot 0,65$$

$$q = (549 + 1,2 \cdot 100) \cdot 0,65 = 434,85 \text{ Kg/ml} \approx 435 \text{ Kg/ml}$$



Détermination de la largeur "b" de la table de compression :

(art 23.31 BA62)

$$b_2 = \frac{b - b_0}{2} \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26,5 \text{ cm}$$

l : distance entre deux faces voisines de 2 nervures consécutives
ici $l = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$.

art 23.32 BA 68

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{2}{3} \cdot x$$

x = distance de la section considérée au point de moment nul le plus proche (Condition assurée).

art 23.33 BA 68

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \frac{L}{10} = \frac{370}{10} = 37 \text{ cm}$$

L = portée libre de la poutre (entre nus des appuis).

art 23.34 BA 68

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq (6 \text{ à } 8) h_0$$

h_0 = Hauteur de la Table de Compression ($h_0 = 4 \text{ cm}$)

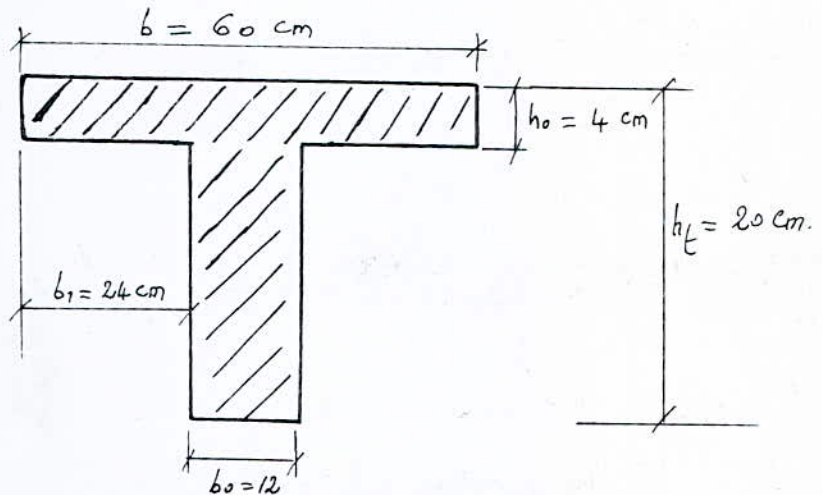
$$\text{on prend } b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq 6 \cdot h_0 = 6 \cdot 4 = 24 \text{ cm.}$$

la largeur b_1 doit être limitée à la plus faible de ces 4 valeurs.

la dernière condition est la plus restrictive, on prend :

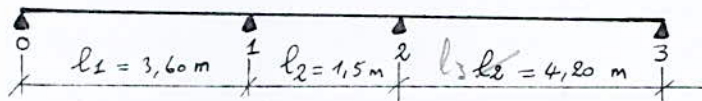
$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 24 \text{ cm} \Rightarrow b = b_0 + 2 \times 24 = 12 + 48 = 60 \text{ cm}$$

$$\boxed{b = 60 \text{ cm}}$$



Calcul des efforts agissant sur la poutrelle :

on détermine les moments agissant aux différents appuis à l'aide de la formule des 3 moments.



$M_0 = M_3 = 0$; les inconnues sont M_1 et M_2 ; on appliquera la formule des 3 moments 2 fois.

$$\cdot \text{entre } (0-2) : M_0 l_1 + 2M_1(l_1+l_2) + M_2 l_2 = -9 \frac{l_1^3}{4} - 9 \frac{l_2^3}{4}$$

$$\cdot \text{entre } (1-3) : M_1 l_2 + 2M_2(l_2+l_3) + M_3 l_3 = -9 \frac{l_2^3}{4} - 9 \frac{l_3^3}{4}$$

on obtient un système: 2 équations à 2 inconnues M_1 et M_2 . la résolution des deux équations donne :

$$M_1 = -432,4 \text{ Kg.m}$$

$$M_2 = -683,33 \text{ Kg.m.}$$

Les moments en travée seront déterminés en utilisant la relation

pour la travée (i-j): $M = \mu + M_i + \frac{M_j - M_i}{l} \cdot x$

où $\begin{cases} M: \text{moment à une abscisse } x \text{ de la travée hyperstatique} \\ \mu: \text{moment à l'abscisse } x \text{ de la travée isostatique de référence} \end{cases}$

$$\mu = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2}$$

1^{ère} travée (0-1):

$$M = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + \underbrace{M_0}_0 + \frac{M_1 - \overset{0}{M_0}}{l} \cdot x = q \frac{l}{2} x - q \frac{x^2}{2} + \frac{M_1}{l} x$$

$$T = \frac{dM}{dx} = q \frac{l}{2} - qx + \frac{M_1}{l}$$

le moment est maximum pour $T=0 \Rightarrow x_1 = \left(q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} \right) \cdot \frac{1}{q}$

$$x_1 = \frac{l}{2} + \frac{M_1}{q \cdot l} = 2,523 \text{ m}$$

$$M_{\max} = q \frac{l}{2} \cdot x_1 - q \frac{x_1^2}{2} + \frac{M_1}{l} \cdot x_1 = 505,08 \text{ Kg.m}$$

$$T_0 = q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} = 662,88 \text{ Kg}$$

$$T_{1g} = -q \frac{l}{2} + \frac{M_1}{l} = -903,11 \text{ Kg}$$

En procédant d'une manière analogue pour les autres travées on obtient les résultats suivants:

2^{ème} travée (1-2): longueur $l_2 = 1,5 \text{ m}$.

$$\begin{cases} M_{\max} = -403,34 \text{ Kg.m. (Pour } x = 0,365 \text{ m)} \\ T_{1d} = 158,98 \text{ Kg} \\ T_{2g} = -493,4 \text{ Kg} \end{cases}$$

3^{ème} travée (2-3): longueur $l_3 = 4,20 \text{ m}$

$$\begin{cases} M_{\max} = 648 \text{ Kg.m (Pour } x = 2,47 \text{ m)} \\ T_{2d} = 1076,19 \text{ Kg} \\ T_{3g} = T_3 = -750,8 \text{ Kg} \end{cases}$$

RESUME :

Diagramme des moments
fléchissants

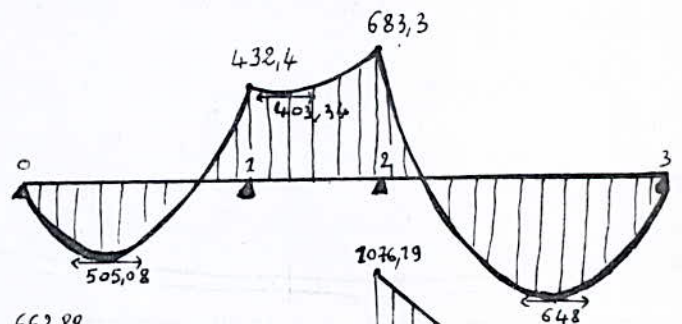
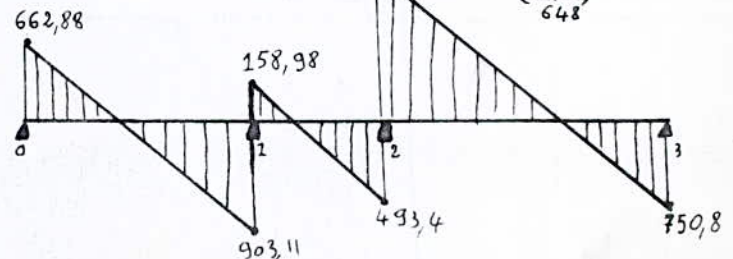


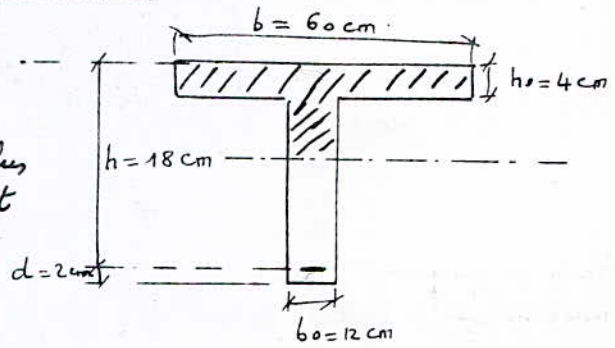
Diagramme des efforts
tranchants



Calcul des armatures longitudinales :

• En travée

on considère la travée dont le moment est le plus grand, dans notre cas il s'agit de la travée (2-3)



$M_{max} = 648 \text{ Kg.m}$

$l = 4,20 \text{ m}; h = 18 \text{ m}; b = 60 \text{ cm}; \bar{\sigma}'_s = 137 \text{ Kg/cm}^2; \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{n M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 648 \cdot 10^2}{2800 \cdot 60 \cdot 18^2} = 0,178 \rightarrow \begin{cases} K = 70,0 \\ \epsilon = 0,9412 \\ \alpha = 0,1765 \end{cases}$$

$y = \alpha \cdot h = 0,1765 \cdot 18 = 3,177 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm}$

⇒ l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h$) = (60 x 18)

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_s} = \frac{2800}{137} = 20,43 < K = 70 \Rightarrow \text{les aciers comprimés sont inutilisés.}$$

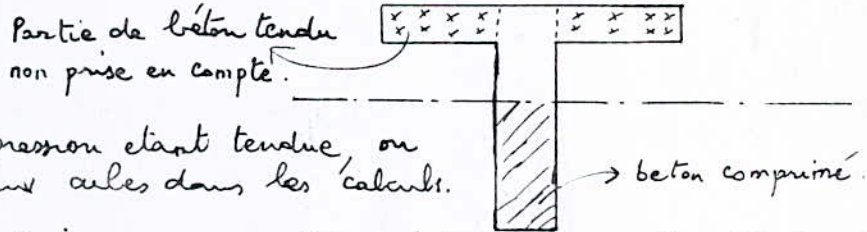
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{648 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9412 \cdot 18} = 1,366 \text{ cm}^2$$

on prendra : $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

• Aux appuis :

les armatures aux appuis sont déterminées avec le moment le plus défavorable, dans notre cas c'est le moment à l'appui 2 qui a pour valeur :

$M_2 = 683,3 \text{ Kg.m.}$



la table de compression étant tendue, on néglige les deux ailes dans les calculs.

le calcul sera fait pour une section rectangulaire ($b_0 \times h$) = (12 x 18)

$$\mu = \frac{15 \cdot 683,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0941 \rightarrow \begin{cases} K = 25,7 \\ \alpha = 0,386 \\ \epsilon = 0,8771 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{683,3 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8771 \cdot 18} = 1,545 \text{ cm}^2$$

$\bar{K} = 20,43 < 25,7 \Rightarrow \text{les aciers comprimés sont inutilisés.}$

on prendra : $1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$; cette barre sera laissée filante pour servir à la fois d'armature de construction et de chapeau au niveau des appuis.

Verification des contraintes:

• En travée : $A = 1,57 \text{ cm}^2$; $b = 60 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$; $M = 648 \text{ Kg.m}$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 1,57}{60 \cdot 18} = 0,145 \rightarrow \begin{cases} k = 64,5 \\ \epsilon = 0,9371 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{648 \cdot 10^2}{1,57 \cdot 0,9371 \cdot 18} = 2447 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2447}{64,5} = 37,93 \text{ Kg/cm}^2 < 137 \text{ Kg/cm}^2$$

• Aux appuis :

$$A = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\tilde{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 2,01}{12 \cdot 18} = 0,9305 \rightarrow \begin{cases} k = 21,9 \\ \epsilon = 0,8645 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{683,3 \cdot 10^2}{2,01 \cdot 0,8645 \cdot 18} = 2184,6 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{2184,6}{21,9} = 99,75 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137$$

Condition de non fragilité : (CCBA 68 art 52)

• En travée : $\frac{A}{b_0 \cdot h} \geq \psi_4 \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_t}{h} \right)^2$

$$\psi_4 = 0,54 ; b_0 = 12 \text{ cm} ; h = 18 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm} ; \bar{\sigma}'_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$A \geq 0,54 \cdot 12 \cdot 18 \cdot \frac{5,9}{2800} \cdot \left(\frac{20}{18} \right)^2 = 0,303 \text{ cm}^2$$

$$A = 1,57 \text{ cm}^2 > 0,303 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiée.}$$

• Aux appuis : idem

Verification de la flèche : (art 58.4 BA 68)

dans le cas où les 3 conditions qui suivent sont vérifiées, la verification de la flèche des portelles est inutile

• $\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_t}{M_0}$ $M_t = \text{moment flechissant maximal en travée}$
($M_t = 648 \text{ Kg.m}$)

$M_0 = \text{moment isostatique de la travée de reference}$ ($M_0 = 959,4 \text{ Kg.m}$)

$l = \text{portée libre} = 3,70 \text{ m.}$

$$\frac{20}{370} > \frac{1}{15} \cdot \frac{648}{959,4}$$

$$0,054 > 0,045$$

verifiée.

• $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{22,5}$: $0,054 > 0,0444$

• $\frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{5 \epsilon n} \Rightarrow \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,0073 < \frac{36}{4200} = 0,0085$ verifiée

Conclusion : les 3 conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche est inutile.

Vérification de la fissuration :

la condition de fissuration impose une limite à la contrainte admissible de l'acier, cette limite étant le max (σ_1 ; σ_2).

$$\text{on prendra } \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \max(\sigma_1; \sigma_2) \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,01}{12,22} = 0,0418$$

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

$$\eta = 1,6$$

$$k = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible.}$$

$$\bar{\sigma}_s = 5,8 \text{ bars}$$

$$\sigma_1 = k \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \omega_f} = 4421,7 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_s} = 2186,09 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_a = \min \begin{cases} \max(\sigma_1; \sigma_2) = \sigma_1 = 4421,7 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases} \quad \text{donc: } \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration

Vérification de l'adhérence : (CCBA 68 art 29)

on doit vérifier que $\tau_d < \bar{\tau}_d$, avec $\bar{\tau}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$

ψ_d = coefficient de scellement

$\psi_d = 1,5$ pour les barres H.A

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

$$\bar{\tau}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

τ_d = contrainte d'adhérence = $\frac{T}{n \cdot p \cdot z}$, cette contrainte

est calculée pour l'effort tranchant maximum: $T_{\max} = 1076,19$

p = périmètre d'une barre = $\pi \phi = 3,14 \cdot 1,6 = 5,02 \text{ cm}$

n : nbre de barres isolées, $n = 2$

$z = \frac{7}{8} \cdot h = 15,75 \text{ cm}$

$$\text{d'où } \tau_d = \frac{1076,19}{2 \cdot 1,6 \cdot 3,14 \cdot 15,75} = 13,63 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2$$

pas de risque d'entraînement.

Calcul des armatures transversales : (CCBA 68 art 25)

les armatures transversales seront calculées avec l'effort tranchant maximum, elles seront gardées pour toute la poutrelle; nous utiliserons des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, pour cela on fait la vérification suivante:

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

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

$\bar{\sigma}_b$ étant la contrainte de cisaillement maximale

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b_0 \cdot z} = \frac{1076,19}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 5,694 \text{ Kg/cm}^2$$

σ'_b = contrainte maximale dans le béton, dans notre cas $\sigma'_b = 108,23$ (à l'appui 2).

$\bar{\sigma}'_{b0} < \sigma'_b \leq 2\bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow$ on vérifie la 2^{ème} relation:

$$\tau_b < \left(4,5 - \frac{108,23}{68,5}\right) 5,9 = 17,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$\tau_b < 17,2 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ on utilise des armatures \perp à la ligne moyenne.

Ces armatures seront constituées par des cadres $\phi 6$ en Fe E 24

$$1 \text{ cadre } \phi 6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (2 brins).}$$

Contrainte admissible des armatures transversales:

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{en} \quad ; \quad \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\rho = \frac{2}{3} \text{ (on suppose qu'il y a reprise de bétonnage.)}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

l'écartement des armatures transversales sera maintenu constant et sera calculé avec la valeur max de l'effort tranchant.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 15,75 \cdot 1600}{1076,19} = 13,11 \text{ cm}$$

Cet écartement doit être inférieur à l'écartement admissible donné par le (CCBA 68 art 52.12)

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 0,2 \cdot 18 = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b}\right) \cdot h = 12,78 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t \leq \bar{t} = \max(t_1, t_2) = 12,78 \text{ cm}$$

Nous prenons un écartement $t = 10 \text{ cm}$ au niveau de

l'appui, le premier cours d'armatures sera à $\frac{t}{2}$ du nu de l'appui, pour les autres espacements on appliquera la règle de CAQ'OT tout en respectant l'article 25.12 du CBA 068 qui recommande $t \leq h$. ($h = 18$)

1^{er} travée: $\frac{l}{2} = 1,55 \text{ m} \rightarrow n = 2 : 5 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 4 \times 16 + 18 = 1,55 \text{ m}$

2^{ème} travée: $\frac{l}{2} = 0,5 \text{ m} \rightarrow$ on prend un espacement constant tel que: $5 + 4 \times 10 + 5 = 0,5 \text{ m}$

3^{ème} travée: $\frac{l}{2} = 1,85 \text{ m} \rightarrow n = 2 : 5 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 7 \times 16 = 1,85 \text{ m}$

N.B: $l =$ portée libre de la travée

Ferraillage de la Table de Compression: (art 58.2)

la table de compression sera armée par un treillis soudé en $\phi 6$, cependant les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser:
- 20 cm pour les armatures \perp aux nervures.
- 33 cm pour les armatures \parallel aux nervures.

on adoptera un treillis soudé de (20×20) en $\phi 6$, soit $5 \phi 6 / \text{ml}$ qui donne une section $A = 1,41 \text{ cm}^2$.

$\phi \leq 6 \text{ mm} \Rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$

$\bullet A_{\perp \text{ nervures}} / \text{ml} \geq \frac{43 \cdot l_n}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 65}{5300} = 0,527 \text{ cm}^2$

$l_n =$ distance entre nervures = 65 cm

$\Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 > 0,527 \text{ cm}^2$ vérifié

$\bullet A_{\parallel \text{ nervures}} / \text{ml} \geq \frac{A_{\perp \text{ nervures}} / \text{ml}}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow 1,41 \text{ cm}^2 > 0,705 \text{ cm}^2$ vérifié.

POUTRELLE - PLANCHER COURANT : (RDC. 1-2-3-4)

Nous utiliserons le même type de poutrelles du fait que ces niveaux sont chargés de la même façon, le calcul sera fait pour le cas le plus défavorable.

Charges revenant à la poutrelle:

- poids propre du plancher courant : $499 \times 0,65 = 324,35 \text{ Kg/ml}$
- surcharge d'exploitation : $1,2 \cdot 175 \cdot 0,65 = 136,5 \text{ Kg/ml}$

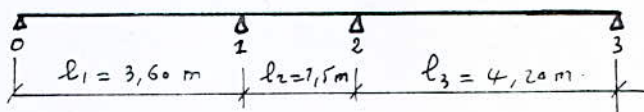
$q = 460,85 \text{ Kg/ml} \approx 462 \text{ Kg/ml}$

la poutrelle sera calculée comme une poutre en T reposant sur 4 appuis, les étapes de calcul seront identiques à celles de la poutrelle du plancher terrasse.

calcul des efforts: le calcul se fait d'une manière analogue à celle de la poutrelle du plancher terrasse, nous donnerons ici directement les résultats

moments aux appuis:

$$\begin{cases} M_0 = M_3 = 0 \\ M_1 = -458,23 \text{ Kg.m} \\ M_2 = -724,2 \text{ Kg.m} \end{cases}$$



• travée (0-1)

$$\begin{cases} M_{max} = 535,27 \text{ Kg.m} \text{ pour } x = 1,524 \text{ m} \\ T_{0d} = 702,5 \text{ Kg} \\ T_{1g} = -957,08 \text{ Kg} \end{cases}$$

• travée (1-2)

$$\begin{cases} M_{max} = -427,45 \text{ Kg.m} \text{ pour } x = 9,365 \text{ m} \\ T_{1d} = 168,4 \text{ Kg} \\ T_{2g} = -523,06 \text{ Kg} \end{cases}$$

• Travée (2-3)

$$\begin{cases} M_{max} = 686,65 \text{ Kg.m} \text{ pour } x = 2,474 \text{ m} \\ T_{2d} = 1140,52 \text{ Kg} \\ T_{3g} = T_3 = -795,67 \text{ Kg} \end{cases}$$

Diagramme des moments
Flechissants:

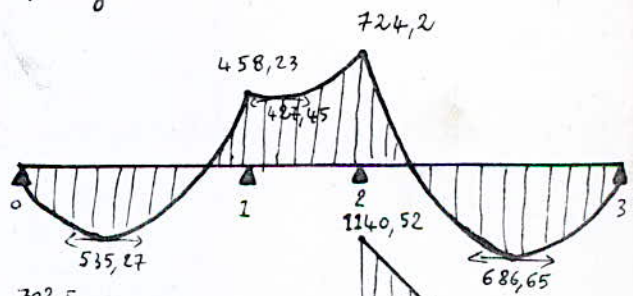
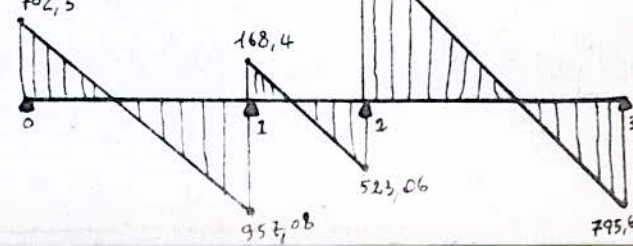


Diagramme des efforts
Tranchants:



Calcul des armatures longitudinales:

. En travée : le calcul est identique au précédent, la section étant la même.

$$M_{\max} \text{ en Travée} = 686,65 \text{ Kg.m}; h = 18 \text{ cm}; b = 60 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0189 \rightarrow \begin{cases} K = 67,5 \\ \alpha = 0,1818 \\ \epsilon = 0,9394 \end{cases}$$

Position de l'axe neutre : $y = \alpha \cdot h = 3,27 \text{ cm} < h_0 = 4 \text{ cm} \Rightarrow$
l'axe neutre tombe dans la table, la section sera calculée comme une section rectangulaire $b \times h = (60 \times 18)$

$\bar{K} = 20,43 < 67,5 \Rightarrow$ pas besoin d'armatures comprimées

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{686,65 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9394 \cdot 18} = 1,45 \text{ cm}^2$$

on prendra $2T10 = 1,57 \text{ cm}^2$

. aux appuis : la section sera calculée comme une section rectangulaire $b_0 \times h = (12 \times 18)$; le moment maximal $M_2 = 724,2 \text{ Kg.m}$.

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 724,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 12 \cdot 18^2} = 0,0997 \rightarrow \begin{cases} K = 24,8 \\ \alpha = 0,3769 \\ \epsilon = 0,8744 \end{cases}$$

$\bar{K} = 20,43 < 24,8 \Rightarrow$ pas besoin d'armatures comprimées

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{724,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8744 \cdot 18} = 1,643 \text{ cm}^2$$

on prendra $1T16 = 2,01 \text{ cm}^2$, cette barre sera laissée filante pour servir à la fois d'armature de construction et de cheveau au niveau des appuis.

Verification des contraintes:

. en travée : $\begin{cases} \sigma_a = 2592,8 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 40,2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

. à l'appui : $\begin{cases} \sigma_a = 2315,4 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma'_b = 105,72 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$

Condition de non fragilité : satisfaite en travée et aux appuis.

verification de la flèche :

$$\begin{aligned} \cdot \frac{h}{l} &= \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{15} \cdot \frac{686,65}{98426} = 0,046 \\ \cdot \frac{h}{l} &= \frac{20}{370} = 0,054 > \frac{1}{27,5} = 0,044 \end{aligned}$$

$$\frac{A}{b \cdot h} = \frac{1,57}{12,18} = 0,0128 < \frac{36}{4200} = 0,0085$$

les 3 conditions de l'art 58.4 du C.C.B.A. étant vérifiées, il est inutile de calculer la flèche.

Vérification de la fissuration: pas de risque de fissuration.

Vérification de l'adhérence:

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot \mu \cdot z} = \frac{1140,52}{1,3 \cdot 14 \cdot 2,6 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 14,41 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 : \text{pas de risque d'entraînement}$$

Armatures transversales:

contrainte de cisaillement maximale

$$\bar{\sigma}_s = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1140,52}{12 \cdot \frac{7}{8} \cdot 18} = 6,03 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = \left(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b}\right) \bar{\sigma}_s = 27,44 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\sigma'_b = 105,32 < 2\sigma'_{b0})$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \text{on utilise des armatures } \perp \text{ à la ligne moyenne.}$$

on prendra des cadres en $\phi 6$ de nuance Fe E 24

$$\Rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \text{ (2 brins)}$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{l'espacement } t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 12,37 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 \cdot h = 3,6 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\sigma'_b}\right) \cdot h = 12,48 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra comme espacement $t = 10 \text{ cm}$, le premier cours d'armatures sera à $\frac{t}{2}$ du nu de l'appui, pour le reste des espacements voir la poteille - terrasse.

Ferraillage de la Table de compression:

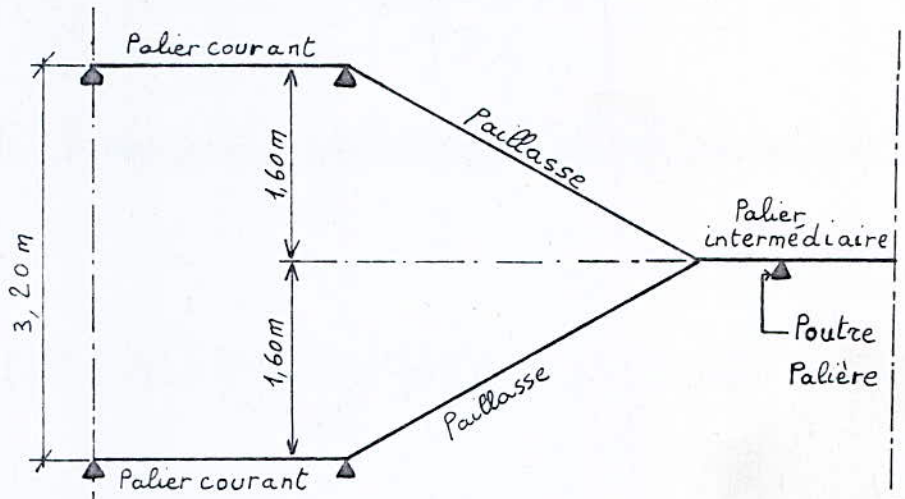
on adoptera des treillis soudés en $\phi 6$, de la même façon que la table de compression du plancher terrasse, les dimensions des mailles (20x20), les conditions requises par le C.C.B.A 68 art. 58 étant toutes vérifiées.

— ETUDE des ESCALIERS —

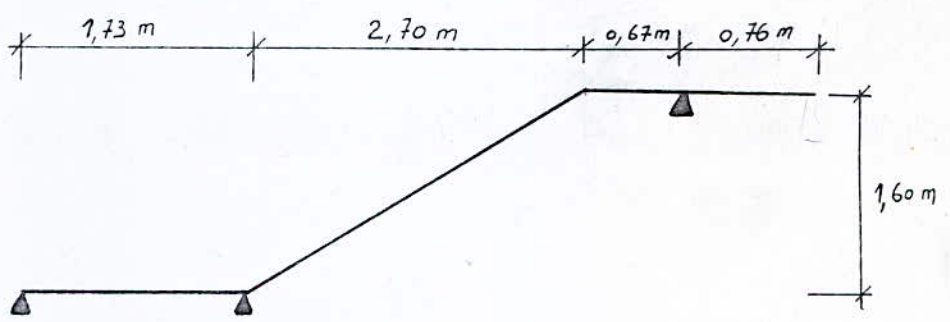
L'escalier que nous allons calculer est à paillasses adjacentes. Il est constitué de deux poutres-dalles inclinées (paillasses), d'un palier intermédiaire à mi-étage et de deux paliers courants (au niveau des étages).

La jonction paillasse - palier courant s'appuie sur une poutre qui fait partie du portique longitudinal.

Le schéma de l'escalier est le suivant :-



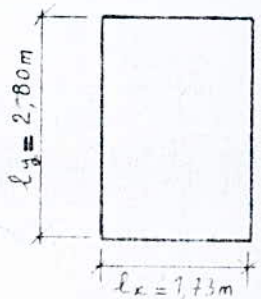
Le palier intermédiaire s'appuie sur une poutre palière, le schéma statique est le suivant :-



Le calcul sera fait en deux parties; le palier courant sera calculé comme une dalle semi-encastée sur son pourtour de dimensions $l_x = 1,73\text{ m}$; $l_y = 2,80\text{ m}$.

La paillasse et le palier intermédiaire seront calculés comme poutre reposant sur 2 appuis.

1) Calcul du palier courant:



l'épaisseur du palier doit être comprise entre $\frac{1}{30}$ et $\frac{1}{20}$ de sa grande portée

$$\text{Soit: } \frac{2,80}{30} \leq e \leq \frac{2,80}{20}$$

$$9,3\text{ cm} \leq e \leq 14\text{ cm}$$

on prend $e = 14\text{ cm}$.

Evaluation des charges et surcharges:

- poids propre ($e = 14 \text{ cm}$) : 350 kg/m^2
- carrelage (2 cm) : 44 kg/m^2
- sable (3 cm) : 60 kg/m^2
- surcharges majorées : $1,2 \cdot 400 = 480 \text{ kg/m}^2$

$$q = G + 1,2 S = 934 \text{ kg/m}^2$$

Calcul des efforts:

on utilise la méthode de Pigeaud.

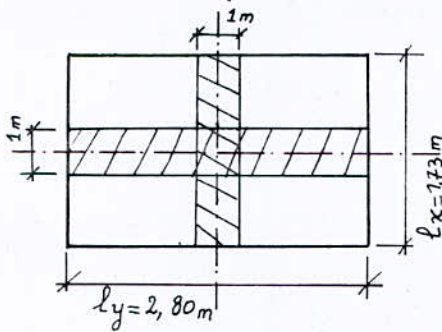
$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{2,80 \text{ m}}{1,73 \text{ m}} \Rightarrow \rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,6178 > 0,4$$

\Rightarrow la dalle porte sur les deux sens ($l_x; l_y$)

la dalle étant uniformément chargée sur toute sa surface \mathcal{R} , on a

$$\mathcal{R} = l_x \cdot l_y = 1,73 \cdot 2,80 = 4,844 \text{ m}^2$$

$$P = q \cdot \mathcal{R} = 934 \cdot 4,83 = 4524,3 \approx 4525 \text{ Kg}$$



En considérant une tranche de 1 m dans les deux sens et en tenant compte du semi-encastrement, on aura:

$$\rho_x = \frac{l_x}{l_x} = 0,6178 \Rightarrow M_1 = 0,048 \quad \left(\begin{array}{l} \text{abaques} \\ \text{de} \\ \text{Pigeaud} \end{array} \right)$$

$$\rho_y = \frac{l_y}{l_x} = 1,618 \Rightarrow M_2 = 0,016$$

$$M_x = (M_1 + \nu M_2) P$$

$$M_y = (M_2 + \nu M_1) P$$

avec $\nu =$ coefficient de Poisson
 $\nu = 0,15$ pour le béton.

$$M_x = (0,048 + 0,15 \cdot 0,016) \cdot 4525 = 228,06 \text{ Kg.m}$$

$$M_y = (0,016 + 0,15 \cdot 0,048) \cdot 4525 = 104,98 \text{ Kg.m}$$

Compte tenu du semi-encastrement:

• dans le sens de l_x :

$$M_{\text{ex}} = 0,85 \cdot M_x = 193,85 \text{ Kg.m (en travée)}$$

$$M_{\text{appx}} = 0,3 \cdot M_x = 68,42 \text{ Kg.m (à l'appui)}$$

• dans le sens de l_y :

$$M_{\text{ey}} = 0,85 \cdot M_y = 89,23 \text{ Kg.m (en travée)}$$

$$M_{\text{appy}} = 0,3 \cdot M_y = 31,49 \text{ Kg.m (à l'appui)}$$

L'effort tranchant Maximum: (au milieu du grand côté)

$$T = q \cdot \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 934 \cdot \frac{1,73 \cdot 2,80}{2 \cdot 2,80 + 1,73} = 617,23 \text{ Kg}$$

Ferraillage:

a) Suivant l_x : $M_{tx} = 193,85 \text{ kg.m}$; $b = 100 \text{ cm}$; $h = 14-2$
(on considère un enrobage de 2 cm.)

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 193,85 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,0072 \rightarrow \begin{cases} K = 115 \\ \epsilon = 0,9615 \end{cases}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = \frac{2800}{137} = 20,43 < K \Rightarrow \text{pas besoin d'aciers comprimés}$$

$$A_x = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{193,85 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9615 \cdot 12} = 0,60 \text{ cm}^2$$

b) Suivant l_y :

$$M_{ty} = 89,23 \text{ kg.m.}$$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 89,23 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 12^2} = 0,00331 \rightarrow \begin{cases} K = 205 \\ \epsilon = 0,9777 \end{cases}$$

$$A_y = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{89,23 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9777 \cdot 12} = 0,271 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité: (C C B A art 52)

$$\cdot A_x \geq b \cdot h_x \cdot \frac{44}{2} (2 - \rho) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_x} \right)^2$$

$$\cdot A_y \geq b \cdot h_y \cdot \frac{44}{4} (2 + \rho) \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h_0}{h_y} \right)^2$$

$$A_x \geq 100 \cdot 12 \cdot \frac{0,54}{2} (2 - 0,6178) \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{14}{12} \right)^2 = 1,28 \text{ cm}^2$$

non vérifiée

$$A_y \geq 100 \cdot 12 \cdot \frac{0,54}{4} (2 + 0,6178) \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{14}{12} \right)^2 = 1,21 \text{ cm}^2$$

non vérifiée

on doit avoir:

. dans le sens l_x : $A_x \geq 1,28 \text{ cm}^2$ soit: 4T8 p.m.l

. dans le sens l_y : $A_y \geq 1,21 \text{ cm}^2$ soit: 4T8 p.m.l

Pour contrer les moments négatifs dus au semiencastrement aux appuis on prévoit des T6 et ceci suivant les deux directions l_x et l_y .

Vérification à l'effort tranchant:-

$$A \cdot \bar{\sigma}_a \geq T + M/Z = 617,23 - \frac{37,49 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 12} = 317,3 \text{ Kg}$$

$2,01 \cdot 2800 > 317,3 \text{ Kg} \Rightarrow$ pas besoin d'ajouter des chapeaux inférieurs

Vérification de la flèche: (art 61.22. CCBA 68)

on raisonne sur une bande de 1m considérée comme une poutre

• $\frac{h_c}{l} = \frac{14}{173} = 0,080 > \frac{1}{20} \cdot \frac{293,8}{228,06} = 0,042$ vérifié

• $\frac{A}{b \cdot h} = \frac{2,01}{100 \cdot 12} = 1,65 \cdot 10^{-3} < \frac{20}{4200} = 4,76 \cdot 10^{-3}$ vérifié

Ces conditions étant satisfaites, il est inutile de vérifier la flèche.

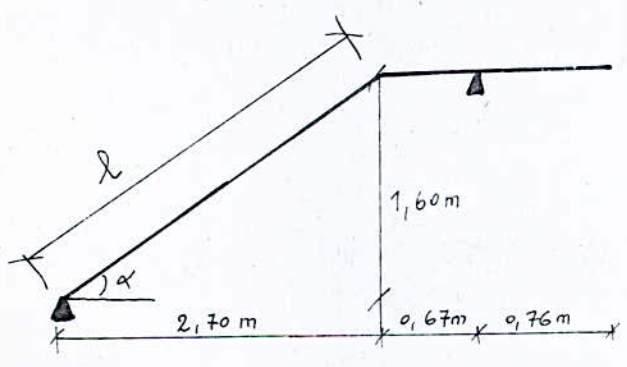
Armatures transversales:

$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{617,23}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 12} = 0,587 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow$ Pas besoin d'armatures transversales

2) Etude de la paillasse et du palier intermédiaire:



• $\text{tg } \alpha = \frac{1,6}{2,7} \Rightarrow \alpha = 30,65^\circ$

• longueur de la paillasse

$l = \sqrt{2,7^2 + 1,6^2} = 3,14 \text{ m}$

• épaisseur de la paillasse:

$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{2} \Rightarrow 10,4 \leq e \leq 15,7$

on prendra une épaisseur $e = 14 \text{ cm}$ constante pour le palier étage, la paillasse et le palier intermédiaire.

Evaluation des charges et surcharges:

a) Pour la paillasse: (Par m^2 de projection horizontale et pour 1m d'embranchement)

• Poids propre: $\frac{2500 \cdot e}{\cos \alpha} = \frac{2500 \cdot 0,14}{\cos 30,65} = 406,8 \text{ Kg/m}^2$

• sable + carrelage: $60 + 44 \text{ Kg/m}^2$

• Surcharge majorée: $1,2 \cdot 5 = 1,2 \cdot 400 = 480 \text{ Kg/cm}^2$

$q_1 = 6 + 1,2 \cdot 5 = 1166,8 \text{ Kg/m}^2$

b) Pour le palier intermédiaire

• Poids propre: $2500 \times 0,14 = 350 \text{ Kg/m}^2$

• Sable + carrelage : $60 + 44 = 104 \text{ Kg/m}^2$

• Surcharge majorée : $1,2 \cdot 400 = 480 \text{ Kg/m}^2$

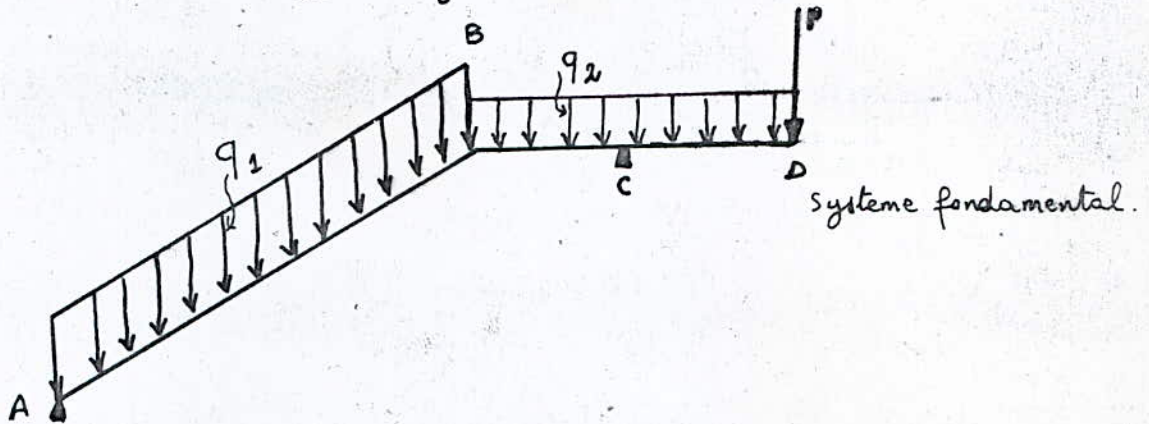
$q_2 = 6 + 1,2 \cdot 5 = 934 \text{ Kg/m}^2$

NB: à l'extrémité libre du palier, le mur transmet une réaction (force concentrée) telle que:

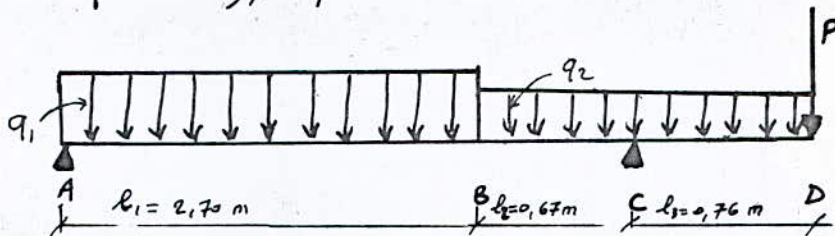
• Pour une bande de 1 m de largeur on a:

$P = 385 \cdot 3,06$ (charge due au poids propre du mur x la hauteur du mur)

$P = 1178 \text{ Kg}$



on admet que les travées AB et BC sont encastrees en B (système indéformable); pour cela on obtient le schéma équivalent suivant



$q_1 = 1166,8 \text{ Kg/m}^2$

$q_2 = 934 \text{ Kg/m}^2$

$P = 1178 \text{ Kg}$

Détermination des efforts: (pour une bande de 1m)

$(\sum M_c) = 0 \Rightarrow q_1 l_1 (\frac{l_1}{2} + l_2) + q_2 \frac{l_2^2}{2} = R_A (l_1 + l_2) - (q_2 \frac{l_3^2}{2} + P l_3) = 0$

$\Rightarrow R_A = 1604,76 \text{ Kg}; R_C = 4059,22 \text{ Kg}$

- Pour $x \leq 2,70 \text{ m}$:

$M_x = R_A \cdot x - q_1 \frac{x^2}{2}$

$\begin{cases} \text{en A } (x=0) \rightarrow M_A = 0 \\ \text{en B } (x=l_1) \rightarrow M_B = 79,86 \text{ Kg.m} \end{cases}$

$T = R_A - q_1 x$

$\begin{cases} \text{en A} \rightarrow T_A = R_A = 1604,76 \text{ Kg} \\ \text{en B} \rightarrow T_B = -1545,6 \text{ Kg} \end{cases}$

$M_{\text{max}} \text{ pour } T=0 \Leftrightarrow x = \frac{R_A}{q_1} = 1,37 \text{ m}$

$M_{\text{max}} = 1103,5 \text{ Kg.m}$

- Pour $2,70 < x \leq 2,70 + 0,67$:

$M = R_A \cdot x - q_1 l_1 (x - \frac{l_1}{2}) - q_2 \frac{(x - l_1)^2}{2}$

$T = R_A - q_1 l_1 - q_2 (x - l_1)$

$M_{\text{max}} \text{ si } T = \frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow x = -4,34 \text{ m}$ solution à exclure

en B ($x = 2,7\text{m}$) $\rightarrow M_B = 79,86 \text{ Kg}\cdot\text{m}$; $T_B = -1545,6 \text{ Kg}$
 en C ($x = 2,7 + 0,67$) $\rightarrow M_C = -1165,3 \text{ Kg}\cdot\text{m}$; $T_C = -2171,4 \text{ Kg}$

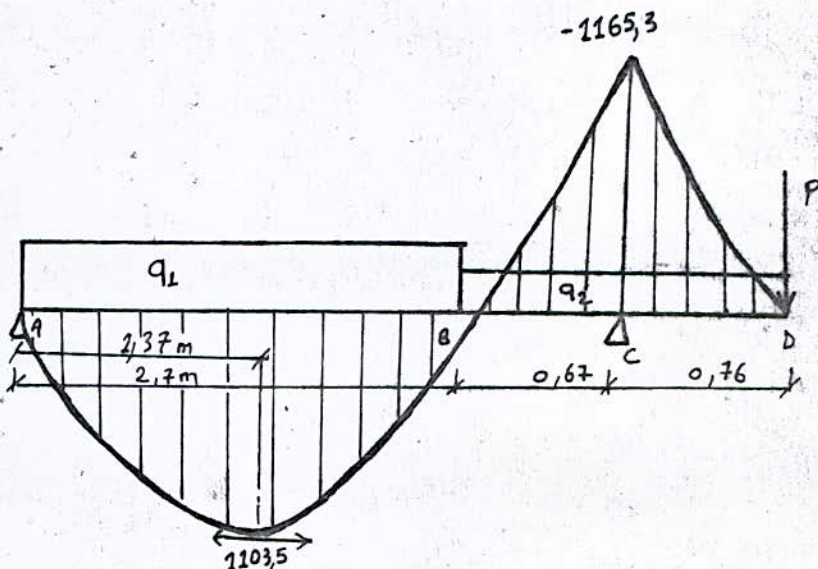
$T_{cd} = q_2 \cdot l_3 + P = +1888$

NB : le moment en C peut être calculé avec la console :

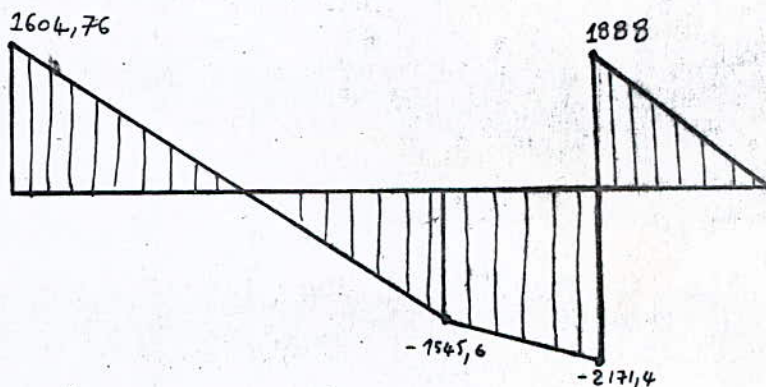
$$M_0 = -(q_2 \cdot \frac{l_3^2}{2} + P \cdot l_3) = -(934 \cdot \frac{0,76^2}{2} + 1178 \cdot 0,76)$$

$$M_0 = -1165,3 \text{ Kg}\cdot\text{m} = M_C$$

- Diagramme des moments fléchissants



- Diagramme des efforts tranchants



Ferraillage de la poutre palier-pailleasse :

• En travée : (Pailleasse)

$M_t = 1103,5 \text{ Kg}\cdot\text{m}$, $h_f = 14 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$; $b = 700 \text{ cm}$

$\mu = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = 0,041 \rightarrow \begin{cases} K = 43 \\ E = 9,9138 \end{cases}$

$\bar{K} = 20,43 < 43 K \Rightarrow$ Pas besoin d'aciers comprimés

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{1103,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 9,9138 \cdot 12} = 3,59 \text{ cm}^2$$

on prend $5 \text{ T}10 = 3,92 \text{ cm}^2$ par m. l.

• à l'appui (Palier intermédiaire) :

$M_{app} = -1165,3 \text{ Kg}\cdot\text{m}$;

$$k = \frac{nM}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0433 \rightarrow \begin{cases} k = 41,8 \\ E = 0,9120 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \xi \cdot h} = 3,8 \text{ cm}^2$$

on prend 5T10 = 3,92 cm² par m.l

Vérification des contraintes

$$A = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$\omega = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = 0,326 \rightarrow \begin{cases} k = 81 \\ E = 0,9108 \end{cases}$$

à l'appui : M = 1165,3 ⇒ $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = 2719 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 66,34 < \bar{\sigma}'_b$$

entravée : M = 1103,5 ⇒ $\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \xi \cdot h} = 2574,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 62,8 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

N.B. on prévoit des aciers de répartition telles que :

$$\frac{1}{4} A_p \leq A_{rep} \leq \frac{1}{2} A_p$$

soit 4T8 par m.l. avec un espacement t = 33cm < 4h

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 100 \cdot 12 = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 > 1,16 \text{ cm}^2 \text{ vérifiée.}$$

Vérification de la flèche :

on vérifie seulement la condition la plus restrictive qui est :

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\bar{\sigma}_{en}} \quad (\text{poutre})$$

$$\frac{3,92}{100 \cdot 12} = 0,0032 < 0,0102 \text{ vérifiée}$$

⇒ le calcul de la flèche est inutile.

Vérification à l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{\xi} \quad \text{à l'appui A : } M=0; \text{ à l'appui C : } T + \frac{M}{\xi} < 0$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 2800 \cdot 3,92 > 1604,76 \text{ kg.}$$

Armatures transversales :

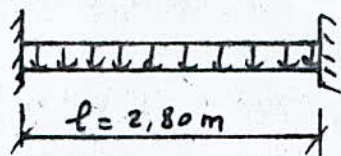
$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z} \quad \text{avec } T_{max} = 2171,4 \text{ kg.}$$

$$z = \frac{\xi}{3} \cdot 12 = 10,5 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}_b = 2,068 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 1,15 \bar{\sigma}'_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{les aciers transversaux sont inutilisés.}$$

3) Calcul de la poutre palière (au niveau du palier intermédiaire)

Cette poutre est semi-encastée aux poteaux à mi-étage. Sa portée est de 2,80 m (entre axes des poteaux), on prend une section $(b \times h_c) = (20 \times 30)$, un enrobage $d = 2$ cm.



Charges revenant à la poutre :

. Poids propre : $2500 \times 0,3 \times 0,2 = 150$ kg/ml
 . effort tranchant dû à la poutre palier-pailleasse + remplissage
 soit $R_c = 4059,22$ kg/ml.

$$q = 4209,22 \text{ kg/ml}$$

Cette poutre est considérée comme semi-encastée aux poteaux :

$$M_0 \text{ (moment isostatique)} = \frac{q \cdot l^2}{8} = \frac{4209,22 \cdot 2,8^2}{8} = 4125,03 \text{ kg.m}$$

$$M_f = 0,85 M_0 = 3506,2 \text{ kg.m}$$

$$M_{app} = 0,3 M_0 = 1237,5 \text{ kg.m}$$

$$T \approx q \frac{l}{2} = 5892,9 \text{ kg}$$

Ferraillage longitudinal :

. En travée : $M_f = 3506,2 \text{ kg.m}$; $b = 20 \text{ cm}$; $h = 28 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,1197 \quad \rightarrow \begin{cases} k = 22 \\ \epsilon = 0,8649 \end{cases}$$

$$\bar{K} = 20,43 < k = 22 \quad \text{pas besoin d'aciers comprimés}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3506,2 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8649 \cdot 28} = 5,17 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

La condition de non fragilité est largement satisfaite.

. a l'appui : $M_{app} = 1237,5 \text{ kg.m}$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0422 \quad \rightarrow \begin{cases} k = 42,4 \\ \epsilon = 0,9129 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1237,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9129 \cdot 28} = 1,71 \text{ cm}^2$$

$$\text{on prend } 3T10 = 2,35 \text{ cm}^2$$

Vérification des contraintes:

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 6,03}{20 \cdot 28} = 1,076 \rightarrow \begin{cases} K = 20,0 \\ \epsilon = 0,8571 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{3505,2 \cdot 10^2}{6,03 \cdot 0,8571 \cdot 28} = 2422,8 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2422,8}{20,0} = 121,14 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

Vérification à l'effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 5892,9 - \frac{2237,5 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 28} = 840,9 \text{ Kg}$$

les armatures tendues peuvent contraindre l'effort de traction à l'appui; pas besoin de chapeaux inférieurs.

Vérification de la flèche: (CC BA 68 art 61.21)

$$\bullet \frac{h_e}{l} = 0,117 > \frac{1}{10} \cdot \frac{M_e}{M_0} = 0,085 \text{ vérifiée}$$

$$\bullet \frac{h_e}{l} = 0,117 > \frac{1}{16} = 0,0625 \text{ vérifiée}$$

$$\bullet \frac{A}{b \cdot h} = \frac{6,03}{20 \cdot 28} = 0,01070 \leq \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,01030: \text{ la différence est très faible, par conséquent on admet que cette condition est vérifiée et le calcul de la flèche s'avère inutile.}$$

Ferraillage transversal: (BA 68 art 25.12)

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{5892,9}{20 \cdot \frac{7}{8} \cdot 28} = 12,02 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = 58,9 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot \sigma'_b = 20,65; \quad \sigma_b < \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{on utilise des armatures transversales } \perp \bar{x}$$

la ligne moyenne.

soit 1 cadre + 1 épingle en $\phi 8$ (nuance Fe E 24)

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho \cdot \sigma_{en} \quad \rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3}; 1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \sigma_b}\right) = \max(0,67; 0,773)$$

$$\rho_{at} = 0,773 \rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 1855,2 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{espacement des armatures: } t = \frac{A_0 \cdot \rho_{at}}{T} = \frac{1,50 \cdot 2415 \cdot 1855,2}{5892,9}$$

$$t = 11,56 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 5,6 \text{ cm} \\ t_2 = h \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b}\right) = 10,88 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra $t = 10 \text{ cm}$ au niveau de l'appui, le reste des espacements est donné par la règle de CAQUOT, le premier cours sera à $\frac{t}{2}$ de l'appui.

$$\frac{l}{2} = 1,25 \text{ m (portée libre)} \Rightarrow n = 2: 5 + 2 \times 10 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 20 = 1,25 \text{ m}$$

NOTA:

Le rez-de chaussée étant élevé par rapport au sol, pour cela il est prévu un escalier composé :

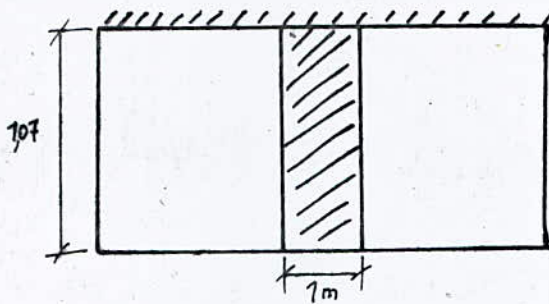
- d'un palier de départ reposant sur une poutre qui aura les mêmes caractéristiques que la poutre paliers (dimensions - ferrailage), ce palier sera armé de la même façon que le palier étage.
- d'une paillasse supportant 4 marches; cette paillasse aura la même épaisseur et le même ferrailage que celle calculée précédemment

— ETUDE des ENCORBELLEMENTS —

1) balcon ordinaire de forme rectangulaire:

un balcon dans le sens longitudinal du bâtiment et un autre dans le sens transversal; ces deux balcons sont en dalle pleine en porte à faux sur les parties de rives avec un garde corps de 60 cm de hauteur pour chaque balcon, les barreaux surmontent le garde-corps sur une hauteur de 30 cm.

L'étude de deux balcons est identique, le calcul sera fait pour une bande de 1 m de largeur; l'épaisseur de la dalle sera prise égale à 10 cm



Détermination des charges agissant sur la bande de 1 m :

a) Charges uniformes :

• carrelage 2 cm :	44 Kg/ml
• mortier de pose 2 cm :	40 Kg/ml
• sable 3 cm :	51 Kg/ml
• dalle 10 cm :	$2500 \times 0,1 = 250 \text{ Kg/ml}$
• enduit de ciment :	30 Kg/ml

$$G = 415 \text{ Kg/ml}$$

$$\text{Surcharge majorée} : 1,2 \cdot 350 = 420 \text{ Kg/ml}$$

$$q = G + 1,2 S = 415 + 420 = 835 \text{ Kg/ml}$$

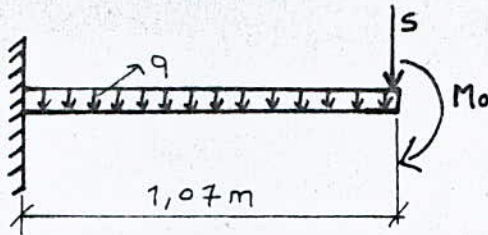
b) Charges concentrées (dûes au garde-corps) :

$$\begin{aligned} & 2500 \times 0,60 \cdot 0,10 \approx 150 \text{ Kg} \\ & \text{• poids des barreaux} \approx 50 \text{ Kg} \end{aligned}$$

$$P = 150 + 50 = 200 \text{ Kg}$$

c) Effet de la main courante : se traduit par une force de 100 Kg/ml agissant en haut sur le garde-corps (à 0,90 m) dans le sens horizontal; son effet est remplacé par un moment M_0 agissant à l'extrémité libre de la bande. $M_0 = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,9 = 108 \text{ Kg}\cdot\text{m}$

Le schéma statique de cette bande est le suivant :



avec

$$\begin{cases} q = 835 \text{ Kg/ml} \\ S = 200 \text{ Kg} \\ M_0 = 108 \text{ Kg.m} \end{cases}$$

la section dangereuse est celle de l'encastrement où les efforts sont Max.

$$M = - \left(q \frac{l^2}{2} + S \cdot l + M_0 \right) = - \left(\frac{835 \cdot 1,07^2}{2} + 200 \cdot 1,07 + 108 \right)$$

$$M = -1278 \text{ Kg.m}$$

Ferraillage :

armatures principales : $b = 100 \text{ cm}$; $h = 8 \text{ cm}$ (on prend $d = 2 \text{ cm}$)
 $M = -1278 \text{ Kg.m}$.

$$a = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1278 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 9,1069 \rightarrow \begin{cases} K = 23,7 \\ \varepsilon = 0,8708 \end{cases}$$

$$\bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_s} = 20,43 < K = 23,7 \Rightarrow \text{les aciers comprimés sont inutiles.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1278 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,8708 \cdot 8} = 6,546 \text{ cm}^2$$

on prend $6 \text{ T}12 = 6,78 \text{ cm}^2$ avec un espacement
 $t = 18,5 \text{ cm} < 3 h_t = 30 \text{ cm}$

armatures de répartitions :

elles sont \perp aux armatures principales et ont une section comprise entre le $\frac{1}{4}$ et le $\frac{1}{2}$ de celle des armatures principales.

on prend $A_{rep} = 6 \text{ T}8 = 3,01 \text{ cm}^2$ avec un espacement
 $t = 19 \text{ cm} < 4 h_t = 40 \text{ cm}$

armatures transversales : l'effort tranchant maximal au niveau de l'appui :

$$T = ql + S = 835 \cdot 1,07 + 200 = 1093,45 \text{ Kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1093,45}{100 \cdot \frac{7}{8}} = 1,56 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 1,56 = 1,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < \bar{\sigma}$ \Rightarrow les aciers transversaux sont inutiles (c'est une dalle).

Verification des contraintes :

$$M = 1278 \text{ Kg.m}; \quad A = 6,78 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h} = \frac{100 \cdot 6,78}{100 \cdot 8} = 0,8475 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 23,2 \\ \varepsilon = 0,8691 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{1278 \cdot 10^2}{6,78 \cdot 0,8691 \cdot 8} = 2711 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa} = 116,85 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$$

fissuration : avec les T8 et les T12 la fissuration est vérifiée.

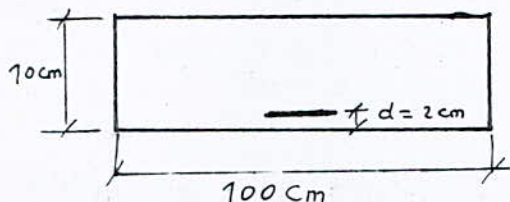
Verification à l'effort tranchant : (au niveau de l'encastrement)

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 1093,45 - \frac{1278 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 8} < 0$$

pas d'effort de traction au niveau de l'appui.

Etude du garde-corps :

le garde-corps est formé par une dalle ayant la même épaisseur que celle du balcon; la section à étudier étant celle du bas où le moment est Max.

Evaluation des charges : (une bande de 1 m)

- Poids propre : $2500 \times 0,60 \times 0,10 = 150 \text{ Kg/ml}$
- Poids du barreau : 50 Kg/ml
- main courante : $1,2 \cdot 100 = 120 \text{ Kg/ml}$

Cette section est soumise à la flexion composée avec :

- un moment $M = 1,2 \cdot 5 \cdot 0,90 = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,90 = 108 \text{ Kg.m}$
- un effort normal $N = 150 + 50 = 200 \text{ Kg}$.

$$\text{l'excentricité } e_0 = \frac{M}{N} = \frac{108 \cdot 10^2}{200} = 54 \text{ cm} > \frac{h \cdot \varepsilon}{6} = 1,66 \text{ cm}$$

⇒ c'est une section partiellement comprimée, son étude se fait en flexion simple avec un moment fictif $M_b = M + N \left(\frac{h \cdot \varepsilon}{2} - d \right)$

$$M_b = 108 + 200 \left(\frac{0,10}{2} - 0,02 \right) = 114 \text{ Kg.m}$$

$$\mu = \frac{n \cdot M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0095 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 99 \\ \varepsilon = 0,9561 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_b}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,53 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,53 - \frac{200}{2800} = 0,458 \text{ cm}^2$$

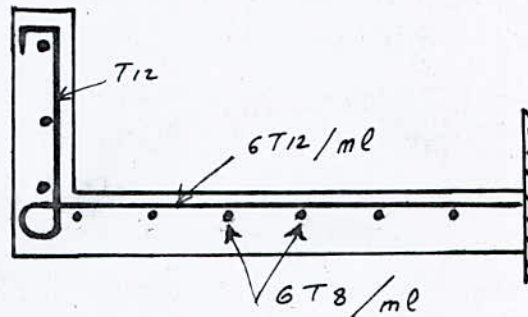
Condition de non fragilité:

$$A \geq b \cdot h \cdot \psi_u \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_a} \left(\frac{h \cdot e}{h} \right)^2 = 100 \cdot 8 \cdot 0,954 \cdot \frac{5,9}{2800} \left(\frac{10}{8} \right)^2 = 1,42 \text{ cm}^2$$

$$A \geq 1,42 \text{ cm}^2$$

Soit une barre sur quatre des armatures de la dalle sera relevée pour armer le garde-corps, on aura une section de $1,69 \text{ cm}^2$.

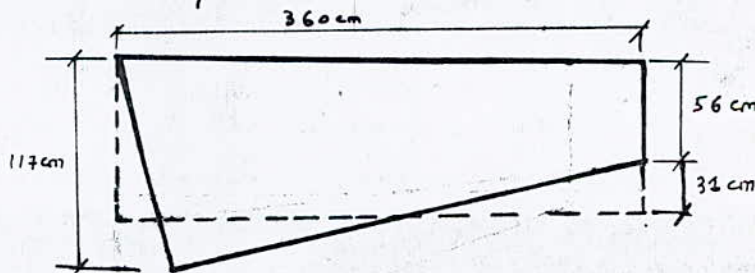
de même pour les aciers de repartition, une barre sur deux sera relevée pour armer le garde corps transversal. on disposera aussi des aciers de repartition dans le garde corps.



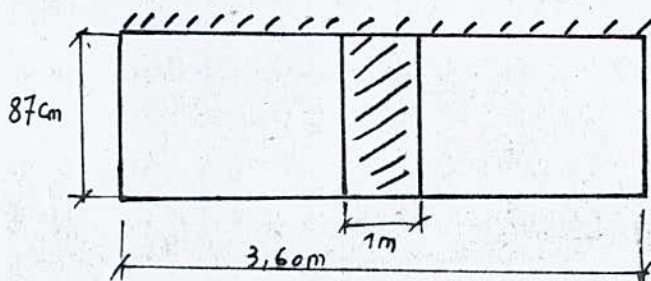
2) balcon ordinaire de forme brisé:

constitué par une dalle

pleine de forme brisé avec un garde-corps de 60 cm surmonté par des barreaux; l'épaisseur de la dalle sera prise égale à 10 cm

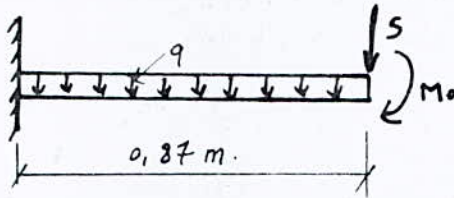


Ce balcon sera calculé sous une forme rectangulaire simple de portée moyenne $l = 87 \text{ cm}$.



les charges agissant sur la bande de 1 m étant les mêmes que celles définies précédemment.

Schema statique :



$$M = - \left(q \frac{l^2}{2} + P \cdot l + 1,2 \cdot S \cdot 0,90 \right)$$

$$M = - 598 \text{ kg} \cdot \text{m}$$

Calcul des armatures principales :

$$\mu = \frac{\eta M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0499 \rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9064 \\ k = 38,4 \end{cases}$$

$$\bar{k} = 20,43 < k = 38,4 \Rightarrow \text{les aciers comprimés sont inutiles.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{598 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9064 \cdot 8} = 2,945 \text{ cm}^2$$

on prend 6 T8 = 3,01 cm² par ml avec un espacement $t = 19 \text{ cm} < 3 \cdot 10 = 30 \text{ cm} = 3 h_t$.

pour les armatures de repartition, on prend 5 T6 = 1,47 cm² / ml. avec un espacement $t \approx 25 \text{ cm} < 4 \cdot h_t$.

armatures transversales :

$$T_{\max} = ql + P = 835 \cdot 0,87 + 200 = 926,45 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{926,45}{100 \cdot \frac{7}{8}} = 1,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b < \bar{\bar{\sigma}}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 6,78 \text{ kg/cm}^2$$

\Rightarrow les aciers transversaux sont inutiles.

verification à l'effort tranchant :

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z} = 926,45 - \frac{598}{\frac{7}{8}} < 0$$

\Rightarrow pas d'effort de traction au niveau de l'appui.

Etude du garde-corps :

le calcul se fait comme précédemment la section sera déterminée par la condition de non fragilité soit : $A \geq 1,42 \text{ cm}^2$ d'où une barre sur deux des armatures de la dalle sera relevée ce qui donne une section de 1,5 cm².

— ETUDE au SEISME —

— ETUDE AU SEISME —

Effets du seisme :

Les secousses sismiques imposent aux constructions des accélérations particulières pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la pesanteur; il en résulte des efforts pouvant s'exercer suivant des directions quelconques.

Ainsi on peut concevoir une composante verticale et une composante horizontale; on admet que l'accélération horizontale du mouvement sismique s'adresse à la masse même des constructions;

Dans les cas de construction comportant des planchers, on admet que les forces horizontales s'appliquent au niveau de chaque plancher.

Recommandations de conception générale de bâtiments :

Dans les zones sujettes aux actions sismiques il faut toujours :

- . Réduire autant que possible la hauteur des bâtiments et surtout le rapport de cette hauteur à la largeur
- . Éviter les ensembles mal équilibrés en hauteur et en inertie
- . Éviter les grandes ouvertures
- . Éviter les éléments de constructions mal liés à l'ossature
- . Prévoir, si possible, un sous-sol rigide qui ancre la construction dans le sol.
- . Établir des fondations profondes et soigneusement chaînées afin de s'opposer aux efforts de soulèvement.

Pour la superstructure, il faut :

- . abaisser autant que possible le centre de gravité de la construction.
- . réaliser des nœuds rigides.
- . Dans les poteaux, les recouvrements des barres devront être au moins égaux à 50 fois le diamètre de ces barres.

Calcul Sismique :

La vérification de la stabilité d'un bâtiment

soumis à une action sismique se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques dont les effets sont censés équivaloir à ceux de l'action sismique.

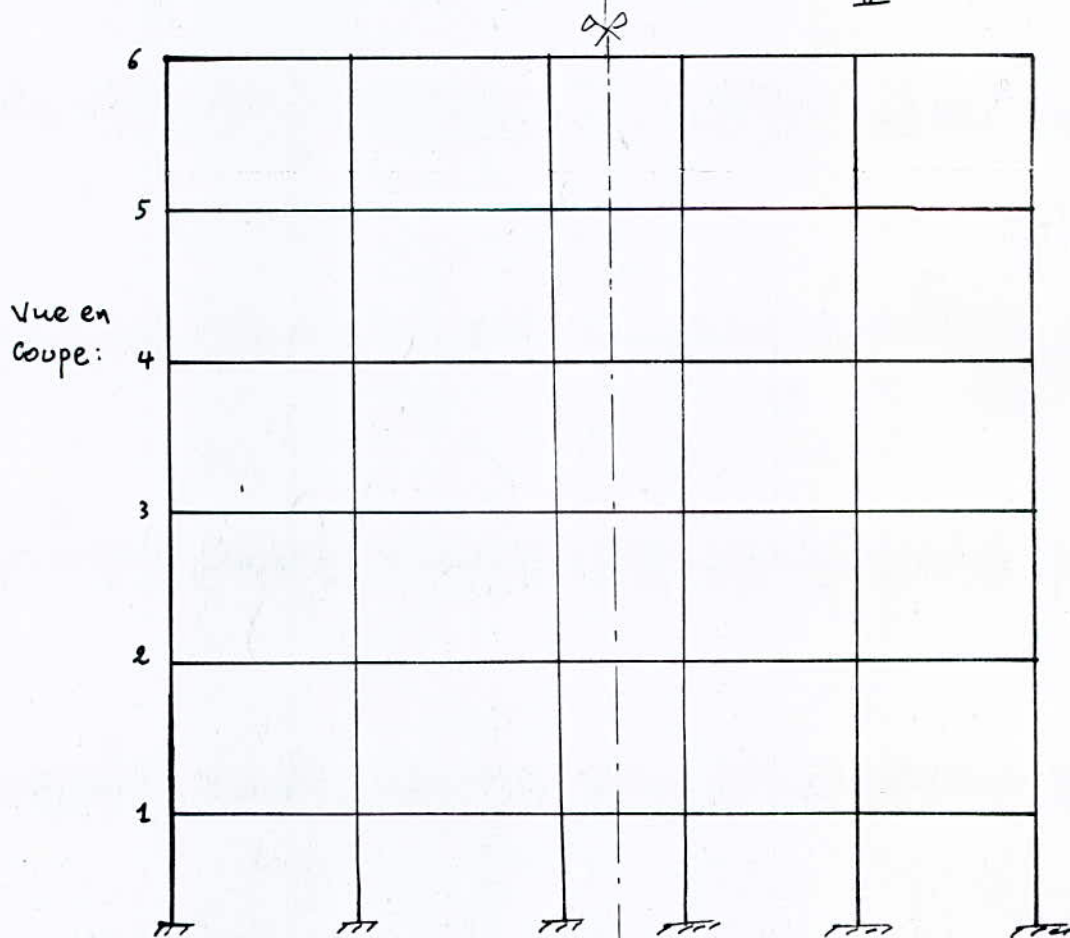
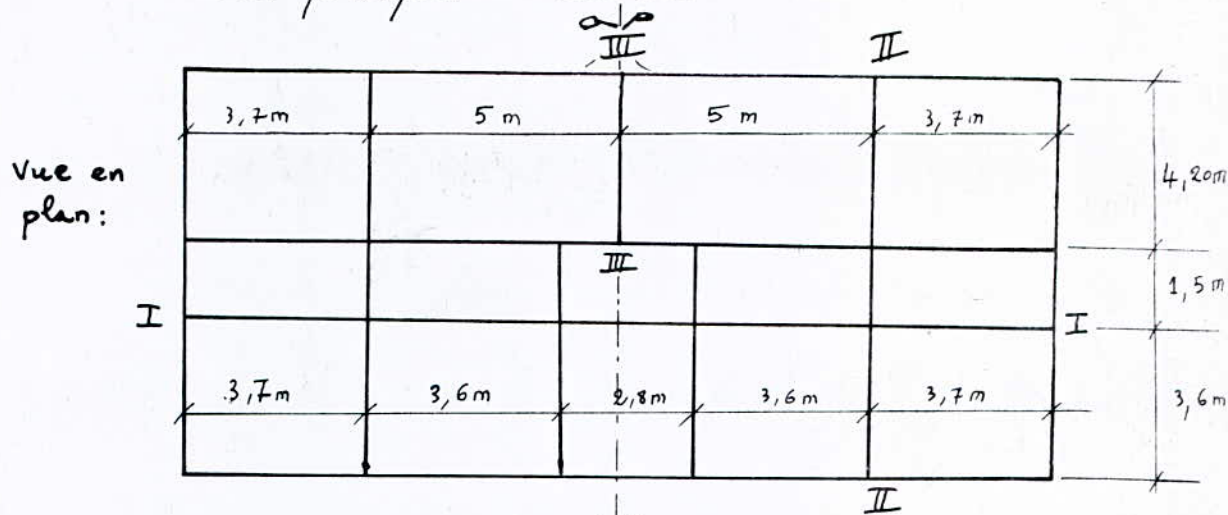
Les systèmes équivalents résultent de la combinaison :

- d'un système de forces élémentaires horizontales (S_{IH})
- d'un système de forces élémentaires verticales (S_{IV})
- d'un système de couples de torsion d'axe vertical (S_{TV})

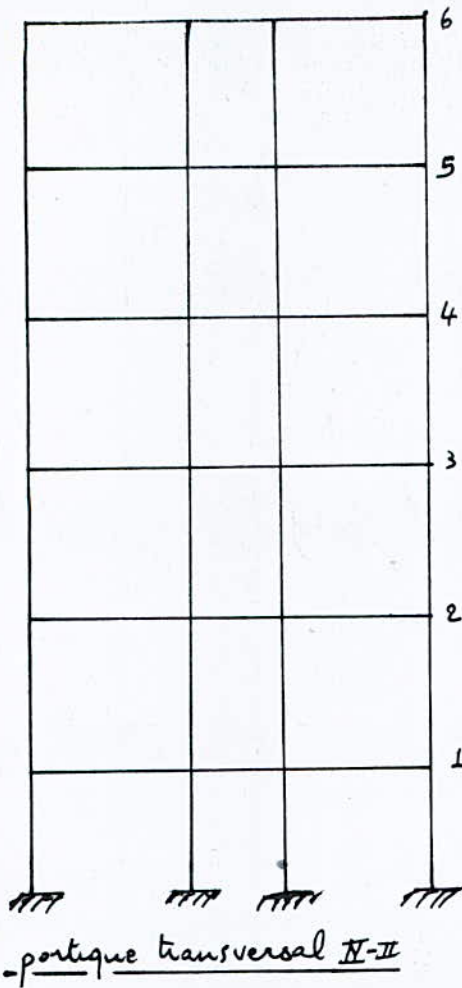
pour les sollicitations sismiques horizontales les règles exigent la vérification dans deux directions rectangulaires à envisager successivement.

Dans l'ensemble de notre bâtiment nous appliquerons le calcul sismique pour 3 portiques.

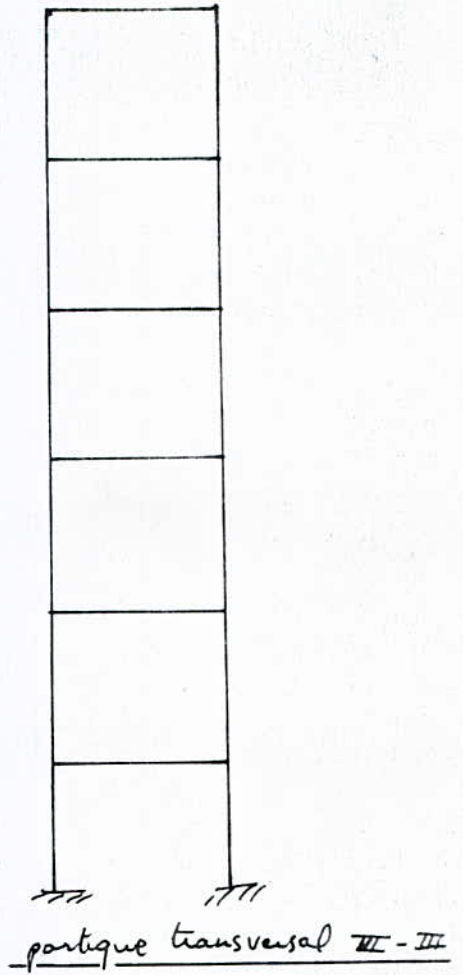
- un portique longitudinal
- deux portiques transversaux.



Portique longitudinale I-I



Vue en coupe :



pour déterminer les sollicitations sismiques il faudra déterminer d'abord les masses soumises à l'action sismique; ces masses sont considérées concentrées au niveau des planchers.

Détermination des coefficients sismiques :

l'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné dans la direction Ox est égale à: $F_H = \sigma_x \cdot W$.

- W : poids des charges et surcharges de l'élément soumis à l'action sismique.
- σ_x : un coefficient défini comme suit :

$$\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta$$

α ; β ; γ ; δ sont des coefficients sans dimensions dénommés respectivement :

- α : coefficient d'intensité: dépend de l'intensité nominale " i_n "; comme notre bâtiment est implanté à SETIF, zone de moyenne sismicité: $i_n = 8 \implies \alpha = 1$ (P.S. 69 art 3, 112-122)

- β : coefficient de réponse: Ce coefficient caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence, il dépend:

- de la période T du mode fondamental de vibration

- du degré d'amortissement de l'ouvrage.
- de la nature de la fondation.

notre construction est à usage d'Habitation, l'amortissement est considéré comme normal.

Pour un amortissement normal, $\beta = \frac{0,065}{\sqrt[3]{T}}$ avec $0,05 \leq \beta \leq 0,1$

le contreventement étant assuré par une ossature en béton armé alors :

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L_x}} \quad \text{avec :}$$

L_x : longueur du portique; dans le sens de la longueur

$$L = 17,4 \text{ m}$$

dans le sens de la largeur :

$$l_{\text{portique II-II}} = 9,3 \text{ m}$$

$$l_{\text{portique III-III}} = 4,20 \text{ m}$$

H : Hauteur totale du bâtiment, dans notre cas

$$H = 17,30 \text{ m.}$$

a) dans le sens longitudinal :

$$T_{\text{portique I-I}} = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{L}} = \frac{0,09 \cdot 17,30}{\sqrt{17,4}} = 0,373 \text{ sec}$$

d'où :

$$\beta_{\text{I-I}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,373}} = 0,09$$

b) dans le sens transversal :

$$T_{\text{portique II-II}} = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{l}} = \frac{0,09 \cdot 17,3}{\sqrt{9,3}} = 0,51 \text{ sec.}$$

$$\beta_{\text{II-II}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,51}} = 0,081$$

$$T_{\text{portique III-III}} = \frac{0,09 \cdot H}{\sqrt{l}} = \frac{0,09 \cdot 17,3}{\sqrt{4,2}} = 0,760 \text{ sec}$$

$$\beta_{\text{III-III}} = \frac{0,065}{\sqrt[3]{0,76}} = 0,071$$

- γ : coefficient de distribution; ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Le coefficient de distribution $\gamma(h)$ applicable au plancher situé à la cote h est donné par :

$$\gamma(h) = h \cdot \frac{\sum z M(z)}{\sum z^2 \cdot M(z)} \quad (\text{art 143.3 PS 69})$$

$M(z)$ = masse concentrée à la cote z

Simplification admise pour le coefficient γ :

dans le cas des constructions courantes composées d'un système porteur et de planchers il est permis de considérer que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

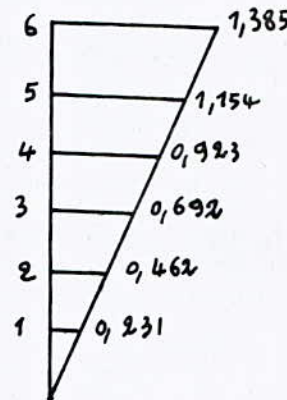
pour les bâtiments d'habitations composés d'étages pouvant être considérés comme identiques, γ est donné par

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$$

r = rang du plancher considéré compte à partir de la base
 n : nbre de planchers.

dans notre cas $n = 6$.

n = 6	
r	γ_r
6	1,385
5	1,154
4	0,923
3	0,692
2	0,462
1	0,231



- J : Coefficient de fondation : Ce coefficient est indépendant des propriétés dynamiques de la construction, il tient compte de l'incidence des conditions de fondations sur le comportement de l'ouvrage. (art 3.112. 15 PS 69)

dans notre cas $J = 1,15$: terrain de consistance moyenne, semelles superficielles

Coefficient sismique horizontal :

longitudinal : $\sigma_L = \alpha \cdot \beta_{I-I} \cdot \gamma_r \cdot J = 1,0,09 \cdot \gamma_r \cdot 1,15 = 0,1035 \gamma_r$

transversal : $\left\{ \begin{aligned} \sigma_{t_{II-II}} &= \alpha \cdot \beta_{II-II} \cdot \gamma_r \cdot J = 1,0,081 \cdot \gamma_r \cdot 1,15 = 0,093 \gamma_r \\ \sigma_{t_{III-III}} &= \alpha \cdot \beta_{III-III} \cdot \gamma_r \cdot J = 1,0,071 \cdot \gamma_r \cdot 1,15 = 0,081 \gamma_r \end{aligned} \right.$

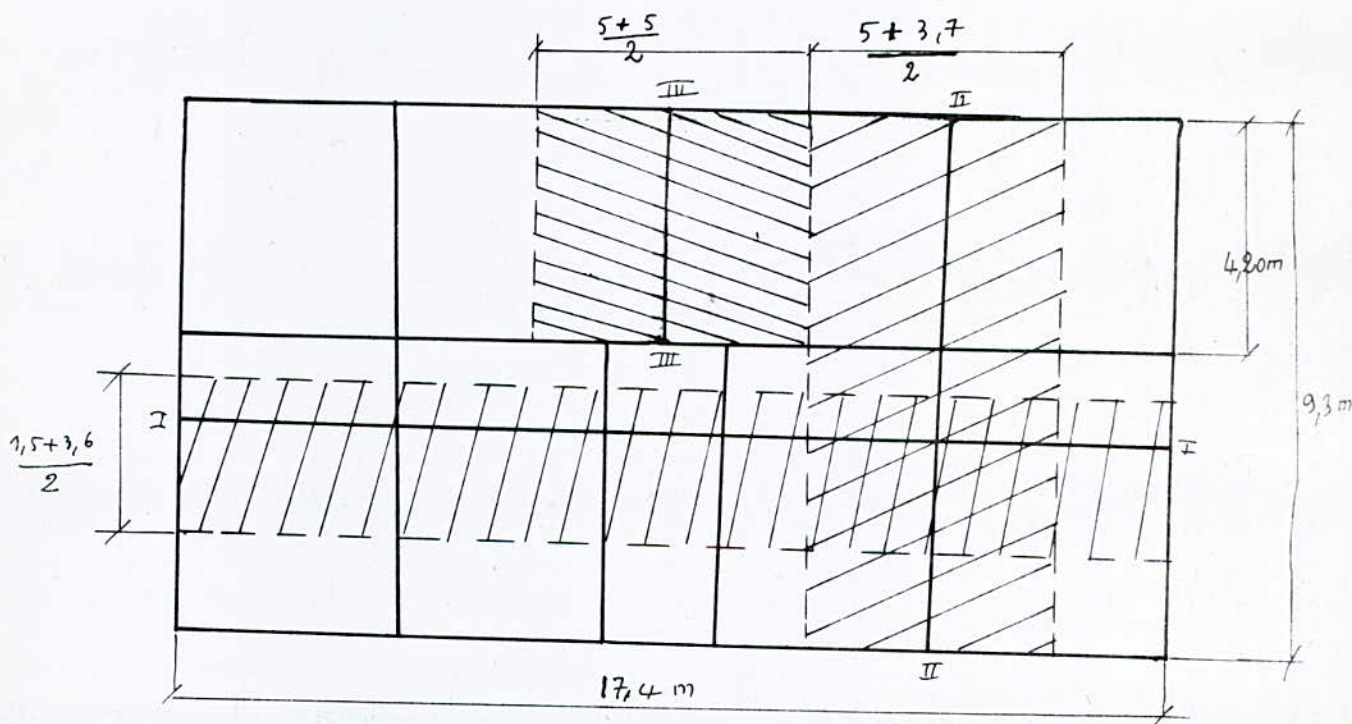
Coefficient sismique vertical : (art 3.122. 2 PS.69)

$$\sigma_V = \pm \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H \quad \text{avec} \quad \sigma_H = \max(\sigma_L; \sigma_t)$$

Tableau donnant les différents coefficients sismiques:

niveaux	σ_L	σ_T		σ_v
		II-II	III-III	
6	0,143	0,129	0,112	0,143
5	0,119	0,107	0,093	0,119
4	0,096	0,086	0,075	0,096
3	0,072	0,064	0,056	0,072
2	0,048	0,043	0,037	0,048
1	0,024	0,022	0,018	0,024

Détermination de "w" pour les différents portiques:



a) Portique longitudinal I-I :

la surface qui lui revient :

$$S = 17,4 \cdot \frac{3,6 + 1,5}{2} = 75,69 \text{ m}^2$$

(il s'agit de longueurs entre axes)

niveau terrasse :

• charges permanentes

- plancher : $549 \times 75,69 = 42554 \text{ Kg}$
- acrotère : $250 \cdot \frac{3,6 + 1,5}{2} \cdot (2) = 765 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $0,3 \cdot 0,45 \cdot 2500 \cdot \frac{1,5 + 3,6}{2} \cdot (6) = 5163,75 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 17,4 = 6525 \text{ Kg}$
- $\frac{1}{2}$ poteaux : $\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 3,20 \cdot 2500 \cdot (6) = 3600 \text{ Kg}$

$$G = 57607,75 \text{ Kg}$$

• Surcharges d'exploitation :

$$100 \times 75,69 = 7569, \text{ Kg}$$

$$W = G + \frac{P}{5} = 59121,55 \text{ Kg}$$

niveau COURANT :

• Charges permanentes :

- plancher : $499 \cdot 75,69 = 37769,3 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $0,3 \cdot 0,45 \cdot 2500 \cdot \frac{1,5+3,6}{2} \cdot (6) = 5163,75 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 17,4^2 = 6525 \text{ Kg}$
- poteaux : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 3,2 \cdot 2500 \cdot (6) = 7200 \text{ Kg}$
- murs extérieurs : $385 \cdot (3,20 - 0,45) \cdot \frac{1,5+3,6}{2} \cdot (2) = 5792,3 \text{ Kg}$
- balcon : $\left[415 \cdot \frac{3,6}{2} \cdot 1,07 + 200 \cdot \frac{3,6}{2} \right] \cdot (2) = 2318,58 \text{ Kg}$

$$G = 64768,93 \text{ Kg}$$

• Surcharges d'exploitation :

$$175 \cdot 75,69 = 13245,75 \text{ Kg}$$

$$W \pm \frac{P}{5} + G = 67418,08 \text{ Kg}$$

niveau REZ-de Chaussée :

• Charges permanentes :

- plancher : $499 \cdot 75,69 = 37769,3 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $5163,75 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : 6525 Kg
- poteaux : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot \left(\frac{3,20}{2} + 0,85 \right) \cdot (6) = 5512,5 \text{ Kg}$
- murs extérieurs : $5792,3 \text{ Kg}$

$$G = 60762,85 \text{ Kg}$$

• Surcharges d'exploitation :

$$175 \cdot 75,69 = 13245,75 \text{ Kg}$$

$$W = \frac{P}{5} + G = 63412 \text{ Kg}$$

b) Portique transversal II-II :

Surface revenant à ce portique :

$$S = 9,3 \cdot \frac{5+3,7}{2} = 40,455 \text{ m}^2$$

niveau terrasse :

• Charges permanentes

- plancher : $549 \cdot 40,455 = 22209,79 \text{ Kg}$
- acrotère : $150 \cdot \frac{5+3,7}{2} \cdot (2) = 1305 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $0,3 \cdot 0,45 \cdot 9,3 \cdot 2500 = 3138,75 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot \frac{5+3,7}{2} \cdot (4) = 6525 \text{ Kg}$
- $\frac{1}{2}$ poteaux : $\frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 3,20 \cdot (4) = 2400 \text{ Kg}$

$$G = 35578,54 \text{ Kg}$$

• Surcharges d'exploitation : $100 \times 40,55 = 4055 \text{ Kg}$

$$W = \frac{P}{5} + G = 36389,54 \text{ Kg}$$

niveau courant :

• charges permanentes :

- plancher : $499 \cdot 40,55 = 20187 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $3138,75 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : 6525 Kg
- poteaux : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 3,20 (4) = 4800 \text{ Kg}$
- murs : $385 (3,20 - 0,5) \cdot \left(\frac{5+3,7}{2}\right) \cdot (2) = 9888 \text{ Kg}$
- balcon : $\left(415 \cdot \frac{5}{2} \cdot 1,07 + 200 \cdot \frac{5}{2}\right) + \left(415 \cdot \frac{5}{2} \cdot 0,87 + 200 \cdot \frac{5}{2}\right) = 3012 \text{ Kg}$

$$G = 47549,5 \text{ Kg}$$

• Surcharges d'exploitation : $175 \cdot 40,55 = 7079,7 \text{ Kg}$

$$W = \frac{P}{5} + G = 48965,44 \text{ Kg}$$

niveau R. D. C :

• charges permanentes :

- plancher : 20187 Kg
- poutres transversales : $3138,75 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : 6525 Kg
- poteaux : $0,3 \cdot 0,5 \cdot \left(\frac{3,20}{2} + 0,85\right) \cdot 2500 \cdot (4) = 6525 \text{ Kg}$
- murs : 9881 Kg

$$G = 43706,75 \text{ Kg}$$

• Surcharges d'exploitations : $175 \cdot 40,55 = 7079,7 \text{ Kg}$

$$W = \frac{P}{5} + G = 45722,69 \text{ Kg}$$

c) Portique transversal III - III :

surface revenant à ce portique
 $S = \frac{5+5}{2} \cdot 4,20 = 21,0 \text{ m}^2$

niveau Terrasse :

• charges permanentes

- plancher : $549 \cdot 21 = 11529 \text{ Kg}$
- acrotère : $150 \times 5 = 750 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot (2) = 3750 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $0,3 \cdot 0,45 \cdot 4,20 \cdot 2500 = 1417,5 \text{ Kg}$
- $\frac{1}{2}$ poteaux : $(2) \cdot \frac{1}{2} \cdot 2500 \cdot 0,3 \cdot 0,5 \cdot 3,20 = 1200 \text{ Kg}$

$$G = 18646,5 \text{ Kg}$$

• Surcharges d'exploitation : $100 \times 21 = 2100 \text{ Kg}$

$$W = \frac{P}{5} + G = 19066,5 \text{ Kg}$$

niveau courant :

• charges permanentes

- plancher : $499 \cdot 21 = 10479 \text{ Kg}$
- poutres longitudinales : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 5 \cdot (2) = 3750 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $0,3 \cdot 0,45 \cdot 2500 \cdot 4,20 = 1417,5 \text{ Kg}$
- poteaux : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 3,20 \cdot 2500 \cdot (2) = 2400 \text{ Kg}$

- murs : $385 (3,20 - 0,5) \cdot 5 = 5678,75 \text{ Kg}$
 - balcon : $(4,15 \cdot 1,07 \cdot 5 + 200,5) = 3220,25 \text{ Kg}$
 $G = 26945,5 \text{ Kg}$

. Surcharges d'exploitation : $175 \cdot 21 = 3671 \text{ Kg}$.

$W = \frac{P}{5} + G = 27680,5 \text{ Kg}$

niveau R.D.C

. charges permanentes

- plancher : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 5$.
- poutres longitudinales : $0,3 \cdot 0,5 \cdot 2500 \cdot 5 \cdot (2) = 3750 \text{ Kg}$
- poutres transversales : $0,3 \cdot 0,45 \cdot 2500 \cdot 4,20 = 1417,5 \text{ Kg}$
- poteaux : $0,3 \cdot 0,5 \cdot (\frac{3,20}{2} + 0,85) \cdot 2500 \cdot (2) = 1987,5$
- murs : $385 \cdot (3,20 - 0,5) \cdot 5 = 5678,75 \text{ Kg}$.

$G = 23312,75 \text{ Kg}$

. Surcharges d'exploitation : $175 \cdot 21 = 3675 \text{ Kg}$

$W = \frac{P}{5} + G = 24047,75 \text{ Kg}$

Forces sismiques horizontales:

Elles sont obtenues à l'aide de la relation :

$F_H = W \cdot \sigma_H$

	niveau	$W = \frac{P}{5} + G$ (Kg)	σ_H	$F_H = \sigma_H \cdot W$ (Kg)	Forces cumulees en (tonnes)
Portique I-I	6	59121,57	0,143	8454,38	
	5	67418,08	0,119	8022,75	
	4	67418,08	0,096	6472,13	
	3	67418,08	0,072	4854,10	
	2	67418,08	0,048	3236,06	
	1	63412	0,024	1521,88	
Portique II-II	6	36389,54	0,129	4694,25	
	5	48965,44	0,107	5239,3	
	4	48965,44	0,086	4211,02	
	3	48965,44	0,064	3133,78	
	2	48965,44	0,043	2105,51	
	1	45122,69	0,022	992,69	
Portique III-III	6	29066,5	0,112	2135,44	
	5	27680,5	0,093	2574,28	
	4	27680,5	0,075	2076,03	
	3	27680,5	0,056	1550,10	
	2	27680,5	0,037	1024,17	
	1	24047,75	0,018	432,85	

Forces sismiques verticales:

$$F_v = W \cdot \sigma_v$$

Partique	Longueur (m)	niveaux	σ_v	W (t)	$F_v = W \cdot \sigma_v$ (t)	$F_v = W \cdot \sigma_v$ (t/ml)
I-I	17,4	6	0,143	59,12	8,454	0,486
		5	0,119	67,42	8,023	0,461
		4	0,096	67,42	6,472	0,372
		3	0,072	67,42	4,854	0,279
		2	0,048	67,42	3,236	0,186
		1	0,024	63,41	1,522	0,087
II-II	9,3	6	0,143	36,39	5,204	0,560
		5	0,119	48,96	5,826	0,626
		4	0,096	48,96	4,700	0,505
		3	0,072	48,96	3,525	0,380
		2	0,048	48,96	2,350	0,252
		1	0,024	45,12	1,083	0,116
III-III	4,20	6	0,143	19,06	2,725	0,649
		5	0,119	27,68	3,294	0,784
		4	0,096	27,68	2,657	0,632
		3	0,072	27,68	1,993	0,474
		2	0,048	27,68	1,329	0,316
		1	0,024	24,05	0,577	0,137

— SOUS LES FORCES HORIZONTALES —

On utilise la méthode de Bowman pour le calcul des efforts dans les portiques sous les forces horizontales.

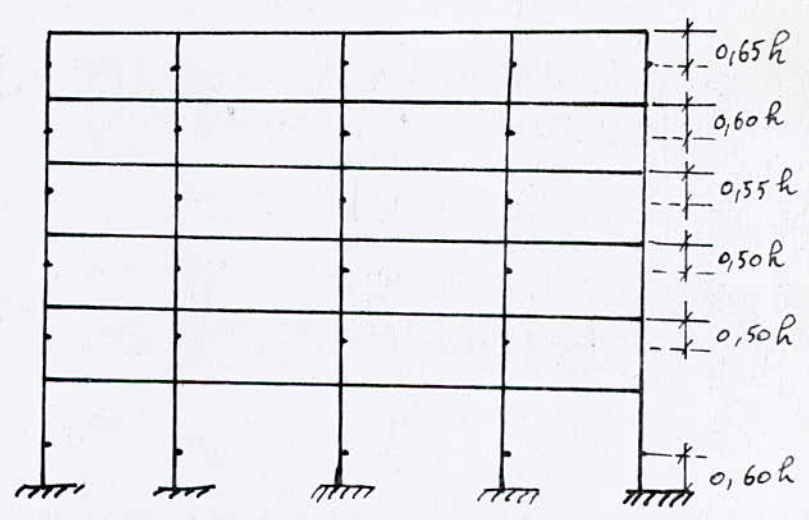
Exposé de la METHODE de BOWMAN:

L'effort tranchant total à chaque niveau se partage proportionnellement aux raideurs des poteaux.

Les points d'inflexion dans les poteaux de hauteur "h" se situent:

- à $0,65 \cdot h$ de la partie supérieure du poteau pour le dernier niveau
- à $0,60 \cdot h$ pour le l'avant-dernier niveau.
- $0,55 \cdot h$ pour le niveau directement en dessous.
- $0,50 \cdot h$ pour tous les autres niveaux.
- $0,60 \cdot h$ à partir de la base du poteau pour le premier niveau.

Les moments seront partagés proportionnellement aux inerties des barres situées à droite et à gauche du nœud considéré.



Hypothèses de calcul:

dans le cas où les poteaux d'un même étage ont tous la même hauteur et où les raideurs des différentes travées des pontes portées des planchers parallèles aux forces appliqués et solidaires des poteaux sont supérieures au $\frac{1}{5}$ de la raideur du poteau le plus raide, on admet:

- que les forces horizontales agissant sur une file de poteaux se répartissent proportionnellement aux moments d'inertie des poteaux; les moments d'inertie des poteaux de rives étant affectés du coefficient 0,8
- Que les poteaux des étages courants sont encastés au niveau de chacun des planchers et articulés aux hauteurs qui ont été définies plus haut.

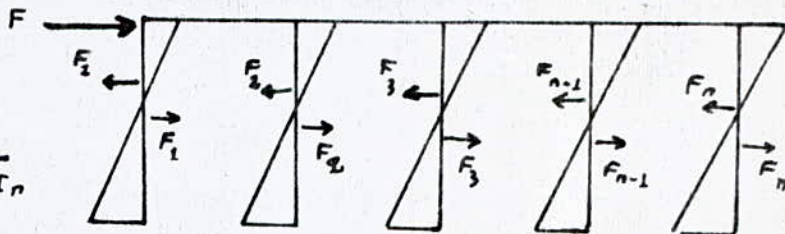
Compte tenu de ces hypothèses, nous pouvons écrire :

$$F = F_1 + F_2 + F_3 + \dots + F_n$$

avec :

$$F_1 = \frac{F \cdot 0,8 I_1}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0,8 I_n}$$

$$F_2 = \frac{F \cdot I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0,8 I_n}$$

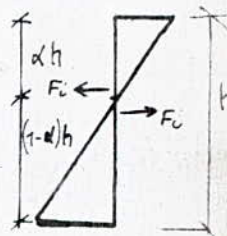


La première expression est valable pour tous les poteaux de rives, la deuxième pour tous les poteaux intermédiaires.

- Les moments flechissants dans les poteaux :

- moments en tête des poteaux : $M = F_i \cdot \alpha \cdot h$

- moments à la base des poteaux : $M = (1 - \alpha) \cdot h \cdot F_i$



- Les moments flechissants dans les poutres :

Le partage des moments dans les travées sera effectué proportionnellement aux rigidités des poutres situées à gauche et à droite du nœud considéré. Les moments dans les poutres doivent équilibrer les moments flechissants du poteau appartenant à ce nœud.

Pour un nœud i de la file J on aura :

- à gauche : $M_g = F_i \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{k_{gi}}{k_{gi} + k_{di}}$ avec

- à droite : $M_d = F_i \cdot \alpha \cdot h \cdot \frac{k_{di}}{k_{di} + k_{gi}}$

$$k_{gi} = \frac{I_{gi}}{l_{gi}}$$

$$k_{di} = \frac{I_{di}}{l_{di}}$$

l : portée libre
 I : inertie de la travée

Pour un niveau intermédiaire :

Au niveau du plancher de rang i on a :

$$F = \sum_{j=i}^n F_j = F_i + F_{i+1} + \dots + F_n \quad \text{Charges cumulées}$$

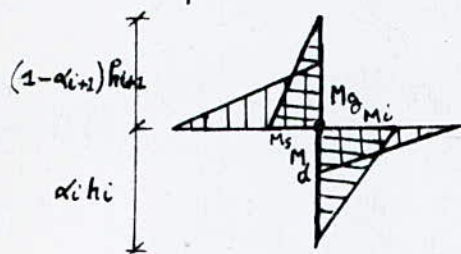
à l'étage de rang $(i+1)$ l'effort $\sum_{j=i+1}^n F_j$ créé au pied des poteaux supportant le plancher de rang $(i+1)$ des moments calculés à partir de ce qui a été exposé précédemment, soit par exemple pour le poteau "2" de l'étage "i+1"

$$M = F_2 \cdot \alpha \cdot h \quad \text{avec} \quad F_2 = \sum_{j=i+1}^n F_j \left(\frac{I_2}{0,8 I_1 + I_2 + I_3 + \dots + 0,8 I_n} \right)$$

on opère de même en ce qui concerne l'effort $\sum F_j$, ce qui nous permet de déterminer les moments en tête des poteaux supportant l'étage de niveau "i"

Au droit d'un nœud, il sera possible de calculer les moments dans les traversés aboutissant à ce nœud en fonction des moments M_s et M_i obtenus dans les poteaux supérieurs et inférieurs correspondant à ce nœud.

- pour un nœud intermédiaire :



$$M_g = -(M_s + M_i) \cdot \frac{k_g}{k_g + k_d} \quad (\text{à gauche})$$

$$M_d = -(M_s + M_i) \cdot \frac{k_d}{k_d + k_g} \quad (\text{à droite})$$

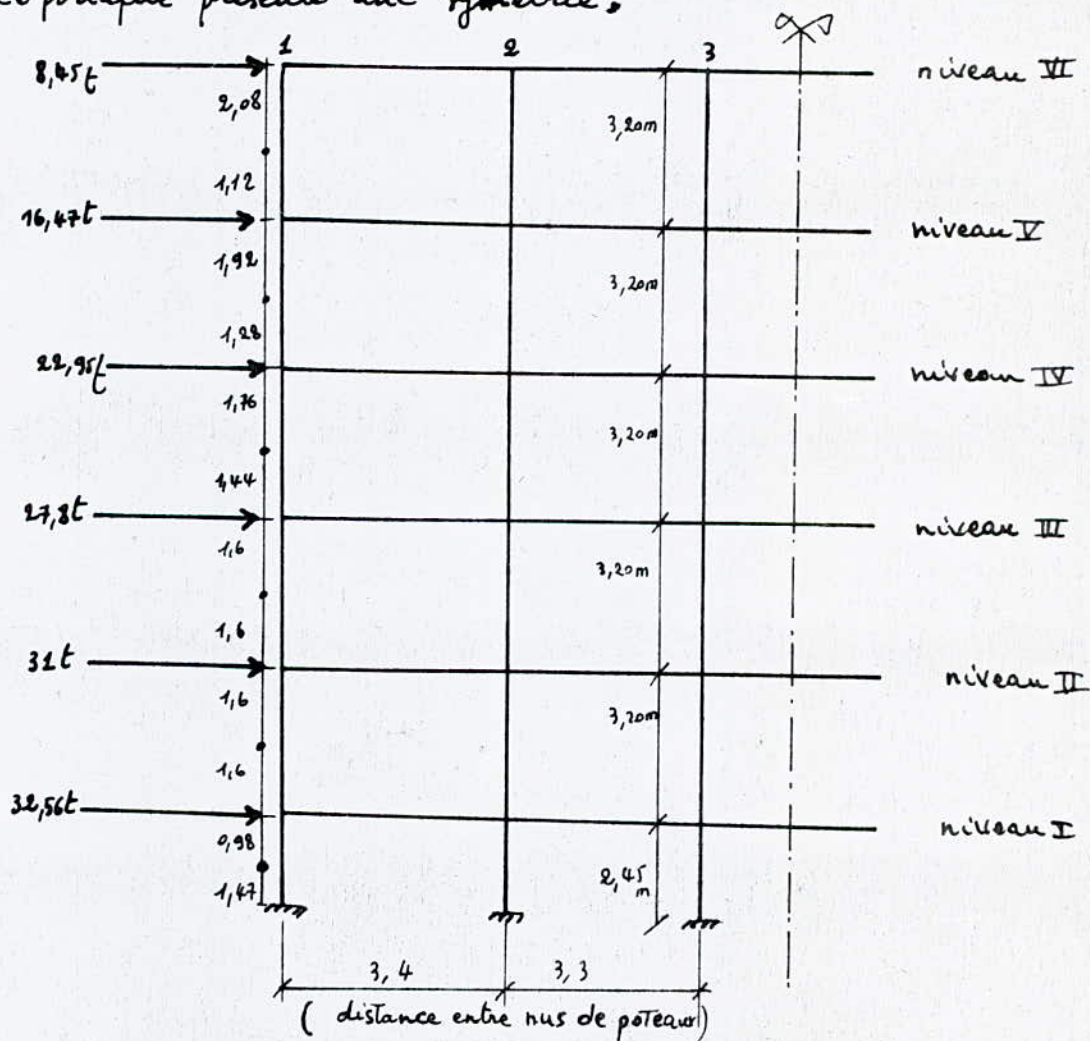
- pour un nœud de rive :

$$M_g = -(M_s + M_i)$$

$$M_d = -(M_s + M_i)$$

1) Détails de calcul du portique longitudinal I-I :

Ce portique présente une symétrie.



Détermination des forces $F_1; F_2; F_3$ ($F'_1; F'_2; F'_3$) pour chaque niveau :

les poteaux ont une section de (30×50) , l'inertie des poteaux est constante.

la force totale du plancher est : $F = F_1 + F_2 + F_3 + F'_1 + F'_2 + F'_3$

de plus on a : $0,8I_1 + I_2 + I_3 + I'_3 + I'_2 + 0,8I'_1 = 5,6I$

la force reprise par un poteau de la file 1 ou (1') sera :

$$F_1 = F'_1 = \frac{0,8I \cdot F}{5,6I} = \frac{0,8F}{5,6}$$

pour les files intermédiaires on a :

$$F_2 = F_3 = F'_2 = F'_3 = \frac{I \cdot F}{5,6I} = \frac{F}{5,6}$$

Tableau donnant les forces pour chaque niveau :

niveaux	$F_1 = F'_1 = \frac{0,8F}{5,6}$ (t)	$F_2 = F_3 = F'_2 = F'_3 = \frac{F}{5,6}$ (t)	$\alpha \cdot R$ (m)	$(1-\alpha) \cdot R$ (m)
6	1,2	1,51	2,08	1,12
5	2,35	2,94	1,92	1,28
4	3,28	4,10	1,76	1,44
3	3,97	4,96	1,6	1,6
2	4,43	5,54	1,6	1,6
1	4,65	5,81	0,98	1,47

Moments à la base et en tête des poteaux :

- moments en tête : $M_i = \alpha \cdot h \cdot F$

- moments à la base : $M_s = (1-\alpha) \cdot h \cdot F$

Pour ce portique on fera le calcul détaillé.

niveau VI :

• en tête : $M_{i2} = M_{i'2} = F_1 \cdot \alpha \cdot h = 1,2 \cdot 2,08 = 2,496 \text{ t.m}$

$M_{i3} = M_{i3} = M_{i'2} = M_{i'3} = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 1,51 \cdot 2,08 = 3,14 \text{ t.m}$

• à la base : $M_{s1} = M_{s1'} = F_1 (1-\alpha) \cdot h = 1,2 \cdot 1,12 = 1,344 \text{ t.m}$

$M_{s2} = M_{s3} = M_{s2'} = M_{s3'} = F_2 (1-\alpha) \cdot h = 1,51 \cdot 1,12 = 1,69 \text{ t.m}$

niveau V :

• en tête : $M_{i2} = M_{i'2} = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 2,35 \cdot 1,92 = 4,512 \text{ t.m}$

$M_{i3} = M_{i3} = M_{i'2} = M_{i'3} = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 2,94 \cdot 1,92 = 5,645 \text{ t.m}$

• à la base : $M_{s2} = M_{s2'} = F_2 (1-\alpha) \cdot h = 2,35 \cdot 1,28 = 3 \text{ t.m}$

$M_{s3} = M_{s3} = M_{s2'} = M_{s3'} = F_2 (1-\alpha) \cdot h = 2,94 \cdot 1,28 = 3,763 \text{ t.m}$

niveau IV

- en tête : $M_{i2} = M_{i2}' = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 3,28 \cdot 1,76 = 5,773 \text{ t.m}$
- $M_{i2} = M_{i3} = M_{i2}' = M_{i3}' = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 4,10 \cdot 1,76 = 7,216 \text{ t.m}$
- à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_2 (1-\alpha) h = 3,28 \cdot 1,44 = 4,723 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s2} = M_{s2}' = M_{s3}' = F_2 (1-\alpha) h = 4,10 \cdot 1,44 = 5,904 \text{ t.m}$

niveau III :

- en tête : $M_{i2} = M_{i2} = F_1 \cdot \alpha \cdot h = 3,97 \cdot 1,6 = 6,352 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i2}' = M_{i3}' = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 4,96 \cdot 1,6 = 7,936 \text{ t.m}$
- à la base : $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 \cdot (1-\alpha) h = 3,97 \cdot 1,6 = 6,352 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s3} = M_{s2}' = M_{s3}' = F_2 (1-\alpha) \cdot h = 4,96 \cdot 1,6 = 7,936 \text{ t.m}$

niveau II :

- en tête : $M_{i2} = M_{i2} = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 4,43 \cdot 1,6 = 7,088 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i2}' = M_{i3}' = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 5,54 \cdot 1,6 = 8,864 \text{ t.m}$
- à la base : $M_{s2} = M_{s2}' = F_2 (1-\alpha) \cdot h = 4,43 \cdot 1,6 = 7,088 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s3} = M_{s2}' = M_{s3}' = F_2 (1-\alpha) h = 5,54 \cdot 1,6 = 8,864 \text{ t.m}$

niveau I :

- en tête : $M_{i2} = M_{i2} = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 4,65 \cdot 0,98 = 4,557 \text{ t.m}$
 $M_{i2} = M_{i3} = M_{i2}' = M_{i3}' = F_2 \cdot \alpha \cdot h = 5,81 \cdot 0,98 = 5,694 \text{ t.m}$
- à la base : $M_{s1} = M_{s1}' = F_2 \cdot (1-\alpha) h = 4,65 \cdot 1,47 = 6,835 \text{ t.m}$
 $M_{s2} = M_{s3} = M_{s2}' = M_{s3}' = F_2 (1-\alpha) h = 5,81 \cdot 1,47 = 8,544 \text{ t.m}$

Moments dans les traverses :

on détaillera les calculs pour le niveau I puis on donne tous les résultats dans un tableau

niveau VI :

- file 1 (1') : $M_{1d} = -(M_s + M_i) = -M_{i1} = -2,496 \text{ t.m}$
- file 2 (2') : $M_{2d} = -(M_s + M_i) \cdot \frac{k_d}{k_d + k_g}$ or $I_g = I_d = \frac{k_d}{k_d + k_g} = \frac{l_d}{l_d + l_g}$

demême $\frac{k_g}{k_g + k_d} = \frac{l_g}{l_g + l_d}$

d'où $M_{2d} = -(M_s + M_i) \frac{l_d}{l_d + l_g} = -(3,14) \frac{3,3}{3,4 + 3,3} = -1,528 \text{ t.m}$

$M_{2g} = -(M_s + M_i) \frac{l_g}{l_g + l_d} = -(3,14) \frac{3,4}{3,4 + 3,3} = -1,591 \text{ t.m}$

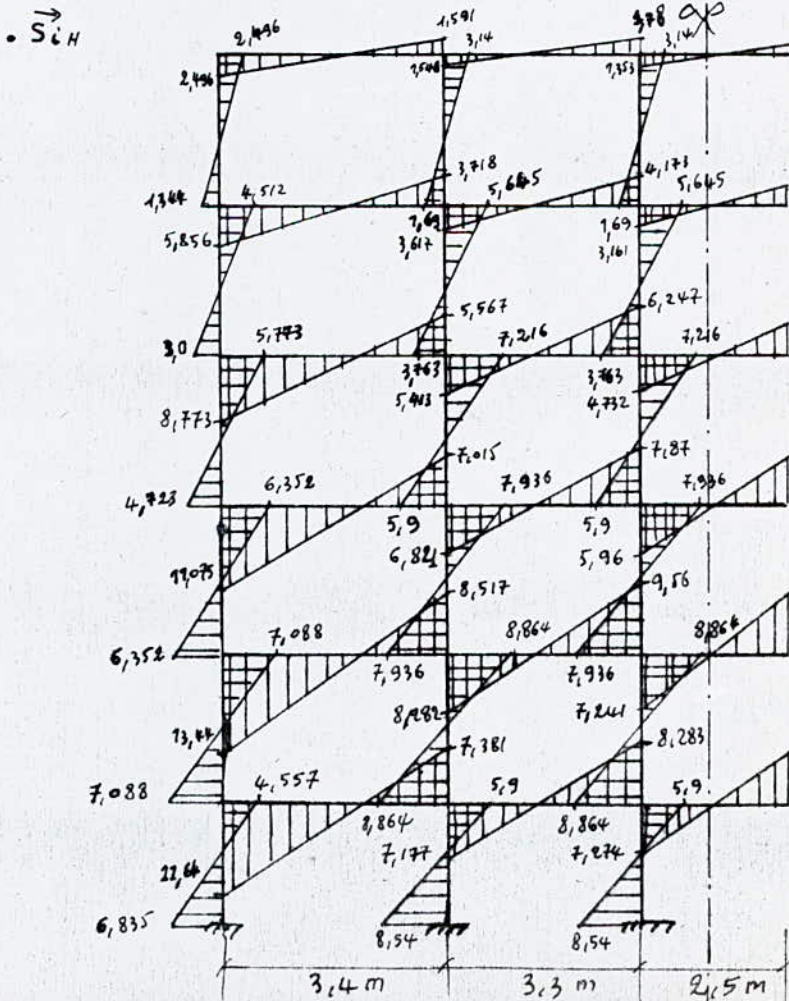
• file 3 (3') : $M_{3d} = -(M_s + M_i) \frac{l_d}{l_d + l_g} = -(3,14) \frac{2,5}{3,3 + 2,5} = -1,353 \text{ t.m}$

$M_{3g} = -(M_s + M_i) \frac{l_g}{l_g + l_d} = -(3,14) \frac{3,3}{3,3 + 2,5} = -1,786 \text{ t.m}$

Tableau donnant les valeurs des moments dans les traverses.

niveaux	file 1 (1')	file 2 (2')		file 3 (3')	
	M _{2d} (tm)	M _{2d} (tm)	M _{2g} (tm)	M _{3d} (tm)	M _{3g} (tm)
VI	-2,496	-2,548	-2,591	-2,353	-1,786
V	-5,856	-3,617	-3,718	-3,161	-4,247
IV	-8,773	-5,413	-5,567	-4,732	-6,247
III	-11,075	-6,821	-7,015	-5,96	-7,87
II	-13,44	-8,282	-8,517	-7,241	-9,56
I	-11,645	-7,177	-7,381	-6,274	-8,283

Diagramme des moments sous les charges horizontales: Portique I-I



Calcul des efforts tranchants: (Pour les traverses)
 les efforts tranchants seront calculés à partir des moments aux nœuds.
 Pour cela on considère la travée indépendante avec les moments en ses nœuds.

• Sous \vec{S}_{iH} : l'équation du moment est de la forme:

$$M(x) = \alpha x + \beta$$

pour $x=0$: $M(x) = \beta = M_d$

$x=l$: $M(x) = \alpha l + \beta = -M_g$

$$\rightarrow \alpha = -\frac{M_d + M_g}{l}$$

$$\Rightarrow M_x = -\frac{M_g + M_d}{l} x + M_d \Rightarrow T = \frac{dM}{dx} = -\frac{(M_g + M_d)}{l}$$

• Sous \vec{S}'_{iH} :

$$T = \frac{(M_g + M_d)}{l}$$

Tableau des efforts tranchants sous \vec{S}_{iH} : Portique I-I

niveaux	travées	l (m)	M_g (t.m)	M_d (t.m)	T sous \vec{S}_{iH} (t)	T sous \vec{S}'_{iH} (t)
6	1-2	3,4	7,591	2,496	-1,2	1,2
	2-3	3,3	1,786	1,548	-1,01	1,01
	3-3'	2,5	1,353	1,353	-2,08	1,08
5	4-5	3,4	3,718	5,856	-2,816	2,816
	5-6	3,3	4,173	3,617	-2,36	2,36
	6-6'	2,5	3,161	3,161	-2,53	2,53
4	7-8	3,4	5,567	8,773	-4,218	4,218
	8-9	3,3	6,247	5,413	-3,534	3,534
	9-9'	2,5	4,732	4,732	-3,785	3,785
3	10-11	3,4	7,015	11,075	-5,32	5,32
	11-12	3,3	7,87	6,821	-4,452	4,452
	12-12'	2,5	5,96	5,96	-4,768	4,768
2	13-14	3,4	8,517	13,44	-6,458	6,458
	14-15	3,3	9,56	8,282	-5,407	5,407
	15-15'	2,5	7,241	7,241	-5,793	5,793
1	16-17	3,4	7,381	11,645	-5,596	5,596
	17-18	3,3	8,283	7,177	-4,685	4,685
	18-18'	2,5	6,274	6,274	-5,02	5,02

— EFFORTS dans les PORTIQUES —

2) Portique transversal II-II :

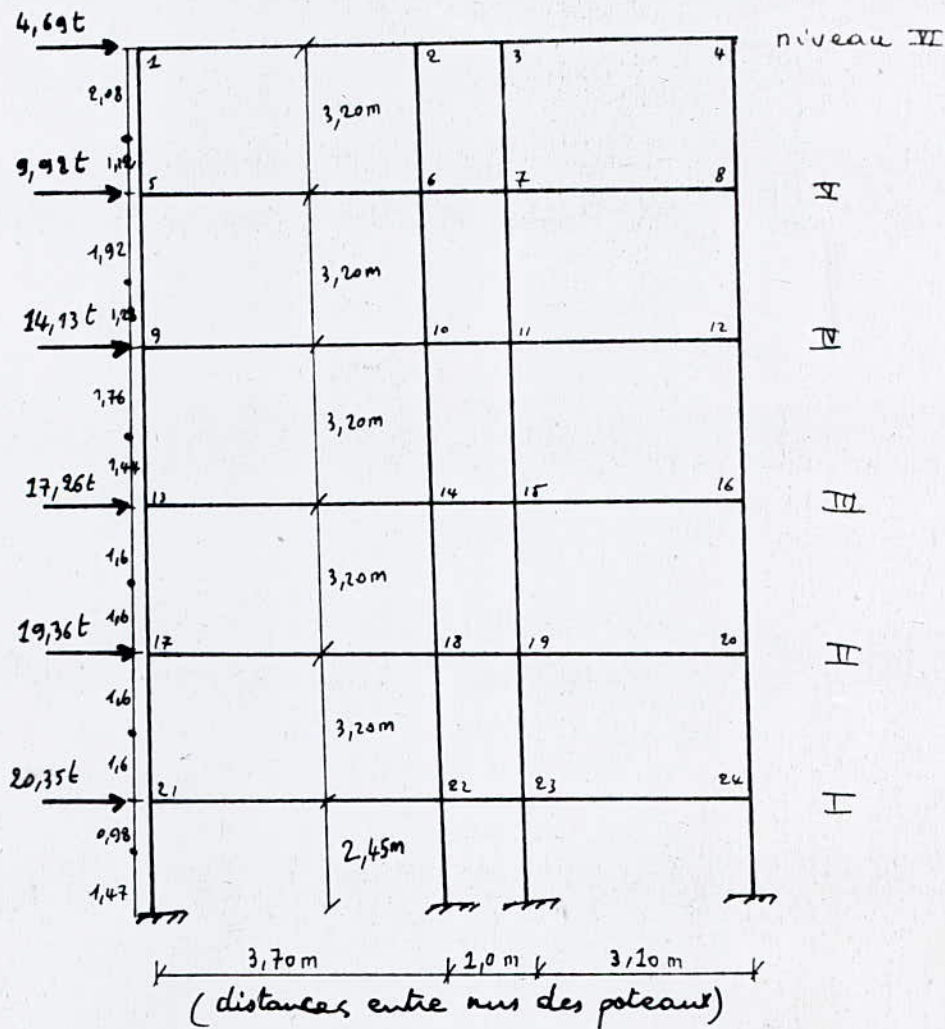


Tableau donnant les moments en tête et à la base des poteaux :

niveaux	F (t)	$F_1 = F_4 = \frac{0,8F}{3,6}$ (t)	$F_2 = F_3 = \frac{F}{3,6}$ (t)	$\alpha \cdot h$ m	$(1-\alpha) \cdot h$ m	moments en tête		moments à la base	
						$M_{i2} = M_{i4}$	$M_{i1} = M_{i3}$	$M_{s1} = M_{s3}$	$M_{s2} = M_{s4}$
6	4,69	2,042	1,302	2,08	1,12	2,167	2,708	1,167	1,458
5	9,92	2,204	2,756	1,92	1,28	4,231	5,291	2,821	3,527
4	14,13	3,234	3,925	1,76	1,44	5,516	6,908	4,513	5,652
3	17,26	3,835	4,794	1,6	1,6	6,136	7,670	6,136	7,670
2	19,36	4,302	5,377	1,6	1,6	6,383	8,603	6,883	8,603
1	20,35	4,523	5,652	0,98	1,47	4,432	5,539	6,649	8,308

Moments dans les traverses :

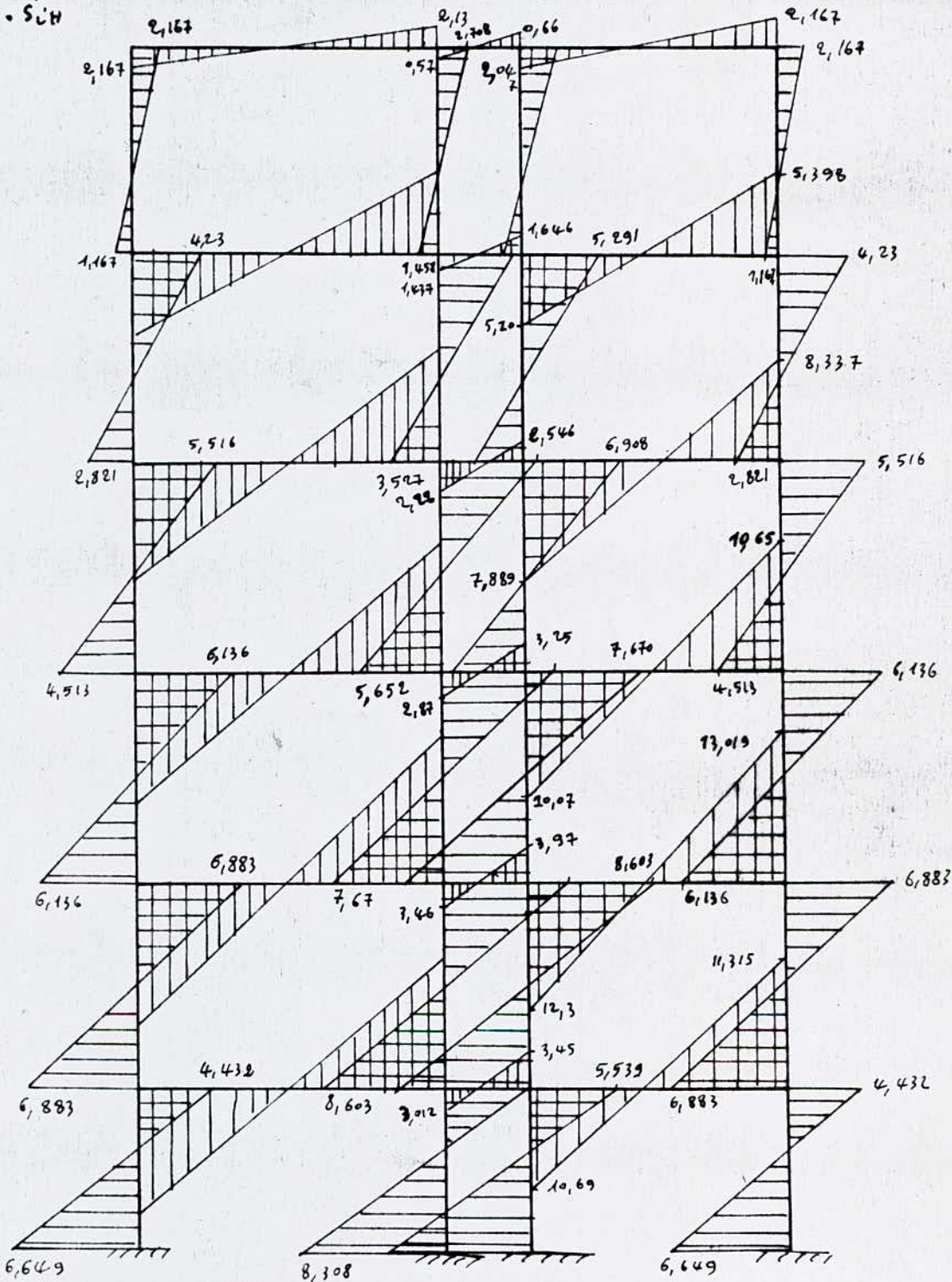
niveau	file 1 $M_{1d}(t.m)$	File 2		File 3		File 4 $M_{4g}(t.m)$
		$M_{2d}(t.m)$	$M_{2g}(t.m)$	$M_{3d}(t.m)$	$M_{3g}(t.m)$	
6	-2,167	-0,576	-2,13	-2,047	-0,66	-2,167
5	-5,398	-1,437	-5,311	-5,10	-1,646	-5,398
4	-8,337	-2,223	-8,212	-7,889	-2,546	-8,337
3	-10,65	-2,87	-10,48	-10,07	-3,25	-10,65
2	-13,019	-3,466	-12,8	-12,3	-3,97	-13,019
1	-11,315	-3,012	-11,13	-10,69	-3,45	-11,315

Tableau donnant l'effort tranchant :

niveau	traverse	$l(m)$	$M_g(t.m)$	$M_d(t.m)$	$T_{SCH} \text{ sous } \vec{S}_{CH} (t)$	$T_{SCH} \text{ sous } \vec{S}_{CH} (t)$
6	1-2	3,7	-2,13	-2,167	-1,16	1,16
	2-3	1,0	-0,66	-0,576	-1,236	1,236
	3-4	3,1	-2,164	-2,047	-1,358	1,358
5	5-6	3,7	-5,311	-5,398	-2,894	2,894
	6-7	1,0	-1,646	-1,437	-3,083	3,083
	7-8	3,10	-5,398	-5,1	-3,386	3,386
4	9-10	3,7	-8,212	-8,337	-4,472	4,472
	10-11	1,0	-2,546	-2,223	-4,769	4,769
	11-12	3,1	-8,337	-7,889	-5,234	5,234
3	13-14	3,7	-10,48	-10,65	-5,71	5,71
	14-15	1,0	-3,25	-2,87	-6,12	6,12
	15-16	3,1	-10,65	-10,07	-6,684	6,684
2	17-18	3,70	-12,8	-13,019	-6,978	6,978
	18-19	1,00	-3,97	-3,466	-7,436	7,436
	19-20	3,1	-13,019	-12,3	-8,167	8,167
1	21-22	3,7	-11,13	-11,315	-6,066	6,06
	22-23	1,0	-3,45	-3,012	-6,462	6,462
	23-24	3,10	-11,315	-10,69	-7,098	7,098

Diagramme sous les charges horizontales : portique II-II

→
• 5.24



3) Portique transversal III - III :

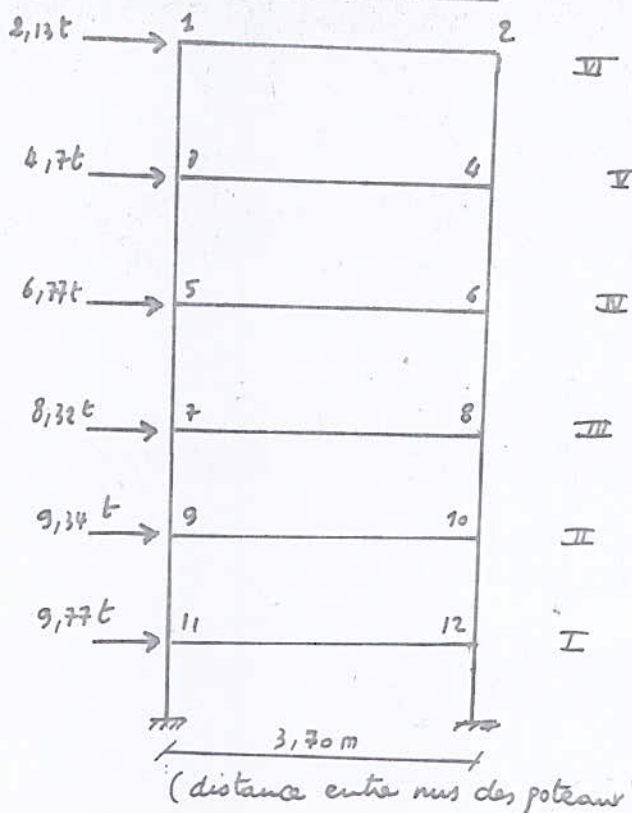


Tableau donnant les moments en tête et à la base des poteaux - les moments dans les traverses.

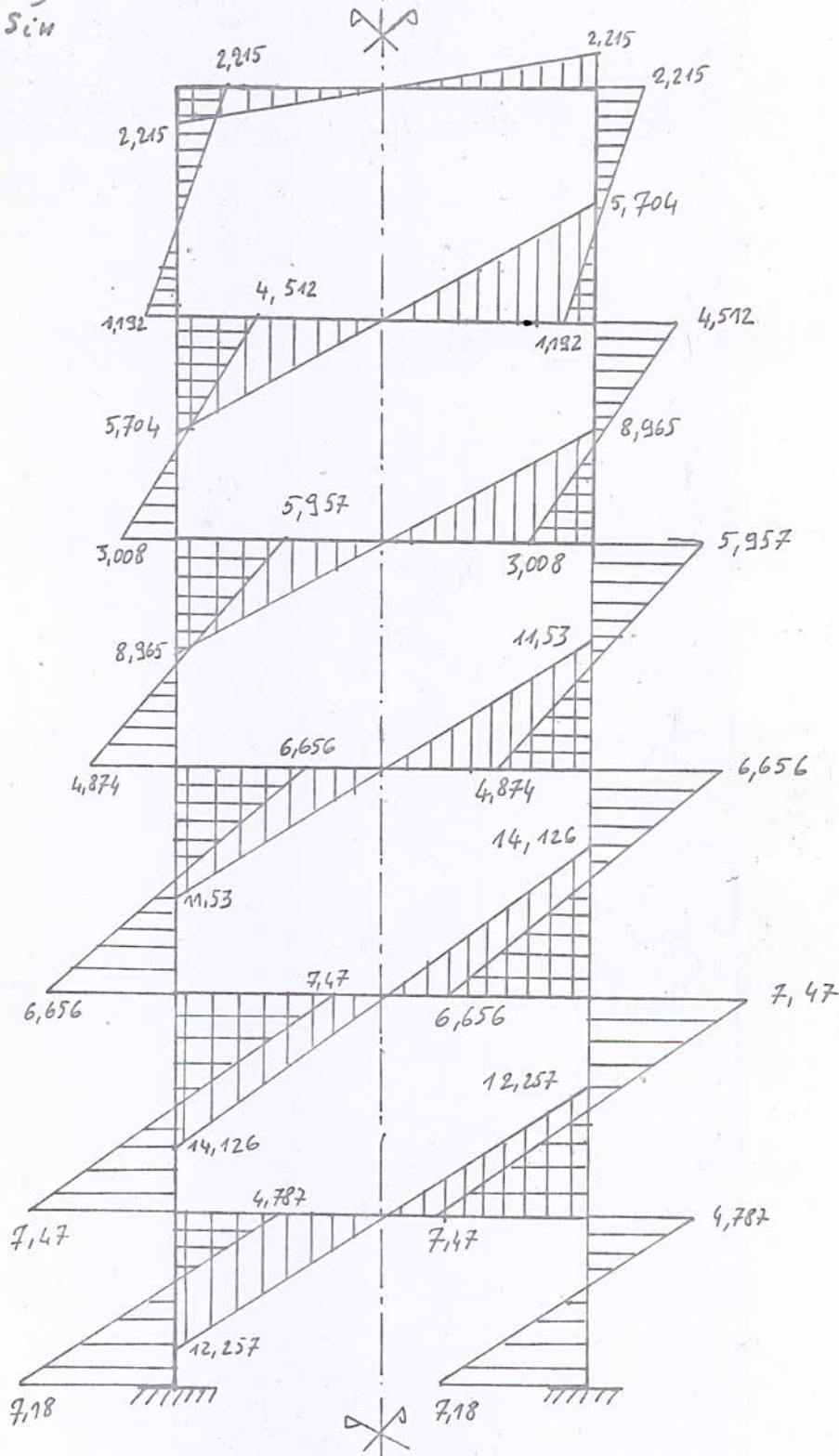
niveau	F (t)	$F_1 = F_2 = \frac{0,8F}{1,6}$	αh	$(1-\alpha) \cdot h$	M^t en tête	M^b à la base	File 1 et 2
					$M_{11} = M_{12}$	$M_{21} = M_{22}$	$M_{1d} = M_{2d}$
6	2,13	1,065	2,08	1,12	2,215	1,132	-2,215
5	4,7	2,35	1,92	1,28	4,512	3,008	-5,704
4	6,77	3,385	1,76	1,44	5,957	4,874	-8,965
3	8,32	4,16	1,6	1,6	6,656	6,656	-11,53
2	9,34	4,67	1,6	1,6	7,47	7,47	-14,126
1	9,77	4,885	0,98	1,47	4,787	7,18	-12,257

Tableau donnant les efforts tranchants :-

niveaux	6	5	4	3	2	1
T \vec{s}_{III}	-1,197	-3,083	-4,845	-6,232	-7,635	-6,625
T \vec{s}_{II}	1,197	3,083	4,845	6,232	7,635	6,625

Diagramme des moments fléchissants sous les charges horizontales : portique III-III :

→
· S.M



SOUS LES CHARGES VERTICALES

Le calcul des portiques sous les charges verticales sera fait par la méthode de CAQUOT exposé en ANNEXE A du CCBA 68.
Les portiques constituant l'ossature sont soumis à :

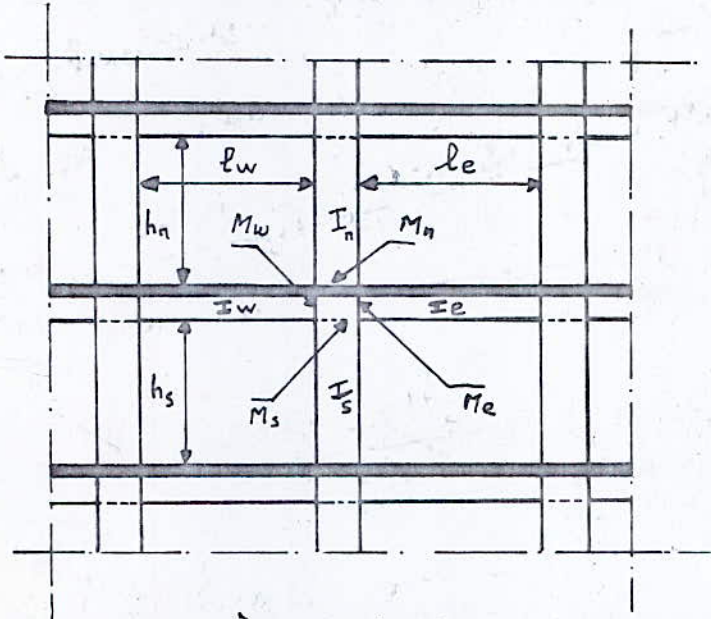
- leur poids propre
- au poids propre des planchers qu'ils supportent.
- aux surcharges transmises par les planchers.
- aux surcharges d'origine sismique

La sollicitation qu'il faut prendre en compte, pour chaque élément, est celle qui donne l'effet le plus défavorable résultant de la combinaison :

- de la sollicitation normale due aux charges et surcharges
- de la sollicitation d'origine sismique.

La méthode de CAQUOT est applicable dans notre cas puisqu'elle s'utilise pour des éléments de planchers constitués de nervures et de poutres associées à des bords.

Exposé de la méthode de CAQUOT :



on considère des hauteurs fictives des poteaux :

- $h'_n = 0,9 h_n$ si le nœud considéré appartient à l'avant-dernier plancher, avec $h_n =$ hauteur libre
- $h'_n = 0,8 h_n$ pour les autres cas.
- $h'_s = 0,8 h_s$ pour les poteaux encastrés aux fondations

on considère également des travées de longueurs fictives l'_e et l'_w

a) pour les travées intermédiaires :

$$\text{on prendra : } \begin{cases} l'_w = 0,8 l_w \\ l'_e = 0,8 l_e \end{cases}$$

- avec :
- $l'_w =$ longueur fictive de la travée à gauche de l'appui considéré
 - $l'_e =$ longueur fictive de la travée à droite de l'appui considéré
 - $l_w =$ portée libre de la travée de gauche (entre nous)
 - $l_e =$ portée libre de la travée de droite (entre nous)

Soit: q_w = la charge uniformément répartie par unité de longueur sur la travée de gauche (q_e sur la travée de droite)

Q_w = une charge concentrée appliquée sur la travée de gauche à la distance a_w du nu de l'appui (Q_e et a_e pour la travée de droite).

$$\text{on pose: } M'_w = \frac{q_w l_w^2}{8,5} + l'_w \sum h_w Q_w$$

$$M'_e = \frac{q_e l_e^2}{8,5} + l'_e \sum h_e Q_e$$

h_w et h_e sont donnés (pour les poutres à section constante) par une échelle fonctionnelle en fonction de $\frac{a_w}{l'_w}$ et $\frac{a_e}{l'_e}$

Soit: I_e ; I_w ; I_s ; I_n respectivement les moments d'inertie de la travée de droite, de la travée de gauche du poteau inférieur et du poteau supérieur.

$$\text{on pose: } k_w = \frac{I_w}{l'_w}; \quad k_e = \frac{I_e}{l'_e}; \quad k_s = \frac{I_s}{h'_s}; \quad k_n = \frac{I_n}{h'_n}$$

$$\text{et } D = k_w + k_e + k_s + k_n.$$

Les moments dans les sections dangereuses, qui sont celles formant les nus des appuis, sont en valeur absolue:

• Au nu de l'appui dans la travée de gauche: $M_w = M'_e \frac{k_w}{D} + M'_w \left(1 - \frac{k_w}{D}\right)$

• Au nu de l'appui dans la travée de droite: $M_e = M'_e \left(1 - \frac{k_e}{D}\right) + M'_w \frac{k_e}{D}$

• Au nu inférieur des poutres dans le poteau inférieur:

$$M_s = \frac{k_s}{D} (M'_e - M'_w)$$

• Au nu supérieur du plancher dans le poteau supérieur:

$$M_n = \frac{k_n}{D} (M'_e - M'_w)$$

Pour les traverses, les moments M_e et M_w sont négatifs, pour les poteaux, la face tendue du tronçon supérieur est du côté correspondant à la plus grande des deux valeurs absolues M'_e et M'_w ; la face tendue du tronçon inférieur est du côté opposé.

b) pour les travées de rive: (sans console)

• nœud de rive: $M_{e1} = M'_{e1} \left(1 - \frac{k_{e1}}{D_1}\right)$

$$M_{s1} = M'_{e1} \frac{k_{s1}}{D_1}; \quad M_{n1} = M'_{e1} \frac{k_{n1}}{D_1}$$

• nœud voisin du nœud de rive: $\beta'_{w2} = I_1 l_{w2}$

avec $\lambda_1 = 0,8$ pour $k_{s1} + k_{n1} \geq 1,5 k_{e1}$

$$\lambda_2 = 1 - \frac{k_{s1} + k_{n1}}{7,5 k_{e1}} \quad \text{pour } k_{s1} + k_{n1} < 1,5 k_{e1}$$

c) cas d'une seule travée

- Soit :
- q = la charge uniformément répartie par unité de longueur
 - Q = une charge concentrée appliquée à la distance a de l'appui sur lequel on calcule le moment.
 - l = la portée de la poutre entre deux intérieurs des appuis
 - I = son moment d'inertie supposé constant.
 - I_n = le moment d'inertie du poteau supérieur
 - I_s = le moment d'inertie du poteau inférieur

on pose : $k = \frac{I}{l}$; $k_n = \frac{I_n}{h'_n}$; $k_s = \frac{I_s}{h'_s}$

Les moments dans les sections dangereuses sont :

- Au vu intérieur de l'appui, dans la poutre : $M = M' \frac{k_s + k_n}{k + 1,56(k_s + k_n)}$
- Au vu inférieur de la poutre dans le poteau inférieur :

$$M_s = M' \frac{k_s}{k + 1,56(k_s + k_n)}$$

- Au vu supérieur du plancher, dans le poteau supérieur :

$$M_n = M' \frac{k_n}{k + 1,56(k_s + k_n)}$$

avec : $M' = \frac{q l^2}{8,5} + l \sum k \cdot Q$

Moment dans les poteaux :

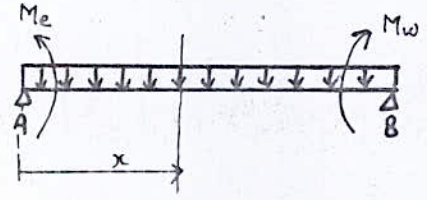
on admet que les points de moments nul dans les poteaux se trouvent à h'_n au dessus du plancher et à h'_s au dessous du vu inférieur des poutres.

Efforts tranchants dans les poteaux - efforts normaux dans les poutres :

par simplification, on néglige les efforts tranchants dans les poteaux et les efforts normaux dans les poutres.

Calcul des efforts tranchants dans les poutres :

Les efforts tranchants sont calculés en considérant la travée indépendante et en faisant état des moments de continuité et de la charge qui lui est appliquée
(C C B A 68 AN 1,3)



$$\sum M_B = 0 = R_A \cdot l - M_e + M_w - q \frac{l^2}{2}$$

$$\Rightarrow R_A = \frac{q l}{2} + \frac{M_e - M_w}{l}$$

l'effort tranchant à l'abscisse 'x' sera:

$$T(x) = RA - qx = q\frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{l} - qx$$

l'effort tranchant aux appuis sera:

$$\cdot x=0 \Rightarrow T = q\frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$$

$$\cdot x=l \Rightarrow T = -q\frac{l}{2} + \frac{Me - Mw}{l}$$

Le calcul sera détaillé pour chaque portique, les unités utilisées seront:

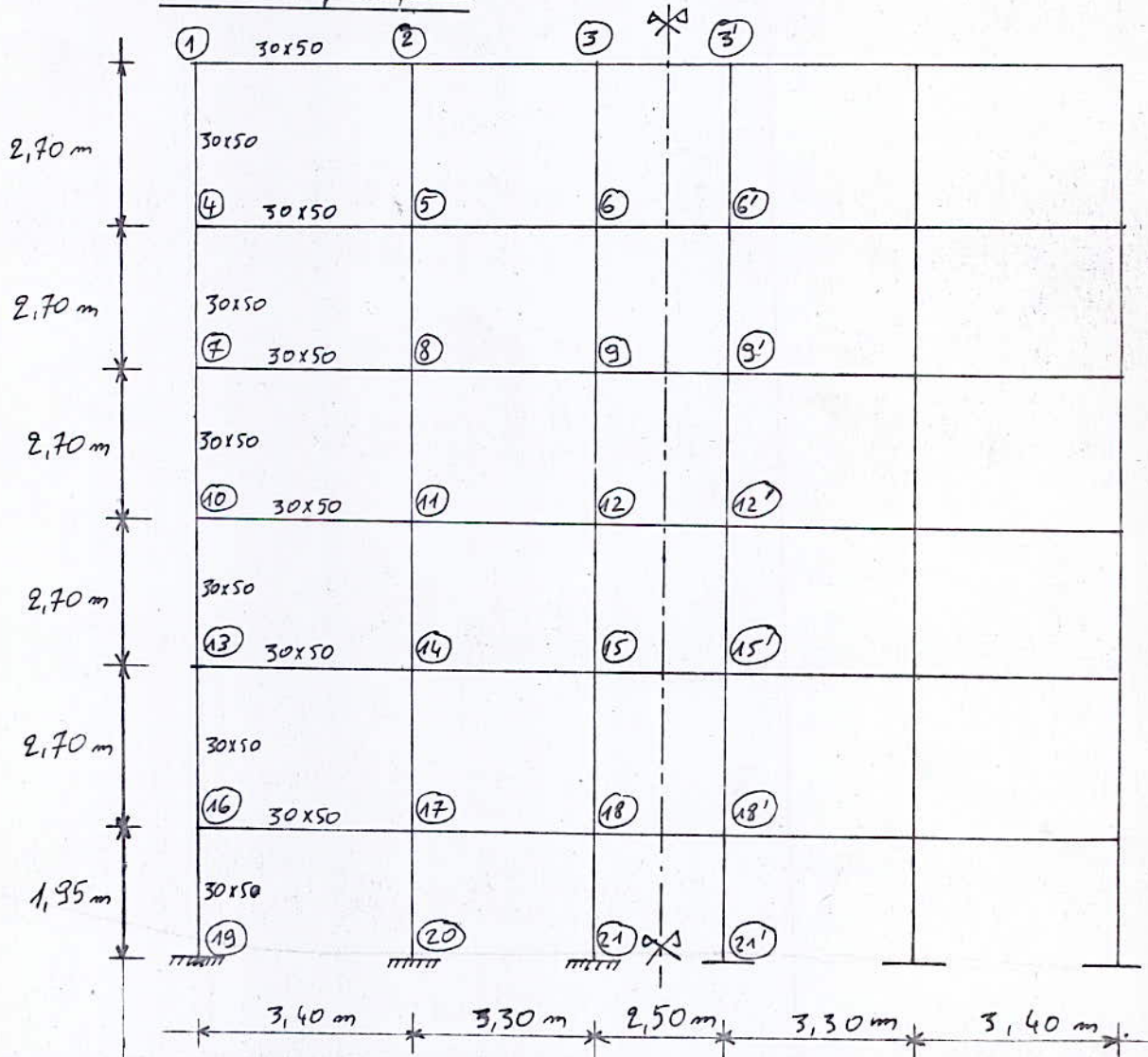
- pour les longueurs : [m]
- pour les moments d'inertie : [10^{-4} . m⁴]
- pour Ke; Kw; Ks; Kn; D : [10^{-4} . m³]
- pour les moments : [t.m.]
- pour les efforts tranchants : [t]

Etude du portique longitudinal I-I :-

Les charges verticales sont résumées dans le tableau suivant :-

niveaux	G (t/ml)	P (t/ml)	S _{iv} (t/ml)
6	3,31	0,435	0,486
5	3,72	0,761	0,461
4	3,72	0,761	0,372
3	3,72	0,761	0,279
2	3,72	0,761	0,186
1	3,43	0,761	0,087

Schema du portique :-



N.B Les portées des poteaux et des poutres prises en compte sont des portées libres entre nus d'appuis.

-64-

Caractéristiques géométriques du portique longitudinal I-I

Niveau	Niveau	l_w (m)	l_e (m)	h_n (m)	h_g (m)	$I_{e=I_w}$ $10^{-4} m^4$	$I_{n=I_s}$ $10^{-4} m^4$	l'_w (m)	l'_e (m)	h'_n (m)	h'_g (m)	K_w $10^{-4} m^3$	K_e $10^{-4} m^3$	K_n $10^{-4} m^3$	K_s $10^{-4} m^3$	D $10^{-4} m^4$
6	1	—	3,4	—	2,7	31,25	11,25	—	2,72	—	2,16	—	11,49	—	5,2	16,6
	2	3,4	3,3	—	2,7	31,25	11,25	3,195	2,64	—	2,16	9,78	11,83	—	5,2	26,8
	3	3,3	2,5	—	2,7	31,25	11,25	2,64	2	—	2,16	11,83	15,625	—	5,2	36,6
5	4	—	3,4	2,7	2,7	31,25	11,25	—	2,72	2,43	2,16	—	11,49	4,62	5,2	21,3
	5	3,4	3,3	2,7	2,7	31,25	11,25	3,01	2,64	2,43	2,16	10,38	11,83	4,62	5,2	32,0
	6	3,3	2,5	2,7	2,7	31,25	11,25	2,64	2	2,43	2,16	11,83	15,625	4,62	5,2	37,2
4	7	—	3,4	2,7	2,7	31,25	11,25	—	2,72	2,16	2,16	—	11,49	5,2	5,2	24,89
	8	3,4	3,3	2,7	2,7	31,25	11,25	2,98	2,64	2,16	2,16	10,48	11,83	5,2	5,2	32,71
	9	3,3	2,5	2,7	2,7	31,25	11,25	2,64	2	2,16	2,16	11,83	15,625	5,2	5,2	37,85
3	10	—	3,4	2,7	2,7	31,25	11,25	—	2,72	2,16	2,16	—	11,49	5,2	5,2	24,89
	11	3,4	3,3	2,7	2,7	31,25	11,25	2,98	2,64	2,16	2,16	10,48	11,83	5,2	5,2	32,71
	12	3,3	2,5	2,7	2,7	31,25	11,25	2,64	2	2,16	2,16	11,83	15,625	5,2	5,2	37,85
2	13	—	3,4	2,7	2,7	31,25	11,25	—	2,72	2,16	2,16	—	11,49	5,2	5,2	24,89
	14	3,4	3,3	2,7	2,7	31,25	11,25	2,98	2,64	2,16	2,16	10,48	11,83	5,2	5,2	32,71
	15	3,3	2,5	2,7	2,7	31,25	11,25	2,64	2	2,16	2,16	11,83	15,625	5,2	5,2	37,85
1	16	—	3,4	2,7	1,95	31,25	11,25	—	2,72	2,16	1,56	—	11,49	5,2	7,2	23,89
	17	3,4	3,3	2,7	1,95	31,25	11,25	2,91	2,64	2,16	1,56	10,74	11,83	5,2	7,2	34,97
	18	3,3	2,5	2,7	1,95	31,25	11,25	2,64	2	2,16	1,56	11,83	15,625	5,2	7,2	39,85

Moments sous G. du portique I-I:-

Niveaux	nœuds	q_e (t/ml)	q_w (t/ml)	M'_e (t.m)	M'_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_m (t.m)	M_s (t.m)
6	1	3,31	—	2,88	—	0,897	—	—	0,897
	2	3,31	3,31	2,71	3,96	3,26	3,5	—	-0,24
	3	3,31	3,31	1,56	2,71	2,05	2,34	—	-0,163
5	4	3,72	—	3,23	—	1,49	—	0,7	0,79
	5	3,72	3,72	3,05	3,96	3,386	3,66	-0,13	-0,147
	6	3,72	3,72	1,75	3,05	2,29	2,637	-0,16	-0,18
4	7	3,72	—	3,23	—	1,534	—	0,767	0,767
	8	3,72	3,72	3,05	3,88	3,35	3,614	-0,13	-0,13
	9	3,72	3,72	1,75	3,05	2,286	2,64	-0,18	-0,18
3	10	3,72	—	3,23	—	1,534	—	0,767	0,767
	11	3,72	3,72	3,05	3,88	3,35	3,614	-0,13	-0,13
	12	3,72	3,72	1,75	3,05	2,286	2,64	-0,18	-0,18
2	13	3,72	—	3,23	—	1,534	—	0,767	0,767
	14	3,72	3,72	3,05	3,88	3,35	3,614	-0,13	-0,13
	15	3,72	3,72	1,75	3,05	2,286	2,64	-0,18	-0,18
1	16	3,49	—	3,03	—	1,57	—	0,66	0,91
	17	3,49	3,49	2,86	3,47	3,067	3,28	-0,09	-0,125
	18	3,49	3,49	1,64	2,86	2,118	2,497	-0,16	-0,22

Efforts tranchants sous G. du portique I-I:-

Niveaux	Travées	q (t/ml)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	3,31	0,897	3,50	4,86	-6,39
	2-3	3,31	3,26	2,34	5,74	-5,183
	3-3'	3,31	2,05	2,05	4,137	-4,137
5	4-5	3,72	1,49	3,66	5,68	-6,96
	5-6	3,72	3,386	2,637	6,36	-5,91
	6-6'	3,72	2,29	2,29	4,65	-4,65
4	7-8	3,72	1,534	3,614	5,71	-6,93
	8-9	3,72	3,35	2,64	6,35	-5,92
	9-9'	3,72	2,286	2,286	4,65	-4,65
3	10-11	3,72	1,534	3,614	5,71	-6,93
	11-12	3,72	3,35	2,64	6,35	-5,92
	12-12'	3,72	2,286	2,286	4,65	-4,65
2	13-14	3,72	1,534	3,614	5,71	-6,93
	14-15	3,72	3,35	2,64	6,35	-5,92
	15-15'	3,72	2,286	2,286	4,65	-4,65
1	16-17	3,49	1,57	3,28	5,43	-6,436
	17-18	3,49	3,067	2,497	5,93	-5,585
	18-18'	3,49	2,118	2,118	4,36	-4,36

Niveaux	Noeuds	q_e (t/ml)	q_w (t/ml)	M'_e (t.m)	M'_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_m (t.m)	M_s (t.m)
6	1	0,435	—	0,38	—	0,118	—	—	0,118
	2	0,435	0,435	0,356	0,52	0,43	0,46	—	-0,03
	3	0,435	0,435	0,2	0,35	0,26	0,3	—	-0,02
5	4	0,761	—	0,66	—	0,31	—	0,14	0,16
	5	0,761	0,761	0,623	0,81	0,69	0,75	-0,027	-0,03
	6	0,761	0,761	0,358	0,62	0,467	0,536	-0,032	-0,036
4	7	0,761	—	0,66	—	0,31	—	0,156	0,156
	8	0,761	0,761	0,623	0,795	0,685	0,74	-0,027	-0,027
	9	0,761	0,761	0,358	0,62	0,467	0,54	-0,036	-0,036
3	10	0,761	—	0,66	—	0,31	—	0,156	0,156
	11	0,761	0,761	0,623	0,795	0,685	0,74	-0,027	-0,027
	12	0,761	0,761	0,358	0,62	0,467	0,54	-0,036	-0,036
2	13	0,761	—	0,66	—	0,31	—	0,156	0,156
	14	0,761	0,761	0,623	0,795	0,685	0,74	-0,027	-0,027
	15	0,761	0,761	0,353	0,62	0,467	0,54	-0,036	-0,036
1	16	0,761	—	0,66	—	0,34	—	0,143	0,199
	17	0,761	0,761	0,623	0,76	0,67	0,718	-0,02	-0,028
	18	0,761	0,761	0,353	0,62	0,46	0,54	-0,034	-0,047

Efforts tranchants sous P du portique I - I :-

Niveaux	Travées	q (t/ml)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	0,435	0,118	0,46	0,633	-0,84
	2-3	0,435	0,43	0,3	0,757	-0,678
	3-3'	0,435	0,26	0,26	0,543	-0,543
5	4-5	0,761	0,31	0,75	1,164	-1,423
	5-6	0,761	0,69	0,536	1,303	-1,208
	6-6'	0,761	0,467	0,467	0,951	-0,951
4	7-8	0,761	0,31	0,74	1,167	-1,42
	8-9	0,761	0,685	0,54	1,3	-1,21
	9-9'	0,761	0,467	0,467	0,951	-0,951
3	10-11	0,761	0,31	0,74	1,167	-1,42
	11-12	0,761	0,685	0,54	1,3	-1,21
	12-12'	0,761	0,467	0,467	0,951	-0,951
2	13-14	0,761	0,31	0,74	1,167	-1,42
	14-15	0,761	0,685	0,54	1,3	-1,21
	15-15'	0,761	0,467	0,467	0,951	-0,951
1	16-17	0,761	0,34	0,718	1,18	-1,404
	17-18	0,761	0,67	0,54	1,295	-1,216
	18-18'	0,761	0,46	0,46	0,951	-0,951

Niveaux	Noeuds	q_e (t/m)	q_w (t/m)	M'_e (t.m)	M'_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
6	1	0,486	—	0,423	—	0,13	—	—	0,13
	2	0,486	0,486	0,398	0,583	0,48	0,545	—	-0,036
	3	0,486	0,486	0,228	0,398	0,30	0,343	—	-0,024
5	4	0,461	—	0,40	—	0,184	—	0,086	0,097
	5	0,461	0,461	0,378	0,491	0,419	0,454	-0,016	-0,018
	6	0,461	0,461	0,217	0,378	0,284	0,327	-0,02	-0,022
4	7	0,372	—	0,323	—	0,153	—	0,076	0,076
	8	0,372	0,372	0,305	0,389	0,335	0,362	-0,013	-0,013
	9	0,372	0,372	0,175	0,305	0,228	0,264	-0,018	-0,018
3	10	0,279	—	0,243	—	0,115	—	0,057	0,057
	11	0,279	0,279	0,228	0,291	0,25	0,27	-0,01	-0,01
	12	0,279	0,279	0,13	0,228	0,17	0,197	-0,013	-0,013
2	13	0,186	—	0,16	—	0,076	—	0,038	0,038
	14	0,186	0,186	0,152	0,194	0,167	0,18	-0,0066	-0,0066
	15	0,186	0,186	0,087	0,152	0,114	0,131	-0,0089	-0,0089
1	16	0,087	—	0,075	—	0,039	—	0,016	0,022
	17	0,087	0,087	0,071	0,086	0,076	0,081	-0,0022	-0,003
	18	0,087	0,087	0,041	0,071	0,053	0,062	-0,0039	-0,0054

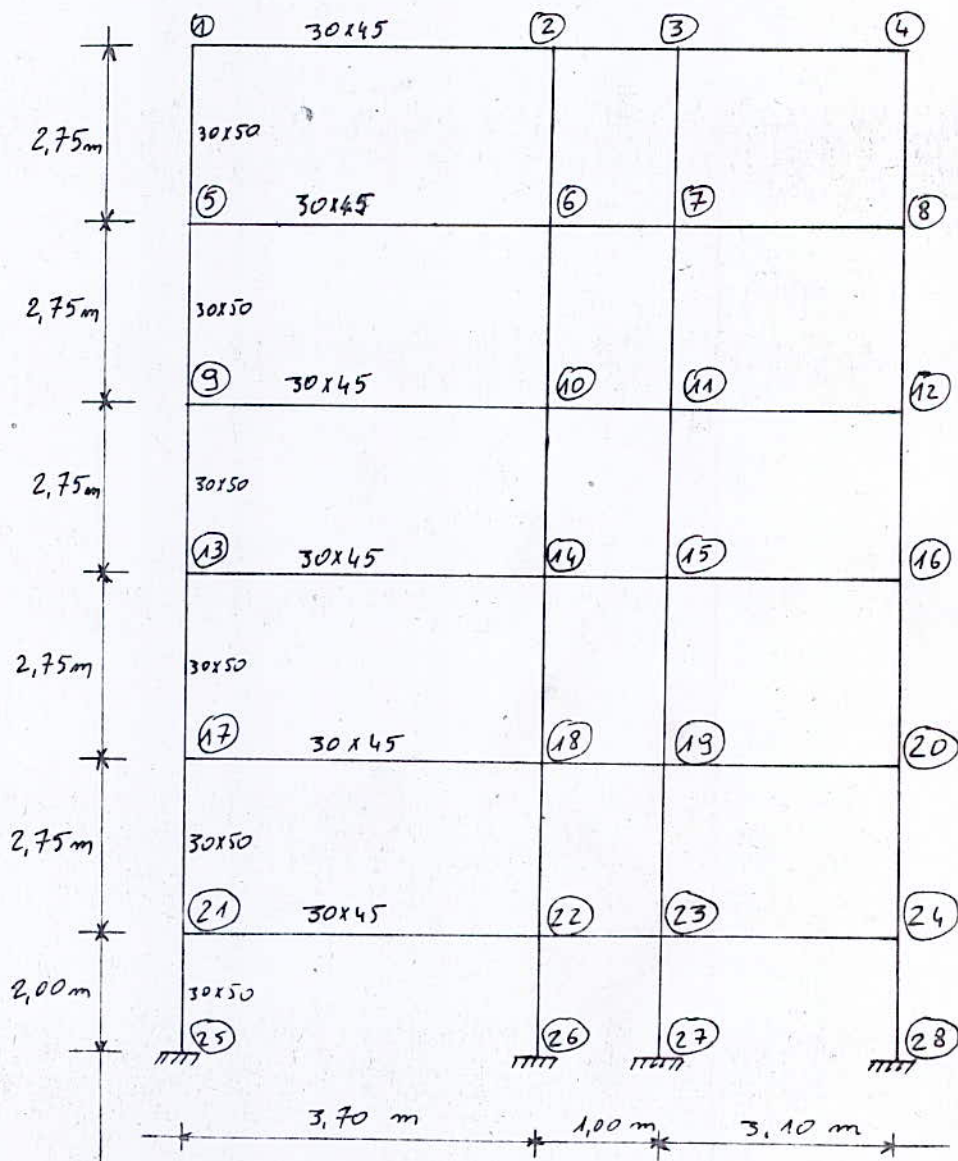
Efforts tranchants sous Div. du portique I-I :-

Niveaux	Travées	q (t/m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	0,486	0,13	0,545	0,713	-0,339
	2-3	0,486	0,48	0,343	0,843	-0,76
	3-3'	0,486	0,30	0,30	0,607	-0,607
5	4-5	0,461	0,184	0,454	0,704	-0,863
	5-6	0,461	0,419	0,327	0,788	-0,733
	6-6'	0,461	0,284	0,284	0,576	-0,576
4	7-8	0,372	0,153	0,362	0,571	-0,694
	8-9	0,372	0,335	0,264	0,635	-0,592
	9-9'	0,372	0,228	0,228	0,465	-0,465
3	10-11	0,279	0,115	0,27	0,429	-0,52
	11-12	0,279	0,25	0,197	0,476	-0,444
	12-12'	0,279	0,17	0,17	0,349	-0,349
2	13-14	0,186	0,076	0,18	0,285	-0,347
	14-15	0,186	0,167	0,131	0,318	-0,296
	15-15'	0,186	0,114	0,114	0,232	-0,232
1	16-17	0,087	0,039	0,081	0,135	-0,16
	17-18	0,087	0,071	0,062	0,148	-0,139
	18-18'	0,087	0,053	0,053	0,109	-0,109

les charges verticales sont résumées dans le tableau suivant :-

Niveaux	G (t/ml)	D (t/ml)	S _{iv} (t/ml)
6	3,82	0,436	0,560
5	5,11	0,761	0,626
4	5,11	0,761	0,505
3	5,11	0,761	0,380
2	5,11	0,761	0,252
1	4,7	0,761	0,116

Schéma du portique :-



Niveau	Nœuds	l_w	l_e	h_m	h_s	$I_e = I_w$	$I_m = I_s$	l'_w	l'_e	h'_m	h'_s	k_w	k_e	k_m	k_s	D
6	1	—	3,7	—	2,75	22,8	11,25	—	2,96	—	2,2	—	7,7	—	5,11	12,81
	2	3,7	1,0	—	2,75	22,8	11,25	3,37	0,8	—	2,2	6,76	28,5	—	5,11	40,37
	3	1,0	3,1	—	2,75	22,8	11,25	0,8	2,87	—	2,2	28,5	7,94	—	5,11	41,55
	4	3,1	—	—	2,75	22,8	11,25	2,48	—	—	2,2	9,19	—	—	5,11	14,3
5	5	—	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	—	2,96	2,47	2,2	—	7,7	4,55	5,11	17,36
	6	3,7	1,0	2,75	2,75	22,8	11,25	3,08	0,8	2,47	2,2	7,4	28,5	4,55	5,11	45,56
	7	1,0	3,1	2,75	2,75	22,8	11,25	0,8	2,66	2,47	2,2	28,5	8,57	4,55	5,11	46,73
	8	3,1	—	2,75	2,75	22,8	11,25	2,48	—	2,47	2,2	9,19	—	4,55	5,11	18,85
4	9	—	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	—	2,96	2,2	2,2	—	7,7	5,11	5,11	17,92
	10	3,7	1,0	2,75	2,75	22,8	11,25	3,04	0,8	2,2	2,2	7,5	28,5	5,11	5,11	46,22
	11	1,0	3,1	2,75	2,75	22,8	11,25	0,8	2,64	2,2	2,2	28,5	8,63	5,11	5,11	47,35
	12	3,1	—	2,75	2,75	22,8	11,25	2,48	—	2,2	2,2	9,19	—	5,11	5,11	19,41
3	13	—	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	—	2,96	2,2	2,2	—	7,7	5,11	5,11	17,92
	14	3,7	1,0	2,75	2,75	22,8	11,25	3,04	0,8	2,2	2,2	7,5	28,5	5,11	5,11	46,22
	15	1,0	3,1	2,75	2,75	22,8	11,25	0,8	2,64	2,2	2,2	28,5	8,63	5,11	5,11	47,35
	16	3,1	—	2,75	2,75	22,8	11,25	2,48	—	2,2	2,2	9,19	—	5,11	5,11	19,41
2	17	—	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	—	2,96	2,2	2,2	—	7,7	5,11	5,11	17,92
	18	3,7	1,0	2,75	2,75	22,8	11,25	3,04	0,8	2,2	2,2	7,5	28,5	5,11	5,11	46,22
	19	1,0	3,1	2,75	2,75	22,8	11,25	0,8	2,64	2,2	2,2	28,5	8,63	5,11	5,11	47,35
	20	3,1	—	2,75	2,75	22,8	11,25	2,48	—	2,2	2,2	9,19	—	5,11	5,11	19,41
1	21	—	3,7	2,75	2,0	22,8	11,25	—	2,96	2,2	1,6	—	7,7	5,11	7,03	19,84
	22	3,7	1,0	2,75	2,0	22,8	11,25	2,96	0,8	2,2	1,6	7,7	28,5	5,11	7,03	48,34
	23	1,0	3,1	2,75	2,0	22,8	11,25	0,8	2,55	2,2	1,6	28,5	8,94	5,11	7,03	49,58
	24	3,1	—	2,75	2,0	22,8	11,25	2,48	—	2,2	1,6	9,19	—	5,11	7,03	21,33

Niveaux	Noeuds	q_e (t/m)	q_w (t/m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_n (t.m)	M_s (t.m)
6	1	3,82	—	3,937	—	1,57	—	—	1,57
	2	3,82	3,82	0,287	5,1	3,685	4,294	—	-0,61
	3	3,82	3,82	3,70	0,287	3,047	2,628	—	0,419
	4	—	3,82	—	2,764	—	0,987	—	-0,387
5	5	5,11	—	5,267	—	2,93	—	1,38	1,55
	6	5,11	5,11	0,384	5,70	3,71	4,836	-0,53	-0,536
	7	5,11	5,11	4,253	0,384	3,543	2,743	0,376	0,423
	8	—	5,11	—	3,70	—	1,896	-0,893	-1,00
4	9	5,11	—	5,267	—	3,00	—	1,50	1,50
	10	5,11	5,11	0,384	5,56	3,575	4,72	-0,572	-0,572
	11	5,11	5,11	4,19	0,384	3,496	2,675	0,41	0,41
	12	—	5,11	—	3,70	—	1,948	-0,974	-0,974
3	13	5,11	—	5,267	—	3,00	—	1,50	1,50
	14	5,11	5,11	0,384	5,56	3,575	4,72	-0,572	-0,572
	15	5,11	5,11	4,19	0,384	3,496	2,675	0,41	0,41
	16	—	5,11	—	3,70	—	1,948	-0,974	-0,974
2	17	5,11	—	5,267	—	3,00	—	1,50	1,50
	18	5,11	5,11	0,384	5,56	3,575	4,72	-0,572	-0,572
	19	5,11	5,11	4,19	0,384	3,496	2,675	0,41	0,41
	20	—	5,11	—	3,70	—	1,948	-0,974	-0,974
1	21	4,7	—	4,845	—	2,964	—	1,248	1,746
	22	4,7	4,7	0,354	4,84	3,00	4,12	-0,474	-0,652
	23	4,7	4,7	3,595	0,354	3,00	2,216	0,334	0,46
	24	—	4,7	—	3,40	—	1,935	-0,814	-1,12

Efforts tranchants sous G du pontique II-II :-

Niveaux	Travées	q (t/m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	3,82	1,57	4,294	6,33	-7,8
	2-3	3,82	3,685	2,628	2,967	-0,853
	3-4	3,82	3,047	0,987	6,585	-5,256
5	5-6	5,11	2,93	4,836	8,938	-9,969
	6-7	5,11	3,71	2,743	3,522	-1,588
	7-8	5,11	3,543	1,896	7,389	-8,452
4	9-10	5,11	3,00	4,72	8,988	-3,918
	10-11	5,11	3,575	2,675	3,455	-1,655
	11-12	5,11	3,496	1,948	8,42	-7,421
3	13-14	5,11	3,00	4,72	8,988	-9,918
	14-15	5,11	3,575	2,675	3,455	-1,655
	15-16	5,11	3,496	1,948	8,42	-7,421
2	17-18	5,11	3,00	4,72	8,988	-9,918
	18-19	5,11	3,575	2,675	3,455	-1,655
	19-20	5,11	3,496	1,948	8,42	-7,421
1	21-22	4,7	2,964	4,12	8,382	-9,007
	22-23	4,7	3,00	2,216	3,134	-1,566
	23-24	4,7	3,00	1,935	7,628	-6,941

Niveaux	Noeuds	q_e (t/m)	q_w (t/m)	M'_e (t.m)	M'_w (t.m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	M_a (t.m)	M_s (t.m)
6	1	0,436	—	0,449	—	0,179	—	—	0,179
	2	0,436	0,436	0,033	0,582	0,42	0,49	—	-0,06
	3	0,436	0,436	0,422	0,033	0,347	0,299	—	0,048
	4	—	0,436	—	0,315	—	0,112	—	-0,112
5	5	0,761	—	0,784	—	0,436	—	0,205	0,23
	6	0,761	0,761	0,057	0,849	0,552	0,72	-0,079	-0,089
	7	0,761	0,761	0,633	0,057	0,527	0,408	0,056	0,063
	8	—	0,761	—	0,55	—	0,281	-0,132	-0,149
4	9	0,761	—	0,784	—	0,447	—	0,223	0,223
	10	0,761	0,761	0,057	0,827	0,531	0,702	-0,085	-0,085
	11	0,761	0,761	0,624	0,057	0,52	0,398	0,061	0,061
	12	—	0,761	—	0,55	—	0,289	-0,144	-0,144
3	13	0,761	—	0,784	—	0,447	—	0,223	0,223
	14	0,761	0,761	0,057	0,827	0,531	0,702	-0,085	-0,085
	15	0,761	0,761	0,624	0,057	0,52	0,398	0,061	0,061
	16	—	0,761	—	0,55	—	0,289	-0,144	-0,144
2	17	0,761	—	0,784	—	0,447	—	0,223	0,223
	18	0,761	0,761	0,057	0,827	0,531	0,702	-0,085	-0,085
	19	0,761	0,761	0,624	0,057	0,52	0,398	0,061	0,061
	20	—	0,761	—	0,55	—	0,289	-0,144	-0,144
1	21	0,761	—	0,784	—	0,479	—	0,202	0,278
	22	0,761	0,761	0,057	0,784	0,485	0,668	-0,077	-0,106
	23	0,761	0,761	0,582	0,057	0,487	0,358	0,054	0,074
	24	—	0,761	—	0,55	—	0,313	-0,131	-0,181

Efforts tranchants sous P du portique II-II :-

Niveaux	Travées	q (t/m)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	0,436	0,179	0,49	0,722	-0,89
	2-3	0,436	0,42	0,299	0,339	-0,097
	3-4	0,436	0,347	0,112	0,751	-0,60
5	5-6	0,761	0,436	0,72	1,331	-1,484
	6-7	0,761	0,552	0,408	0,524	-0,236
	7-8	0,761	0,527	0,281	1,259	-1,10
4	9-10	0,761	0,447	0,702	1,339	-1,476
	10-11	0,761	0,531	0,398	0,513	-0,247
	11-12	0,761	0,52	0,289	1,254	-1,105
3	13-14	0,761	0,447	0,702	1,339	-1,476
	14-15	0,761	0,531	0,398	0,513	-0,247
	15-16	0,761	0,52	0,289	1,254	-1,105
2	17-18	0,761	0,447	0,702	1,339	-1,476
	18-19	0,761	0,531	0,398	0,513	-0,247
	19-20	0,761	0,52	0,289	1,254	-1,105
1	21-22	0,761	0,479	0,668	1,356	-1,459
	22-23	0,761	0,485	0,558	0,507	-0,253
	23-24	0,761	0,487	0,313	1,235	-1,123

Niveaux	Noeuds	q_e (t/ml)	q_w (t/ml)	M_e (t.m)	M_w (t.m)	Me (t.m)	Mw_e	M_n (t.m)	M_s (t.m)
6	1	0,56	—	0,577	—	0,23	—	—	0,23
	2	0,56	0,56	0,042	0,748	0,54	0,63	—	-0,028
	3	0,56	0,56	0,542	0,042	0,446	0,385	—	0,061
	4	—	0,56	—	0,405	—	0,145	—	-0,145
5	5	0,626	—	0,645	—	0,359	—	0,169	0,19
	6	0,626	0,626	0,047	0,698	0,454	0,592	-0,065	-0,073
	7	0,626	0,626	0,521	0,047	0,434	0,336	0,046	0,052
	8	—	0,626	—	0,453	—	0,232	-0,109	-0,123
4	9	0,505	—	0,52	—	0,296	—	0,148	0,148
	10	0,505	0,505	0,038	0,549	0,353	0,466	-0,056	-0,056
	11	0,505	0,505	0,414	0,038	0,345	0,264	0,04	0,04
	12	—	0,505	—	0,365	—	0,192	-0,096	-0,096
3	13	0,38	—	0,391	—	0,223	—	0,111	0,111
	14	0,38	0,38	0,028	0,413	0,265	0,35	-0,042	-0,042
	15	0,38	0,38	0,311	0,028	0,259	0,198	0,03	0,03
	16	—	0,38	—	0,275	—	0,145	-0,072	-0,072
2	17	0,252	—	0,26	—	0,148	—	0,074	0,074
	18	0,252	0,252	0,019	0,274	0,176	0,232	-0,028	-0,028
	19	0,252	0,252	0,206	0,019	0,172	0,131	0,02	0,02
	20	—	0,252	—	0,182	—	0,096	-0,048	-0,048
1	21	0,116	—	0,119	—	0,073	—	0,03	0,042
	22	0,116	0,116	0,0087	0,119	0,074	0,101	-0,012	-0,016
	23	0,116	0,116	0,0089	0,0087	0,0745	0,055	0,008	0,011
	24	—	0,116	—	0,084	—	0,048	-0,02	-0,024

Efforts tranchants sous S_{iv} du portique II- II:-

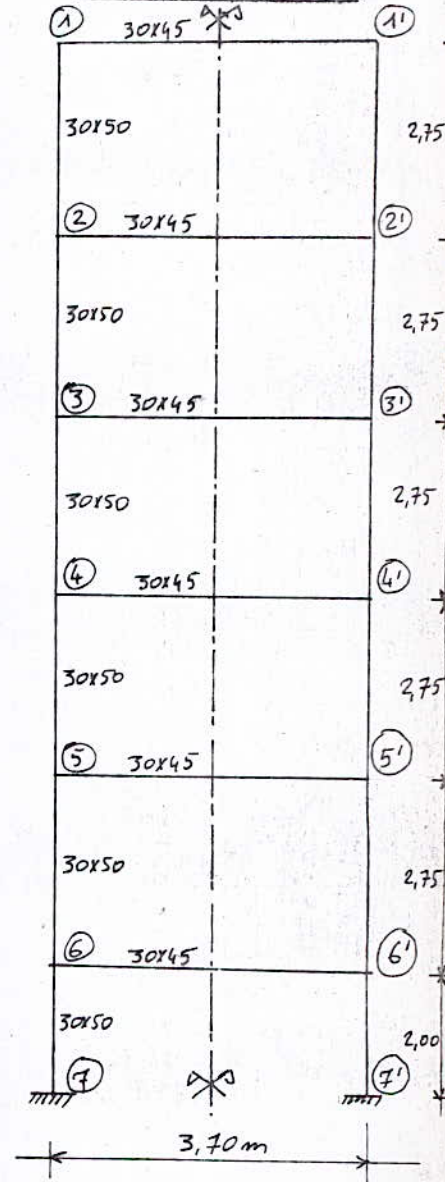
Niveaux	Travées	q (t/ml)	Me (t.m)	Mw (t.m)	$T(x=0)$ (t)	$T(x=l)$ (t)
6	1-2	0,56	0,23	0,63	0,928	-1,144
	2-3	0,56	0,54	0,385	0,435	-1,125
	3-4	0,56	0,446	0,145	0,365	-0,771
5	5-6	0,626	0,359	0,592	1,095	-1,221
	6-7	0,626	0,454	0,336	0,431	-0,195
	7-8	0,626	0,434	0,232	1,035	-0,905
4	9-10	0,505	0,296	0,466	0,888	-0,58
	10-11	0,505	0,353	0,264	0,341	-0,163
	11-12	0,505	0,345	0,192	0,733	-0,832
3	13-14	0,38	0,223	0,35	0,668	-0,737
	14-15	0,38	0,265	0,198	0,257	-0,123
	15-16	0,38	0,259	0,145	0,626	-0,552
2	17-18	0,252	0,148	0,232	0,443	-0,489
	18-19	0,252	0,176	0,131	0,171	-0,081
	19-20	0,252	0,172	0,096	0,415	-0,366
1	21-22	0,116	0,073	0,101	0,207	-0,222
	22-23	0,116	0,074	0,055	0,077	-0,039
	23-24	0,116	0,0745	0,048	0,188	-0,171

E-tude du portique transversal III-III :-

Résumé des charges verticales :-

Niveaux	G (t/m.l)	P (t/m.l)	Siv (t/m.l)
6	4,44	0,5	0,649
5	6,41	0,875	0,784
4	6,41	0,875	0,632
3	6,41	0,875	0,474
2	6,41	0,875	0,316
1	5,55	0,875	0,137

Schéma du portique :-



Caractéristiques géométriques du portique III-III :-

Niveaux	Noeuds	l	h _m	h _s	I	I _m =I _s	h' _m	h' _s	k _m	k _s	k
6	1	3,7	-	2,75	22,8	11,25	-	2,2	-	5,11	6,16
5	2	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	2,47	2,2	4,55	5,11	6,16
4	3	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	2,2	2,2	5,11	5,11	6,76
3	4	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	2,2	2,2	5,11	5,11	6,16
2	5	3,7	2,75	2,75	22,8	11,25	2,2	2,2	5,11	5,11	6,16
1	6	3,7	2,75	2,00	22,8	11,25	2,2	1,6	5,11	7,03	6,16

Moments sous G du portique III-III:-

Niveaux	Noeuds	q (t/m)	M' (t.m)	M (t.m)	M _n (t.m)	M _s (t.m)
6	1	4,44	7,15	2,585	—	2,585
5	2	6,41	10,32	4,696	2,21	2,484
4	3	6,41	10,32	4,772	2,386	2,386
3	4	6,41	10,32	4,772	2,386	2,386
2	5	6,41	10,32	4,772	2,386	2,386
1	6	5,55	8,94	4,324	1,82	2,5

efforts tranchants sous G

Niveaux	travées	q (t/m)	T = $\frac{q \cdot l}{2}$ (t)
6	1-1'	4,44	8,214
5	2-2'	6,41	11,86
4	3-3'	6,41	11,86
3	4-4'	6,41	11,86
2	5-5'	6,41	11,86
1	6-6'	5,55	10,27

Moments sous P du portique III-III:-

Niveaux	Noeuds	q (t/m)	M' (t.m)	M (t.m)	M _n (t.m)	M _s (t.m)
6	1	0,5	0,805	0,291	—	0,291
5	2	0,875	1,409	0,641	0,302	0,34
4	3	0,875	1,409	0,651	0,326	0,326
3	4	0,875	1,409	0,651	0,326	0,326
2	5	0,875	1,409	0,651	0,326	0,326
1	6	0,875	1,409	0,681	0,287	0,394

efforts tranchants sous P

Niveaux	travées	q (t/m)	T = $\frac{q \cdot l}{2}$ (t)
6	1-1'	0,5	0,925
5	2-2'	0,875	1,62
4	3-3'	0,875	1,62
3	4-4'	0,875	1,62
2	5-5'	0,875	1,62
1	6-6'	0,875	1,62

Moments sous S_{iv} du portique III-III:-

Niveaux	Noeuds	q (t/m)	M' (t.m)	M (t.m)	M _n (t.m)	M _s (t.m)
6	1	0,649	1,045	0,378	—	0,377
5	2	0,784	1,262	0,574	0,27	0,303
4	3	0,632	1,018	0,47	0,235	0,235
3	4	0,474	0,763	0,353	0,176	0,176
2	5	0,316	0,509	0,235	0,117	0,117
1	6	0,137	0,22	0,106	0,044	0,061

Efforts tranchants sous S_{iv}

Niveaux	travées	q (t/m)	T = $\frac{q \cdot l}{2}$ (t)
6	1-1'	0,649	1,2
5	2-2'	0,784	1,45
4	3-3'	0,632	1,17
3	4-4'	0,474	0,88
2	5-5'	0,316	0,585
1	6-6'	0,137	0,253

— SUPERPOSITION des
SOLLICITATIONS —

— SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS —

- La sollicitation totale pondérée du 1^{er} genre à considérer sera :

$$(G) + 1,2 (P) \quad (G) : \text{charges permanentes}$$

$$(P) : \text{surcharges d'exploitation.}$$

- La sollicitation totale pondérée du 2^{ème} genre à considérer sera :

$$(G) + (P) + (S_i) \quad (S_i) : \text{surcharges dues au séisme.}$$

En effet, dans notre cas le séisme est prépondérant.

Les effets du séisme, horizontal et vertical, seront considérés simultanément et avec la totalité des surcharges d'exploitations.

Pour les poteaux on prendra une combinaison qui nous donnera un effort normal minimal (ou un effort de traction s'il existe) et une autre combinaison qui nous donnera un effort normal maximal.

Les combinaisons sont les suivantes :

• Pour les poutres :

$$\left\{ \begin{array}{l} (G) + 1,2 (P) : 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + S_{iV}^{\uparrow\downarrow} + S_{iH}^{\rightarrow\leftarrow} : 2^{\text{ème}} \text{ genre} \end{array} \right.$$

• Pour les poteaux :

$$\left\{ \begin{array}{l} (G) + 1,2 (P) : 1^{\text{er}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (S_{iV}^{\uparrow}) + (S_{iH}^{\rightarrow}) : 2^{\text{ème}} \text{ genre} \\ (G) + (P) + (S_{iV}^{\downarrow}) + (S_{iH}^{\leftarrow}) : 2^{\text{ème}} \text{ genre} \end{array} \right.$$

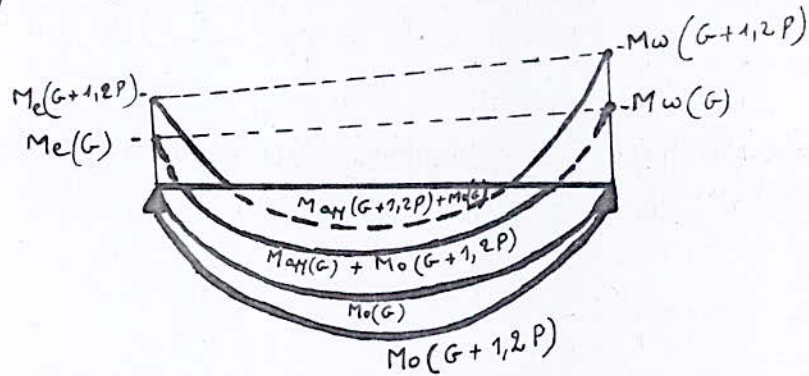
Moments en travée des poutres: (C C B A 6 8 A 12)

Pour déterminer les moments en travée, on trace la courbe des moments de la travée indépendante complète "1" (et non "1'") avec les charges permanentes puis avec les charges permanentes et les surcharges, on prend comme ligne de fermeture :

- pour les moments positifs, celle qui joint les moments d'appuis maximums en valeur absolue.
- pour les moments négatifs, celle qui joint les moments d'appuis maximums en valeur absolue.

et ceci dans chaque cas de charges en supposant que les surcharges peuvent être indépendantes les unes des autres.

exemple : (G)+ 1, 2 (P)



$M_o(G+1,2P)$: moment isostatique sous (G+1,2P)
 $M_o(G)$: moment isostatique sous (G)

le moment en travée sous (G+1,2P) sera :

$$M_t = M_o(G+1,2P) - \frac{M_e(G) + M_w(G)}{2}$$

le moment en appui sera :

$$M_{app} = M_o(G) + M_o(G+1,2P) = M_{app}(G+1,2P)$$

le calcul des moments en travée sera présenté sous forme de tableau.

N.B.

Les moments en travée sous "SiH" sont en général faibles;
 - pour les portiques transversaux ces moments sont négligés;
 - pour le portique longitudinal ils sont présentés dans un tableau.
 l'expression du moment en travée sous "SiH" est donnée par:

$$M_t = \frac{M_e - M_w}{2}$$

moments en travée sous "SiH" : portique long. I-I.

niveau	6			5			4			3			2			1		
travées	1-2	2-3	3-5	4-5	5-6	6-6'	7-8	8-9	9-9'	10-11	11-12	12-12'	13-14	14-15	15-15'	16-17	17-18	18-18'
M_e (t.m)	2,496	1,548	1,353	5,856	3,672	3,161	8,1773	5,413	4,732	11,07	6,821	5,96	13,44	8,282	7,24	11,645	7,177	6,274
M_w (t.m)	1,592	1,286	1,353	3,778	4,773	3,161	5,562	6,247	4,732	7,015	7,87	5,96	8,577	9,56	7,24	7,381	8,283	6,274
M_t (t.m)	0,452	0,149	0,0	2,069	0,278	0,0	1,603	0,427	0,0	2,03	0,52	0,0	2,46	0,639	0,0	2,132	0,55	0,0

NB: les moments sont en valeurs absolues du fait que "SiH" peut agir dans un sens ou dans l'autre.

Niveaux	Travées	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G + 1,2 P			G + P + Siv ↓		
			q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t
6	1-2	2,198	3,832	5,537	3,539	4,231	6,114	3,916
	2-3	2,8		5,216	2,416		5,759	2,959
	3-3'	2,05		2,993	0,943		3,305	1,255
5	4-5	2,575	4,633	6,694	4,119	4,942	7,111	4,566
	5-6	3,011		6,306	3,295		6,728	3,717
	6-6'	2,29		3,619	1,329		3,861	1,571
4	7-8	2,574	4,633	6,694	4,12	4,853	7,012	4,438
	8-9	2,995		6,306	3,311		6,606	3,611
	9-9'	2,286		3,619	1,333		3,791	1,505
3	10-11	2,574	4,633	6,694	4,12	4,76	6,878	4,304
	11-12	2,995		6,306	3,311		6,48	3,485
	12-12'	2,286		3,619	1,333		3,719	1,433
2	13-14	2,574	4,633	6,694	4,12	4,667	6,744	4,17
	14-15	2,995		6,306	3,311		6,353	3,358
	15-15'	2,286		3,619	1,333		3,646	1,36
1	16-17	2,425	4,403	6,362	3,937	4,338	6,268	3,843
	17-18	2,782		5,993	3,211		5,905	3,123
	18-18'	2,118		3,44	1,322		3,389	1,271

Niveaux	Travées	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G + 1,2 P			G + P + Siv ↓		
			q	M ₀	M _t	q	M ₀	M _t
6	1-1'	2,585	5,04	8,625	6,04	5,964	10,205	7,62
5	2-2'	4,696	7,46	12,766	8,07	8,069	13,808	9,112
4	3-3'	4,772	7,46	12,766	7,994	7,917	13,548	8,776
3	4-4'	4,772	7,46	12,766	7,994	7,759	13,277	8,505
2	5-5'	4,772	7,46	12,776	7,994	7,601	13,007	8,235
1	6-6'	4,324	6,6	11,294	6,97	7,422	12,7	8,376

Portique transversal II-II :-
 ce portique comporte trois travées de portées différentes, le calcul sera conduit comme suit :-

1- Travées de rives :- Ces travées de portées respectives 3,7m et 3,1m seront étudiées d'une manière analogue à celle du portique longitudinal.

Niveaux	Travées	$\frac{M_e + M_w}{2}$	G + 1,2 P			G + P + Siv ↓		
			q	M ₀	M _L	q	M ₀	M _L
6	1-2	2,932	4,343	7,432	4,5	4,816	8,241	5,309
	3-4	2,017		5,217	3,2		5,785	5,768
5	5-6	3,883	6,023	10,306	6,423	6,497	11,118	7,235
	7-8	2,719		7,235	4,516		7,804	5,085
4	9-10	3,86	6,023	10,306	6,446	6,376	10,911	7,051
	11-12	2,722		7,235	4,513		7,659	4,937
3	13-14	3,86	6,023	10,306	6,446	6,251	10,637	6,837
	15-16	2,722		7,235	4,513		7,509	4,787
2	17-18	3,86	6,023	10,306	6,446	6,123	10,478	6,618
	19-20	2,722		7,235	4,513		7,355	4,633
1	21-22	3,542	5,613	9,605	6,063	5,577	9,544	6,002
	23-24	2,467		6,742	4,275		6,699	4,232

2- Travée intermédiaire (courte : 1m de portée libre) :-

On calcule M₀ sous G et on lui retranche $\left(\frac{M_e + M_w}{2}\right)$ calculé pour les différentes combinaisons (G + 1,2 P ; G + P + Siv ↓) : c'est le cas le plus défavorable.

Niveaux	Travées	q(G)	M ₀ (G)	G + 1,2 P		G + P + Siv ↓	
				$\frac{M_e + M_w}{2}$	M _L	$\frac{M_e + M_w}{2}$	M _L
6	2-3	3,82	0,477	3,588	-3,111	3,978	-3,501
5	6-7	5,11	0,639	3,802	-3,163	4,101	-3,462
4	10-11	5,11	0,639	3,682	-3,043	3,898	-3,259
3	14-15	5,11	0,639	3,682	-3,043	3,871	-3,232
2	18-19	5,11	0,639	3,682	-3,043	3,743	-3,104
1	22-23	4,7	0,587	3,114	-2,527	3,094	-2,507

Moments fléchissants dans les routes du pont longitudinal I - I :-

M = en [t.m]

niveau	travées	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S _{IH} →		S _{IH} ←		G + 1/2 P		G + P + Siv ↓ + S _{IH} →		G + P + Siv ↓ + S _{IH} ←		G + P + Siv ↓ + S _{IH} →		G + P + Siv ↓ + S _{IH} ←		6 + 12 + S _{IH} →		6 + 12 + S _{IH} ←					
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw		
6	1-2	-0,90	-3,5	-0,12	-0,46	-0,13	-0,515	0,13	0,515	2,496	-1,591	-1,591	-2,496	1,591	-1,04	3,34	-4,05	1,35	4,37	-6,06	-6,06	-3,64	3,46	1,6	-5,04	-3,59	-1,86	1,6	-5,04	-3,59	
	2-3	-3,26	-2,34	-0,13	-0,48	-0,34	-0,34	0,48	-0,34	0,48	1,548	-3,718	-3,718	1,548	-3,8	2,47	-2,7	-2,62	2,84	-6,17	-6,17	-5,72	3,08	-1,66	-6,02	-4,76	1,4	-1,66	-6,02	-4,76	
	3-3'	-2,05	-2,05	-0,26	-0,26	-0,3	-0,3	0,3	-0,3	0,3	1,353	-1,353	-1,353	1,353	-2,36	0,94	-2,36	-1,26	1,255	-3,96	-3,96	-3,36	1,255	-0,66	-3,36	-3,37	-0,65	-0,66	-3,36	-3,37	
5	4-5	-1,49	-3,66	-0,31	-0,71	-0,45	-0,45	0,45	-0,45	0,45	5,856	-3,718	-3,718	5,856	-1,86	4,12	-4,56	3,88	5,635	-8,58	-8,58	-7,86	3,5	-1,14	-7,68	-7,47	-0,24	4,124	-7,68	-7,47	
	5-6	-3,39	-2,64	-0,69	-0,54	-0,42	-0,33	0,42	-0,33	0,42	3,617	-4,173	-4,173	3,617	-4,2	3,295	-3,3	-0,88	3,44	-7,68	-7,68	-8,12	3,995	0,67	-9,04	-7,02	1,33	-9,04	-7,02	1,33	
	6-6'	-2,29	-2,29	-0,47	-0,47	-0,28	-0,28	0,28	-0,28	0,28	3,161	-3,161	-3,161	3,161	-2,85	1,33	-2,85	0,12	1,57	-6,2	-6,2	-6,2	1,57	0,12	0,68	-5,64	0,68	0,68	-5,64	0,68	0,68
4	7-8	-1,53	-3,61	-0,31	-0,74	-0,36	-0,36	0,36	-0,36	0,36	8,773	-5,567	-5,567	8,773	-1,9	4,12	-4,5	6,78	6,04	-10,28	-10,28	-10,77	2,855	0,87	7,08	-9,56	-10,47	1,57	-9,56	-10,47	1,57
	8-9	-3,35	-2,64	-0,69	-0,54	-0,23	-0,26	0,355	-0,26	0,355	5,413	-6,247	-6,247	5,413	-4,2	3,31	-3,3	1,04	3,19	-9,69	-9,69	-9,78	4,03	2,81	1,71	-9,17	-9,12	3,32	1,71	-9,17	-9,12
	9-9'	-2,29	-2,29	-0,47	-0,47	-0,23	-0,23	0,23	-0,23	0,23	4,732	-4,732	-4,732	4,732	-2,84	1,33	-2,84	1,68	1,5	-7,72	-7,72	-7,72	1,5	1,732	2,26	-7,2	2,26	2,26	-7,2	2,26	2,26
3	10-11	-1,53	-3,61	-0,31	-0,74	-0,115	-0,27	0,115	-0,27	0,115	11,075	-7,015	-7,015	11,075	-1,9	4,12	-4,5	5,42	6,33	-11,635	-11,635	-13,055	2,27	2,395	9,35	-11,095	-12,8	2,955	9,35	-11,095	-12,8
	11-12	-3,35	-2,64	-0,69	-0,54	-0,25	-0,2	0,25	-0,2	0,25	6,821	-7,87	-7,87	6,821	-4,2	3,31	-3,3	2,53	2,965	-11,25	-11,25	-11,12	4	4,47	3,03	-10,85	-10,61	4,89	3,03	-10,85	-10,61
	12-12'	-2,29	-2,29	-0,47	-0,47	-0,17	-0,17	0,17	-0,17	0,17	5,96	-5,96	-5,96	5,96	-2,84	1,33	-2,84	3,03	1,43	-8,89	-8,89	-8,88	1,43	3,04	3,37	-8,55	-8,55	3,37	-8,55	-8,55	3,37
2	13-14	-1,53	-3,61	-0,31	-0,74	-0,08	-0,18	0,08	-0,18	0,08	13,44	-8,517	-8,517	13,44	-1,9	4,12	-4,5	11,52	6,63	-13,05	-13,05	-13,36	1,71	4,02	11,68	-12,69	-15,2	4,34	11,68	-12,69	-15,2
	14-15	-3,35	-2,64	-0,69	-0,54	-0,13	-0,13	0,13	-0,13	0,13	8,282	-9,56	-9,56	8,282	-4,2	3,31	-3,3	4,07	2,72	-12,87	-12,87	-12,48	4	6,26	4,41	-12,64	-13,23	6,54	4,41	-12,64	-13,23
	15-15'	-2,29	-2,29	-0,47	-0,47	-0,11	-0,11	0,11	-0,11	0,11	7,241	-7,241	-7,241	7,241	-2,84	1,33	-2,84	4,37	1,36	-10,11	-10,11	-10,1	1,36	4,37	4,59	-9,89	-9,89	4,59	4,59	-9,89	-9,89
1	16-17	-1,57	-3,28	-0,34	-0,72	-0,04	-0,081	0,04	-0,081	0,04	11,645	-7,381	-7,381	11,645	-2	3,94	-4,14	3,695	5,975	-11,46	-11,46	-13,595	1,71	3,3	9,775	-11,43	-13,515	3,46	9,775	-11,43	-13,515
	17-18	-3,07	-2,5	-0,67	-0,54	-0,08	-0,06	0,08	-0,06	0,08	7,171	-8,283	-8,283	7,171	-3,9	3,21	-3,15	3,56	2,57	-11,38	-11,38	-10,98	3,67	5,27	5,52	-11,26	-10,83	5,31	5,52	-11,26	-10,83
	18-18'	-2,12	-2,12	-0,46	-0,46	-0,05	-0,05	0,05	-0,05	0,05	6,274	-6,274	-6,274	6,274	-2,7	1,32	-2,7	3,64	1,271	-8,9	-8,9	-8,9	1,271	3,64	3,74	-8,8	-8,81	3,74	3,74	-8,8	-8,81

Efforts tranchants dans les poutres de portique longitudinal I-I :-

t en [t]

Niveaux	Travées	G		E		Siv ↓		Siv ↑		S _{ih} →		S _{ih} ←		G + 1/2 E		G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} →		G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} ←		G + P + S _{iv} ↑ + S _{ih} →		G + P + S _{iv} ↑ + S _{ih} ←	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
6	1-2	4,86	-6,39	0,64	-0,84	0,71	-0,94	0,71	0,94	-1,2	-1,2	1,2	1,2	5,63	-7,4	5,01	-9,37	7,44	-6,97	3,59	-7,49	5,99	-5,09
	2-3	5,74	-5,18	0,76	-0,68	0,84	-0,76	-0,84	0,76	-1,01	-1,01	1,01	1,01	6,65	-6	6,33	-7,63	8,35	-5,61	4,65	-6,11	6,67	-4,09
	3-3'	4,14	-4,14	0,54	-0,54	0,61	-0,61	-0,61	0,61	-1,08	-1,08	1,08	1,08	4,79	-4,79	4,21	-6,37	6,37	-4,21	2,99	-5,15	5,15	-2,99
5	4-5	5,68	-6,96	1,16	-1,42	0,70	-0,86	0,70	0,86	-2,82	-2,82	2,82	2,82	7,07	-8,66	4,72	-12,06	10,36	-6,42	3,32	-10,34	8,96	-4,7
	5-6	6,36	-5,91	1,3	-1,21	0,79	-0,73	0,79	0,73	-2,36	-2,36	2,36	2,36	7,92	-7,36	6,09	-10,21	10,81	-5,49	4,51	-8,75	9,23	-4,03
	6-6'	4,65	-4,65	0,95	-0,95	0,58	-0,58	-0,58	0,58	-2,53	-2,53	2,53	2,53	5,79	-5,79	3,65	-8,71	8,71	-3,65	2,49	-7,55	7,55	-2,49
4	7-8	5,71	-6,93	1,17	-1,42	0,59	-0,69	0,59	0,69	-4,22	-4,22	4,22	4,22	7,11	-8,63	3,23	-13,26	11,67	-4,82	2,09	-11,88	10,53	-3,44
	8-9	6,35	-5,92	1,3	-1,21	0,635	-0,59	0,635	0,59	-3,53	-3,53	3,53	3,53	7,91	-7,37	4,755	-11,25	11,815	-4,19	3,485	-10,07	10,545	-3,01
	9-9'	4,65	-4,65	0,95	-0,95	0,465	-0,465	-0,465	0,465	-3,78	-3,78	3,78	3,78	5,79	-5,79	2,285	-9,845	9,845	-2,85	1,355	-8,915	8,315	-1,355
3	10-11	5,71	-6,93	1,17	-1,42	0,43	-0,52	0,43	0,52	-5,32	-5,32	5,32	5,32	7,11	-8,63	1,99	-14,19	12,63	-3,55	1,13	-13,15	11,7	-2,51
	11-12	6,35	-5,92	1,3	-1,21	0,48	-0,44	0,48	0,44	-4,45	-4,45	4,45	4,45	7,91	-7,37	3,68	-12,02	12,58	-3,12	2,72	-11,14	11,62	-2,24
	12-12'	4,65	-4,65	0,95	-0,95	0,35	-0,35	-0,35	0,35	-4,77	-4,77	4,77	4,77	5,79	-5,79	1,18	-10,72	10,72	-1,18	0,48	-10,02	10,12	-0,48
2	13-14	5,71	-6,93	1,17	-1,42	0,285	-0,35	0,285	0,35	-6,46	-6,46	6,46	6,46	7,11	-8,63	0,705	-15,16	13,615	-2,24	0,135	-14,46	13,055	-1,54
	14-15	6,35	-5,92	1,3	-1,21	0,32	-0,3	0,32	0,3	-5,41	-5,41	5,41	5,41	7,91	-7,37	2,16	-12,84	13,3	-1,02	1,92	-12,24	12,74	-1,42
	15-15'	4,65	-4,65	0,95	-0,95	0,23	-0,23	-0,23	0,23	-5,8	-5,8	5,8	5,8	5,79	-5,79	0,03	-11,63	11,6	-0,03	-0,43	-11,17	11,17	0,43
1	16-17	5,43	-6,44	1,18	-1,4	0,155	-0,16	0,155	0,16	-5,6	-5,6	5,6	5,6	6,85	-8,12	1,145	-11,82	12,345	-1,62	0,875	-13,28	12,075	-2,08
	17-18	5,93	-5,58	1,235	-1,22	0,15	-0,14	0,15	0,14	-4,99	-4,99	4,69	4,69	7,48	-7,04	2,685	-11,63	12,015	-2,25	2,385	-11,35	11,765	-1,97
	18-18'	4,36	-4,36	0,95	-0,95	0,11	-0,11	-0,11	0,11	-5,02	-5,02	5,02	5,02	5,5	-5,5	0,4	-10,44	10,44	-0,4	0,18	-10,22	10,12	-0,18

Moments fléchissants dans les poutres du portique transversal II - II

Niveaux	travées	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S _{iH} →		S _{iH} ←		G + 1/2 P		G + P + Siv ↓ + S _{iH} ←		G + P + Siv ↑ + S _{iH} →		G + P + S _{iH} → + S _{iH} ←		G + P + S _{iH} → + S _{iH} ←				
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	
6	1-2	-1,57	-4,234	-0,175	-0,49	-0,23	-0,63	0,23	0,63	2,167	-2,15	-1,78	4,5	-4,88	0,19	5,309	-7,54	-4,15	5,303	-3,28	0,65	-6,28	0,65	-6,28	-3,68	-2,02
	2-3	-3,685	-2,628	-0,42	-0,299	-0,54	-0,385	0,54	0,385	0,57	-0,66	-4,19	-3,11	-2,99	-4,075	-3,501	-3,97	-5,215	-3,501	-0,92	-2,995	-3,20	-4,155	-4,99	-1,88	
5	3-4	-3,047	-0,287	-0,347	-0,112	-0,446	-0,115	0,446	0,115	2,047	-2,167	-3,46	3,2	-1,12	-1,79	3,761	-3,47	-5,89	3,761	0,92	-0,9	-3,12	-4,99	1,21		
	5-6	-2,93	-4,836	-0,436	-0,72	-0,359	-0,532	0,359	0,532	5,398	-5,311	-3,45	6,423	-5,7	1,67	7,235	-11,46	-9,12	7,235	-0,84	2,39	-10,27	-8,4	10,35		
4	6-7	-3,771	-2,743	-0,552	-0,408	-0,454	-0,336	0,454	0,336	1,458	-2,91	-4,37	-3,163	-3,23	-3,2	-3,462	-6,4	-6,17	-3,462	-0,58	-2,35	-5,72	-5,27	0,1		
	7-8	-3,543	-1,896	-0,527	-0,281	-0,434	-0,232	0,434	0,232	5,10	-5,398	-4,195	4,516	-2,23	0,6	5,085	-7,81	-9,16	5,085	2,99	1,46	-7,34	-8,74	3,46		
3	9-10	-3	-4,72	-0,447	-0,702	-0,236	-0,416	0,236	0,416	8,337	-8,202	-3,54	6,446	-5,56	4,56	7,051	-14,1	-2,08	7,051	3,32	5,189	-13,17	-11,485	3,25		
	10-11	-3,575	-2,675	-0,531	-0,398	-0,353	-0,24	0,353	0,24	2,223	-2,546	-4,21	-3,043	-3,15	2,2	-3,203	-5,88	-6,68	-3,259	-0,79	-1,53	-5,35	-5,38	-0,26		
2	11-12	-3,496	-1,948	-0,52	-0,289	-0,345	-0,22	0,345	0,22	7,889	-8,337	-4,12	4,513	2,29	3,53	4,937	-10,77	-12,25	4,937	5,91	4,22	-10,38	-11,56	6,29		
	13-14	-3	-4,72	-0,447	-0,702	-0,222	-0,35	0,222	0,35	11,66	-10,48	-3,54	6,446	-5,56	1,5	6,837	-16,25	-14,33	6,837	4,71	7,435	-15,55	-13,885	5,41		
1	14-15	-3,575	-2,675	-0,531	-0,398	-0,265	-0,178	0,265	0,178	2,87	-3,25	-4,21	-3,043	-3,15	1,5	-3,2	-5,52	-7,24	-3,232	-0,02	-0,97	-6,125	-5,71	0,375		
	15-16	-3,496	-1,948	-0,52	-0,289	-0,259	-0,145	0,259	0,145	11,07	-10,65	-4,12	4,513	-2,29	1,79	4,787	-13,03	-14,30	4,787	8,29	6,31	-12,34	-13,85	8,56		
1	17-18	-3	-4,72	-0,447	-0,702	-0,148	-0,232	0,148	0,232	1,019	-12,8	-3,54	6,446	-5,56	1,42	6,618	-18,45	-16,69	6,618	7,1	9,72	-17,59	-6,32	7,61		
	18-19	-3,575	-2,675	-0,531	-0,398	-0,176	-0,111	0,176	0,111	3,46	-3,97	-4,21	-3,043	-3,15	-0,8	-3,1	-5,17	-7,74	-3,104	0,77	-0,47	-6,91	-7,39	4,03		
1	19-20	-3,496	-1,948	-0,52	-0,289	-0,172	-0,106	0,172	0,106	1,3	-13,019	-4,12	4,513	2,29	1,11	4,635	-15,35	-16,49	4,635	10,69	8,1	-15,16	-16,74	10,88		
	21-22	-2,964	-4,12	-0,479	-0,668	-0,073	-0,11	0,073	0,11	11,315	-11,13	-3,54	6,063	4,92	1,8	5,002	-16,02	-14,83	6,002	6,24	7,545	-15,82	-16,85	6,44		
1	22-23	-3	-2,246	-0,485	-0,358	-0,074	-0,055	0,074	0,055	3,012	-5,519	-3,59	-2,527	2,64	1,55	2,507	-8,17	-6,57	-2,507	2,91	-0,4	-8,05	-6,42	3,03		
	23-24	-3	-1,935	-0,487	-0,343	-0,074	-0,048	0,074	0,048	11,69	-11,315	-3,59	4,295	2,31	1,13	1,23	-1,62	-14,25	1,23	9,02	7,18	-13,515	-14,1	9,15		

NB les moments en travée au "5,24" sont négligés pour ce tableau

Épousés branchants dans les routes transversales II - II :-

Niveau	Travels	G		P		Siv ↓		Siv ↑		S _{ih} →		S _{ih} ←		G + 1,2 P		G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} ←		G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} →		G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} ←		G + P + S _{iv} ↓ + S _{ih} →		
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	
6	1-2	6,33	-7,8	0,72	-0,89	0,93	-1,14	-1,16	1,14	-1,16	1,16	1,16	7,19	-8,87	6,82	-10,99	9,14	-8,67	4,96	-8,71	7,28	-6,39	7,28	-6,39
	2-3	2,97	-0,85	0,34	-0,1	0,43	-0,12	-0,12	0,12	-1,24	1,24	1,24	3,38	-0,97	2,5	-2,31	4,98	0,17	1,54	-2,07	4,02	0,41	4,02	0,41
	3-4	6,585	-5,26	0,75	-0,6	0,96	-0,77	-1,36	0,77	-1,36	1,36	1,36	7,485	-5,98	6,935	-7,99	9,655	-5,27	5,015	-6,45	9,735	-3,73	9,735	-3,73
	5-6	8,94	-9,97	1,33	-1,18	1,09	-1,22	-2,89	1,22	-2,89	2,89	2,89	10,54	-11,75	8,47	-15,56	14,25	-9,78	6,29	-13,12	14,07	-7,34	14,07	-7,34
5	6-7	3,52	-1,59	1,52	-0,24	0,43	-0,19	-3,08	0,19	-3,08	3,08	3,08	5,34	-1,83	2,39	-5,13	8,55	1,03	1,53	-4,72	7,69	1,44	7,69	1,44
	7-8	7,39	-8,45	1,26	-1,1	1,03	-0,9	-3,39	0,9	-3,39	3,39	3,39	8,9	-9,77	6,29	-13,84	13,07	-7,06	4,23	-12,04	11,01	-5,26	11,01	-5,26
	9-10	8,99	-9,92	1,34	-1,48	0,89	-0,98	-4,47	0,98	-4,47	4,47	4,47	10,6	-11,7	6,75	-16,85	15,69	-7,91	4,87	-14,89	13,81	-5,95	13,81	-5,95
	10-11	3,45	-1,65	0,51	-0,25	0,34	-0,16	-4,77	0,16	-4,77	4,77	4,77	4,06	-1,95	-0,47	-6,83	9,07	2,71	-1,15	-6,51	8,39	3,03	8,39	3,03
3	11-12	8,42	-7,42	1,1	-1,25	0,93	-0,83	-5,23	0,83	-5,23	5,23	5,23	9,74	-8,92	5,02	-14,73	15,48	-4,27	3,56	-13,07	14,02	-2,61	14,02	-2,61
	13-14	8,99	-9,92	1,34	-1,48	0,67	-0,74	-5,71	0,74	-5,71	5,71	5,71	10,6	-11,7	5,29	-17,85	16,71	-6,43	3,95	-16,37	15,37	-4,95	15,37	-4,95
	14-15	3,45	-1,65	0,51	-0,25	0,26	-0,12	-6,12	0,12	-6,12	6,12	6,12	4,06	-1,95	-1,9	-8,14	10,34	4,1	-2,42	-7,9	9,82	4,34	9,82	4,34
	15-16	8,42	-7,42	1,1	-1,25	0,63	-0,55	-6,68	0,55	-6,68	6,68	6,68	9,74	-8,92	3,47	-15,9	16,83	-2,54	2,221	-14,8	15,57	-1,44	15,57	-1,44
2	17-18	8,99	-9,92	1,34	-1,48	0,44	-0,49	-6,98	0,49	-6,98	6,98	6,98	10,1	-11,7	3,79	-18,89	17,75	-4,91	2,91	-17,89	16,87	-3,93	16,87	-3,93
	18-19	3,45	-1,65	0,51	-0,25	0,17	-0,08	-7,44	0,08	-7,44	7,44	7,44	4,06	-1,95	-3,31	-9,42	11,57	5,46	-3,65	-9,26	11,23	5,12	11,23	5,12
	19-20	8,42	-7,42	1,1	-1,25	0,45	-0,37	-8,17	0,37	-8,17	8,17	8,17	9,7	-8,92	1,765	-17,21	18,105	0,87	1,935	-16,47	17,295	-0,15	17,295	-0,15
	21-22	8,38	-9	1,36	-1,46	0,21	-0,22	-6,07	0,22	-6,07	6,07	6,07	10,61	-10,75	3,88	-16,75	16,02	-4,61	3,46	-16,31	15,6	-4,17	15,6	-4,17
1	22-23	3,13	-1,57	0,51	-0,25	0,08	-0,04	-6,46	0,04	-6,46	6,46	6,46	3,7	-1,87	-2,74	-8,32	10,18	4,6	-2,9	-8,24	10,02	4,18	10,02	4,18
	23-24	7,63	-6,94	1,23	-1,12	0,19	-0,17	-7,01	0,17	-7,01	7,01	7,01	9,0	-8,28	2,04	-5,24	16,06	-1,22	1,66	-14,9	15,68	-0,8	15,68	-0,8

Moments fléchissants dans les poutres de part et d'autre de la poutre transversale III - III : - (Les moments en haut et sous S_{IH} sont négligés)

Niveau	Travées	G		P		$S_{iv} \downarrow$		$S_{iv} \uparrow$		$S_{IH} \rightarrow$		$S_{IH} \leftarrow$		G + 1, 2 P		G + P + $S_{iv} \downarrow$ + $S_{IH} \leftarrow$		G + P + $S_{iv} \uparrow$ + $S_{IH} \rightarrow$		G + P + $S_{iv} \downarrow$ + $S_{IH} \leftarrow$		G + P + $S_{iv} \uparrow$ + $S_{IH} \rightarrow$		
		Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me	Mw	Me
6	1-1'	-2,585	-2,585	-0,29	-0,29	-0,38	0,38	0,38	0,38	2,215	-2,215	2,215	2,215	6,04	-2,93	7,62	-5,47	-1,04	-4,71	-4,71	-0,28	-4,71	-4,71	-0,28
5	2-2'	-4,7	-4,7	-0,64	-0,64	-0,57	0,57	0,57	0,57	5,7	-5,7	-5,7	5,7	8,07	-5,47	9,11	-11,61	-0,21	-10,47	-10,47	0,93	-10,47	-10,47	0,93
4	3-3'	-4,77	-4,77	-0,65	-0,65	-0,47	0,47	0,47	0,47	8,965	-8,965	8,965	8,965	7,99	-5,55	8,78	-14,855	3,075	-13,915	-13,915	4,015	-13,915	-13,915	4,015
3	4-4'	-4,77	-4,77	-0,65	-0,65	-0,35	0,35	0,35	0,35	11,53	-11,53	11,53	11,53	7,99	-5,55	8,505	-17,3	5,76	-16,6	-16,6	6,46	-16,6	-16,6	6,46
2	5-5'	-4,77	-4,77	-0,65	-0,65	-0,235	0,235	0,235	0,235	14,26	-14,26	14,26	14,26	7,99	-5,55	8,235	-19,91	8,61	-19,445	-19,445	9,075	-19,445	-19,445	9,075
1	6-6'	-4,32	-4,32	-0,68	-0,68	-0,11	0,11	0,11	0,11	12,26	-12,26	12,26	12,26	6,97	-5,14	8,38	-17,57	7,15	-17,15	-17,15	7,37	-17,15	-17,15	7,37

Efforts tranchants dans les poutres de part et d'autre de la poutre III - III :

Niveau	Travées	G		P		$S_{iv} \downarrow$		$S_{iv} \uparrow$		$S_{IH} \rightarrow$		$S_{IH} \leftarrow$		G + 1, 2 P		G + P + $S_{iv} \downarrow$ + $S_{IH} \leftarrow$		G + P + $S_{iv} \uparrow$ + $S_{IH} \rightarrow$		G + P + $S_{iv} \downarrow$ + $S_{IH} \leftarrow$		G + P + $S_{iv} \uparrow$ + $S_{IH} \rightarrow$	
		Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw	Te	Tw
6	1-1'	8,21	-8,21	0,925	-0,925	1,2	-1,2	1,2	1,2	-1,2	1,2	1,2	1,2	9,32	-9,32	9,135	-11,5	9,135	-9,135	6,735	-9,135	9,135	-6,735
5	2-2'	11,86	-11,86	1,62	-1,62	1,45	-1,45	1,45	1,45	3,8	-3,8	3,8	3,8	13,8	-13,8	11,85	-8,0	11,85	-8,95	8,95	-15,11	15,11	-8,95
4	3-3'	11,86	-11,86	1,62	-1,62	1,17	-1,17	1,17	1,17	4,24	-4,24	4,84	4,84	13,8	-13,8	9,81	-19,4	9,81	-9,67	9,67	-17,15	17,15	-9,67
3	4-4'	11,86	-11,86	1,62	-1,62	0,88	-0,88	0,88	0,88	6,3	-6,3	6,23	6,23	13,8	-13,8	8,13	-20,5	8,13	-6,37	6,37	-18,83	18,83	-6,37
2	5-5'	11,86	-11,86	1,62	-1,62	0,585	-0,585	0,585	0,585	7,5	-7,5	7,65	7,65	13,8	-13,8	6,415	-1,7	6,415	-5,245	5,245	-20,545	20,545	-5,245
1	6-6'	10,27	-10,27	1,62	-1,62	0,25	-0,25	0,25	0,25	6,25	-6,25	6,65	6,65	12,21	-12,21	5,515	-1,76	5,515	-18,265	18,265	-18,265	18,265	-18,265

Moments et efforts normaux dans les poteaux : portique I - I :-

Filles	Poteaux	G			P			Siv ↓ (SivA)			SiH → (SiH ←)			Poids Poteaux			G + P/5 + SivA + SiH →			G + P + Siv ↓ + SiH ←			G + 1/2 P						
		Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Ms	Mn	N	Num.
A	x ¹	0,9	-0,7	4,86	0,12	-0,14	0,64	0,13	-0,09	0,77	-0,5	1,34	-1,2	1,012	-1,1	0,70	4,09	4,09	3,65	-2,27	8,42	8,42	1,04	-0,87	6,64	6,64			6,64
	x ²	0,79	-0,77	5,68	0,16	-0,16	1,16	0,1	-0,08	0,70	-4,51	3,0	-2,82	1,012	-3,70	2,88	3,4	7,43	5,56	-4,07	11,37	11,37	0,98	-0,96	8,08	8,08			14,72
	x ³	0,77	-0,77	5,71	0,16	-0,16	1,17	0,08	-0,06	0,57	5,77	4,72	-4,22	1,012	-5,05	3,98	2,16	9,65	6,78	-5,71	12,68	12,68	0,96	-0,96	8,12	8,12			22,84
	x ⁴	0,77	-0,77	5,71	0,16	-0,16	1,17	0,06	-0,04	0,43	-6,35	6,35	-5,32	1,012	-5,61	5,59	1,2	10,85	7,34	-7,32	13,64	13,64	0,96	-0,96	8,12	8,12			30,96
	x ⁵	0,77	-0,66	5,71	0,16	-0,14	1,17	0,04	-0,2	0,28	-7,09	7,09	-6,46	1,012	-6,33	6,44	0,27	11,6	8,06	-7,91	14,63	14,63	0,96	-0,83	8,12	8,12			39,08
	x ⁶	0,91	—	4,43	0,2	—	1,18	0,02	—	0,135	-4,56	6,835	-5,6	0,731	-3,63	6,835	0,66	11,72	5,69	-6,835	13,37	13,37	1,15	—	7,58	7,58			46,66
	x ⁷	-0,24	0,13	12,13	-0,03	0,03	1,6	-0,04	0,2	1,78	-3,14	1,69	0,1	1,012	-3,35	2,81	11,69	11,69	2,87	-1,57	16,51	16,51	-0,27	0,17	15,06	15,06			15,06
	x ⁸	-0,45	0,13	13,32	-0,03	0,03	2,173	-0,02	0,01	1,65	-5,64	3,76	0,46	1,012	-5,78	3,89	13,68	25,38	5,48	-3,59	18,25	18,25	-0,19	0,17	17,61	17,61			32,67
B	x ¹	-0,43	0,13	13,28	-0,03	0,03	2,172	-0,01	0,01	1,33	-7,21	5,9	0,68	1,012	-7,34	6,03	14,12	39,5	7,08	-5,72	17,66	17,66	-0,17	0,17	17,56	17,56			50,23
	x ²	-0,43	0,13	13,28	-0,03	0,03	2,172	-0,01	0,07	1,0	-7,94	7,94	0,87	1,012	-8,07	8,07	14,7	54,2	7,81	-7,7	17,14	17,14	-0,17	0,17	17,56	17,56			67,79
	x ³	-0,43	0,09	13,28	-0,03	0,02	2,172	-0,007	0,02	0,66	-8,26	8,86	1,05	1,012	-8,79	8,95	15,22	69,12	8,74	-8,7	16,62	16,62	-0,17	0,11	17,56	17,56			85,35
	x ⁴	-0,425	—	12,37	-0,03	—	2,17	-0,003	—	0,31	-5,7	8,85	0,97	0,731	-5,8	8,5	14,94	83,6	5,55	-8,5	15,20	15,20	-0,16	—	16,34	16,34			101,69
C	x ⁵	-0,16	0,16	9,32	-0,02	0,03	1,22	-0,02	0,2	1,37	-3,14	1,69	-0,7	1,012	-3,3	1,84	8,5	8,5	2,08	-2,48	13,62	13,62	-0,18	0,20	11,79	11,79			11,79
	x ⁶	-0,18	0,18	10,56	-0,04	0,04	2,16	-0,02	0,2	1,37	-5,14	3,76	-0,17	1,012	-5,8	3,94	10,53	19,0	5,4	-3,5	15,2	15,2	-0,23	0,23	14,16	14,16			25,95
	x ⁷	-0,18	0,18	10,57	-0,04	0,04	2,16	-0,02	0,1	1,06	-7,21	5,9	-0,25	1,012	-7,33	6,08	10,7	29,15	7,0	-5,67	15,05	15,05	-0,23	0,23	14,17	14,17			40,1
	x ⁸	-0,18	0,18	10,57	-0,04	0,04	2,16	-0,01	0,3	0,79	-7,94	7,94	-0,32	1,012	-8,12	8,12	10,9	40,5	7,77	-7,75	14,85	14,85	-0,23	0,23	14,17	14,17			54,2
	x ⁹	-0,18	0,16	10,57	-0,04	0,03	2,16	-0,009	0,14	0,53	-8,86	8,86	-0,39	1,012	-8,9	9,02	11,09	57,6	8,69	-8,66	4,66	4,66	-0,23	0,20	14,17	14,17			63,45
	x ¹⁰	-0,22	—	9,94	-0,05	—	2,17	-0,005	—	0,25	-5,7	8,5	-0,33	0,731	-5,83	8,5	10,54	52,3	5,5	-8,5	13,42	13,42	-0,28	—	13,29	13,29			81,72

N.B.: • Unites + M: en t.m • Convention de signes

(+) (-)

• $l = T_d - T_g$

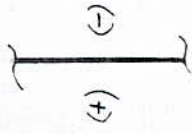
Moments et efforts normaux dans les poteaux : portique II - II :-

Files	G			P			S _{IV} ↓ (S _{IV} ↑)			S _{III} ↑ (S _{III} ↓)			Poids Poteaux	G + P ₅			S _{IV} ↓ + S _{IV} ↑ + S _{III}			G + A, Z P					
	M _S	M _n	N	M _S	M _n	N	M _S	M _n	N	M _S	M _n	N		M _S	M _n	N	M _S	M _n	N	M _S	M _n	N	M _S	M _n	N
A	1,57	-1,38	6,33	0,18	-0,205	0,72	0,23	-0,17	+0,93	-2,77	1,17	-1,16	1,031	-1,94	-0,08	5,42	4,15	-2,92	10,17	1,79	-1,63	8,225	-1,76	11,57	19,79
5	1,55	-1,5	8,94	0,23	-0,22	1,33	0,19	-0,15	+1,09	-4,23	2,82	-2,94	1,031	-2,82	1,43	6,21	6,2	-4,69	15,33	1,82	-1,76	11,63	-1,76	11,63	31,42
9	1,5	-1,5	8,99	0,22	-0,22	1,34	0,15	-0,11	+0,89	-5,52	4,5	-4,47	1,031	-4,73	2,85	4,93	4,39	-6,33	16,72	1,76	-1,76	11,63	-1,76	11,63	43,05
13	1,5	-1,5	8,99	0,22	-0,22	1,34	0,11	-0,07	+0,67	-6,14	6,14	-5,71	1,031	-4,71	4,67	3,91	4,97	-7,93	17,74	1,76	-1,76	11,63	-1,76	11,63	54,68
17	1,5	-1,25	8,99	0,22	-0,20	1,34	0,07	-0,03	+0,44	-6,88	6,88	-6,98	1,031	-5,41	5,62	2,86	8,67	-8,36	18,78	1,76	-1,51	11,63	-1,51	11,63	65,44
21	1,72	—	8,38	0,28	—	1,36	0,04	—	+0,21	-4,43	6,65	-6,07	0,75	-2,69	6,65	3,12	6,47	-6,65	16,77	2,06	—	10,76	—	10,76	73,3
26	-0,61	0,53	10,77	-0,07	0,08	1,23	-0,09	0,065	+1,58	-2,71	1,46	-0,076	1,031	-3,24	1,34	10,39	1,94	-9,785	14,68	0,69	0,63	13,3	0,63	13,3	73,3
30	-0,60	0,57	13,49	-0,03	0,085	2,008	-0,04	0,06	+1,65	-5,29	3,53	-0,179	1,031	-5,84	4,06	13,08	4,53	-2,78	18,34	-0,71	0,67	16,93	0,67	16,93	30,23
34	-0,57	0,57	13,37	-0,086	0,085	1,99	-0,06	0,042	+1,32	-6,91	5,65	-0,3	1,031	-7,43	6,23	13,18	6,195	-4,25	18,07	-0,67	0,67	16,79	0,67	16,79	47,02
38	-0,57	0,47	13,37	-0,085	0,085	1,99	-0,04	0,03	+0,99	-7,67	7,67	-0,41	1,031	-8,22	8,23	13,38	6,175	-6,98	17,79	-0,67	0,67	16,79	0,67	16,79	63,81
42	-0,57	0,47	13,37	-0,085	0,08	1,99	-0,03	0,02	+0,66	-8,6	8,6	-0,46	1,031	-9,16	9,07	13,68	7,115	-8,00	17,5	-0,67	0,57	16,79	0,57	16,79	80,6
46	-0,67	—	12,14	-0,11	—	1,97	-0,02	—	+0,3	-5,54	8,31	-0,40	0,75	-6,79	8,23	12,58	4,16	-8,3	15,50	-0,78	—	15,52	—	15,52	96,12
50	0,42	-0,38	7,44	0,05	-0,06	0,85	0,061	-0,05	+0,09	-2,71	1,40	-0,72	1,031	-2,34	1,1	7,43	3,4	-1,9	10,5	0,48	-0,45	9,49	-0,45	9,49	5,49
54	0,42	-0,41	8,99	0,06	-0,06	1,495	0,052	-0,04	+0,23	-5,29	3,53	-0,3	1,031	-4,91	3,75	8,79	5,82	-4,0	13,05	0,49	-0,48	11,85	-0,48	11,85	20,7
58	0,41	-0,41	10,075	0,06	-0,06	1,50	0,04	-0,03	+0,90	-6,91	5,6	-0,465	1,031	-6,52	5,2	10,04	7,2	-6,7	13,97	0,48	-0,48	12,91	-0,48	12,91	33,61
62	0,41	0,41	10,075	0,06	-0,06	1,50	0,03	-0,02	+0,75	-7,67	7,67	-0,56	1,031	-7,28	7,2	10,1	8,7	-8,16	13,9	0,48	-0,48	12,91	-0,48	12,91	46,52
66	0,41	-0,33	10,075	0,06	-0,05	1,50	0,02	-0,01	+0,50	-8,6	8,6	-0,73	1,031	-8,2	8,2	10,18	9,9	-8,9	13,8	0,48	-0,39	12,91	-0,39	12,91	59,43
70	0,46	—	9,79	0,07	—	1,49	0,011	—	+0,23	-5,54	8,31	-0,64	0,75	-5,08	8,31	9,34	6,8	-3,3	12,3	0,54	—	11,73	—	11,73	71,16
74	-0,99	0,89	5,256	-0,11	0,13	0,60	-0,08	0,11	+0,77	-2,17	1,17	+3,36	1,031	-3,77	1,98	7,0	0,25	-3,04	6,3	-1,12	1,05	7,0	-1,12	7,0	7,0
78	-1,00	0,97	8,452	-0,15	0,14	1,1	-0,12	0,2	+0,90	-4,23	2,8	+3,39	1,031	-5,14	3,72	12,19	3,86	-6,1	8,05	-1,18	1,14	10,8	-1,18	10,8	17,8
82	-0,97	0,97	7,421	-0,14	0,14	1,105	-0,1	0,07	+0,83	-5,52	4,5	+5,23	1,031	-4,42	5,44	12,89	4,3	-5,3	5,16	-1,74	1,14	9,78	-1,74	9,78	27,58
86	-0,97	0,97	7,421	-0,14	0,14	1,105	-0,07	0,05	+0,55	-6,14	6,14	+6,68	1,031	-6,42	7,05	14,62	5,1	-4,98	3,85	-1,74	1,14	9,78	-1,74	9,78	37,36
90	-0,97	0,81	7,421	-0,14	0,13	1,105	-0,05	0,02	+0,37	-6,88	6,88	+8,17	1,031	-7,82	7,7	15,26	5,2	-5,92	1,76	-1,74	0,97	9,78	-1,74	9,78	47,14
94	-1,12	—	6,944	-0,18	—	1,123	-0,03	—	+0,17	-4,43	6,65	+7,1	0,75	-5,56	6,65	14,84	-1,65	-1,65	1,8	-1,74	—	9,04	—	9,04	56,18

Moments et efforts normaux dans les poteaux : portique III - III :-

Poteaux	G			P			S _{IV} ↓ (S _{IV} ↑)			S _{IH} → (S _{IH} ←)			Poids Poteaux	G + P/2 + S _{IV} ↑ + S _{IH} →			G + P + S _{IV} ↓ + S _{IH} ←			G + 1,2 P				
	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N		M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	M _s	M _n	N	N _{cum}	
A	2,585	-2,2	8,21	0,29	-0,3	0,925	0,38	-0,27	1,2	-2,25	1,92	-1,2	1,031	0,48	-0,8	7,03	7,03	7,03	5,47	-4,7	12,56	12,56	12,56	10,35
	2,48	-2,39	11,86	0,34	-0,33	1,62	0,30	-0,235	1,45	-4,51	3,01	-3,08	1,031	-2,26	0,79	8,68	15,71	8,68	7,63	-5,965	19,04	31,6	31,6	2,89
	2,39	-2,39	11,86	0,33	-0,33	1,62	0,235	-0,2	1,17	-5,96	4,87	-4,84	1,031	-3,74	2,59	7,21	22,92	7,21	8,915	-7,77	20,52	52,12	52,12	2,79
	2,39	-2,39	11,86	0,33	-0,33	1,62	0,18	-0,12	0,88	-6,66	6,66	-6,23	1,031	-4,24	4,32	6,105	29,02	6,105	9,56	-9,5	81,62	73,75	73,75	2,79
	2,39	-1,82	11,86	0,33	-0,29	1,62	0,12	-0,04	0,585	-7,47	7,47	-7,635	1,031	-5,73	5,64	4,995	34,02	4,995	10,31	-10,02	22,72	96,47	96,47	2,79
2,5		10,27	0,39		1,62	0,06		0,253	-4,79	7,18	-6,625	0,75	-2,27	7,18	4,75	38,77	38,77	7,74	-7,18	19,52	115,99	115,99	2,97	82,63

• M = en t.m
N = en t

• Convention de signes :


• N = (T_d - T_g)

— FERRAILLAGE des POUTRES —

FERRAILLAGE DES POUTRES

Conformément à l'article 110 du CCRABP, il n'y sera pas tenu compte des efforts normaux dans les poutres; elles seront donc ferrillées en FLEXION SIMPLE.

Les tableaux précédents regroupent les valeurs des moments, pédoncules et des efforts tranchants nécessaires pour le calcul.

Ces efforts ont été déterminés avec les combinaisons suivantes:

• sollicitations du 1^{er} genre:

(G) + 1,2 (P) avec

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

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

• sollicitations du 2^{eme} genre:

(G) + (P) + $\downarrow \uparrow$ \Leftrightarrow $\downarrow \uparrow$ \Leftrightarrow

$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$

Les sections d'aciers seront déterminées sous les sollicitations du 1^{er} genre (SP₁) ; G + 1,2P et sous la plus défavorable des sollicitations du 2^{eme} genre (SP₂).

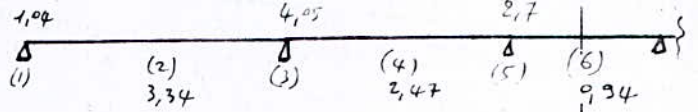
La méthode de détermination des armatures que l'on utilisera est celle de L. Charon.

1) Portique Longitudinal : I-I

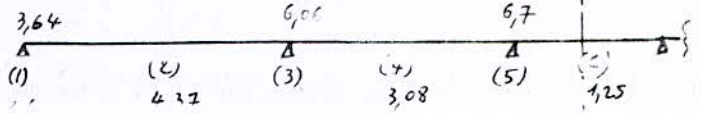
Le portique longitudinal présente une symétrie; il est constitué de 5 travées, nous étudierons la moitié du portique.

niveau VI

• Sous: $G+1,2P$



• Sous: Max(S.P₂)



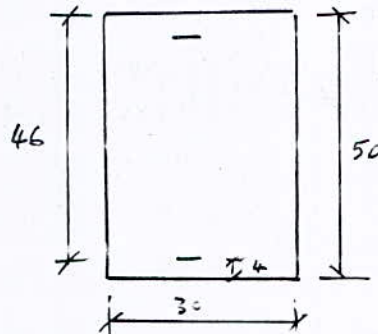
a) armatures longitudinales:

- section (1): • sous $S.P_2$ ($G+1,2P$)

$$M = -1,04 \text{ t.m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

les caractéristiques géométriques de la section sont les suivantes:



$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \\ h_f = 50 \text{ cm} \\ d = d' = 4 \text{ cm} \\ h = 46 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,04 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,07$$

$$\left\{ \begin{array}{l} K = 104 \\ \varepsilon = 0,958 \end{array} \right.$$

$$K > \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20,43 \rightarrow \text{pas besoin d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 0,842 \text{ cm}^2$$

• sous (S.P₂) Max:

$$M = -3,64 \text{ t.m};$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,64 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,204$$

$$\rightarrow \left\{ \begin{array}{l} K = 65 \\ \varepsilon = 0,9375 \end{array} \right.$$

$$K > \bar{K} \Rightarrow \text{pas d'aciers comprimés.}$$

$$A = \frac{3,64 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9375 \cdot 46} = 2,0096 \text{ cm}^2$$

Chapeaux inférieurs: $M = 1,6 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1,6 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,009 \rightarrow \begin{cases} K = 102 \\ \varepsilon = 0,9573 \end{cases}$$

$$A = \frac{1,6 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9375 \cdot 46} = 0,865 \text{ cm}^2$$

- Section (2):

• Sous SP_1

$$M = 3,34 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,34 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0281 \rightarrow \begin{cases} K = 58,5 \\ \varepsilon = 0,9275 \end{cases}$$

$$A = \frac{3,34 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9275 \cdot 46} = 2,79 \text{ cm}^2$$

• Sous (SP_2) Max

$$M = 4,37 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 4,37 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0245 \rightarrow \begin{cases} K = 58,5 \\ \varepsilon = 0,9320 \end{cases}$$

$$A = \frac{15 \cdot 4,37 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,932 \cdot 46} = 2,42 \text{ cm}^2$$

- Section (3):

• Sous SP_1

$$M = -4,05 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 4,05 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30^2 \cdot 46^2} = 0,0341 \rightarrow \begin{cases} K = 48 \\ \varepsilon = 0,9206 \end{cases}$$

$$A = \frac{4,05 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9206 \cdot 46} = 3,47 \text{ cm}^2$$

• Sous Max (SP_2)

$$M = -6,06 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 6,06 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,034 \rightarrow \begin{cases} K = 48 \\ \varepsilon = 0,9206 \end{cases}$$

$$A = \frac{6,06 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9206 \cdot 46} = 3,40 \text{ cm}^2$$

- Section (4)

• Sous SP_1

$$M = 2,47 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,47 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0208 \rightarrow \begin{cases} K = 64 \\ \varepsilon = 0,9367 \end{cases}$$

$$A = \frac{2,47 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9367 \cdot 46} = 2,069 \text{ cm}^2$$

• Sous Max (SP₂)

$$\left| \begin{array}{l} M = 3,08 \text{ t.m} \\ \mu = \frac{3,08 \cdot 10^5 \cdot 15}{4200 \cdot 30 \cdot 46} = 0,0773 \longrightarrow \begin{cases} K = 71 \\ \varepsilon = 0,9419 \end{cases} \\ A = \frac{3,08 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9419 \cdot 46} = 1,69 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Section (5):

• Sous SP₁

$$\left| \begin{array}{l} M = -2,7 \text{ t.m} \\ \mu = \frac{2,7 \cdot 10^5 \cdot 15}{2800 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0227 \longrightarrow \begin{cases} K = 61 \\ \varepsilon = 0,9342 \end{cases} \\ A = \frac{2,7 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9342 \cdot 46} = 2,24 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• Sous Max (SP₂)

$$\left| \begin{array}{l} M = -6,7 \text{ t.m} \\ \mu = \frac{15 \cdot 6,7 \cdot 10^5}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0376 \longrightarrow \begin{cases} K = 45,4 \\ \varepsilon = 0,9172 \end{cases} \\ A = \frac{6,7 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9172 \cdot 46} = 3,78 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Chapeaux inférieurs:

$$\left| \begin{array}{l} M = 114 \text{ t.m} \\ \mu = \frac{114 \cdot 10^5 \cdot 15}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0078 \longrightarrow \begin{cases} K = 110 \\ \varepsilon = 0,9600 \end{cases} \\ A = \frac{114 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9600 \cdot 46} = 0,75 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

- Section (6)

• Sous SP₁

$$\left| \begin{array}{l} M = 0,94 \text{ t.m} \\ \mu = \frac{15 \cdot 0,94 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,0079 \longrightarrow \begin{cases} K = 110 \\ \varepsilon = 0,9600 \end{cases} \\ A = \frac{0,94 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9600 \cdot 46} = 0,76 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

• Sous Max (SP₂)

$$\left| \begin{array}{l} M = 1,25 \text{ t.m} \\ \mu = \frac{1,25 \cdot 10^5 \cdot 15}{4200 \cdot 30 \cdot 46^2} = 0,00703 \longrightarrow \begin{cases} K = 117 \\ \varepsilon = 0,9621 \end{cases} \\ A = \frac{1,25 \cdot 10^5}{4200 \cdot 0,9621 \cdot 46} = 0,67 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Tableau récapitulatif :-

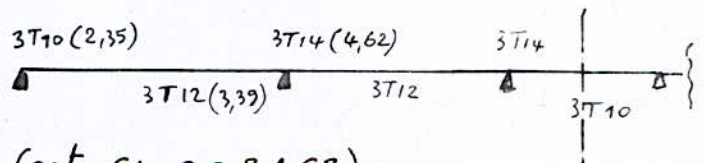
Sous:
SP₁

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (tm)	-1,04	3,34	-4,05	2,47	-2,7	0,94
μ	0,0087	0,0281	0,0341	0,0208	0,0227	0,0079
K	104	54	48	64	61	110
E	0,9580	0,9275	0,9206	0,9364	0,9342	0,9000
A (cm ²)	0,842	<u>2,79</u>	<u>3,41</u>	<u>2,069</u>	2,24	<u>0,76</u>

Sous :
Max(SP₂)

Section	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)		
M (tm)	1,6	-3,64	4,37	-6,06	3,08	1,4	-6,7	1,25
μ	0,009	0,0204	0,0245	0,034	0,0173	0,0078	0,0376	0,00703
K	102	65	58,5	48	71	110	45,4	117
E	0,9573	0,9335	0,9320	0,9206	0,9419	0,9600	0,9172	0,9621
A (cm ²)	0,865	<u>2,009</u>	2,142	3,407	1,69	0,75	<u>3,78</u>	0,67

Sections adoptées :



Vérification de la flèche : (art 61 C C B A 68) :

Si la condition suivante est vérifiée, il est inutile de calculer la flèche; en général il y a 3 conditions à vérifier cependant celle qu'on va voir ci-dessous est la plus restrictive :

$$\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$$

avec

$$b_0 = 30 \text{ cm}$$

$$\sigma_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 46 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A \leq \frac{43 \cdot b_0 \cdot h}{\sigma_{en}} = \frac{43 \cdot 30 \cdot 46}{4160} = 14,60 \text{ cm}^2$$

or toutes les sections adoptées sont inférieures à 14,6 cm²

Condition de non-entraînement :

on a $\bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b$ avec

$$\psi_d = 1,5 \text{ pour H.A ; } \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = 2 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ kg/cm}^2$$

on doit vérifier que :

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{\eta \mu \cdot z} \leq \bar{\sigma}_d \text{ avec } T = \text{effort tranchant Max}$$

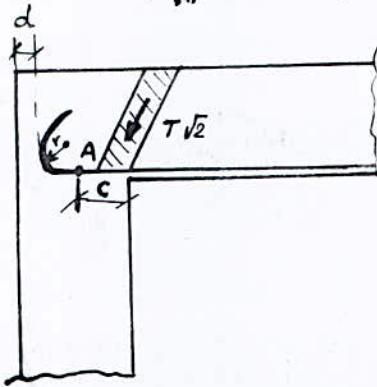
$T_{max} = 7,4 \text{ t}$ (sous SP1), $\bar{\sigma}_d$ correspond à la section (3) appui 2.

$$d'où \bar{\sigma}_d = \frac{7400}{3,14 \cdot 1,4 \cdot \frac{7,46}{8}} = 13,93 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_d$$

Conditions aux appuis : • Pour le béton : on doit avoir $C \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = C_0$

$C_0 =$ largeur de la bielle de béton nécessaire pour transmettre les efforts de la poutre au poteau.

$T =$ effort tranchant à l'appui de rive.
 $\bar{\sigma}'_{b0} = 68,5 \text{ Kg/cm}^2$



$C =$ distance du centre de l'appui au point où commence l'ancrage

$C = a - (d + r)$ avec : $a =$ largeur du poteau
 $d =$ enrobage
 $r =$ rayon de courbure
 barre HA : $r = 5,5\phi$
 $\phi =$ diamètre des barres inférieures

$$C_0 = 5,48 \text{ cm}$$

$$C = 30 - (4 + 5,5 \cdot 1,4) = 18,3 \text{ cm}$$

$$C = 18,3 \text{ cm} > C_0 = 5,48 \text{ cm. (Vérifiée)}$$

• armatures inférieures : aux appuis, la

section des armatures inférieures doit satisfaire à l'inégalité suivante : $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$; M étant le

moment dans la section d'appui pris avec son signe.

on va considérer les différents appuis :

- 1^{er} appui (section 7) : le cas le plus défavorable est sous (SP1)

$$\begin{cases} T = 3,59 \text{ t} \\ M = 1,6 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow T + \frac{M}{z} = 7,565 \text{ t}$$

$$A \cdot \bar{\sigma}_a = 3,39 \cdot 4200 = 14,23 > 7,565 \text{ t}$$

- 2^{ème} appui (section 3) :

$$\text{sous (SP2)} : \begin{cases} T = 4,65 \text{ t} \\ M = -1,66 \text{ t.m} \end{cases} \Rightarrow T + \frac{M}{z} = 9,525 \text{ t}$$

$$A\bar{\sigma}_a = 3,39 \cdot 4200 = 14,23t > 0,525t$$

- 3^{ème} appui :

sous (SP₂)

$$T = 2,99t$$

$$M = -0,66t \cdot m \Rightarrow T + \frac{M}{l} = 1,35t$$

$$A\bar{\sigma}_a = 2,35 \cdot 4200 = 9,87t > 1,35t$$

donc toutes les sections inférieures adoptées sont plus grandes que les valeurs imposées par les conditions aux appuis

Vérification des Contraintes :

Les résultats seront présentés sous forme d'un tableau qui indiquera pour chaque moment son mode de sollicitation.

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (t.m)	-3,64 (SP ₂)	3,34 (SP ₁)	-4,05 (SP ₁)	2,47 (SP ₁)	-6,7 (SP ₂)	0,94 (SP ₂)
A (cm ²)	2,37	3,39	4,62	3,39	4,62	2,35
$\bar{\omega}$	0,170	0,245	0,334	0,245	0,334	0,170
E	0,9327	0,9211	0,9098	0,9211	0,9098	0,9329
K	59,5	48,4	40,4	48,4	40,4	59,5
σ_a	3609,4	2325	2094	1719,6	3465	932,1
σ'_b	60,76	48	51,8	35,5	85,7	15,66

$$\bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K}$$

dans tous les cas : - pour SP₂ : $\begin{cases} 4200 = \bar{\sigma}_a > \sigma_a \\ 205,5 = \bar{\sigma}'_b > \sigma'_b \end{cases}$

- pour SP₁ : $\begin{cases} 2800 = \bar{\sigma}_a > \sigma_a \\ 137 = \bar{\sigma}'_b > \sigma'_b \end{cases}$

Condition de non fragilité :

il faut que la section des armatures tendues soit supérieure à une valeur limite ; Cas des ponts :

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 46 = 1,33 \text{ cm}^2$$

vérifiée pour toutes les sections.

b) armatures transversales :

Le portique longitudinal est constitué de 3 travées (moitié du portique) ; 2 travées ayant des longueurs voisines (3,4m et 3,3m) et une autre travée de 2,5m ; par conséquent l'écartement sera le même pour les deux travées et diffère pour la 3^{ème} travée. (il s'agit d'écartement au niveau de l'appui)

• pour les 2 travées (3,4 m et 3,3 m) :

$$T_{\max} = 7,4 \text{ t (sous } S P_1)$$

$$\text{section (3)} : \sigma'_b = 51,8 < \bar{\sigma}'_{b0}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{74 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46} = 6,13 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < 3,5 \cdot 5,9 = \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ on utilise des armatures \perp à la ligne moyenne (étriers et cadres)

on choisit 1 cadre + 1 étrier en $\phi 8 \rightarrow A_E = 2,07 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{en} = 8400 \text{ Kg/cm}^2 \quad (F_c \in 24)$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \rho = \frac{z}{3} \quad \left(\begin{array}{l} \text{on suppose le cas le plus} \\ \text{défavorable où il y a reprise} \\ \text{de bétonnage.} \end{array} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_E \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,07 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46 \cdot 1600}{7400} = 17,43 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 h = 9,2 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h = 37,66 \text{ cm} \end{cases}$$

$t \leq \bar{t}$: on prend un espacement $t = 16 \text{ cm}$, le 1^{er} cours d'armatures sera à $\frac{t}{2} = 8 \text{ cm}$ du mur de l'appui, les autres espacements seront déterminés par la suite de CAQUOT :

$$\frac{l}{2} = \frac{3,4}{2} = 1,7 \rightarrow n = 2, \text{ on aura :}$$

$$1^{\text{er}} \text{ travée : } 8 + 2 \times 16 + 2 \times 20 + 3 \times 25 + \frac{30}{2} = 1,7 \text{ m}$$

$$2^{\text{e}} \text{ travée : } 8 + 2 \times 16 + 3 \times 20 + 2 \times 25 + \frac{30}{2} = 1,65 \text{ m}$$

• pour la travée de 2,5 m :

$$T_{\max} = 4,79 \quad (\text{sous } S P_1)$$

$$\text{section (5)} : \sigma'_b = 85,7 < \bar{\sigma}'_{b0} = 102,85$$

(sous $S P_2$)

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{4,79 \cdot 10^3}{30 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46} = 3,96 \text{ Kg/cm}^2$$

$\bar{\sigma}_b < 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow$ armatures \perp

la ligne moyenne (étriers et cadres) : on choisira un cadre + un étrier en $\phi 8 \rightarrow A_E = 2,01 \text{ cm}^2$

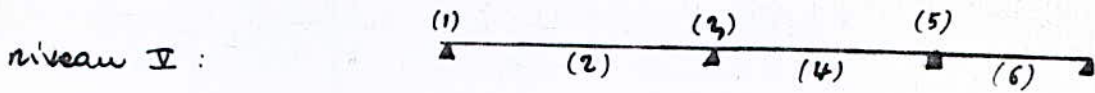
$$t = \frac{A_E \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{2,01 \cdot \frac{7}{8} \cdot 46 \cdot 1600}{4790} = 27 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \quad t_1 = 0,2 h = 9,2 \text{ cm}$$

$$t_2 = \left(1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}\right) h = 36,7 \text{ cm}$$

on prend $t = 25 \text{ cm}$; le premier cours sera à $\frac{t}{2}$ du mur de l'appui, la poutre étant de faible portée, on gardera l'espacement constant : $12,5 + 9 \times 25 + 12,5 = 2,50 \text{ m}$

Pour les autres niveaux on présentera les calculs sous forme de tableaux.



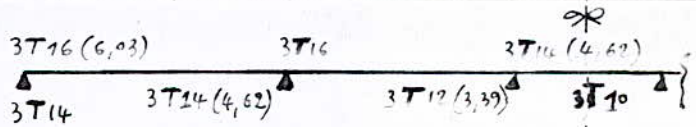
Sous: SP₁

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (t.m)	-7,86	4,12	-4,56	3,295	-3,3	1,33
μ	0,0757	0,0347	0,0385	0,0278	0,0278	0,0112
K	75	47,6	44,8	54	54	90,5
E	0,9445	0,9801	0,9164	0,9275	0,9275	0,9526
A	1,53	<u>3,47</u>	3,86	<u>2,76</u>	<u>2,76</u>	1,08

Sous:
Max(SP₂)

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)		
M (t.m)	4,24	-7,86	5,635	-8,56	3,995	1,33	-7,68	1,56
μ	0,0238	0,0442	0,0317	0,0481	0,0224	0,0074	0,0432	0,0088
K	59,5	41,2	50	39,2	61,5	114	41,8	103
E	0,9329	0,9111	0,9231	0,9077	0,9346	0,9612	0,9120	0,9576
A	<u>2,35</u>	<u>4,46</u>	3,16	<u>4,88</u>	2,21	0,72	<u>4,36</u>	0,85

Sections adoptées :



niveau IV :

Sous: SP₁

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (t.m)	-1,9	4,12	-4,5	3,32	-3,3	1,33
μ	0,016	0,0347	0,0379	0,0279	0,0278	0,0112
K	74	47,6	45,2	54	54	90,5
E	0,9438	0,9202	0,9169	0,9275	0,9275	0,9526
A _{cm²}	1,56	3,47	3,8	2,77	2,77	1,08

niveau II

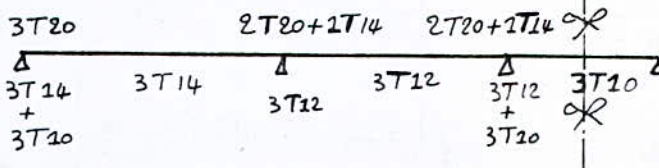
Sous: SP₁

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (t.m)	-1,9	4,12	-4,5	3,31	-3,3	2,33
μ	0,026	0,0347	0,0379	0,0279	0,0278	0,0112
K	74,5	47,6	45,2	54	54	90,5
E	0,9442	0,9201	0,9168	0,9275	0,9275	0,9526
A (cm ²)	1,56	3,47	3,8	<u>2,77</u>	2,77	<u>1,08</u>

Sous:
Max (SP₂)

Sections	(1)		(2)	(3)		(4)	(5)		(6)
M (t.m)	11,68	-15,36	6,63	4,41	-13,23	4	6,51	-12,87	1,36
μ	0,0657	0,0864	0,0373	0,0248	0,0744	0,0225	0,0366	0,0724	0,0076
K	32,4	27,2	45,6	58	29,9	61	46,2	30,4	112
E	0,8945	0,8815	0,9275	0,9315	0,8886	-0,934	0,9183	0,8899	0,9606
A (cm ²)	<u>6,76</u>	<u>9,02</u>	<u>3,74</u>	2,45	<u>7,7</u>	2,21	3,67	<u>7,48</u>	9,73

Sections adoptées:



niveau I:

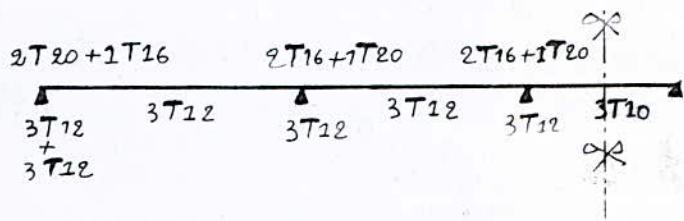
Sous: SP₁

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
M (t.m)	-2	3,94	-4,14	3,22	-3,13	1,32
μ	0,0168	0,0332	0,0349	0,0270	0,0264	0,0111
K	72	48,8	47,4	55	56	91
E	0,9425	0,9216	0,9199	0,9286	0,9296	0,9528
A (cm ²)	1,64	3,32	3,49	2,68	2,61	1,08

Sous :
Max (SP₂)

Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)			
M (t.m)	9,775	-13,595	5,975	3,56	-11,46	3,67	5,31	-11,38	1,27
μ	0,0549	0,0764	0,0336	0,02	0,0644	0,0206	0,0298	0,064	0,0071
K	36,2	29,4	48,6	65,5	32,7	64,5	52	32,9	116
E	0,9023	0,8874	0,9214	0,9379	0,8952	0,9371	0,9254	0,8956	0,9618
A (cm ²)	5,6	7,93	3,35	1,96	6,62	2,03	2,97	6,57	0,68

Sections adoptées :



Vérifications :

Condition de non fragilité :

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 46 = 1,33 \text{ cm}^2$$

Vérifiée pour toutes les sections.

Condition de la flèche :

$$A \leq b_0 \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 46 \cdot \frac{43}{4200} = 14,13 \text{ cm}^2$$

Comme la plus grande section adoptée est 9,42 cm², il est inutile de vérifier la flèche.

Condition de non-entraînement (art 29. ccBA68) :

Cette condition doit être vérifiée pour l'effort tranchant max; on prend la plus défavorable parmi les sollicitations (SP₁; SP₂)

Si $[2,5 T(SP_1)] > T(SP_2)$ on prend $T(SP_2)$

Si $[2,5 T(SP_2)] < T(SP_1)$ on prend $T(SP_1)$

$$\bar{\tau}_d = 24d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ Kg/cm}^2 \quad (SP_2)$$

$$\bar{\tau}_d = 27,7 \cdot 1,5 = 26,55 \quad (SP_1)$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}, \text{ on doit vérifier que } \tau_d < \bar{\tau}_d$$

niveaux	5	4	3	2	1
T _{max} (t)	8,66 ⁽³⁾ (SP ₁)	13,26 ⁽³⁾ (SP ₂)	14,19 ⁽³⁾ (SP ₂)	15,16 ⁽³⁾ (SP ₂)	13,28 ⁽³⁾ (SP ₂)
$\bar{\tau}_d$ (kg/cm ²)	14,28	21,84	21,58	21,98	20,2
$\bar{\tau}_d$	17,7	26,55	26,55	26,55	26,55

la condition de non-entraînement est vérifiée pour tous les niveaux.

Conditions aux appuis:

• Pour le béton : $c \geq \frac{2T}{6\sigma'_b} = c_0$

$c = a - (d + r)$
 $T =$ effort tranchant à l'appui de rive.

niveau	5	4	3	2	1
Section	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
T (t)	7,07 (SP ₁)	11,67 (SP ₂)	12,63 (SP ₂)	13,625 (SP ₂)	12,345 (SP ₂)
C ₀ (cm)	6,88	7,57	8,19	8,84	8,02
C (cm)	18,3	18,3	18,3	18,3	19,4

dans tous les appuis on a : $c > c_0$

• Condition de non écrasement du béton :

pour les plus grands ϕ utilisés.

on vérifie cette condition

$$r \geq 0,10 \cdot \phi \cdot \frac{\bar{\sigma}_a}{\sigma'_b} \cdot \left(1 + \frac{\phi}{d_s}\right) \downarrow$$

$\phi = 20$ mm

$\alpha = 1$ (barres isolées)

$d_s = (r + d) = 5,5\phi + d = 11 + 4 = 14$ cm

$r \geq 0,1 \cdot 20 \cdot \frac{2800}{68,5} \cdot \left(1 + \frac{20}{14}\right) = 9,34$ cm

$r = 5,5\phi = 11$ cm $> 9,34$ cm

pas d'écrasement du béton.

• Pour les aciers inférieurs :

au niveau des appuis l'effort tranchant et le moment fléchissant provoquent un effort de traction sur les armatures inférieurs.

la relation à vérifier est la suivante:

$$A\bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$(T + \frac{M}{z})$ doit résulter de la combinaison la plus défavorable.

NB: les armatures inférieures aux appuis sont en général celles des travées restées filantes.

niveau	5			4			3			2			1		
	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)	(1)	(3)	(5)
Section	(SP ₁)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)
M (t.m)	3,88	-0,04	0,68	6,78	1,71	0,67	9,12	3,03	4,89	11,68	4,41	6,51	9,695	3,52	5,31
T (t)	4,72	4,51	2,49	3,23	3,485	9,845	1,99	2,72	-0,48	0,135	1,92	-1,42	1,145	2,385	-1,97
T + M/z (t)	14,36	4,41	4,19	20,07	7,73	11,51	24,65	10,25	11,67	(SP ₂)	29,15	12,87	14,75	25,23	11,13
A · $\bar{\sigma}_a$ (t)	(SP ₂)	(SP ₂)	SP ₂	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)	(SP ₂)
	29,4	14,24	9,87	29,23	14,24	14,24	29,27	14,24	14,24	29,27	14,24	24,1	28,67	14,24	14,24

- Conclusion :
- pour les appuis de rive on ajoute des chapeaux en plus des armatures en travée restées filantes.
 - pour les appuis intermédiaires les armatures en travée suffisent pour contre l'effort de traction.

Vérification des contraintes :

Sections		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)
niveau 5	M (t.m)	(SP ₂) -7,86	(SP ₁) 4,12	(SP ₂) -8,56	(SP ₁) 3,295	(SP ₂) -7,68	(SP ₁) 1,33
	A (cm ²)	6,03	4,62	6,03	3,39	4,62	2,35
	$\tilde{\omega}$	0,436	0,334	0,436	0,245	0,334	0,170
	σ_a	3151,3	2130,8	3431,9	2294,4	3972	1318,8
	σ'_b	91	52,7	99,1	47,6	98,3	22,16
niveau 4	M (t.m)	(SP ₂) -10,77	(SP ₁) 4,12	(SP ₂) -10,28	(SP ₁) 3,31	(SP ₂) -9,69	(SP ₁) 1,33
	A (cm ²)	7,16	4,62	6,03	3,39	6,03	2,35
	$\tilde{\omega}$	0,518	0,334	0,436	0,245	0,436	0,1702
	σ_a	3665,8	2130,8	4121,5	2304,9	3886	1318,8
	σ'_b	117,1	52,7	119	47,8	112	22,16
niveau 3	M (t.m)	(SP ₂) -13,035	(SP ₁) 6,33	(SP ₂) -11,635	(SP ₁) 3,31	(SP ₂) -11,25	(SP ₁) 1,33
	A (cm ²)	7,82	4,62	7,16	3,39	7,16	2,35
	$\tilde{\omega}$	0,566	0,334	0,518	0,245	0,518	0,170
	σ_a	4081,1	3273	3960,3	2304,9	3829,2	1318,8
	σ'_b	137,8	81	126,5	47,8	122,3	22,16
niveau 2	M (t.m)	(SP ₂) -25,36	(SP ₁) 6,63	(SP ₂) -13,23	(SP ₁) 3,31	(SP ₂) -12,87	(SP ₁) 1,33
	A (cm ²)	9,42	4,62	7,82	3,39	7,82	2,35
	$\tilde{\omega}$	0,682	0,334	0,566	0,245	0,566	0,170
	σ_a	4030,3	3429	4142,2	2309,9	4029,4	1318,8
	σ'_b	152	84,8	139,9	47,8	136,1	22,16
niveau 1	M (t.m)	(SP ₂) -13,595	(SP ₁) 5,975	(SP ₂) -11,46	(SP ₁) 3,21	(SP ₂) -11,38	(SP ₁) 1,32
	A (cm ²)	8,29	3,39	7,16	3,39	7,16	2,35
	$\tilde{\omega}$	0,6	0,245	0,518	0,245	0,518	0,170
	σ_a	4026,9	4160,7	3900,7	2235,2	3873,5	1308,9
	σ'_b	140,8	86,3	124,6	46,3	123,7	22

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{b \cdot h} \rightarrow \begin{cases} \kappa \\ \epsilon \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot E \cdot h}$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{\kappa}$$

Sous SP₂ :

$$\begin{cases} \sigma'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Sous SP₁ :

$$\begin{cases} \sigma'_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

Dans toutes les sections les contraintes réelles existant sont inférieures aux contraintes admissibles.

Vérification de la fissuration :

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\eta}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \omega_f} ; \sigma_2 = 2,4 \sqrt{k \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b}$$

avec : $\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 = 5,8 \text{ bars} ; \eta = 1,6 \text{ (H-A)}$

$k = 1,5 \cdot 10^5 \text{ (fissuration peu nuisible)}$

$$\tilde{\omega} = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2b \cdot d} \text{ avec } b = 30 \text{ cm} ; d = 4 \text{ cm}$$

on doit vérifier que $\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$

on fait le calcul pour la section (1) où on a la plus grosses barres.

niveau	A cm ²	B _f	$\tilde{\omega}_f$	σ_1	σ_2	$\bar{\sigma}_a$	σ_a	section et type de sollicitat.
5	6,03	240	0,0251	4645	2742,2	4200	3153,3	(1) (S.P.)
4	7,16	240	0,0298	4154,4	2452,5	4200	3665,8	(1) (S.P.)
3	7,82	240	0,0325	4363,2	2452,5	4200	4081,1	(1) (S.P.)
2	9,42	240	0,0392	5140,8	2452,5	4200	4039,3	(1) (S.P.)
1	8,29	240	0,0345	4568,4	2452,5	4200	4026,9	(1) (S.P.)

dans tous les niveaux la condition $\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{array} \right.$ est vérifiée ; pas de risque de fissuration.

armatures transversales :

même étude que celle du niveau VI qui a été détaillée.

Soit, après confirmation par le calcul, un cadre + un étrier en $\phi 8 \rightarrow A_t = 2,02 \text{ cm}^2$ nuance Fe E 24
 $\bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \cdot \sigma_{en} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600$

niveau	traverses	T max (t)	σ'_b (kg/cm ²)	$\bar{\sigma}_b$ (kg/cm ²)	$3,5 \bar{\sigma}_b$	$(45 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_{en}}) \bar{\sigma}_b$	A _t	t (cm)
5	(4-5)(5-6)	8,66 (S.P.) (1)	66,06	7,17	20,65	—	2,01	13
	(6-6')	8,71 (S.P.) (5)	98,3	7,21	20,65	—	2,01	16
4	(7-8)(8-9)	13,26 (S.P.) (3)	119	10,98	—	19,71	2,01	13
	(9-9')	9,48 (S.P.) (5)	74,66	8,14	20,65	—	2,01	16
3	(10-11)(11-12)	14,19 (S.P.) (3)	126,5	11,75	—	19,28	2,01	13
	(12-12')	10,72 (S.P.) (5)	122,3	8,87	—	19,52	2,01	16
2	(13-14)(14-15)	15,16 (S.P.) (3)	139,9	12,55	—	18,51	2,01	11
	(15-15')	11,63 (S.P.) (5)	136,1	9,63	—	18,73	2,01	16
1	(16-17)(17-18)	13,28 (S.P.) (3)	124,6	10,99	—	19,39	2,01	13
	(18-18')	10,44 (S.P.) (5)	123,7	8,64	—	19,44	2,01	16

Le premier cours d'armatures sera à $\frac{t}{2}$ du nu de l'appui, le reste des espacements est donné par la suite de CAQUOT.

- pour $t = 13 \text{ cm}$; $\frac{l}{2} = 1,70 \text{ m} \rightarrow n = 2$: (1^{ère} travée)

$$6,5 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 2 \times 20 + 2 \times 25 + \frac{31}{2} = 170 \text{ cm}$$

- pour $t = 16 \text{ cm}$; $\frac{l}{2} = 1,25 \text{ m} \rightarrow n = 2$: (3^{ème} travée)

$$8 + 2 \times 16 + 3 \times 20 + 1 \times 25 = 125 \text{ cm}$$

- pour $t = 11 \text{ cm}$; $\frac{l}{2} = 1,70 \rightarrow n = 2$: (1^{ère} travée)

$$5,5 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 4 \times 20 + \frac{49}{2} = 170 \text{ cm}$$

N.B. La deuxième travée aura le même espacement, au niveau de l'appui, que la première.

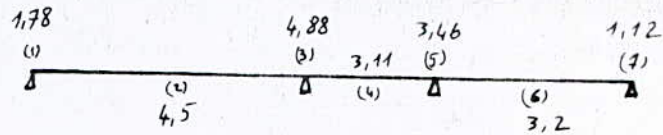
$$. t = 13 \text{ cm}: 6,5 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 3 \times 20 + 1 \times 25 + \frac{31}{2} = 165 \text{ cm}$$

$$. t = 11 \text{ cm}: 5,5 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 4 \times 20 = 165,5 \text{ cm}$$

2) Ferraillage des poutres du portique II-II :-

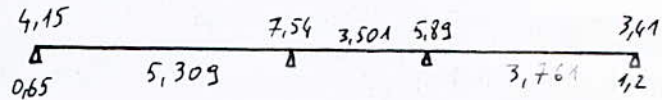
Niveau VI :-

Sous SP1



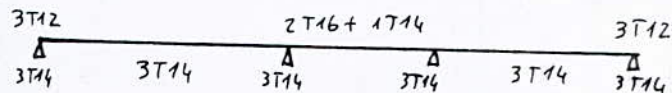
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
M (t.m)	-1,78	4,5	-4,88	-3,11	-3,46	3,2	-1,12
μ	0,0189	0,0478	0,0518	0,0330	0,0367	0,0339	0,0118
K	67,5	39,4	37,4	49	46	48,2	88
ϵ	0,9394	0,9081	0,9046	0,9219	0,9180	0,9206	0,9515
A_{cm^2}	1,65	<u>4,31</u>	4,69	<u>2,93</u>	3,28	<u>3,02</u>	1,02

Sous SP2



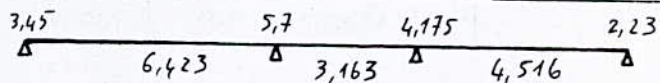
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)		
M (t.m)	0,65	-4,15	5,309	-7,54	-3,501	-5,89	3,761	1,21	-3,41
μ	0,0046	0,0293	0,0375	0,05339	0,02479	0,0417	0,0266	0,0085	0,0241
K	146	52,5	45,4	36,8	58	42,8	55,5	105	59
ϵ	0,9690	0,9259	0,9176	0,9035	0,9315	0,9135	0,9291	0,9583	0,9324
A_{cm^2}	0,389	<u>2,6</u>	3,359	<u>4,84</u>	2,18	<u>3,74</u>	2,35	0,733	<u>2,12</u>

Sections adoptées :-



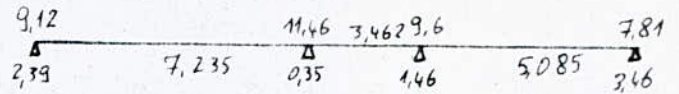
Niveau V :-

Sous SP1



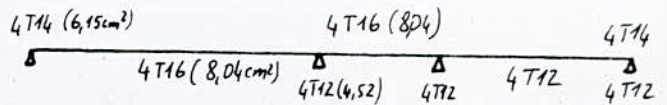
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
M (t.m)	-3,45	6,423	-5,7	-3,163	-4,175	4,516	-2,23
μ	0,0366	0,0682	0,0605	0,0336	0,0443	0,0479	0,0236
K	46,2	31,6	34	48,4	41,2	39,4	59,5
ϵ	0,9183	0,8927	0,8980	0,9211	0,9111	0,9081	0,9329
A_{cm^2}	3,27	<u>6,26</u>	5,53	<u>2,99</u>	3,99	<u>4,33</u>	2,08

Sous SP2



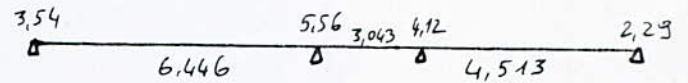
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)				
M (t.m)	2,39	-9,12	7,235	0,35	-11,46	-3,462	1,46	-9,6	5,085	3,46	-7,81
μ	0,0169	0,0645	0,0512	0,0024	0,0811	0,0245	0,0103	0,0679	0,0360	0,0245	0,0553
k	72	32,7	37,8	205	28,3	58,5	95	31,7	46,6	58,5	36
E	0,9425	0,8952	0,9053	0,9773	0,8845	0,9320	0,9545	0,8929	0,9188	0,9320	0,9020
A	1,47	<u>5,91</u>	4,64	0,21	<u>7,52</u>	2,15	0,88	<u>6,24</u>	3,21	2,15	<u>5,03</u>

Sections adoptées :-



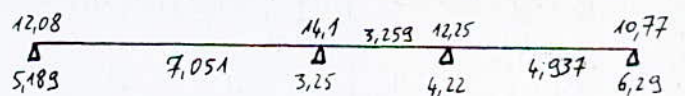
Niveau IV :-

Sous SP1



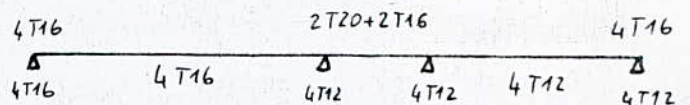
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
M (t.m)	-3,54	6,446	-5,56	-3,043	-4,12	4,513	-2,29
μ	0,0376	0,0684	0,0590	0,0323	0,0437	0,0479	0,0243
k	45,4	31,5	34,6	49,6	41,6	39,4	58,5
E	0,9172	0,8925	0,8992	0,9226	0,9117	0,9081	0,9320
A	3,36	<u>6,29</u>	5,38	<u>2,87</u>	3,93	<u>4,33</u>	2,14

Sous SP2



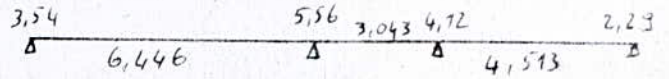
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)				
M (t.m)	5,189	-12,08	7,051	3,25	-14,1	-3,259	4,22	-12,25	4,937	6,29	-10,77
μ	0,0367	0,0855	0,0499	0,0230	0,0998	0,0230	0,0298	0,0867	0,0349	0,0445	0,0762
k	46	27,4	38,4	60,5	24,8	60,5	52	27,1	47,4	41	29,5
E	0,9180	0,8821	0,9064	0,9338	0,8744	0,9338	0,9254	0,8812	0,9199	0,9108	0,8876
A	3,28	<u>7,95</u>	4,51	2,02	<u>9,36</u>	2,02	2,64	<u>8,07</u>	3,11	4,01	<u>7,04</u>

Sections adoptées :-



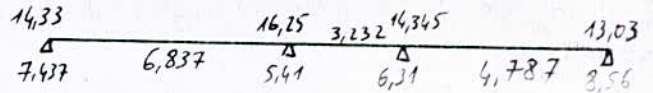
Niveau III :-

Sous SL₁



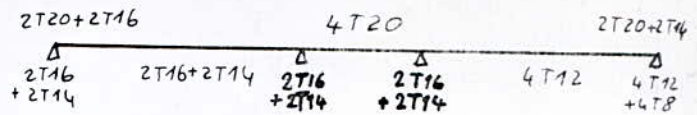
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
M (t.m)	-3,54	6,446	-5,56	-3,043	-4,12	4,513	-2,29
μ	0,0376	0,0684	0,0590	0,0323	0,0437	0,0479	0,0243
K	45,4	31,5	34,6	49,6	41,6	39,4	58,5
E	0,9172	0,8925	0,8992	0,9226	0,9117	0,9081	0,9320
A (cm ²)	3,36	<u>6,29</u>	5,38	<u>2,87</u>	3,93	<u>4,33</u>	2,14

Sous SL₂



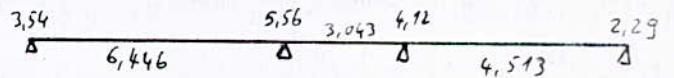
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)				
M (t.m)	7,435	-14,33	6,837	5,41	-16,25	-3,232	6,31	-14,345	4,787	8,56	-13,03
μ	0,0526	0,1014	0,0484	0,0383	0,1150	0,0228	0,0446	0,1015	0,0339	0,0606	0,0922
K	37,2	24,5	39	45	22,6	6,1	41	24,5	48,2	34	26,1
E	0,9042	0,8734	0,9074	0,9167	0,8671	0,9342	0,9108	0,8754	0,9209	0,8980	0,8783
A (cm ²)	4,77	<u>9,52</u>	4,37	3,42	<u>10,88</u>	2,01	4,02	<u>9,53</u>	3,02	5,53	<u>8,6</u>

sections adoptées :-



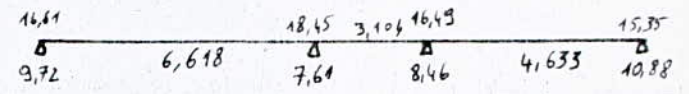
Niveau II :-

Sous SL₁



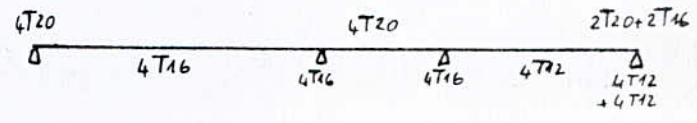
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
M (t.m)	-3,54	6,446	-5,56	-3,043	-4,12	4,513	-2,29
μ	0,0376	0,0684	0,0590	0,0323	0,0417	0,0479	0,0243
K	45,4	31,5	34,6	49,6	41,6	39,4	58,5
E	0,9172	0,8925	0,8992	0,9226	0,9117	0,9081	0,9320
A (cm ²)	3,36	<u>6,29</u>	5,38	<u>2,87</u>	3,93	<u>4,33</u>	2,14

Sous SP₂



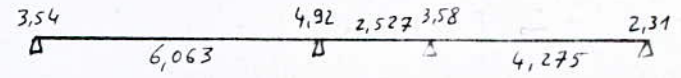
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)				
M (t.m)	9,72	-16,61	6,618	7,61	-18,45	-3,104	8,46	-16,49	4,633	10,88	-15,35
μ	0,0688	0,1176	0,0468	0,0538	0,1306	0,0219	0,0599	0,1167	0,0328	0,0770	0,1087
k	31,4	22,2	39,8	36,6	20,7	62	34,3	22,3	49,2	29,3	23,4
ϵ	0,8922	0,8656	0,9088	0,9031	0,8599	0,9351	0,8986	0,8660	0,9221	0,8871	0,8698
A (cm ²)	6,32	<u>11,14</u>	4,23	4,89	<u>12,45</u>	1,93	5,46	<u>11,05</u>	2,92	7,12	<u>10,24</u>

Sections adoptées



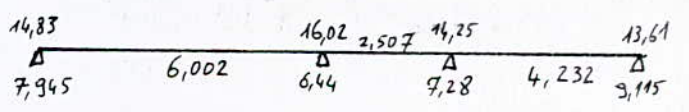
Niveau I :-

Sous SP₁



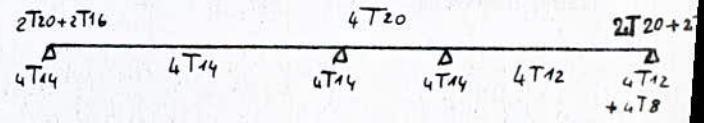
Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
M (t.m)	-3,54	6,063	-4,92	-2,527	-3,58	4,275	-2,31
μ	0,0376	0,0644	0,0522	0,0268	0,0380	0,045	0,0245
k	45,4	32,7	37,2	55,5	45,2	40,6	58,5
ϵ	0,9172	0,8952	0,9042	0,9291	0,9169	0,9101	0,9320
A (cm ²)	3,36	<u>5,90</u>	4,74	<u>2,37</u>	3,40	<u>4,1</u>	2,16

Sous SP₂



Sections	(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)				
M (t.m)	7,945	-14,83	6,002	6,44	-16,02	-2,507	7,28	-14,25	4,232	9,115	-13,61
μ	0,0562	0,1050	0,0425	0,0456	0,1134	0,0177	0,0515	0,1009	0,0299	0,0645	0,0963
k	35,6	24	42,2	40,4	22,8	70	37,6	24,6	52	32,7	25,4
ϵ	0,9012	0,8718	0,9126	0,9098	0,8677	0,9412	0,9049	0,8737	0,9254	0,8952	0,8762
A (cm ²)	5,12	<u>9,88</u>	3,82	4,11	<u>10,72</u>	1,54	4,67	<u>9,47</u>	2,65	5,91	<u>9,02</u>

Sections adoptées :-



Vérifications:-

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 41 = 1,19 \text{ cm}^2$$

Vérifié pour tous les niveaux

Condition de la flèche:

$$A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 12,59 \text{ cm}^2 : \text{Vérifiée}$$

(la plus grande section adoptée est 9,42 cm²)

Condition de non entraînement: les appuis "1" et "2" (section (3) et (5)) ont le même ferrailage; $\bar{\sigma}_d$ sera calculée pour la section dont T est le plus grand

niveaux	6			5			4			3			2			1		
Section,	(1)	(3)	(7)	(1)	(3)	(7)	(1)	(3)	(7)	(1)	(3)	(7)	(1)	(3)	(7)	(1)	(3)	(7)
T_{max} (t)	(SP ₁) 7,79	(SP ₁) 8,87	(SP ₁) 5,98	(SP ₁) 10,54	(SP ₁) 11,75	(SP ₁) 9,97	(SP ₁) 10,6	(SP ₁) 11,7	(SP ₂) 14,7	(SP ₂) 16,7	(SP ₂) 17,8	(SP ₂) 15,9	(SP ₂) 17,75	(SP ₂) 18,8	(SP ₂) 17,21	(SP ₂) 16,02	(SP ₂) 16,71	(SP ₂) 15,2
$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)	17,7	17,1	14,7	16,7	16,2	15,7	14,7	14,4	20,4	20,5	17	20,7	16,9	18	21	19,7	16	19,8
$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	17,7	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5	26,5

Pas de risque d'entraînement des armatures.

Conditions aux appuis:

• Pour le béton : $c \geq \frac{2T}{b \cdot \bar{\sigma}'_{b0}} = c_0 \quad c = a - (d+r)$

niveaux	6		5		4		3		2		1	
Sections	(1)	(7)	(1)	(7)	(1)	(7)	(1)	(7)	(1)	(7)	(1)	(7)
T_{en} (t)	(SP ₁) 7,19	(SP ₁) 5,98	(SP ₁) 10,54	(SP ₁) 9,97	(SP ₁) 10,6	(SP ₂) 14,73	(SP ₂) 16,71	(SP ₂) 15,9	(SP ₂) 17,75	(SP ₂) 17,21	(SP ₂) 16,02	(SP ₂) 15,24
c_0 (cm)	6,99	5,79	10,2	9,7	10,3	9,55	10,8	10,31	11,5	11,76	10,39	9,88
c (cm)	19,4	19,4	18,3	18,3	17,2	17,2	15	15	15	15	15	15

Pour tous les niveaux on a $c > c_0$.

• Aciers: les aciers inférieurs doivent contrer l'effort de traction créé par l'effort tranchant et le moment fléchissant au niveau des appuis avec les sections adoptées; dans tous les niveaux et en chaque appui la condition $A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$ est vérifiée, ($T + \frac{M}{z}$) résultant de la combinaison la plus défavorable, A: étant la section d'armatures inférieures

Vérification des contraintes :-

Sections		(1)	(2)	(3)	(4)	(5)	(6)	(7)
niveau 6	$M_{(t.m)}$	-4,15 (SP2)	4,5 (SPA)	-7,54 (SP2)	-3,11 (SPA)	-5,89 (SP2)	3,2 (SPA)	-3,41 (SP2)
	$A(\text{cm}^2)$	3,39	4,62	5,56	5,56	5,56	4,62	3,39
	$\tilde{\omega}$	0,275	0,375	0,452	0,452	0,452	0,375	0,275
	σ_a	3256	2624	3684,5	1519,7	2878,2	1866	2675,7
	σ'_b	72,03	69,4	108,68	44,82	84,9	49,36	59,19
niveau 5	$M_{(t.m)}$	-9,12 (SP2)	6,423 (SPA)	-11,46 (SP2)	-3,163 (SPA)	-9,6 (SP2)	4,516 (SPA)	-7,81 (SP2)
	$A(\text{cm}^2)$	6,15	8,04	8,04	8,04	8,04	4,52	6,15
	$\tilde{\omega}$	0,499	0,653	0,653	0,653	0,653	0,367	0,499
	σ_a	4047,5	2210,4	3943,8	1088,5	3303,7	2688,5	3466,1
	σ'_b	126,48	81,26	144,99	40,01	121,45	70,01	108,3
niveau 4	$M_{(t.m)}$	-12,08 (SP2)	6,446 (SPA)	-14,1 (SP2)	-3,043 (SPA)	-12,25 (SP2)	4,513 (SPA)	-10,77 (SP2)
	$A(\text{cm}^2)$	8,04	8,04	10,3	10,3	10,3	4,52	8,04
	$\tilde{\omega}$	0,653	0,653	0,837	0,837	0,837	0,367	0,653
	σ_a	4157,2	2218,3	3838,6	828,4	3334,9	2686,7	3706,4
	σ'_b	152,83	81,55	164,04	35,4	142,5	69,96	136,26
niveau 3	$M_{(t.m)}$	-14,33 (SP2)	6,446 (SPA)	-16,25 (SP2)	-3,043 (SPA)	-14,345 (SP2)	4,513 (SPA)	-13,03 (SP2)
	$A(\text{cm}^2)$	10,30	7,1	12,56	12,56	12,56	4,52	9,36
	$\tilde{\omega}$	0,837	0,577	1,021	1,021	1,021	0,367	0,761
	σ_a	3901,2	2496,1	3670,9	687,4	3240,6	2686,7	3883,06
	σ'_b	166,71	85,19	178,19	33,36	157,3	69,96	156,57
niveau 2	$M_{(t.m)}$	-16,61 (SP2)	6,446 (SPA)	-18,45 (SP2)	-3,043 (SPA)	-16,49 (SP2)	4,513 (SPA)	-15,35 (SP2)
	$A(\text{cm}^2)$	12,56	8,04	12,56	12,56	12,56	4,52	10,30
	$\tilde{\omega}$	1,021	0,653	1,021	1,021	1,021	0,367	0,837
	σ_a	3752,3	2218,3	4167,9	687,4	3725,2	2686,7	4178,9
	σ'_b	182,15	81,55	202,32	33,36	180,83	69,96	178,58
niveau 1	$M_{(t.m)}$	-14,83 (SP2)	6,063 (SPA)	-16,02 (SP2)	-2,527 (SPA)	-14,25 (SP2)	4,275 (SPA)	-13,61 (SP2)
	$A(\text{cm}^2)$	10,30	6,15	12,56	12,56	12,56	4,52	9,36
	$\tilde{\omega}$	0,837	0,499	1,021	1,021	1,021	0,361	0,761
	σ_a	4037,3	2690,8	3619,03	570,86	3219,17	2545,03	4055,9
	σ'_b	172,53	84,08	175,68	27,71	156,27	66,27	163,54

Pour la travée intermédiaire on préfère laisser les armatures aux appuis filantes pour contourner le moment négatif en travée (section 6) qui est faible par rapport à celui des appuis ce qui justifie les faibles contraintes des aciers et du béton dans cette section.

Vérification de la fissuration : elle est vérifiée pour toutes les barres utilisées, donc dans toutes les sections on a :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{array} \right.$$

armatures transversales : 3 travées différentes, le calcul sera fait pour les 3 travées.
 Pour le niveau "6" : un cadre + un étrier en $\phi 8$; pour les autres niveaux : 1 cadre + 2 étriers, $\phi 8$

niveau	travées	Tmax (t)	σ'_b (kg/cm ²)	G_b (kg/cm ²)	$3,5 \bar{\sigma}_b$	$(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_b$	A_{t, cm^2}	t (cm)
6	1-2	(SP ₁) 8,87 (3)	72,45	8,24	/	20,3	2,01	13
	2-3	(SP ₁) 3,38 (3)	72,45	3,14	/	20,3	2,01	25
	3-4	(SP ₁) 7,485 (8)	56,6	6,69	20,65	/	2,01	13
5	5-6	(SP ₁) 11,75 (3)	96,66	10,69	/	18,22	3,01	13
	6-7	(SP ₂) 8,55 (3)	744,99	7,94	/	27,2	3,01	25
	7-8	(SP ₁) 9,77 (7)	72,2	9,07	/	20,33	3,01	13
4	9-10	(SP ₁) 11,7 (3)	109,36	10,87	/	17,13	3,01	13
	10-11	(SP ₂) 9,07 (3)	164,04	8,42	/	25,69	3,01	25
	11-12	(SP ₂) 15,48 (5)	142,5	14,38	/	27,55	3,01	13
3	13-14	(SP ₂) 17,85 (3)	178,19	16,58	/	24,47	3,01	13
	14-15	(SP ₂) 10,34 (3)	178,19	9,6	/	24,47	3,01	25
	15-16	(SP ₂) 16,83 (5)	157,3	15,63	/	26,27	3,01	13
2	17-18	(SP ₂) 18,87 (3)	202,32	17,53	/	22,4	3,01	13
	18-19	(SP ₂) 11,57 (3)	202,22	10,75	/	22,4	3,01	20
	19-20	(SP ₂) 18,10 (5)	180,83	16,82	/	24,24	3,01	13
1	21-22	(SP ₂) 16,75 (3)	175,58	15,56	/	24,70	3,01	13
	22-23	(SP ₂) 10,78 (3)	175,58	9,45	/	24,70	3,01	25
	23-24	(SP ₂) 16,06 (5)	156,27	14,92	/	26,36	3,01	13

Le premier cours d'armatures sera à $\frac{t}{2}$ du nu de l'appui;
le reste des espacements est donné par la suite de Caquot
Comme suit:

• $t = 13 \text{ cm}$: - travée de 3,7 m, $\frac{l}{t} = 1,85 \rightarrow n = 2$
 $\frac{13}{2} + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 2 \times 20 + 2 \times 25 + 30,5 = 185 \text{ cm}$

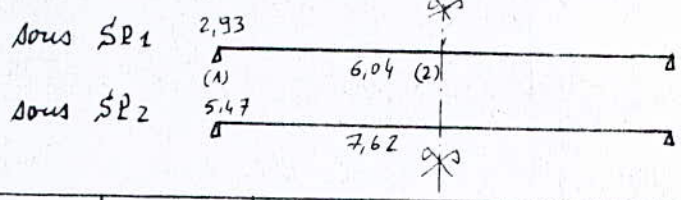
- travée de 3,1 m, $\frac{l}{t} = 1,55 \rightarrow n = 2$
 $7 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 2 \times 20 + 2 \times 25 = 155 \text{ cm}$

• $t = 25 \text{ cm}$: - travée de 1 m : $\frac{25}{2} + 25 + \frac{25}{2} = 50 \text{ cm}$

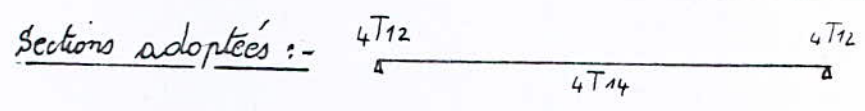
• $t = 20 \text{ cm}$: - travée de 1 m : $\frac{20}{2} + 2 \times 20 = 50 \text{ cm}$.

3) Ferraillage du portique III - III : -

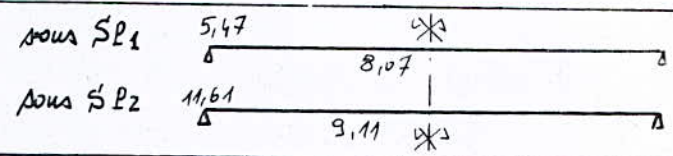
Niveau VI :-



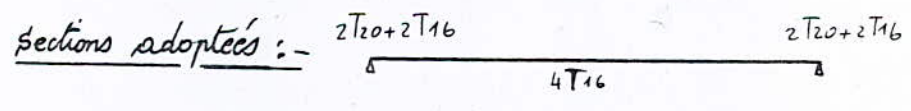
Type de sollicitations	Sections	M (t.m)	μ	k	ϵ	A (cm ²)
SP1	(1)	-2,93	0,0311	51	0,9242	2,76
	(2)	6,04	0,0641	32,8	0,8954	<u>5,87</u>
Max. SP2	(1)	-5,47	0,0387	44,6	0,9161	<u>3,46</u>
	(2)	7,62	0,0539	36,6	0,9031	4,89



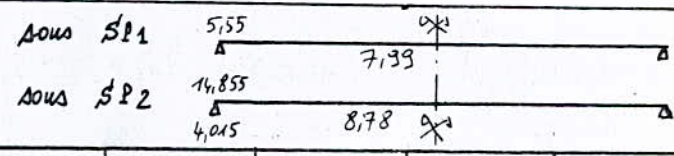
Niveau V :-



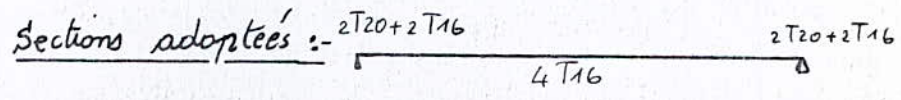
Type de sollicitations	Sections	M (t.m)	μ	k	ϵ	A (cm ²)
SP1	(1)	-5,47	0,0581	34,9	0,8998	5,29
	(2)	8,07	0,0857	27,3	0,8818	<u>7,97</u>
Max. SP2	(1)	-11,61	0,0822	28,1	0,8840	<u>7,62</u>
	(2)	9,11	0,0645	32,7	0,8952	5,9

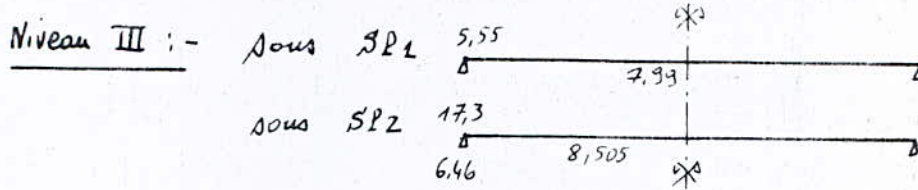


Niveau IV :-

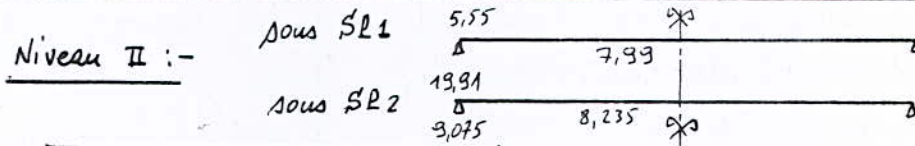
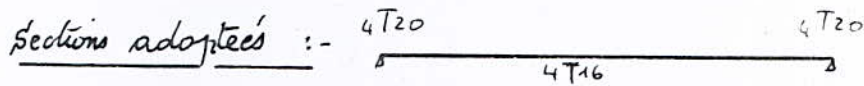


Type de sollicitations	Sections	M (t.m)	μ	k	ϵ	A (cm ²)
SP1	(1)	-5,55	0,0589	34,8	0,8992	5,37
	(2)	7,99	0,0848	27,5	0,8824	<u>7,88</u>
Max. SP2	(1)	4,045	0,0284	53,5	0,9270	<u>2,51</u>
		-14,855	0,1052	23,9	0,8715	<u>9,89</u>
	(2)	8,78	0,0621	33,5	0,8969	5,68

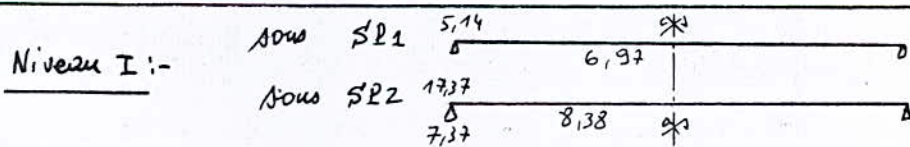
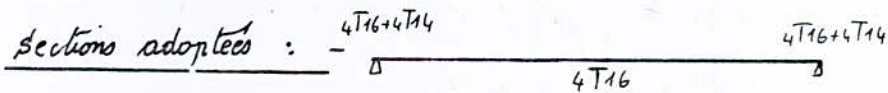




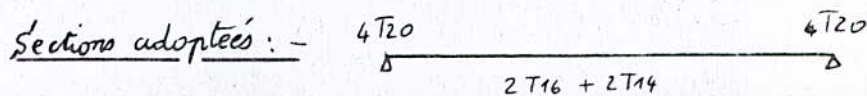
Type de sollicitations	Sections	M (t.m)	μ	K	E	A (cm ²)
SP1	(1)	-5,55	0,0589	34,6	0,8992	5,37
	(2)	7,99	0,0848	27,5	0,8824	<u>7,88</u>
Max. SP2	(1)	6,46	0,0457	40,5	<u>0,9098</u>	<u>4,12</u>
		-17,3	0,1225	21,6	0,8634	<u>11,63</u>
	(2)	8,505	0,0602	34,2	0,8984	5,49



Type de sollicitations	Sections	M (t.m)	μ	K	E	A (cm ²)	A' (cm ²)
SP1	(1)	-5,55	0,0589	34,6	0,8992	5,37	—
	(2)	7,99	0,0848	27,5	0,8824	<u>7,88</u>	—
Max. SP2	(1)	9,075	0,0642	32,8	0,8954	5,88	—
		-19,91	0,141	19,7	—	<u>13,42</u>	1,2
	(2)	8,235	0,0583	34,8	0,8996	5,31	—



Type de sollicitations	Sections	M (t.m)	μ	K	E	A (cm ²)
SP1	(1)	-5,14	0,0546	36,2	0,9023	4,96
	(2)	6,97	0,074	30	0,8889	<u>6,83</u>
Max. SP2	(1)	7,37	0,0522	37,2	0,9042	<u>4,73</u>
		-17,37	0,123	21,6	0,8634	<u>11,68</u>
	(2)	8,38	0,0533	34,5	0,8990	5,41



Vérifications:

Condition de non-fragilité:

$$A \geq 0,69 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \cdot b \cdot h = 0,69 \cdot \frac{5,9}{4200} \cdot 30 \cdot 41 = 119 \text{ cm}^2$$

Vérifié.

Condition de la flèche:

$$A \leq b \cdot h \cdot \frac{43}{\sigma_{en}} = 30 \cdot 41 \cdot \frac{43}{4200} = 12,59 \text{ cm}^2$$

la plus grande section adoptée en travée est inférieure à 12,59 cm²; le calcul de la flèche s'avère inutile.

Condition de non-entraînement:

cette condition doit être vérifiée à la section où l'effort tranchant est max, on considère la sollicitation la plus défavorable parmi (SP₁) et (SP₂)

Sous (SP₁): $\bar{\sigma}_d = 17,7 \text{ kg/cm}^2$

Sous (SP₂): $\bar{\sigma}_d = 26,55 \text{ kg/cm}^2$

niveaux	6	5	4	3	2	1
T _{max} (t)	(SP ₁) 9,32 (1)	(SP ₁) 13,8 (1)	(SP ₁) 13,8 (1)	(SP ₁) 13,8 (1)	(SP ₂) 21,715 (1)	(SP ₂) 18,76 (1)
$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)	17,2	17,02	17,02	13,2	24,16	17,95
$\bar{\sigma}_d$ (kg/cm ²)	17,7	17,7	17,7	17,7	26,55	26,55

Pas de risque d'entraînement des armatures.

Conditions aux appuis:

• pour le béton: $c \geq \frac{2T}{\bar{\sigma}'_b \cdot b}$;

niveaux	6	5	4	3	2	1
Section	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)	(1)
T _{en} (t)	(SP ₁) 9,32	(SP ₁) 13,8	(SP ₁) 13,8	(SP ₁) 13,8	(SP ₂) 21,715	(SP ₂) 18,76
C ₀ (cm)	9,07	13,43	13,43	13,43	14,08	12,17
C (cm)	22,08	16,8	16,8	16,8	19,44	16,8

• Aciers: avec les sections adoptées dans tous les niveaux et en chaque appui la condition $(T + \frac{1}{2}) \leq A \bar{\sigma}_a$ est vérifiée; avec A: section des armatures inférieures, $(T + \frac{1}{2})$ résulte de la combinaison la plus défavorable.

Toutes les contraintes obtenues pour les deux sections (1) et (2) et pour chaque niveau sont inférieures aux contraintes admissibles $\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \bar{\sigma}' \end{array} \right.$

de même aucun risque de fissuration du fait que toutes les contraintes sont telles que :

$$\sigma_a \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a \\ \max(\sigma_1; \sigma_2) \end{array} \right.$$

armatures transversales :

un cadre + 2 étriers en $\phi 8 \rightarrow A_t = 3,01 \text{ cm}^2$

niveaux	travées	$T_{\max} (t)$	$\sigma'_b (kg/cm^2)$	$\sigma_b (kg/cm^2)$	$3,5 \bar{\sigma}_b$	$(4,5 - \frac{\sigma'_b}{\sigma_b}) \bar{\sigma}_b$	A_t	$t (cm)$
6	1-1'	^(SP1) 9,32	56,5	7,71	20,65	/	3,01	16
5	2-2'	^(SP1) 13,8	90	11,42	/	18,79	3,01	11
4	3-3'	^(SP1) 13,8	117	11,42	/	16,47	3,01	11
3	4-4'	^(SP1) 13,8	126,4	11,42	/	15,66	3,01	11
2	5-5'	^(SP2) 21,715	205,5	17,98	/	22,125	3,01	11
1	6-6'	^(SP2) 18,76	190,5	15,53	/	23,415	3,01	11

Le premier cours sera à $\frac{t}{2}$ du nu de l'appui; le reste des espacements est donné par la suite de CAQUOT.

• $t = 16 \text{ cm} : \frac{l}{2} = \frac{3,7}{2} = 1,85 \rightarrow n = 2$

$$8 + 2 \times 16 + 2 \times 20 + 3 \times 25 + 30 = 185 \text{ cm}$$

• $t = 11 \text{ cm} : 5,5 + 2 \times 11 + 2 \times 13 + 2 \times 16 + 3 \times 20 + 1 \times 25 + \frac{29}{2} = 185 \text{ cm}$

— FERRAILLAGE des POTEaux —

— FERRAILLAGE DES POTEAUX —

Les poteaux sont calculés en flexion composée; Chaque poteau est soumis à un effort normal N et des moments fléchissants en tête et à la base dans le sens transversal et dans le sens longitudinal.

on fera le calcul des poteaux sous $G+1,2P$ et sous la sollicitation la plus défavorable du 2^{ème} genre.

Détermination des aciers longitudinaux:

deux cas peuvent se présenter:

- 1) Section partiellement comprimée: ce cas se produit

lorsque l'effort normal de compression est appliqué en dehors du noyau central de la section homogène, on a:

$$e_0 = \frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$$

e_0 = excentricité de la charge

M = moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section de béton seul.

N = effort de compression au centre de gravité du béton seul.

h_t = hauteur totale de la section

• Section sans armatures comprimées: on détermine les

armatures A_1 de la section rectangulaire de même dimension et soumise à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif M_0 des forces extérieures agissant à gauche de la section par rapport au centre de gravité des armatures tendues, la section A des armatures tendues soumise à la flexion composée sera:

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

la condition pour qu'il n'y ait pas d'armatures comprimées est:

$$K \geq \bar{K} = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}$$

• Section avec armatures comprimées:

soit: $\left\{ \begin{array}{l} M_{ac}: \text{moment des forces extérieures agissant à gauche de la section / au centre de gravité des armatures comprimées} \\ M_{at}: \text{moment des forces extérieures / c.d.g. des armatures tendues} \end{array} \right.$

$$\mu'_1 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}; \quad \mu'_2 = \frac{M_{ac}}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h^2}; \quad \bar{\omega}' = \frac{100 A'}{b \cdot h}; \quad \bar{\omega} = \frac{100 A}{b \cdot h}$$

$$K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b}; \quad \delta' = \frac{d'}{h}$$

pour obtenir des sections d'armatures telles que $(A + A')$ ^{soit min}, on doit rechercher la valeur de K qui satisfasse à cette condition, on utilise l'abaque de CHARON (calcul pratique des sections en béton armé)

- si $K < \bar{K}$ on retiendra K pour la suite des calculs
- si $K > \bar{K}$ on prend $K = \bar{K}$

Connaissant K , on calcule $\tilde{\omega}$ et $\tilde{\omega}'$ à l'aide des formules:

$$\tilde{\omega}' = \frac{\mu' - \mu_0}{f} ; \quad \tilde{\omega} = \frac{100(\mu_2 + g)}{K(1 - \delta')}$$

$\mu_0; f; g$ sont donnés en fraction de K et δ' dans les Tableaux (5) du même ouvrage

les sections d'aciers seront:

$$A' = \tilde{\omega}' \cdot \frac{bh}{100} ; \quad A = \tilde{\omega} \cdot \frac{bh}{100}$$

la contrainte des armatures comprimées est:

$$\sigma'_a = 15 \left[1 - \left(1 + \frac{K}{15} \right) \delta' \right] \bar{\sigma}'_b$$

- 2) Section entièrement comprimée:

Ce cas se présente lorsque $e_0 = \frac{M}{N} < \frac{h_t}{6} = e_1$

on armera la section d'une manière symétrique

$$A'_1 = A'_2 = A'$$

avec les formules classiques de la résistance des matériaux appliquées à la section homogénéisée, la contrainte en un point situé à la distance "v" du centre de gravité sera:

$$\sigma' = \frac{N}{A} = \frac{Mv}{I}$$

la contrainte sur la fibre la plus comprimée sera:

$$\sigma'_{1b} = \frac{N}{b \cdot h_t + 2nA'} + \frac{M_G \cdot h_t}{I} \quad (1)$$

M_G = moment des forces extérieures agissant à gauche de la section / au c. d. g. de la section homogénéisée confondue avec le centre de gravité du rectangle

I = moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe passant par G et \perp à l'axe de symétrie.

$$I = \frac{bh^3}{12} + 2nA'(0,5 - \delta'_t) h_t^2$$

Du point de vue économique, on a intérêt à prendre $\sigma'_{1b} = \bar{\sigma}'_b$, car le béton est fortement comprimé.

soit:

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t} ; \quad e_0 = \frac{M_G}{N} ; \quad \nu = \frac{b \cdot e_0 \cdot \rho}{h_t} ; \quad \epsilon = 12(0,5 - h_t)^2$$

$$\mu = \frac{2nA'}{b \cdot h_t} ; \quad c = \frac{1 - \rho - \nu}{\epsilon} ; \quad D = 0,5 \left[1 - \rho + \frac{\rho}{\epsilon} + c \right]$$

avec ces notations la relation (1) devient:

$$\mu^2 + 2D\mu + c = 0, \text{ la racine à retenir est:}$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - c}, \text{ on aura}$$

$$A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h \cdot \epsilon}{2 \cdot \eta}$$

3) Cas de la Compression simple:

la section des armatures longitudinales doit vérifier les 3 conditions suivantes:

$$(1) A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_b} \quad \text{avec:}$$

• θ_1 : coefficient qui tient compte des possibilités d'excentricité de la charge.

$$\theta_1 = 1,8 : \text{ poteaux d'angle}$$

$$\theta_1 = 1,4 : \text{ poteaux de rive}$$

$$\theta_1 = 1 : \text{ pour les autres poteaux}$$

$$\bullet \theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$$

l_c = longueur de flambement
(art 53.23 CCBA 68)
 a = plus petite dimension transversale
 c = enrobage des armatures longitudinales.

$$\bullet \theta_3 = 1 + \frac{2160}{\bar{\sigma}_{en}}$$

depend de la nuance des aciers

$$(2) A_L \geq \frac{1}{\eta} \left[\frac{N}{\bar{\sigma}'_b} - B \right]$$

$$(3) \frac{A_L}{B} \leq 5\% \Rightarrow A \leq \frac{B}{20}$$

contrainte admissible $\bar{\sigma}'_b$ en flexion composée (art 9.4)

$$\bullet \text{ Sous SP1 : } \bar{\sigma}'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \bar{\sigma}'_{28}$$

$\alpha; \beta; \gamma; \delta; \epsilon$ sont définis précédemment

$$\delta = \min \left[0,6 ; 0,3 \left(1 + \frac{\epsilon_0}{3\epsilon_1} \right) \right]$$

• Sous SP2 : la valeur de δ est multiplié par "1,5"

Portique longitudinal I-I

Détermination des armatures longitudinales sous SP₂:

Pour savoir si les sections sont partiellement ou totalement comprimées on calcule le rapport $e_0 = \frac{M}{N}$ pour tous les poteaux et on le compare à $e_1 = \frac{h_c}{6}$.

dans le sens longitudinal on a : $h_c = 30$ cm d'où $e_1 = 5$ cm.

Tableau donnant les différentes valeurs de e_0 et $\bar{\sigma}'_b$:

Files	A						B						C					
Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	22-25
M (t.m)	1,04	0,98	0,96	0,96	0,96	1,15	0,27	0,19	0,17	0,17	0,17	0,16	0,2	0,23	0,23	0,23	0,23	0,28
N (t)	6,64	14,72	22,84	30,96	39,08	46,66	15,06	32,67	50,23	67,79	85,35	101,69	11,79	25,85	40,12	54,29	68,45	81,72
$e_0 = \frac{M}{N}$ (cm)	15,66	6,65	4,2	3,1	2,45	2,46	1,79	0,58	0,33	0,25	0,19	0,15	1,69	0,88	0,57	0,42	0,35	0,34
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	137,7	99,37	88,12	83,07	80,09	80,14	77,06	71,5	70,36	69,99	69,72	69,53	76,6	72,88	71,46	70,77	70,45	70,41

Sections partiellement comprimées ($e_0 > e_1 = 5$ cm)

sections entièrement comprimées ($e_0 < e_1 = 5$ cm)

Pourcentage minimal d'armatures: (art 32.2 et 53.13)

$$\frac{A}{S} = w_p \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b0}}$$

σ'_m = contrainte moyenne de compression de la pièce sous SP₂ calculée pour la section de béton seule

$\theta_1 = 1,4$ pour la file A (poteaux de rive)

$\theta_2 = 1$ pour les files B et C (poteaux centraux)

$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c}$; $- l_c = 0,7l_0 = 0,7 \cdot 3,20 = 2,24$ m
 - pour les poteaux inférieurs :
 $l_c = 0,7 \cdot 2,45 = 1,715$ m

$\theta_2 = 1 + \frac{2,24}{4 \cdot 0,93 - 2 \cdot 0,02} = 2,93$

$\theta_2 = 1 + \frac{1,715}{4 \cdot 0,93 - 2 \cdot 0,02} = 2,48$ (poteaux inférieurs)

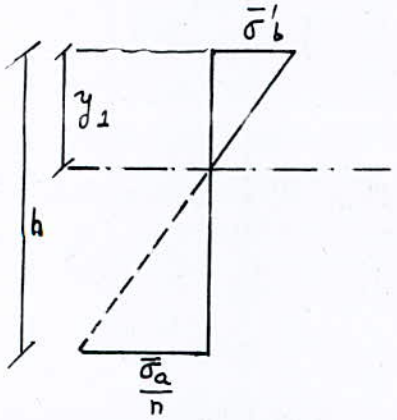
$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4127,6} = 1,52$ (sen en bars)

σ'_m : - pour les sections entièrement comprimées
 $\sigma'_m = \frac{N}{S}$ avec N = effort normal

B = section de béton seul.

$$\Rightarrow A_L \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}$$

- pour les sections partiellement comprimées: le diagramme de Navier nous donne la valeur de y_1 pour pouvoir calculer la section de béton comprimé B'



$$y_1 = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}'_a}{n}} \quad ; \quad \text{ou u : } B' = b \cdot y_1$$

$$\text{et } \sigma'_m = \frac{N}{B'} = \frac{N}{b \cdot y_1}$$

Tableau donnant le pourcentage minimum d'armatures:

Files	A						B						C					
Poteaux	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	137,7	99,37	88,12	83,07	80,09	80,14	77,06	71,5	70,36	69,99	67,2	69,53	76,6	72,88	71,46	70,77	70,45	70,41
N (t)	6,64	14,72	22,84	30,96	39,08	44,66	15,06	32,67	50,23	67,79	85,35	101,69	11,79	25,85	40,12	54,29	68,45	81,72
y_1 (cm)	11,03	9,03	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
AR (cm ²)	2,05	5,56	2,59	3,52	4,44	4,49	2,22	2,65	4,08	5,51	6,93	6,99	0,96	2,1	3,26	4,41	5,56	5,62

• File A :

Poteau 1-4: $M = 1,04 \text{ t.m}$
 $N = 6,64 \text{ t}$ } soit $d = 4 \text{ cm}$
 $e_0 = 15,66 \text{ cm} > e_2 = 5 \text{ cm}$: section partiellement comprimée.

M_{at} = moment par rapport aux aciers tendus.

$$M_{at} = M_{\text{fact}} = M + \left(\frac{h}{2} - d\right) N = 1,04 + \left(\frac{0,30}{2} - 0,04\right) 6,64$$

$$M_{at} = 1,77 \text{ t.m}$$

$$u = \frac{n \cdot M_{at}}{\bar{\sigma}'_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1,77 \cdot 10^5}{2800 \cdot 50 \cdot 26^2} = 0,0280 \rightarrow \begin{cases} k = 54 \\ \epsilon = 0,9275 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{M_{at}}{\bar{\sigma}'_a \cdot \epsilon \cdot h} = 2,62 \text{ cm}^2$$

la section en flexion composée est: $A = A_2 - \frac{N}{\bar{\sigma}'_a} = 0,25 \text{ cm}^2$

Poteau 4-7:

$$M = 0,98 \text{ t.m}$$

$$N = 14,72 \text{ t}$$

$e_0 = 6,65 > e_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ section partiellement comprimée.

$$M_{at} = M_0 + N \cdot e_0 = 0,98 + 14,72 \left(\frac{0,30}{2} - 0,04 \right)$$

$$M_{at} = 2,6 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 50 \cdot 26^2} = 0,04120 \rightarrow \begin{cases} K = 43 \\ \varepsilon = 0,9138 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{2,6 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9138 \cdot 26} = 3,9 \text{ cm}$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = -1,35 < 0$$

• Pour les poteaux dont les sections sont entièrement comprimées on détaillera le calcul pour un seul poteau (7-10), on présentera les calculs dans un tableau.

Poteau 7-10:

$$M = 0,96 \text{ t.m}$$

$$N = 22,84 \text{ t}$$

$e_0 = 4,2 \text{ cm} < e_1 = 5 \text{ cm} \Rightarrow$ section entièrement comprimée.

$$\rho = \frac{N}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_t} = \frac{22,84 \cdot 10^3}{88,12 \cdot 50 \cdot 30} = 0,173; \quad \nu = \frac{6 \cdot e_0 \cdot \rho}{h_t} = \frac{6 \cdot 4,2 \cdot 0,173}{30} = 0,145$$

$$\varepsilon = 12(0,5 - \delta'_t)^2 \quad \text{avec} \quad \delta'_t = \frac{d'}{h_t} = \frac{4}{30} = 0,133$$

$$C = \frac{1 - \rho - \nu}{\varepsilon} = \frac{1 - 0,173 - 0,145}{1,616} = 0,422$$

$$D = 0,5 \left[1 - \rho + \frac{\rho}{\varepsilon} + C \right] = 0,5 \left[1 - 0,173 + \frac{0,173}{1,616} + 0,422 \right] = 0,678$$

$$d' \text{ où } \mu = -D + \sqrt{D^2 - C^2} = -0,678 + \sqrt{0,678^2 - 0,422^2}$$

$$\mu = -0,48 \Rightarrow A' = \frac{\mu \cdot b \cdot h_t}{2 \cdot n}$$

$$\Rightarrow A' < 0$$

Files	A				B						C					
	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	6-9	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Poteaux																
M (t.m)	0,96	0,96	0,96	1,15	0,27	0,19	0,77	0,17	0,17	0,16	0,2	0,23	0,23	0,23	0,23	0,28
N (t)	22,84	32,96	39,08	46,66	15,06	32,69	50,23	67,79	85,35	102,69	11,79	25,85	40,12	54,29	68,48	81,72
e ₀ (cm)	4,2	3,1	2,45	2,46	1,79	0,58	0,33	0,25	0,19	0,15	1,69	0,88	0,57	0,42	0,35	0,34
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	88,12	83,07	80,09	80,14	77,06	71,5	70,36	69,99	69,72	69,53	76,6	72,88	71,46	70,77	70,45	70,41
ρ	0,173	0,264	0,325	0,388	0,73	0,304	0,475	0,645	0,823	0,975	0,202	0,236	0,376	0,511	0,647	0,773
U	0,145	0,163	0,159	0,19	0,046	0,0353	0,0314	0,032	0,031	0,029	0,0346	0,0416	0,0404	0,0429	0,0453	0,058
E	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616	1,616
C	0,422	0,573	0,319	0,262	0,509	0,408	0,305	0,199	0,09	0,0024	0,618	0,447	0,362	0,276	0,19	0,105
D	0,678	0,736	0,597	0,556	0,73	0,646	0,56	0,476	0,776	0,312	0,789	0,678	0,609	0,54	0,471	0,4
μ	-0,48	/	-0,4	-0,33	-0,57	-0,54	-0,46	-0,30	-0,06	0,00476	-0,715	-0,56	-0,51	-0,41	-0,29	-0,16
A' (cm ²)	<0		<0	<0	<0	<0	<0	<0	<0	0,024	<0	<0	<0	<0	<0	<0
A _{min} (cm ²)	2,59	3,52	4,44	4,49	1,22	2,65	4,08	5,51	6,93	6,99	0,96	2,1	3,26	4,4	7,56	5,72

Détermination des armatures longitudinales sous Max(SP₂):

valeurs de e₀ et $\bar{\sigma}'_b$ pour tous les poteaux: $e_1 = \frac{hc}{6} = 5 \text{ cm.}$

- sous la combinaison: (M_{max} et N_{corr})

Files	A						B						C					
	1-4	4-7	7-10	10-13	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
Poteaux																		
M (t.m)	3,65	5,56	6,78	7,32	8,06	11,64	3,35	5,78	7,34	8,05	8,95	8,5	3,33	5,8	7,38	8,12	9,02	8,5
N (t)	8,42	19,79	32,47	46,77	60,74	73,81	11,69	25,38	39,5	54,2	69,42	83,6	8,5	18,95	29,05	40,55	51,04	62,18
e ₀ (cm)	43,34	28,09	20,88	15,85	13,26	15,77	28,65	22,77	18,58	14,88	12,89	10,16	39,17	30,06	24,89	20,02	17,46	13,66
$\bar{\sigma}'_b$ (cm)	205,5	205,5	205,5	205,5	194,5	205,5	205,5	205,5	205,5	204,6	192	173,2	205,5	205,5	205,5	205,5	205,5	197,3

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ toutes les sections sont partiellement comprimées.

Le calcul sera fait selon la méthode de Charon exposée précédemment, les résultats seront groupés dans un tableau.

files	A						B						C						
potence	1-4	4-7	7-10	10-11	13-16	16-19	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21	
M (t.m)	3,65	5,56	6,18	7,32	8,06	6,835	3,35	5,78	7,34	8,01	8,75	8,5	3,33	5,8	7,38	8,12	9,42	8,5	
N (t)	8,42	19,17	32,4	46,11	60,14	73,81	11,49	25,38	39,5	54,2	69,42	83,6	8,5	18,8	28,65	40,56	51,64	62,18	
E ₀ (cm)	43,14	28,09	20,88	15,85	11,26	9,26	28,65	22,11	18,58	14,88	12,89	10,16	39,13	30,5	24,89	20,09	17,46	13,66	
$\bar{\sigma}'_b$	2055	2055	2055	2055	1945	166,2	2055	2055	2055	2046	192	173,2	2055	2055	2055	2055	2055	197,5	
Mat	4,576	7,73	10,35	12,39	14,75	14,91	4,64	8,57	11,68	14,05	16,58	17,69	4,26	7,88	10,64	12,58	14,8	15,3	
μ	0,0483	0,087	0,109	0,131	0,155	0,1549	0,048	0,0905	0,123	0,148	0,175	0,186	0,045	0,083	0,112	0,132	0,156	0,162	
K	37,2	28,18	23,34	20,66	18,42	18,2	39,3	26,39	21,5	17,1	16,97	16,21	40,8	27,88	22,74	20,51	18,38	17,63	
\bar{K}	20,43	20,43	20,43	20,43	21,59	25,27	20,43	20,43	20,43	20,52	21,815	24,25	20,43	20,43	20,43	20,43	20,43	21,28	
Mac	/	/	/	/	1,396	-1,284	/	/	/	2,11	1,32	-0,696	/	/	/	/	/	3,34	1,64
E	0,9077	0,8842	0,8676	0,859	0,8514	0,8494	0,9078	0,8782	0,8632	0,853	0,846	0,8398	0,9104	0,8834	0,868	0,853	0,8507	0,848	
μ'_2	/	/	/	/	0,224	0,266	/	/	/	0,222	0,255	0,202	/	/	/	/	/	0,213	0,223
μ'_2	/	/	/	/	0,092	-0,023	/	/	/	0,035	0,023	-0,011	/	/	/	/	/	0,048	0,0248
K	/	/	/	/	11	8	/	/	/	13	11	9	/	/	/	/	/	14	12
$\tilde{\omega}'$	/	/	/	/	-0,078	0,100	/	/	/	-0,175	0,21	0,511	/	/	/	/	/	-0,0052	0,026
$\tilde{\omega}$	/	/	/	/	0,43	0,1734	/	/	/	0,405	0,42	0,208	/	/	/	/	/	0,497	0,404
A ₁ (cm ²)	4,61	8,0	10,93	13,19	/	/	4,68	8,92	12,39	/	/	/	4,28	8,16	11,22	13,4	/	/	
A (cm ²)	2,6	3,29	3,2	2,2	5,59	1,6	1,9	2,87	2,98	5,22	5,46	2,7	2,25	3,65	4,16	3,15	6,46	5,25	
A' (cm ²)	/	/	/	/	<0	1,6	/	/	/	<0	2,73	6,64	/	/	/	/	/	<0	0,34
A _{min}	2,05	5,56	2,59	3,52	4,44	4,49	1,22	2,65	4,08	5,51	6,93	6,99	0,96	2,1	3,26	4,41	5,56	5,62	

NB: Amin a été déterminé sous (S_P₁)

- Sous la combinaison (N_{max} et M_{corresp})

• pour la file de rive (M_{max} et N_{corresp} = N_{max}) c'est à dire pour M_{max} on a N_{max}

• Pour les files B et C nous donnons les résultats dans un tableau, la méthode de calcul étant exposée précédemment

files	B						C					
	2-5	5-8	8-11	11-14	14-17	17-20	3-6	6-9	9-12	12-15	15-18	18-21
M (t.m)	2,87	5,42	7,08	7,81	8,75	8,5	2,98	5,46	7,08	7,77	8,69	8,5
N (t)	16,51	34,76	52,42	69,56	86,18	101,38	131,62	28,83	43,88	58,73	73,39	88,81
e ₀ (cm)	17,38	15,59	13,5	11,22	10,15	8,38	21,87	18,93	16,13	13,23	11,84	9,57
$\bar{\sigma}'_s$ (kg/cm ²)	205,5	205,5	195,22	179,6	172,3	160,15	205,5	205,5	205,5	193,37	183,85	168,3
Mat	4,68	9,24	12,85	15,46	18,23	19,65	4,46	8,63	11,9	14,23	16,76	18,27
μ	0,0494	0,0976	0,1357	0,1634	0,1926	0,2076	0,0471	0,0912	0,1258	0,1503	0,1771	0,1930
K	38,6	25,13	20,21	17,81	15,86	15,05	39,7	26,25	21,28	18,83	16,81	15,83
\bar{K}	20,43	20,43	21,51	23,38	24,37	26,23	20,43	20,43	20,43	21,72	22,84	24,95
Mac	/	/	1,314	0,158	-0,729	-2,65	/	/	/	1,31	0,617	-1,21
ϵ	0,9067	0,8754	0,8581	0,8476	0,8380	0,8336	0,9086	0,8788	0,8622	0,8522	0,8428	0,8378
μ'_1	/	/	0,194	0,254	0,313	0,363	/	/	/	0,217	0,269	0,321
μ'_2	/	/	0,0199	0,0026	-0,0125	-0,0489	/	/	/	0,0200	0,0099	-0,0212
K	/	/	12	10	9	6	/	/	/	12	10	8
$\bar{\omega}'$	/	/	-0,3120	0,1320	0,6148	0,8273	/	/	/	-0,0898	0,2746	0,6109
$\bar{\omega}$	/	/	0,358	0,3009	0,1897	-0,126	/	/	/	0,359	0,383	0,1484
A ₁ (cm ²)	4,72	9,66	/	/	/	/	4,49	8,71	12,64	/	/	/
A (cm ²)	0,79	1,38	4,65	3,91	2,456	<0	1,25	1,85	2,19	4,667	4,979	1,93
A' (cm ²)	/	/	<0	1,72	7,99	10,76	/	/	/	<0	3,569	7,94
A _{min} (cm ²)	1,22	2,65	4,08	5,51	6,93	6,99	0,96	2,1	3,26	4,41	5,56	5,62

A_{min} étant toujours la section minimale d'armatures déterminée sous S_{P2}.

$$\left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2 \\ h_t = 30 \text{ cm} \\ h = 26 \text{ cm} \\ b = 50 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Portique Transversal : II-II

Détermination des armatures longitudinales sous SP₂ :

$$\begin{cases} h_t = 50 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{soit } d = d' = 5 \text{ cm}, \quad c = 3 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{h_t}{6} = \frac{50}{6} = 8,33 \text{ cm.}$$

Pourcentage minimal d'armatures :

$$\omega_L \quad \frac{A}{B} \geq \frac{7,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

• $\theta_1 = 1,4$ pour les poteaux de rives (files 1 et D)

• $\theta_2 = 1$ pour les poteaux centraux (files B et C)

• $\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2 \cdot c}$

- $l_c = 0,7 l_0 = 0,7 \cdot 3,20 = 2,24$

- $l_c = 0,7 \cdot 2,45 = 1,715$ (poteaux inférieurs)

$$\theta_2 = 1 + \frac{2,24}{4 \cdot 0,3 - 2 \cdot 0,03} = 2,96$$

$$\theta_2 = 2,504 \text{ (pour les poteaux inférieurs)}$$

• $\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1,52$

pour les sections entièrement comprimées :

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} \rightarrow A_L \geq \frac{7,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

pour les sections partiellement comprimées : on détermine

$$y_1 = h \cdot \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_b + \frac{\bar{\sigma}'_a}{n}} \Rightarrow \sigma'_m = \frac{N}{b \cdot y_1}$$

Les résultats seront groupés dans un tableau.

Fibres	Poteaux	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}'_s$	γ_2	A _{acier}
P.C	1-5	1,79	8,225	<u>21,76</u>	128,2	18,3	2,58
	5-9	1,82	19,79	<u>9,19</u>	93,66	15,02	7,57
A	9-13	1,76	31,42	5,6	83,8	/	3,61
	13-17	1,76	43,05	4,088	79,66	/	4,94
	17-21	1,76	54,68	3,21	77,26	/	6,28
	21-25	2,06	65,44	3,14	77,06	/	6,36
	2-6	0,69	13,3	5,18	82,66	/	1,09
B	6-10	0,71	30,23	2,34	74,86	/	2,48
	10-14	0,67	47,02	1,42	72,4	/	3,86
	14-18	0,67	63,81	1,049	71,37	/	5,24
	18-22	0,67	80,6	0,83	70,73	/	6,61
	22-26	0,78	96,12	0,811	70,72	/	6,67
	C	3-7	0,48	9,49	5,05	82,33	/
7-11		0,49	20,7	2,37	75	/	1,69
11-15		0,48	33,61	1,42	72,4	/	2,76
15-19		0,48	46,52	1,031	71,32	/	3,82
19-23		0,48	59,43	0,807	70,7	/	4,88
23-27		0,54	71,16	0,758	70,5	/	4,94
P.C	4-8	1,12	7	<u>16</u>	112,3	16,9	2,38
	8-12	1,18	17,8	6,62	86,64	/	2,04
D	12-16	1,14	27,58	4,13	79,8	/	3,17
	16-20	1,14	37,36	3,05	76,86	/	4,29
	20-24	1,14	47,14	2,41	75,06	/	5,41
	24-28	1,34	56,18	2,38	75,57	/	5,46

Les poteaux (1-5); (5-9); (4-8) sont partiellement comprimés, les autres sont tous des poteaux à sections entièrement comprimées.

• Poteaux à sections partiellement comprimées:

- Poteau (1-5):

$$\begin{cases} M = 1,79 \text{ t.m} \\ N_0 = 8,225 \text{ t} \\ e_0 = 21,76 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}'_s = 128 \text{ kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$Mat = 1,79 + \left(\frac{0,5}{2} - 0,05 \right) \cdot 8,225 = 3,435 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 3,435 \cdot 10^5}{2800 \cdot 9,9248 \cdot 45^2} = 0,0303 \rightarrow \begin{cases} \kappa = 91,5 > \bar{\kappa} = 21,87 \\ \varepsilon = 9,9248 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{3,435 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9248 \cdot 45} = 2,95 \text{ cm}^2$$

$$A = A_2 - \frac{N}{\sigma_a} = 2,95 - \frac{8,225 \cdot 10^3}{2800} = 0,01 \text{ cm}^2$$

- Poteau (5-9) :

$$\begin{cases} M = 1,82 \text{ t.m} \\ N = 19,79 \text{ t} \\ e_0 = 9,19 \text{ cm} > e_1 = 8,33 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}'_3 = 93,66 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$M_{at} = 1,82 + \left(\frac{0,5}{2} - 0,05\right) \cdot 19,79 = 5,78 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 5,78 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0,05097 \rightarrow \begin{cases} K = 37,87 > \bar{K} = 29,89 \\ \varepsilon = 1,9054 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{5,78 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9054 \cdot 45} = 5,06 \text{ cm}^2$$

$$A = 5,06 - \frac{19,79 \cdot 10^3}{2800} = < 0$$

- Poteau 4-8 :

$$\begin{cases} M = 1,12 \text{ t.m} \\ N = 7 \text{ t} \\ e_0 = 16 \text{ cm} > e_2 = 8,33 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}'_3 = 112,3 \text{ Kg/cm}^2 \end{cases}$$

$$M_{at} = 1,12 + \left(\frac{0,5}{2} - 0,05\right) \cdot 7 = 2,52 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 2,52 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0,0222 \rightarrow \begin{cases} K = 67,69 > \bar{K} = 24 \\ \varepsilon = 0,9348 \end{cases}$$

$$A_2 = \frac{2,52 \cdot 10^3}{2800 \cdot 0,9348 \cdot 45} = 2,14 \text{ cm}^2$$

$$A = 2,14 - \frac{7 \cdot 10^3}{2800} = < 0$$

Pour les poteaux dont les sections sont entièrement comprimées le calcul sera fait pour les deux files les plus chargées qui sont A et B (une file de rives et une file intermédiaire)

File	Poteaux	M(t.m)	N(t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}'_3$	μ	ν	ε	C	D	μ	A (cm ²)	A ₁
A	9-13	1,76	31,42	5,6	83,8	0,229	0,169	1,92	0,304	0,59	-0,33	< 0	3,62
	13-17	1,76	43,05	4,088	79,66	0,36	0,276	1,92	0,241	0,534	-0,32	< 0	4,94
	17-21	1,76	54,68	3,21	77,26	0,472	0,282	1,92	0,18	0,477	-0,26	< 0	6,28
	21-25	2,06	65,44	3,14	77,06	0,566	0,213	1,92	0,215	0,422	-0,27	< 0	0,36
B	2-6	0,63	13,3	5,16	82,60	0,102	0,066	1,92	0,43	0,69	-0,47	< 0	1,09
	6-10	0,71	30,23	2,34	76,86	0,27	0,076	1,92	0,34	0,6	-0,46	< 0	2,46
	10-14	0,67	47,02	1,42	72,4	0,433	0,024	1,92	0,256	0,524	-0,39	< 0	3,86
	14-18	0,67	63,81	1,049	71,34	0,596	0,075	1,92	0,171	0,463	-0,28	< 0	5,24
	18-22	0,67	80,6	0,83	70,73	0,76	0,076	1,92	0,085	0,36	-0,15	< 0	6,61
	22-26	0,78	96,12	0,811	70,72	0,906	0,088	1,92	0,03	0,284	-0,005	< 0	6,67

Détermination des armatures longitudinales sous M_{max} (SP_2):

- sous la combinaison: (M_{max} et N_{corp})

Files	A					B					C					D					
	A_{min} (cm^2)	$A'_{(cm^2)}$	$A_{(cm^2)}$	$A'_{(cm^2)}$	$A_{(S_2)}$	ϵ_1	ϵ_2	κ	μ'_2	μ'_1	ϵ	M_{ac}	κ_1	κ	λ	Mat	σ_b (kg/cm^2)	ρ_o (%)	N (t)	M (t.m)	Poteau
	2,47	<0	1,15	<0	3,57	0,9186		46,27	0,364	6,2	0,364		20,43	46,27	0,364	6,2	205,5	40,8	10,17	4,15	1-5
	6,77	<0	0,62	<0	6,69	0,8938		32,08	0,664	11,3	0,664		20,73	32,08	0,664	11,3	202,6	24,31	25,5	6,2	5-9
	3,61	<0	<0	<0	9,52	0,8780		25,98	0,928	15,8	0,928		24,04	25,98	0,928	15,8	174,7	17,51	42,2	7,39	9-13
	4,94	<0	<0	<0	4,21	0,8660	8	22,31	0,169	19,9	0,169	-4	26,68	22,31	0,169	19,9	157,4	13,29	59,96	7,93	13-17
	6,28	<0	<0	<0	0,8550	0,8550	5	19,48	0,1434	24,4	0,1434	-7	28,37	19,48	0,1434	24,4	148	11,02	78,74	8,67	17-21
	6,36	<0	<0	<0	Poteau dont la section est entièrement comprimée.																
	1,09	<0	0,55	<0	3,03	0,9240		50,79	0,0311	5,3	0,0311		20,43	50,79	0,0311	5,3	205,5	31,18	10,39	3,24	2-6
	2,48	<0	0,6	<0	6,19	0,8970		33,64	0,0617	10,5	0,0617		20,48	33,64	0,0617	10,5	205	24,88	23,47	5,84	6-10
	3,86	<0	0,09	<0	8,82	0,8814		27,16	0,8664	14,7	0,8664		22,58	27,16	0,8664	14,7	186	20,27	36,65	7,43	10-14
	5,94	<0	1,89	<0	<0	0,8708	10	23,7	0,1069	18,2	0,1069	-1,8	24,66	23,7	0,1069	18,2	170,3	16,43	50,03	8,22	14-18
	6,67	<0	0,4	<0	<0	0,8608	8	20,92	0,1287	24,9	0,1287	-3,6	25,95	20,92	0,1287	24,9	162,8	14,37	63,71	9,16	18-22
	6,67	<0	<0	<0	<0	0,8570	5	19,96	0,1381	23,5	0,1381	-6,9	28,47	19,96	0,1381	23,5	147,5	10,89	76,29	8,31	22-26
	0,78	<0	0,52	<0	3,03	0,9240		50,79	0,0311	5,3	0,0311		20,43	50,79	0,0311	5,3	205,5	30,76	10,53	3,24	3-7
	1,69	<0	0,56	<0	6,19	0,8970		33,64	0,0617	10,5	0,0617		20,58	33,64	0,0617	10,5	204	24,64	23,62	5,82	7-11
	2,76	<0	0	<0	8,95	0,8808		26,95	0,0875	14,9	0,0875		22,85	26,95	0,0875	14,9	183,8	19,73	37,59	7,42	11-15
	3,82	<0	1,5	<0	<0	0,8698	10	23,4	0,1087	18,5	0,1087	-2,1	25,01	23,4	0,1087	18,5	167,9	15,86	51,51	8,17	15-19
	4,88	<0	0,5	<0	<0	0,8602	8	20,76	0,1305	22,2	0,1305	-4	26,28	20,76	0,1305	22,2	159,8	13,9	65,35	9,09	19-23
	4,94	<0	<0	<0	<0	0,8562	5	19,77	0,1399	23,8	0,1399	-7,2	28,62	19,77	0,1399	23,8	146,7	10,7	77,65	8,31	23-27
	2,10	<0	0,97	<0	2,6	0,9890		55,42	0,068	4,57	0,068		20,43	55,42	0,068	4,57	205,5	45,3	7	3,17	4-8
	2,04	<0	0,63	<0	5,2	0,9042		37,19	0,0523	8,9	0,0523		20,43	37,19	0,0523	8,9	205,5	26,78	19,19	5,44	8-12
	3,17	<0	<0	<0	7,62	0,888		29,72	0,0752	12,8	0,0752		22,70	29,72	0,0752	12,8	185	20,01	32,08	6,42	12-16
	4,29	<0	1,2	<0	<0	0,8760	10	25,32	0,0964	16,4	0,0964	-2,2	25,45	25,32	0,0964	16,4	165	15,18	46,7	7,09	16-20
	5,41	<0	<0	<0	<0	0,8654	8	22,15	0,1181	20,1	0,1181	-4,5	27,09	22,15	0,1181	20,1	215	12,71	67,5	7,82	20-24
	5,46	<0	2,29	<0	<0	0,8608	10	20,92	0,1287	21,9	0,1287	-8,6	30,32	20,92	0,1287	21,9	138,5	8,17	76,36	6,65	24-28

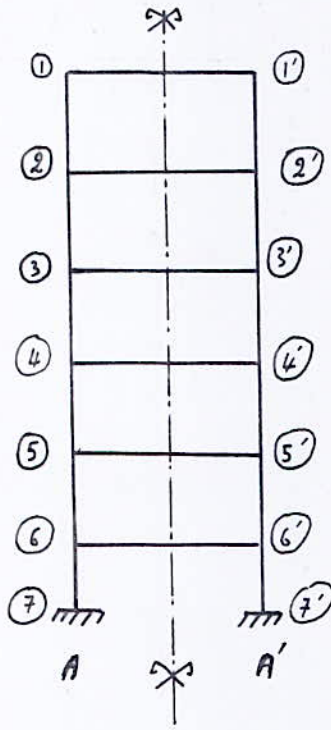
$\bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$
 $h = 45 \text{ cm}$
 $b = 30 \text{ cm}$

A_{min} étant déterminée sous (SP_2)

- sous la combinaison: (N_{max} et M_{correp})

- pour les files A; C; D, M_{max} correspond à N_{max} c'est le cas précédent.
- pour la file B, le cas le plus défavorable est obtenu avec la

— Portique Transversal III - III —



$$\left\{ \begin{array}{l} h_t = 50 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \\ e_1 = \frac{h_t}{6} = 8,33 \text{ cm} \\ d = d' = 5 \text{ cm} \end{array} \right.$$

NB: en raison de la symétrie, le calcul sera fait pour une seule file.

Détermination des armatures sous (SP1):

• pourcentage minimal d'armatures:

$$\omega_p = \frac{A}{B} \geq \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\sigma'_{b0}}$$

• $\theta_1 = 1,4$ (poteaux de rive)

• $\theta_2 = 2,504$ pour les poteaux inférieurs

• $\theta_2 = 2,96$ pour les autres poteaux

• $\theta_3 = 1,52$

pour les sections entièrement comprimées:

$$\sigma'_m = \frac{N}{B} \Rightarrow A_p \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N}{\sigma'_{b0}}$$

pour les sections partiellement comprimées:

$$\sigma'_m = \frac{N}{b \cdot y_1} \quad \text{avec} \quad y_1 = \frac{\sigma'_b}{\sigma'_b + \frac{\sigma_a}{n}} \Rightarrow A_p \geq \frac{1,25}{1000} \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \cdot \frac{N \cdot B}{\sigma'_{b0} \cdot b \cdot y_1}$$

File	poteaux	M (t.m)	N (t)	e ₀ (cm)	$\bar{\sigma}'_b$	y ₁ (cm)	A _{min} cm ²
P.C	1-2	2,93	10,35	28,3	137	19,04	3,12
	2-3	2,89	25,18	11,47	99,9	15,69	9,22
A e.c	3-4	2,79	40,02	6,97	87,59	/	4,6
	4-5	2,79	54,24	5,08	82,42	/	6,3
	5-6	2,79	69,67	4,00	79,46	/	8,00
	6-7	2,97	82,63	3,59	78,33	/	8,03

• Poteaux à sections partiellement comprimées :

- poteau 1-2 :

$$\left. \begin{array}{l} M = 2,93 \text{ t.m} \\ N = 10,35 \text{ t} \\ e_0 = 28,3 \text{ cm} > e_1 = \frac{kt}{6} = 8,33 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$Mat = 2,93 + \left(\frac{0,50}{2} - 0,05 \right) \cdot 10,35 = 5 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 5 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0,0441 \rightarrow \begin{cases} K = 47,35 > \bar{K} = 20,43 \\ E = 9,912 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{5 \cdot 10^5}{4800 \cdot 9,912 \cdot 45} = 4,35 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0,65 \text{ cm}^2$$

- poteau 2-3 :

$$\left. \begin{array}{l} M = 2,89 \text{ t.m} \\ N = 25,18 \text{ t} \\ e_0 = 11,47 \text{ cm} > e_1 = 8,33 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}'_b = 99,9 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\}$$

$$Mat = 2,89 + \left(\frac{0,50}{2} - 0,05 \right) \cdot 25,18 = 7,93 \text{ t.m}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 7,93 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 45^2} = 0,0699 \rightarrow \begin{cases} K = 31,12 > \bar{K} = 28,02 \\ E = 0,8916 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{7,93 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,8916 \cdot 45} = 7,06 \text{ cm}^2$$

$$A = 7,06 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} < 0$$

• Poteaux à sections entièrement comprimées :

File	Poteaux	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	ρ	ν	E	C	D	μ	A' (cm ²)	A_{min} (cm ²)
A	3-4	2,79	40,01	6,97	87,59	0,304	0,254	1,92	0,23	0,54	-0,29	< 0	4,6
	4-5	2,79	54,84	5,08	82,42	0,443	0,27	1,92	0,15	0,47	-0,2	< 0	6,3
	5-6	2,79	69,67	4,00	79,46	0,584	0,28	1,92	0,07	0,39	-0,1	< 0	8,00
	6-7	2,97	82,63	3,59	78,33	0,703	0,30	1,92	0,0012	0,33	-0,002	< 0	8,03

Détermination des armatures sous M_{max} (σ_{P2}) :

• pour M_{max} correspond N_{max}

Tableau donnant e_0 et $\bar{\sigma}'_b$: $e_1 = 8,33 \text{ cm}$.

File	poteaux	M (t.m)	N (t)	e_0 (cm)	$\bar{\sigma}'_b$
A	1-2	5,47	12,56	43,55	205,5
	2-3	7,63	31,16	24,14	202
	3-4	8,915	52,12	17,1	173
	4-5	9,56	73,75	12,96	156
	5-6	10,31	96,47	10,68	146,6
ec	6-7	7,74	116	6,67	139,16

• section entièrement comprimée :

- poteaux 6-7 :

$$M = 7,74 \text{ t.m}$$

$$N = 116 \text{ t}$$

$$e_0 = 6,67 < e_1 = 8,33 \text{ cm}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 130,16 \text{ kg/cm}^2$$

$$\beta = \frac{N}{\bar{\sigma}'_b \cdot b \cdot h_t} = 0,594 ; \lambda = \frac{6 \cdot e_0 \cdot \beta}{h_t} = 0,475 ; \epsilon = 1,92$$

$$C = \frac{1 - \beta - \lambda}{\epsilon} = -0,036 ; D = 0,5 \left[1 - \beta + \frac{\beta}{\epsilon} + C \right] = 0,34$$

$$\mu = -D + \sqrt{D^2 - C} = 0,049 \rightarrow A' = 2,45 \text{ cm}^2$$

• Poteaux à sections partiellement comprimées :

File	A				
poteaux	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M (t.m)	5,47	7,63	8,915	9,56	10,31
N (t)	12,56	31,6	52,12	73,75	96,47
e ₀ (cm)	43,55	24,14	17,1	12,96	10,68
$\bar{\sigma}'_b$ (kg/cm ²)	205,5	202	173	156	146,6
Mat (t.m)	7,98	13,95	19,34	24,31	29,6
μ	0,0469	0,082	0,1136	0,1429	0,174
K	39,82	28,10	22,76	19,48	17,05
\bar{K}	20,43	20,79	24,27	26,92	28,6
Mac (t.m)	2,96	1,31	-1,51	-5,19	-8,98
ϵ	0,9088	0,8840	0,8676	0,8550	0,844
μ'_1	/	/	0,184	0,256	0,332
μ'_2	/	/	-0,014	-0,054	-0,100
K	/	/	20	7	3
$\tilde{\omega}'$	/	/	-0,53	-0,06	0,28
$\tilde{\omega}$	/	/	0,11	-0,17	-0,96
A ₁ (cm ²)	4,6	8,349	/	/	/
A (cm ²)	1,61	0,816	1,47	<0	<0
A' (cm ²)	/	/	<0	<0	3,78
A _{min} (cm ²)	3,12	9,22	4,6	6,3	8,00

A_{min} étant déterminée sous (S P₂).

Résumé : Les sections les plus défavorables retenues pour les différents portiques sont groupées dans les tableaux qui suivent ; les poteaux seront armés symétriquement dans chacun des deux sens (longitudinal et transversal)

I - I

Files	Poteaux	Sous (SP ₁) A=A'	Sous (SP ₂) A=A'	Amin	Max(A=A') section retenue
A	1-4	0,25	2,6	2,05	2,6
	4-7	<0	3,29	5,56	3,29
	7-10	<0	3,2	2,59	3,2
	10-13	<0	2,2	3,52	2,2
	13-16	<0	5,59	4,44	5,59
	16-19	<0	1,5	4,49	4,49/2
B	2-5	<0	1,9	1,22	1,9
	5-8	<0	2,87	2,65	2,87
	8-11	<0	4,65	4,08	4,65
	11-14	<0	5,22	5,51	5,22
	14-17	<0	7,99	6,93	7,99
	17-20	0,24	10,76	6,99	10,76
C	3-6	<0	2,25	0,96	2,25
	6-9	<0	3,65	2,1	3,65
	9-12	<0	4,16	3,26	4,16
	12-15	<0	4,66	4,41	4,66
	15-18	<0	6,46	5,56	6,46
	18-21	<0	7,94	5,62	7,94

II - II

Files	Poteaux	Sous (SP ₁) A=A'	Sous (SP ₂) A=A'	Amin	Max(A=A') section retenue
A	1-5	0,01	1,15	2,58	2,58/2
	5-9	<0	0,62	7,57	7,57/2
	9-13	<0	<0	3,61	3,61/2
	13-17	<0	<0	4,94	4,94/2
	17-21	<0	<0	6,28	6,28/2
	21-25	<0	<0	6,36	6,36/2
B	2-6	<0	0,55	1,09	0,55
	6-10	<0	0,6	2,48	2,48/2
	10-14	<0	0,09	3,86	3,86/2
	14-18	<0	1,89	5,24	5,24/2
	18-22	<0	0,4	6,61	6,61/2
	22-26	<0	<0	6,67	6,67/2
C	3-7	<0	0,52	0,78	0,52
	7-11	<0	0,56	1,69	1,69/2
	11-15	<0	0	2,76	2,76/2
	15-19	<0	1,5	3,82	3,82/2
	19-23	<0	0,5	4,88	4,88/2
	23-27	<0	<0	4,94	4,94/2
D	4-8	<0	0,93	2,38	2,38/2
	8-12	<0	0,63	2,04	2,04/2
	12-16	<0	<0	3,17	3,17/2
	16-20	<0	1,2	4,29	4,29/2
	20-24	<0	<0	5,41	5,41/2
	24-28	<0	2,29	5,46	5,46/2

III - III

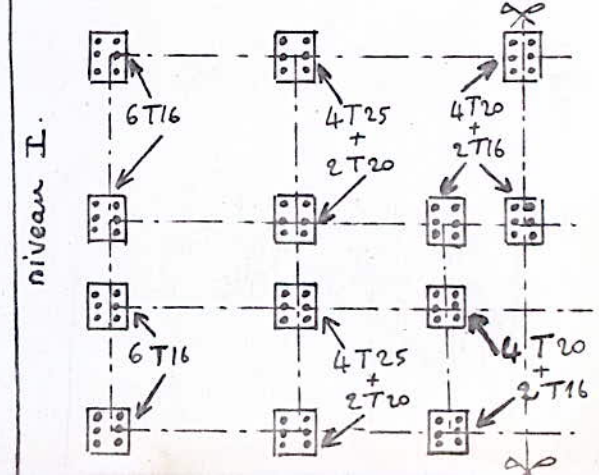
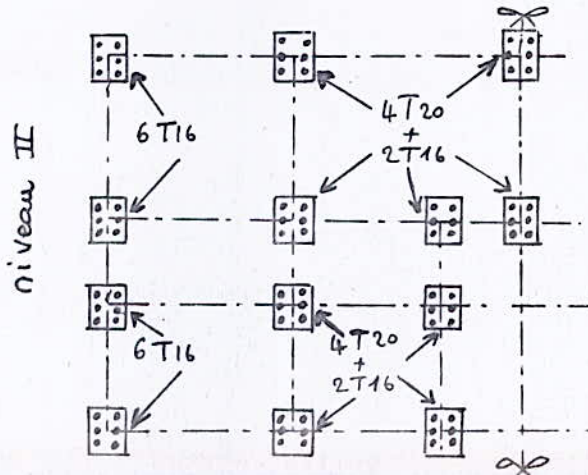
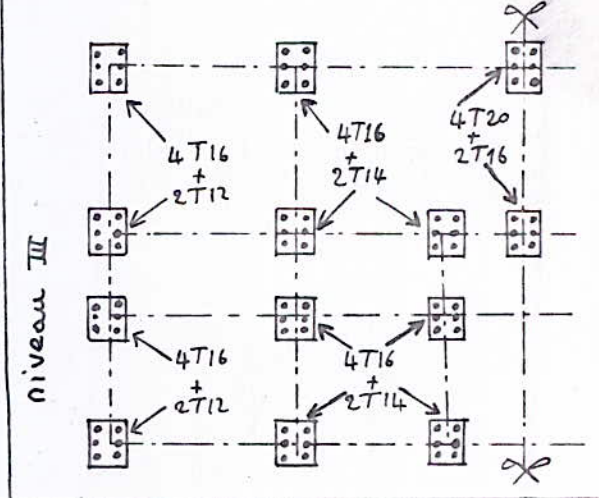
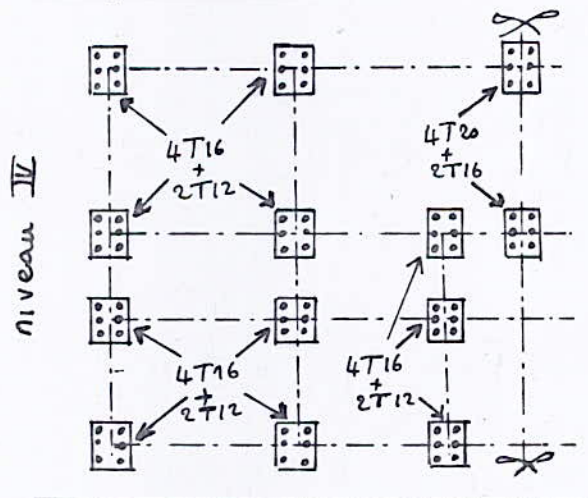
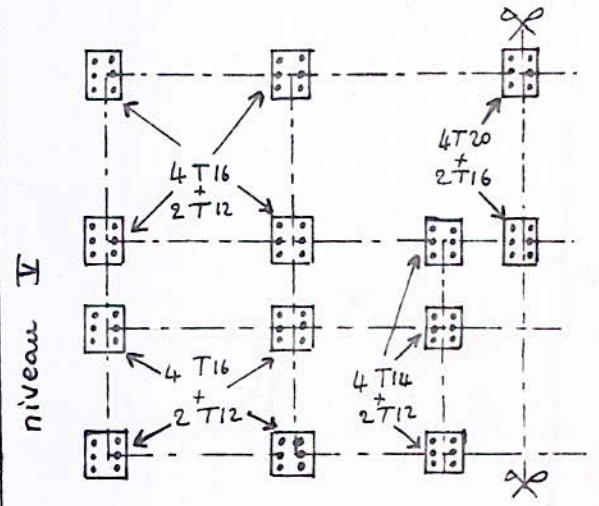
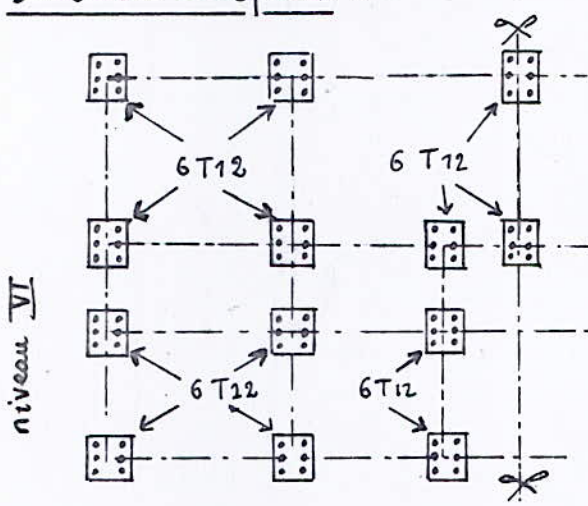
File	Poteaux	Sous (SP ₁) A=A'	Sous (SP ₂) A=A'	Amin	Max(A=A') section retenue
A	1-2	0,65	1,61	3,12	1,61
	2-3	<0	0,816	9,22	9,22/2
	3-4	<0	1,48	4,6	4,6/2
	4-5	<0	<0	6,3	6,3/2
	5-6	<0	3,78	8,00	8/2
	6-7	<0	2,45	8,03	8,03/2

Recommandations pratiques :

- le diamètre minimum pour les aciers des poteaux est $\phi = 12 \text{ m}$
- la distance entre 2 barres voisines ne doit pas dépasser la dimension minimale de la section, dans notre cas c'est 30 cm
- disposer les aciers longitudinaux le plus près possible des parois (contraintes importantes développées près des parois)

- un poteau ne doit pas avoir une section d'armatures inférieure à celle du poteau supérieur.
 - les poteaux seront armés:
 - dans le sens longitudinal avec la section d'armatures calculée longitudinalement (portique longitudinal)
 - dans le sens transversal avec la section d'armatures calculée transversalement (portique transversal)
- en respectant toutefois les recommandations citées ci-dessus.

sections adoptées :



Armatures transversales :

les armatures transversales disposées dans les poteaux ont les rôles :

- de permettre le positionnement des armatures longitudinales
- d'empêcher le gonflement du béton
- de s'opposer au flambement des armatures longitudinales

Les armatures transversales sont disposées en cours successifs dans un plan horizontal, perpendiculairement à l'axe longitudinal du poteau, leurs espacements sont limités comme suit :

• zones courantes : l'espacement admissible est

$$\bar{t} = \min \left\{ \begin{array}{l} t_1 = (100 \phi_t - 75 \phi_{l_{max}}) \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_{b0}} \right) \\ t_2 = 15 \left(2 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}_{b0}} \right) \phi_{l_{min}} \end{array} \right.$$

en pratique on prend :

$$t \leq 15 \phi_{l_{min}}, \text{ dans notre cas}$$

$$\phi_{l_{min}} = 12 \text{ mm} \Rightarrow t \leq 15 \cdot 1,2 = 18 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \phi_{l_{max}}, \text{ dans notre cas } \phi_{l_{max}} = 25 \text{ mm}$$

$$\phi_t \geq 0,3 \cdot 2,5 = 0,75 \text{ cm} = 7,5 \text{ mm}$$

soit $\phi_t = 10 \text{ mm}$, les aciers transversaux en Fe E24

• zone de recouvrement :

soit Δ le nombre de cours d'armatures à disposer sur le recouvrement, on doit avoir :

$$\Delta \geq 3$$

$$\Delta \geq \frac{0,4 \cdot \phi_l^2 \cdot \bar{\sigma}_{en l}}{\phi_t^2 \cdot \bar{\sigma}_{en t}} = 0,02094 \phi_l^2$$

longueur de recouvrement : cette longueur est au moins égale à la longueur de scellement droit

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

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

$$\bar{\sigma}_{da} = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\bar{\sigma}_{da} = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,6 \text{ kg/cm}^2$$

$$l_d = 42,17 \phi_l$$

pour $\phi_l = 12 \text{ mm} \rightarrow l_d = 50,6 \text{ cm}$

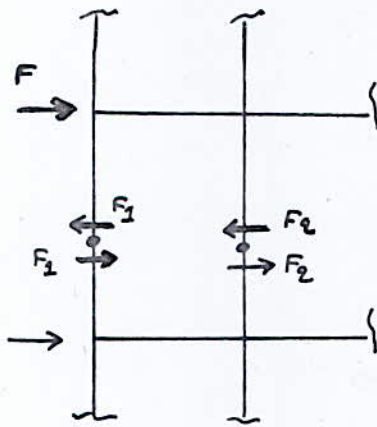
pour $\phi_l = 14 \text{ mm} \rightarrow l_d = 59,04 \text{ cm}$

pour $\phi_l = 16 \text{ mm} \rightarrow l_d = 67,47 \text{ cm}$

pour $\phi_l = 20 \text{ mm} \rightarrow l_d = 84,34 \text{ cm}$

pour $\phi_l = 25 \text{ mm} \rightarrow l_d = 105,4 \text{ cm}$

Les armatures transversales doivent contraindre l'effort tranchant développé par les forces sismiques horizontales agissant à chaque niveau



le maximum d'effort tranchant est obtenu pour le niveau I où les forces sismiques développées sont maximales; le calcul sera fait en fonction de cet effort et l'espacement sera maintenu constant.

$$F_2 = T_{max} = \frac{F}{5,6} = 5,82 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{5810}{50 \cdot \frac{7}{8} \cdot 26} = 4,46 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \cdot \sigma_{en} ; \rho_a = \frac{2}{3} \quad \left(\text{on suppose le cas le plus défavorable où il y a reprise de bétonnage} \right)$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ Kg/cm}^2$$

soit un cadre + une épingle $\rightarrow A_t = 2,35 \text{ cm}^2$
(3 brins en $\phi 10$)

$$t = \frac{2,35 \cdot 22,75 \cdot 1600}{5810} = 14,72 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2 \cdot h = 5,2 \text{ cm} \\ t_2 = \left(1 - 0,3 \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_b}\right) \cdot h = 20,1 \text{ cm} \end{cases}$$

$$t < \bar{t} = 20,1 \text{ cm}$$

on prendra comme espacement $t = 14 \text{ cm}$ de part et d'autre des nœuds sur une longueur égale à la longueur de recouvrement; au delà, dans les zones courantes l'espacement sera pris égal à 13 cm .

— FONDATIONS —

Introduction - Choix du type de fondation :

La contrainte admissible du sol à 2m d'ancrage est de 1,8 bars; on adoptera des semelles superficielles.

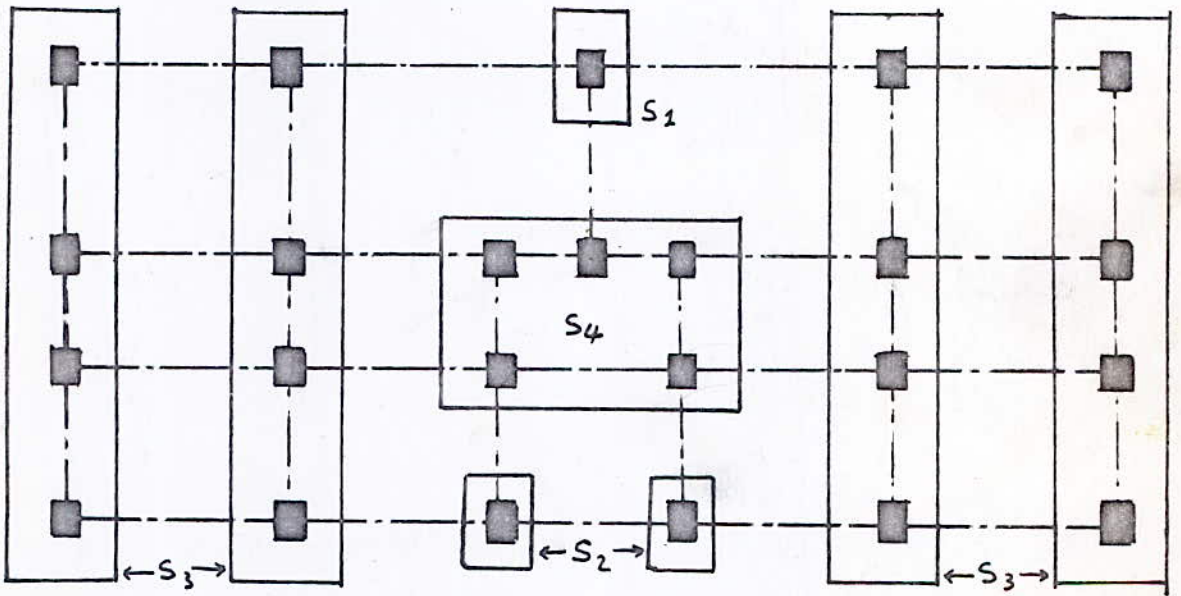
Nous aurons à calculer trois types de fondations :

- semelle isolée
- semelle continue sous 4 poteaux
- un petit radier simple.

Ce choix est dû surtout à la faible distance entre axes des poteaux.

Le calcul sera fait sous la sollicitation $G + 1, 2 P$.
Un béton de propreté de 10cm d'épaisseur sera coulé sous la fondation.

vue en plan :

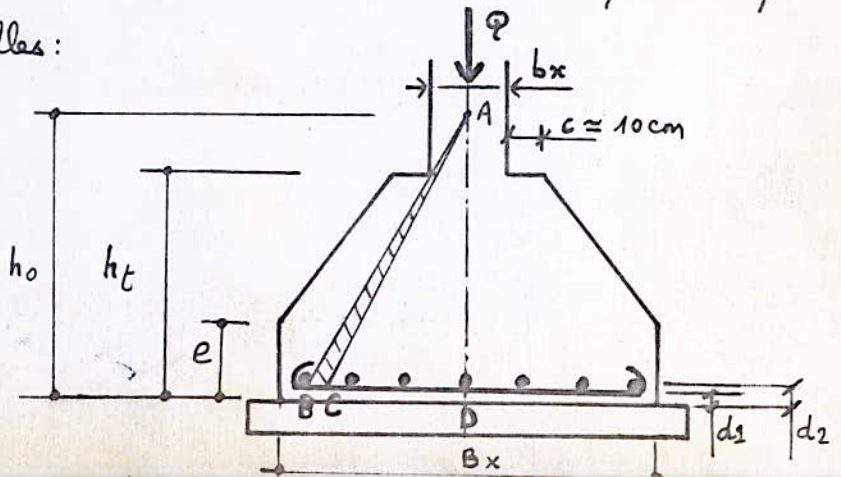


Calcul des Semelles :

1) Semelle isolée S_1 .

- on suppose que les semelles sont rigides.
- on considère des semelles homothétiques des poteaux.

methode des bielles :



dimensions de la semelle :

$$- B_x \cdot B_y \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_s} \quad (\bar{\sigma}_s = \text{cont. adm. du sol})$$

$$- \frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} \quad (\text{homothétie})$$

$N =$ effort normal transmis au sol, soit $N = 82,63 \text{ t}$

$$\Rightarrow B_x \cdot B_y \geq \frac{82630}{1,8 \cdot 1,02} = 45005,4 \text{ cm}^2$$

$$\frac{B_x}{B_y} = \frac{b_x}{b_y} = \frac{50}{30} = \frac{5}{3} \Rightarrow B_y = \frac{3}{5} B_x$$

$$\text{soit } B_x \geq 274 \text{ cm}$$

$$\text{on adoptera : } \begin{cases} B_x = 300 \text{ cm} \\ B_y = 180 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Hauteur de la semelle : } h_t \geq \frac{B_x - b_x}{4} + d_1 = 62,5 + d_1$$

$$\text{on prend } d_1 = 4 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow h_t \geq 62,5 + 4 = 66,5 \text{ cm.}$$

$$\text{on prendra } h_t = 80 \text{ cm}$$

$$\text{épaisseur de la semelle : } e \geq 6\phi + 6 \quad \text{soit, pour } d_2$$

$$\phi = 20 \text{ mm, } e \geq 6 \times 2 + 6 = 18 \text{ cm}$$

$$\text{on prendra } e = 20 \text{ cm.}$$

Calcul du poids propre de la semelle :

$$N_0 = 3 \times 1,8 \times 0,2 \times 2500 + \frac{(3+0,7)}{2} (0,8-0,2) \cdot 1,8 \cdot 2500 = 7695 \text{ kg}$$

l'effort normal total transmis au sol :

$$N_t = N_0 + N = 7695 + 82630 = 90325 \text{ kg}$$

$$\frac{N_t}{\bar{\sigma}_s} = \frac{90325}{1,836} = 49196,6 \text{ cm}^2 < B_x \cdot B_y = 300 \cdot 180 = 54000 \text{ cm}^2$$

le sol peut supporter l'effort total qui lui est transmis.

détermination des efforts "F_x" et "F_y" :

$$F_x = \frac{N_t (B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{90325 (300 - 50)}{8(80 - 4)} = 37140,2 \text{ kg}$$

$$F_y = \frac{N_t (B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{90325 (180 - 30)}{8(80 - 6)} = 22886,4 \text{ kg}$$

Determination des armatures:

. lit inferieur : $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = \frac{F_x}{2800} = \frac{37140,2}{2800} = 13,26 \text{ cm}^2$
 on prendra 7 T16 = $14,07 \text{ cm}^2$
 avec un espacement $e = 27 \text{ cm}$

. lit superieur : $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = \frac{22886,4}{2800} = 8,17 \text{ cm}^2$
 on prendra 9 T12 = $10,18 \text{ cm}^2$
 avec un espacement $e = 35 \text{ cm}$

2) Semelle isolée : S₂

l'effort qui lui est transmis est $N = 56,18 \text{ t}$
 l'étude sera identique à la précédente, de ce fait, le calcul ne sera pas détaillé

$$\begin{cases} B_x = 235 \text{ cm} \\ B_y = 140 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{cases} h_t = 50 \text{ cm} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$F_x = \frac{Nt(B_x - b_x)}{8(h_t - d_1)} = \frac{59820(235 - 50)}{8(60 - 4)} = 24702,4 \text{ Kg}$$

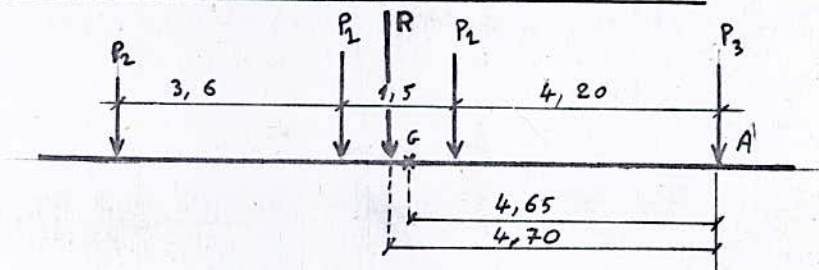
$$F_y = \frac{Nt(B_y - b_y)}{8(h_t - d_2)} = \frac{59820(140 - 30)}{8(60 - 6)} = 15230,9 \text{ Kg}$$

armatures:

. lit inferieur : $A_x = \frac{F_x}{\bar{\sigma}_a} = 8,82 \text{ cm}^2$ on prendra 6 T14 = $9,23 \text{ cm}^2$
 avec un espacement $e = 25 \text{ cm}$

. lit superieur : $A_y = \frac{F_y}{\bar{\sigma}_a} = 5,439 \text{ cm}^2$ on prendra 8 T10 = $6,28 \text{ cm}^2$
 avec un espacement $e = 31 \text{ cm}$

3) Semelle continue sous 4 poteaux : S₃



$P_1 = 101,69 \text{ t}$

$P_2 = 56,18 \text{ t}$

$P_3 = 65,44 \text{ t}$

$R = 2P_1 + P_2 + P_3 = 325 \text{ t}$

la résultante R est excentrée de 5 cm, la semelle doit être telle que la résultante R passe par le centre de gravité G.
 dimensions de la semelle : soit une largeur $B = 170 \text{ cm}$

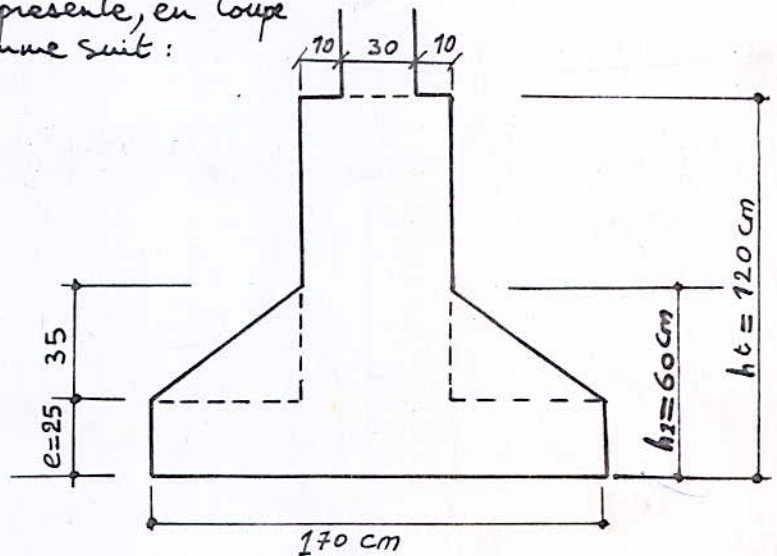
$$B.L \geq \frac{R}{\bar{\sigma}_s} \Rightarrow L \geq \frac{R}{B \cdot \bar{\sigma}_s} = \frac{325 \cdot 10^3}{170 \cdot 1,836} = 10,41 \text{ m}$$

soit : $L = 12 \text{ m}$

la hauteur de la partie de rigidité doit être telle que $h_t \geq \frac{l}{10}$, soit $h_t = \frac{1200}{10} = 120 \text{ cm} = 1,2 \text{ m}$

$e \geq 6\phi + 6$; pour $\phi = 20 \Rightarrow e \geq 18$, soit $e = 25 \text{ cm}$.

la semelle se présente, en coupe transversale, comme suit :



Calcul du poids propre de la semelle :

$$N_0 = 12 \left[0,25 \cdot 1,7 + \frac{0,5 + 1,7}{2} \cdot 0,35 + 0,5 \cdot 0,6 \right] 2500 = 33300 \text{ Kg.}$$

$$N_t = R + N_0 = 325 + 33,3 = 358,3 \text{ t} = 358300 \text{ Kg.}$$

$$\sigma = \frac{N_t}{B.L} = \frac{358300}{170 \cdot 1200} = 1,756 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_s = 1,836 \text{ Kg/cm}^2$$

\Rightarrow le sol peut supporter l'effort qui lui est transmis.

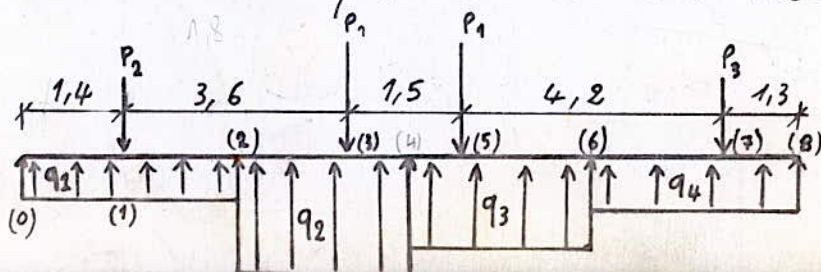
Calcul des consoles :

$$c = \frac{L - 9,3 - 95}{2} = 1,10 \text{ m}$$

Compte tenu de l'excentricité $e_0 = 5 \text{ cm}$ et pour avoir une semelle centrée on aura deux consoles (gauche et droite) différentes telle que :

$$\begin{cases} C_1 = C_g = c + e_0 = 1,15 \text{ m} \\ C_2 = C_d = c - e_0 = 1,05 \text{ m.} \end{cases}$$

le schéma statique de la semelle continue devient :



$$q_1 = \frac{P_2}{\frac{3,6}{2} + 1,4} = 17,56 \text{ t/ml}$$

$$q_2 = \frac{101,69}{1,8 + 0,75} = 39,98 \text{ t/ml}$$

$$q_3 = \frac{101,69}{2,1 + 0,75} = 35,68 \text{ t/m}$$

$$q_4 = \frac{65,44}{2,1 + 1,3} = 19,25 \text{ t/m}$$

Calcul des efforts : Moments flechissants

$$x \in (0-1) : M = q_1 \frac{x^2}{2} \Rightarrow M_{(1)} = q_1 \frac{c_1^2}{2} = 17,56 \cdot \frac{1,4^2}{2} = 17,2 \text{ t.m.}$$

$$x \in (1-2) : M = q_1 \frac{x^2}{2} - P_2(x-1,4); T = q_1 x - P_2, M = \text{max pour } T=0 \Rightarrow x = \frac{P_2}{q_1} \approx 3,2 \text{ m.}$$

$$M_{(2)} = q_1 \cdot \frac{3,2^2}{2} - 56,18(3,2-1,4) = -11,22 \text{ t.m.}$$

$$x \in (2-3) : M_{(3)} = q_1 \cdot 3,2 \cdot (1,6+1,8) - 56,18 \cdot 3,60 + q_2 \frac{(5,0-3,2)^2}{2}$$

$$M_{(3)} = 53,57 \text{ t.m.}$$

$$x \in (3-4) : M = q_1 \cdot 3,2(x-1,6) - 56,18(x-1,4) + q_2 \frac{(x-3,2)^2}{2} - 101,69(x-5)$$

$$T = q_1 \cdot 3,2 - 56,18 + q_2(x-3,2) - 101,69$$

$$T=0 \Rightarrow x = \frac{101,69 + 56,18 - 17,56 \cdot 3,2}{39,98} + 3,2$$

$$x \approx 5,75 \text{ m}$$

$$M_{(4)} = 17,56 \cdot 3,2 \cdot (5,75-1,6) - 56,18 \cdot 4,35 + 39,98 \cdot 3,2^2 - 101,69 \cdot 0,75 = 42,48 \text{ t.m.}$$

$$x \in (8-7) : (\text{à droite}) : M_{(7)} = q_4 \cdot \frac{1,3^2}{2} = 16,27 \text{ t.m.}$$

$$x \in (7-6) : M = q_4 \frac{x^2}{2} - P_3(x-1,3)$$

$$M_{\text{max pour } x} = \frac{P_3}{q_4} = \frac{65,44}{19,25} = 3,4 \text{ m}$$

$$M_{(6)} = 19,25 \cdot \frac{3,4^2}{2} - 65,44 \cdot (3,4-1,3) = -26,17 \text{ t.m.}$$

$$x \in (6-5) : M_{(5)} = q_4 \cdot 3,4 \cdot 3,8 + q_3 \frac{(5,5-3,4)^2}{2} - 65,44 \cdot 4,2$$

$$M_{(5)} = 52,54 \text{ t.m.}$$

. Efforts tranchants

$$\begin{cases} T_{2g} = q_1 \cdot 1,4 = 17,56 \cdot 1,4 = 24,58 \\ T_{1d} = T_{2g} - P_2 = 24,58 - 56,58 = -31,6 \text{ t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{3g} = q_1 \cdot 3,2 + q_2 \cdot 1,8 - 56,18 = 71,98 \text{ t} \\ T_{3d} = T_{3g} - P_1 = 71,98 - 101,69 = -29,71 \text{ t} \end{cases}$$

$$\begin{cases} T_{5g} = 17,56 \cdot 3,2 + 39,98 \cdot 2,55 + 35,68 \cdot 0,75 - 56,18 - 101,69 = 27,03 \\ T_{5d} = T_{5g} - P_1 = 27,03 - 101,69 = -74,66 \text{ t} \\ T_{7d} \text{ (à droite)} = -19,25 \cdot 1,3 = -25,03 \text{ t} \\ T_{7g} = T_{7d} + P_3 = -25,03 + 65,44 = 40,41 \text{ t} \end{cases}$$

Diagramme des moments flechissants:

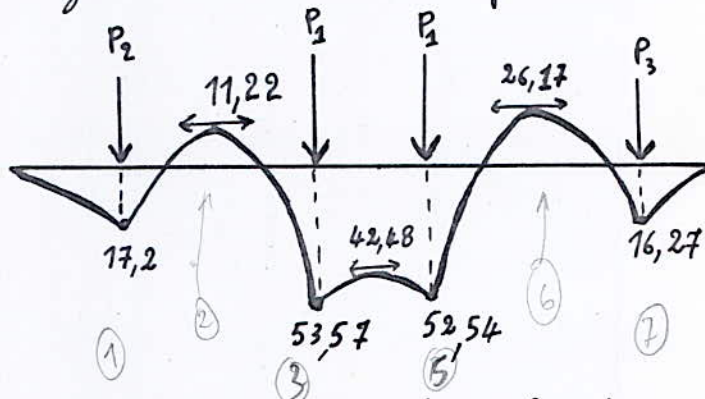
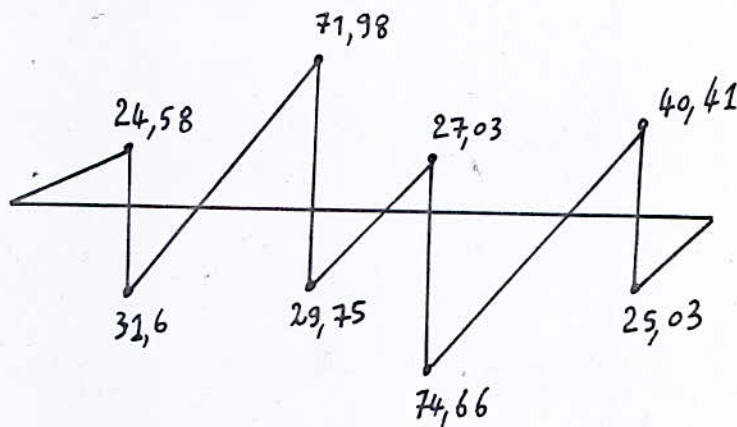


Diagramme des efforts tranchants:



Détermination des armatures:

• Aux appuis:

- section (1) : $M = 17,2 \text{ t.m}$; $h = (h_f - d) = 120 - 6 = 114 \text{ cm}$

$$\mu = \frac{\eta \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 17,2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 50 \cdot 114^2} = 0,01418$$

$$\Rightarrow \begin{cases} K = 79,5 \\ \varepsilon = 0,9471 \end{cases}$$

les fibres tendues étant celles du bas, donc la table de la section est tendue (voir coupe transversale précédente) par conséquent on néglige les deux ailes (béton tendu) le calcul sera fait pour la section rectangulaire $(b \times h_f) = (50 \times 120)$

$$\Rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{17,2 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9471 \cdot 114} = 5,68 \text{ cm}^2$$

soit $2T20 + 2T16 = 1939$

- section (3) : $M = 53,57 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 53,57}{2800 \cdot 50 \cdot 114^2} = 0,0441 \rightarrow \begin{cases} K = 42,2 \\ \epsilon = 0,9111 \end{cases}$$

$$A = \frac{53,57 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9111 \cdot 114} = 18,42 \text{ cm}^2$$

soit $4T20 + 4T16 = 20,6 \text{ cm}^2$

Section (5): identique à la section (3)

Section (7): identique à la section (1)

• Section en travée:

- section (6) : $M = -26,17 \text{ t.m}$

$$\mu = \frac{15 \cdot 26,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 170 \cdot 114^2} = 0,0063 \rightarrow \begin{cases} K = 124 \\ \epsilon = 0,9640 \\ \alpha = 0,1079 \end{cases}$$

$$y = \alpha h = 0,1079 \cdot 114 = 12,3 < h_0 = 25 \text{ cm} = e$$

ici les fibres tendues étant celles du haut, la table est comprimée on tient compte de toute la largeur de la semelle en considérant la section en té avec

$$\begin{cases} b = 170 \text{ cm} \\ b_0 = 50 \text{ cm} \\ h = 120 \\ e = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

Comme $y = \alpha h = 12,3 < h_0 = 25 \text{ cm} \Rightarrow$ le calcul sera fait comme pour une section rectangulaire $b \times h = 170 \times 120$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{26,17 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9640 \cdot 114} = 8,504 \text{ cm}^2$$

ou prend $2T20 + 2T16 = 10,3 \text{ cm}^2$

Verifications:

1) effort tranchant:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

• appui (3) : $M = -53,57 \text{ t.m}$
 $T = 71,98 \text{ t.m}$

$$10,3 = A \geq \left(T + \frac{M}{z} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = 6,85 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

• appui (1) : $M = -17,2 \text{ t.m}$
 $T = 24,58 \text{ t}$

$$10,3 = A \geq \left(T + \frac{M}{z} \right) \frac{1}{\bar{\sigma}_a} = 2,72 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

2) Entraînement des armatures:

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n \cdot \mu \cdot z} ; T_{\max} = 74,66 \text{ t} \Rightarrow \bar{\sigma}_d = \frac{74,66 \cdot 10^3}{49,24 \cdot \frac{z}{114}} = 15,2 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}_d = 2 \psi_d \cdot \bar{\sigma}_b = 17,7 \text{ kg/cm}^2 \text{ (Vérifiée)}$$

Détermination des armatures dans le sens \perp à la poutre de rigidité

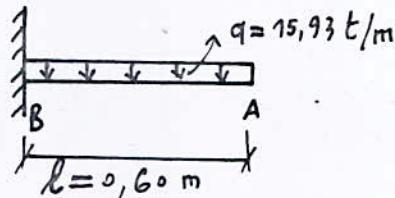
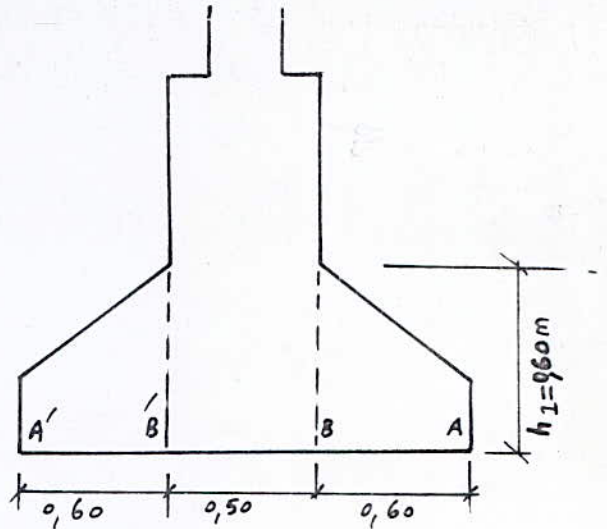
Méthode des consoles:

on fera le calcul pour une bande de 1 m de largeur

$$q = \frac{R}{B.L} \times L = \frac{325}{1,7 \cdot 12} \times 1$$

$$q = 15,93 \text{ t/m}$$

la section dangereuse est celle de l'encastrement:



$$M_B = q \frac{l^2}{2} = 15,93 \cdot \frac{0,60^2}{2} = 2,867 \text{ t.m}$$

$$\text{soit : } b = 100 \text{ cm}$$

$$h = h_c - d = 60 - 3 = 57 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \mu = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2,867 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 57^2} = 0,004715$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 146 \\ \varepsilon = 0,9690 \end{array} \right.$$

$$A = \frac{2,867 \cdot 10^5}{2800 \cdot 0,9690 \cdot 57} = 1,85 \text{ cm}^2$$

soit 4 T 12 par ml.

contrainte de cisaillement au niveau de l'encastrement:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{q \cdot l}{b \cdot z} = \frac{15,93 \cdot 0,60 \cdot 10^3}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 57} = 1,91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 3,5 \cdot \bar{\sigma}_b \Rightarrow \text{pas de risque de cisaillement}$$

Calcul des armatures transversales pour la poutre de rigidité:

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{74,66 \cdot 10^3}{50 \cdot 101,9} = 14,71 \text{ kg/cm}^2$$

$$\text{or : } \sigma'_b (\text{à la section } s) = 60,53 < \bar{\sigma}'_{b0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 20,65$$

$$\tau_b < 3,5 \bar{\sigma}_b = \bar{\tau}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \text{on utilise des armatures } \perp \text{ la ligne moyenne.}$$

soit un cadre + 2 étriers en T10 : $A_t = 4,72 \text{ cm}^2$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{4,72 \cdot 101,5 \cdot 2800}{74660} = 17,92 \text{ cm}$$

$$\bar{t} = \max \begin{cases} t_1 = 0,2h = 22,8 \\ t_2 = (1 - 0,3 \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b})h = 20,73 \text{ cm} \end{cases}$$

on prendra un espacement constant pour toute la poutre
 $t = 15 \text{ cm}$.

4) Calcul du radier simple :

Les 5 poteaux centraux étant très rapprochés, la seule solution est de faire un petit radier, on prendra comme épaisseur de la dalle $h_0 = 40 \text{ cm}$.

Le calcul se fait comme pour un plancher renversé ;
 (plancher Champignon).

la section de base des poteaux sera renforcée par des Chapiteaux (ou talus en terme de chantier).

Calcul des charges :

- Poids propre du radier : $2500 \cdot 0,4 = 1000 \text{ kg/m}^2 = 1 \text{ t/m}^2$

$$- \Sigma N = (82,63 + 81,72 \cdot 4) = 409,51 \text{ tonnes}$$

la contrainte transmise au sol doit être telle que :

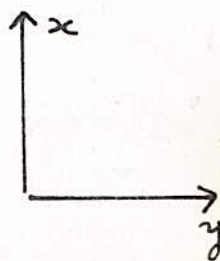
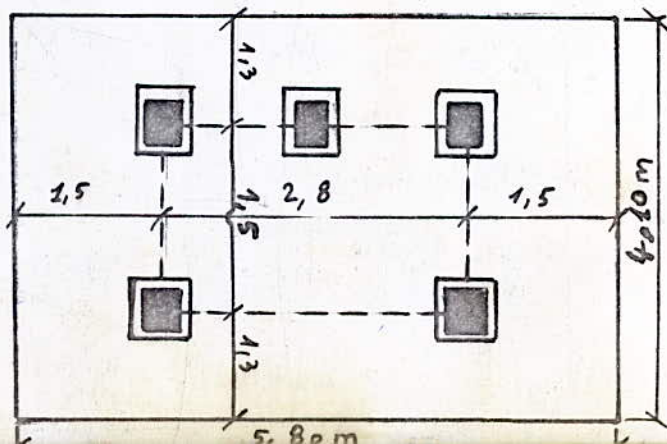
$$\bar{\sigma}_s \geq \frac{\Sigma N}{S} + 1 \text{ (p.p. radier)} \Rightarrow S \geq \frac{\Sigma N}{(\bar{\sigma}_s - 1)} = 23,53 \text{ m}^2$$

avec $S =$ surface totale du radier ; $\bar{\sigma}_s$ en (t/m^2)

$$\text{Soit } S = 5,8 \times 4,10 = 23,78 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma = \frac{\Sigma N}{S} + 1 = \frac{409,51}{23,78} + 1 = 18,22 \text{ t/m}^2 < \bar{\sigma}_s$$

Vue en plan du radier.



la méthode de calcul est celle exposée dans les annexes du CCBA68, la dalle est divisée en bandes.

• largeur des bandes dans le sens lx :

- bande de rive: $1,5 \text{ m} + \frac{1,4}{2} \text{ m} = 2,20 \text{ m}$ (longueur 4,1 m)

- bande intermédiaire: $(\frac{1,4}{2} \text{ m} + \frac{1,4}{2} \text{ m}) = 1,4 \text{ m}$ (longueur 2,05 m)

• largeur des bandes dans le sens ly :

- 2 bandes de rives: $(1,3 + \frac{1,5}{2}) = 2,05 \text{ m}$ (longueur 5,8 m)

Calcul des efforts dans le sens y :

$h_c = 40$; $d = 3$; $h = 37$
 $b = 100 \text{ cm}$
 ($l_1 = 1,4 \text{ m}$; $l_2 = 2,8 \text{ m}$) on prend le Max, soit
 $l = 2,8 \text{ m} = \text{distance entre poteaux.}$

• Moment négatif sur appui: $M = -9 \frac{l^2}{16} = -18,22 \cdot \frac{2,8^2}{16} = 8,92 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0348 \rightarrow \begin{cases} K = 47,6 \\ \varepsilon = 0,9201 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 9,2 \text{ cm}^2$ soit 6 T14 par ml

• Moment positif entre appuis: $M = 9 \cdot \frac{l^2}{40} = 18,22 \cdot \frac{2,8^2}{40} = 3,57 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,0139 \rightarrow \begin{cases} K = 80,5 \\ \varepsilon = 0,9476 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 3,56 \text{ cm}^2$ soit 6 T10 par ml

Calcul des efforts dans le sens x :

• Moment négatif sur appuis: $M = -9 \frac{l^2}{16} = -18,22 \cdot \frac{1,5^2}{16}$
 $M = -2,56 \text{ t.m.}$

$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,01001 \rightarrow \begin{cases} K = 96,5 \\ \varepsilon = 0,9552 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 2,50 \text{ cm}^2$ soit: 5 T10 par ml.

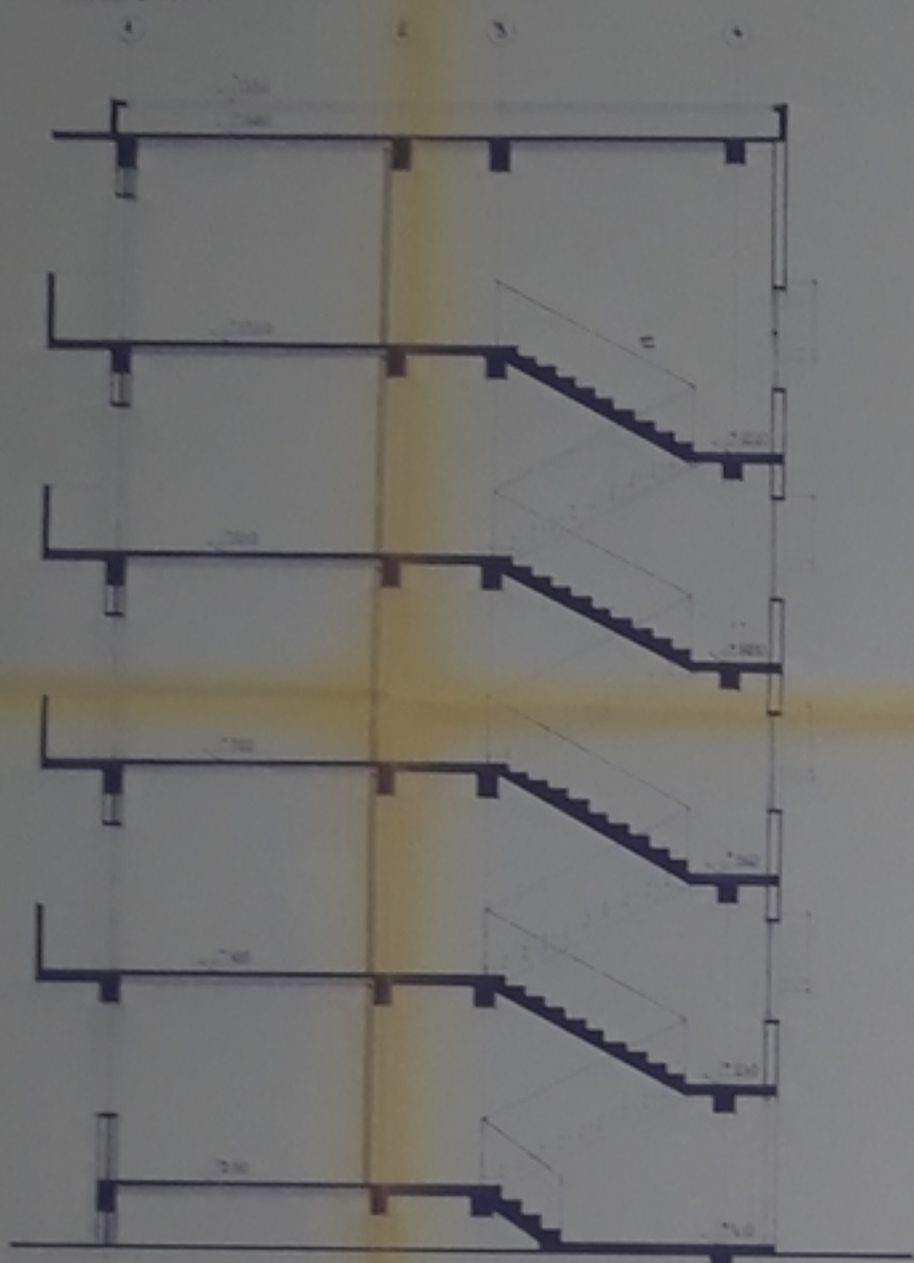
• Moment positif entre appuis: $M = 9 \frac{l^2}{40} = 18,22 \cdot \frac{1,5^2}{40}$

$M = 1,024 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{n \cdot M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = 0,004 \rightarrow \begin{cases} K = 158 \\ \varepsilon = 0,9711 \end{cases}$

$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \varepsilon \cdot h} = 1,01 \text{ cm}^2$ soit 5 T8 par ml.

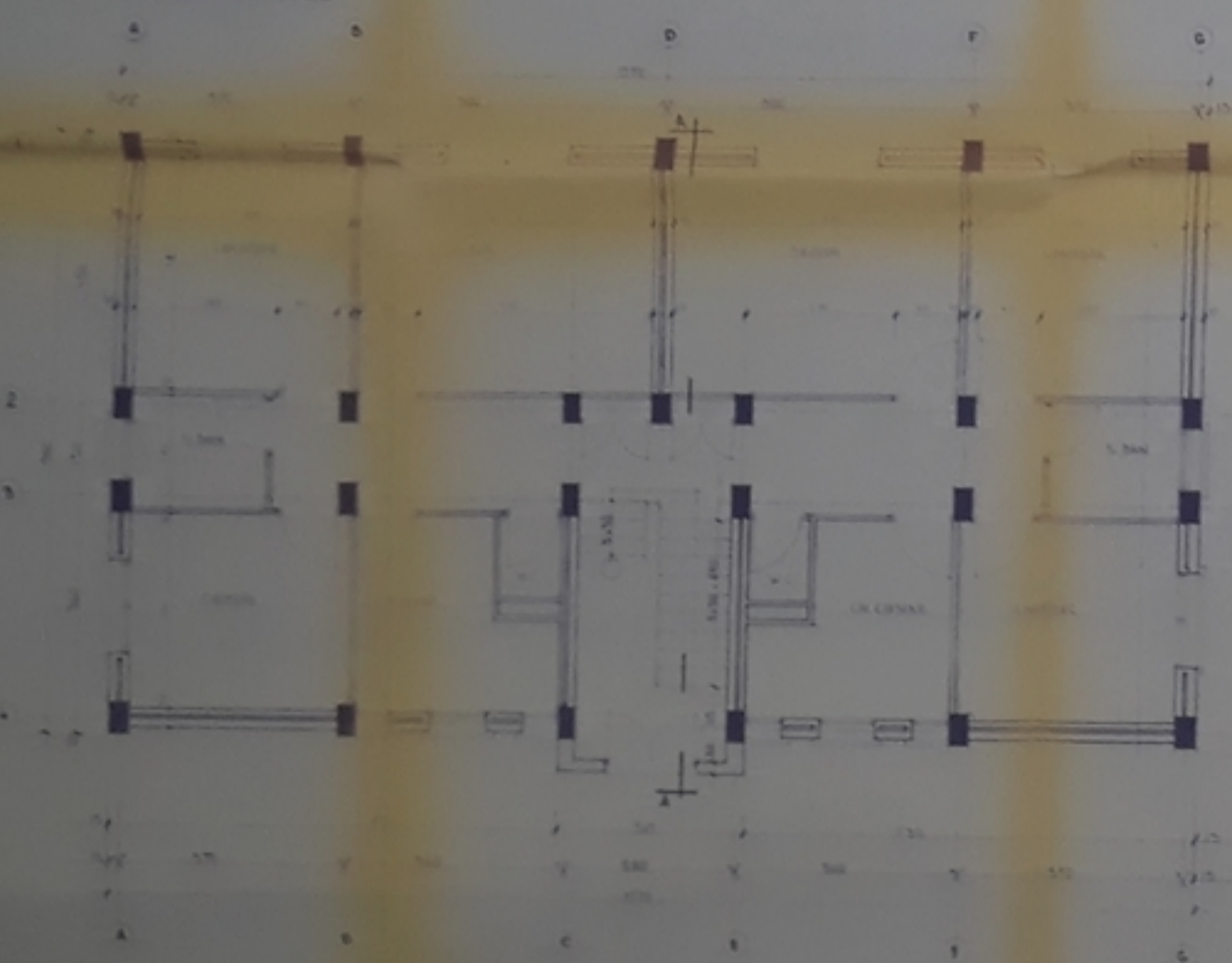
COUPE A-A



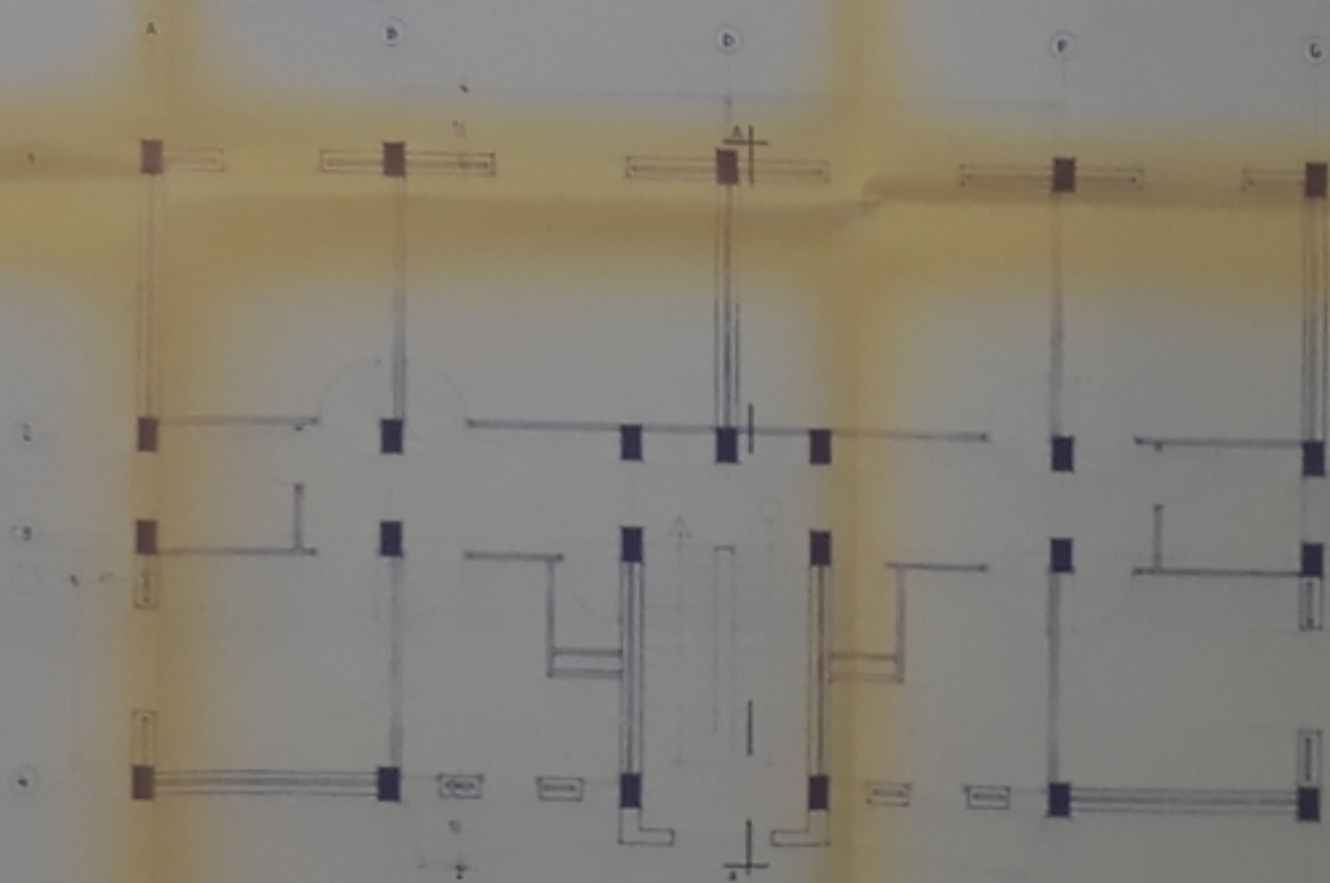
FACADE PRINCIPALE



VUE EN PLAN R.O.L

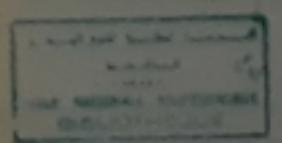


VUE EN PLAN ETAGE



PIB et F 21

VUE EN PLAN
R.O.C. & ETAGE
COUPE A-A
FACADE PRINCIPALE



sneri

COUPE 4 4

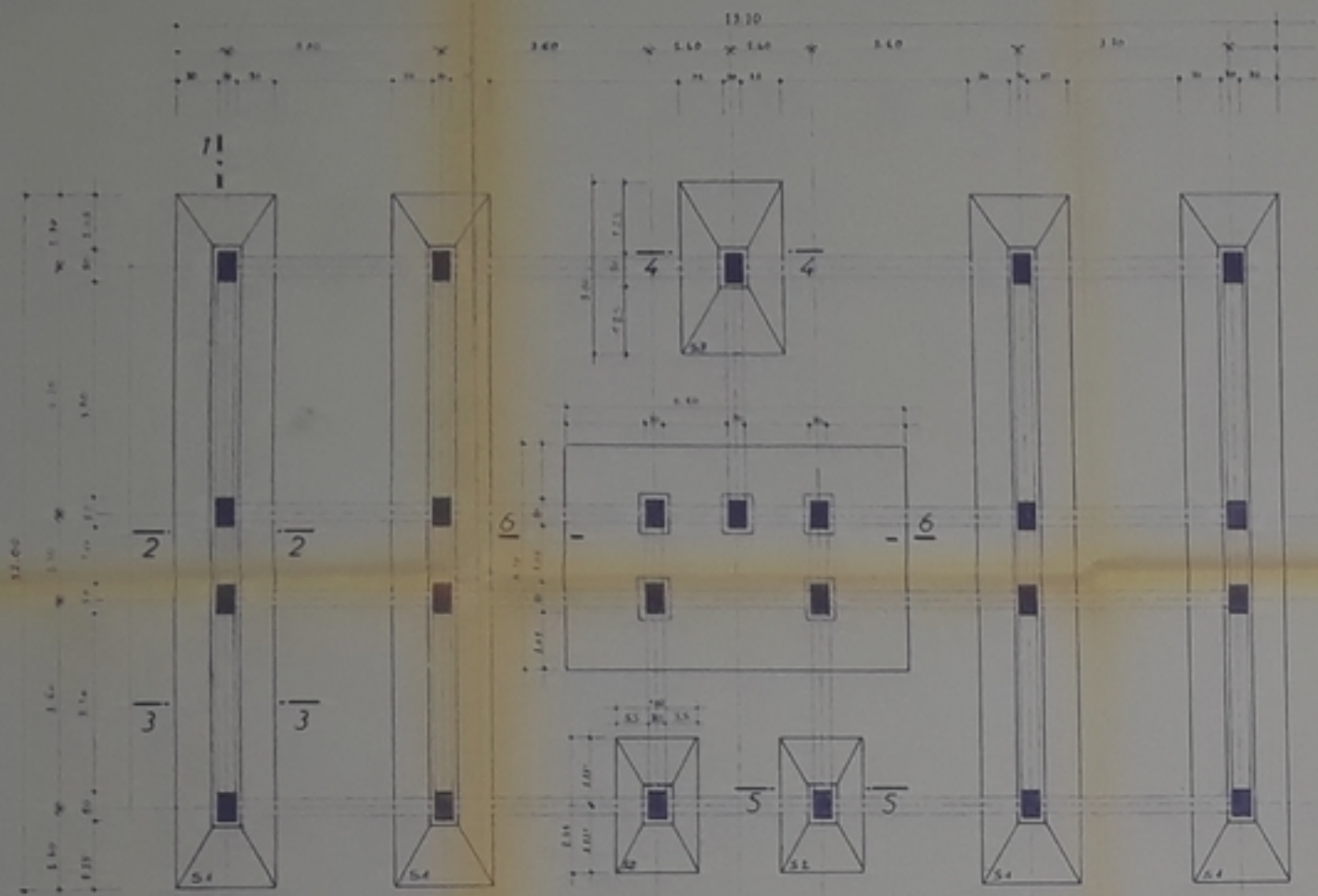
COUPE 5 5

NOTA

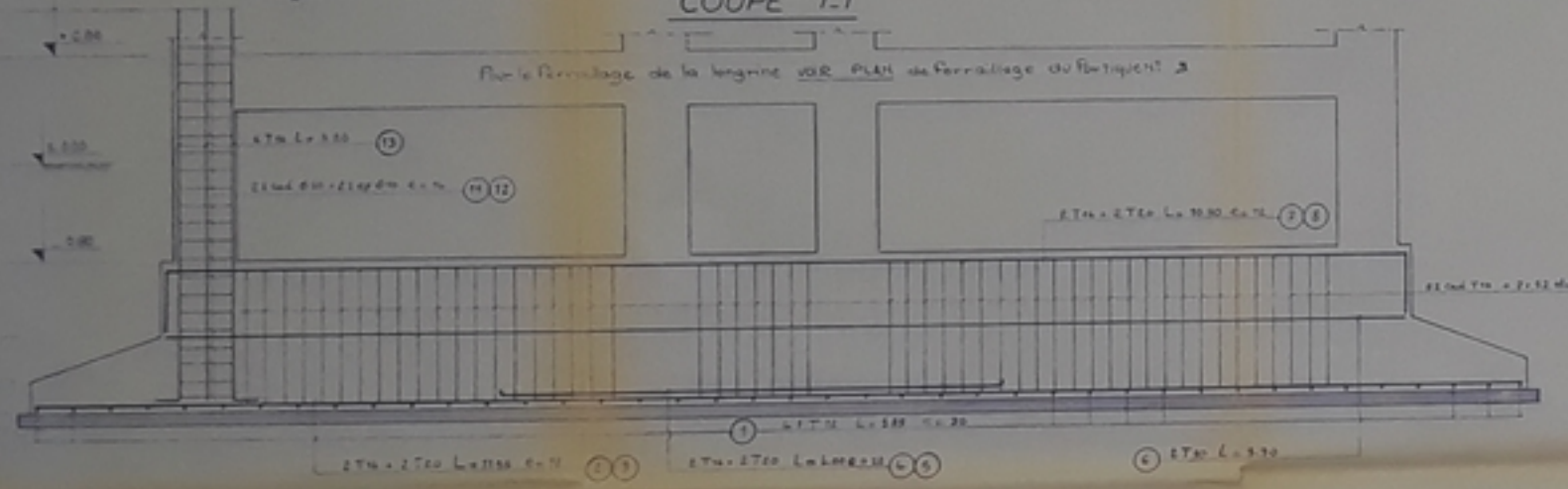
- Pour le coffrage de la longueur complétée voir plan de coffrage de l'ouvrage transversal
- Pour le coffrage des longueurs complétées voir plan de coffrage de l'ouvrage longitudinal

ORDONNANCE DES AGENTS

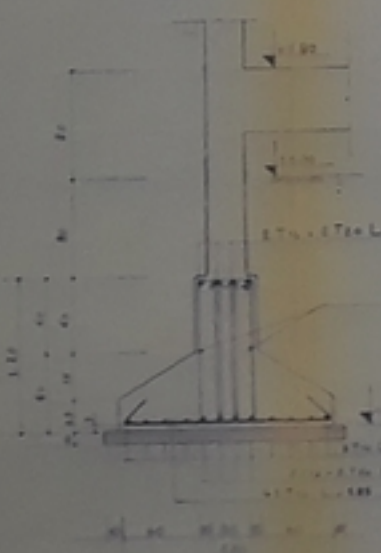
N°	DESIGNATION	QUANTITE	UNITE	REMARQUES	DATE
1	12	4	10	100	1.25
2	14	2	2	100	1.40
3	16	2	8	100	1.60
4	18	2	8	100	1.80
5	20	2	8	100	2.00
6	22	2	8	100	2.20
7	24	2	8	100	2.40
8	26	2	8	100	2.60
9	28	2	8	100	2.80
10	30	2	8	100	3.00
11	32	2	8	100	3.20
12	34	2	8	100	3.40
13	36	2	8	100	3.60
14	38	2	8	100	3.80
15	40	2	8	100	4.00
16	42	2	8	100	4.20
17	44	2	8	100	4.40
18	46	2	8	100	4.60
19	48	2	8	100	4.80
20	50	2	8	100	5.00
21	52	2	8	100	5.20
22	54	2	8	100	5.40
23	56	2	8	100	5.60
24	58	2	8	100	5.80
25	60	2	8	100	6.00
26	62	2	8	100	6.20
27	64	2	8	100	6.40
28	66	2	8	100	6.60
29	68	2	8	100	6.80
30	70	2	8	100	7.00
31	72	2	8	100	7.20
32	74	2	8	100	7.40
33	76	2	8	100	7.60
34	78	2	8	100	7.80
35	80	2	8	100	8.00
36	82	2	8	100	8.20
37	84	2	8	100	8.40
38	86	2	8	100	8.60
39	88	2	8	100	8.80
40	90	2	8	100	9.00
41	92	2	8	100	9.20
42	94	2	8	100	9.40
43	96	2	8	100	9.60
44	98	2	8	100	9.80
45	100	2	8	100	10.00



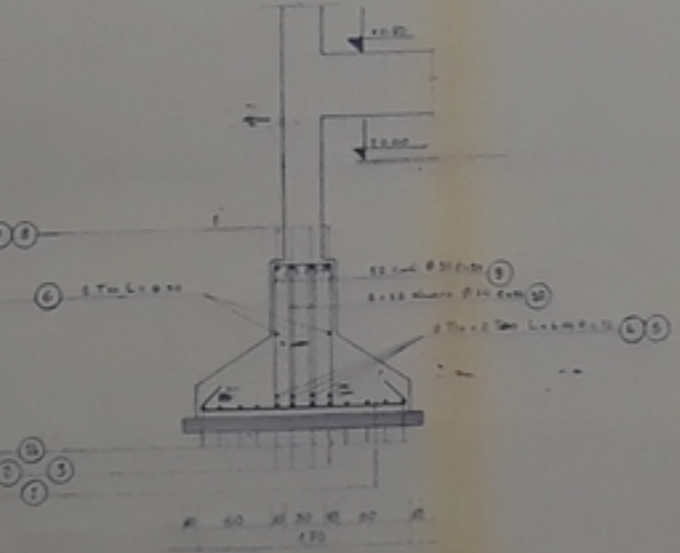
COUPE 1.1



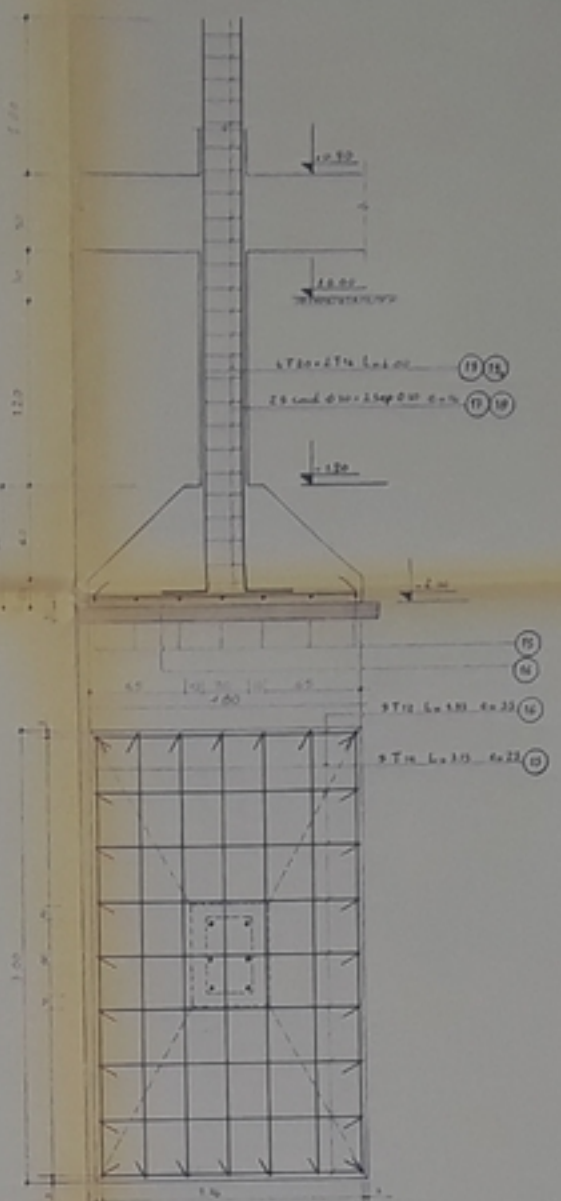
COUPE 3 3



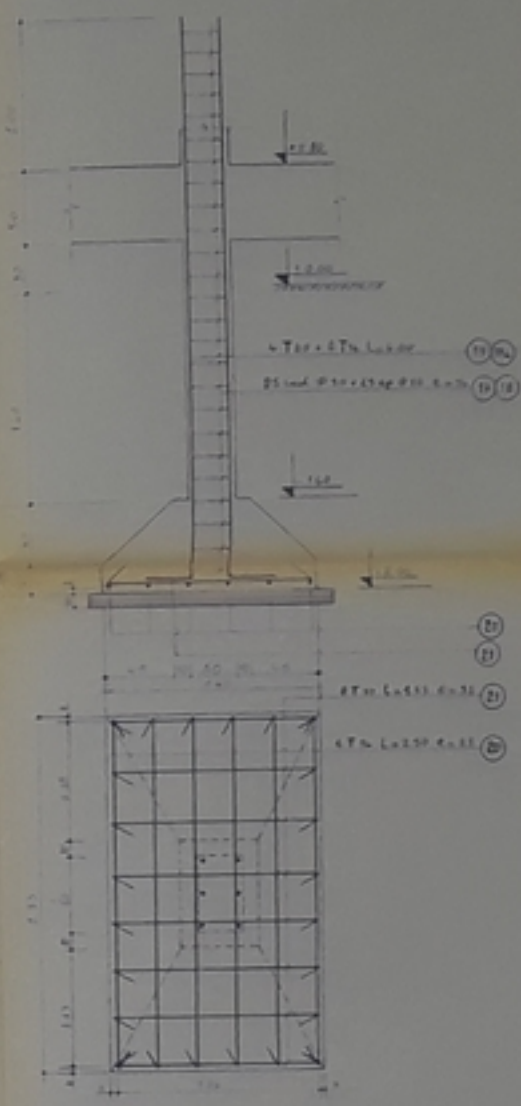
COUPE 2 2



SEMELLE 3



SEMELLE 2



COUPE 6 6



Université des Sciences et de Technologie
— d'ALGER —
— Ecole Nationale Polytechnique —
— Département Génie Civil —
PROMOTION JANVIER 1981
BATIMENT D'HABITATION
Projet de fin d'études
Designation N°1 — Propriété SNEP
Coffrage Étudié MOEROU
Ferrailage Par ITIM
Fondations Dirigé par St. EL...
Echelle 1/50 1/20 1/25

FERRAILLAGE DU PORTIQUE LONGITUDINAL : I-I:

-COUPES: POTEAUX:-

-COUPES: POUTRES:-

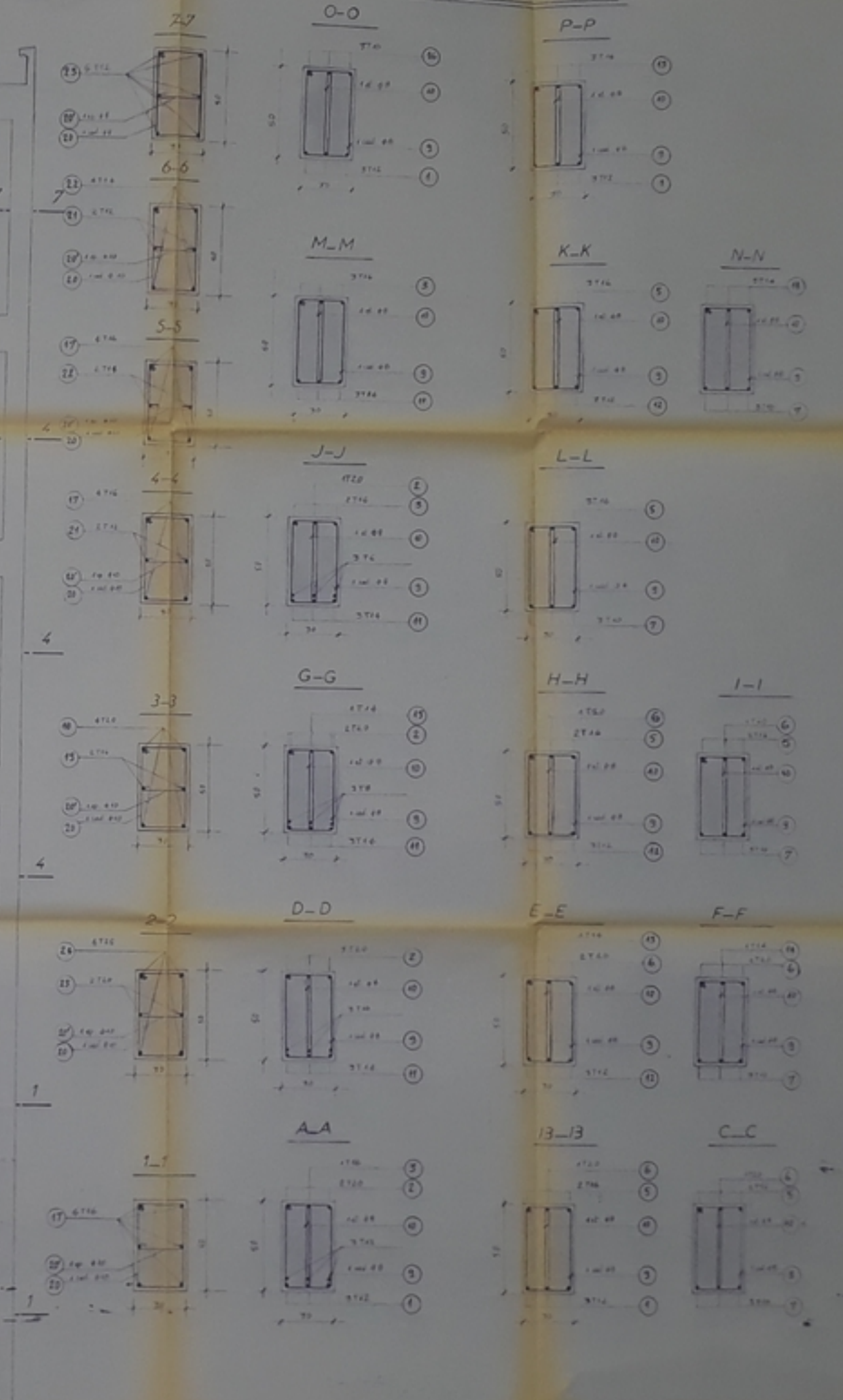


Table with multiple columns and rows, containing technical specifications and data. The table is partially obscured by a grid pattern.

Designation: P2

Collage: []

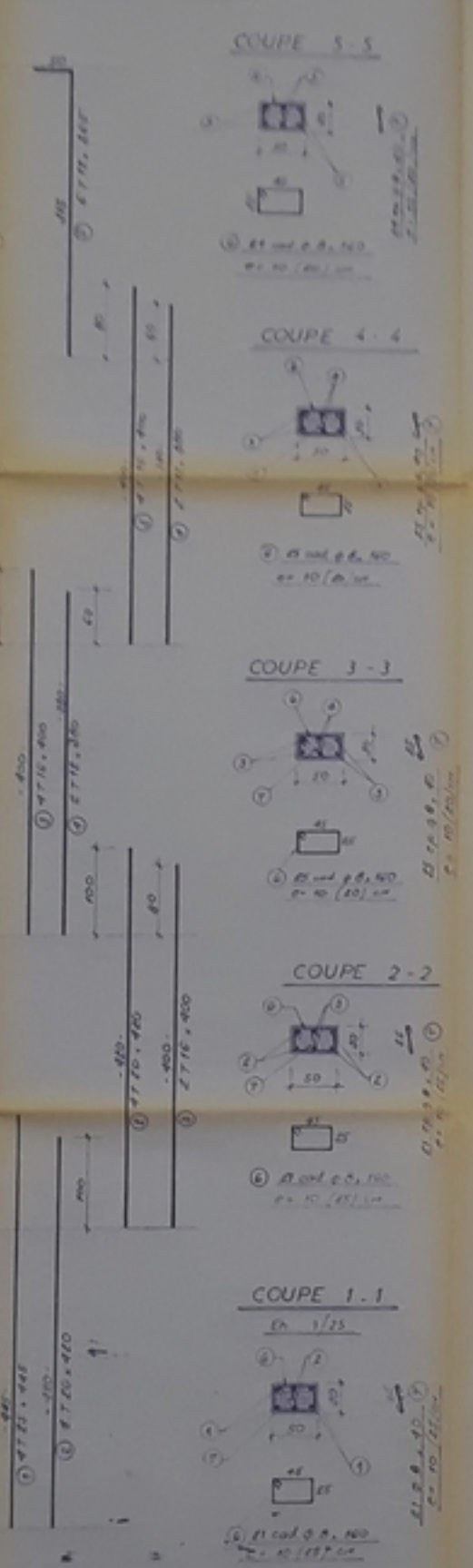
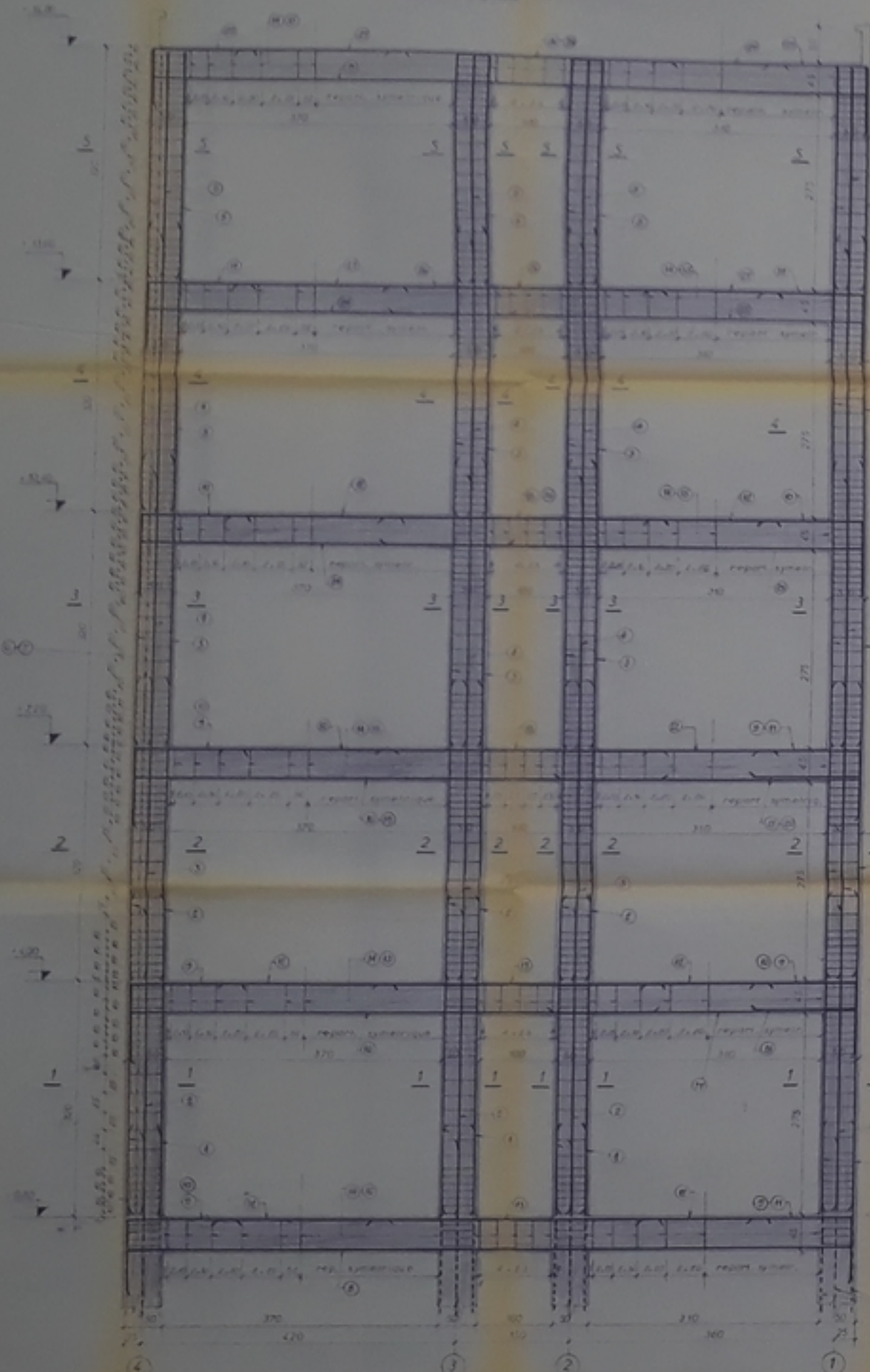
Reforçage: []

Armature Longitudinale: []

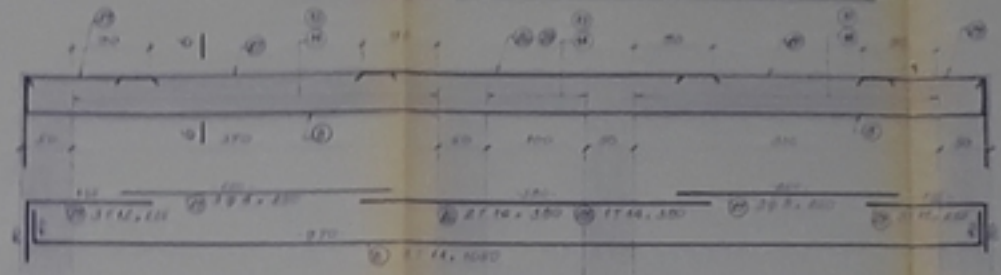
Etat: 25 - F.E.

echelle 1/25

Ferraillage des poteaux



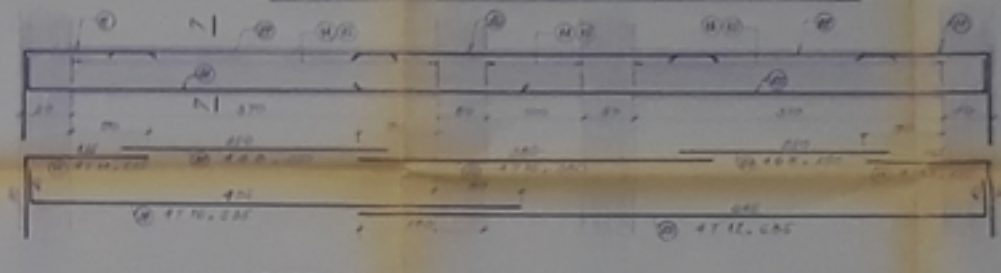
FERRAILLAGE de la POUTRE du niveau +16,80



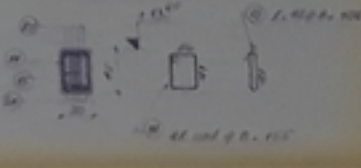
COUPE 6-6



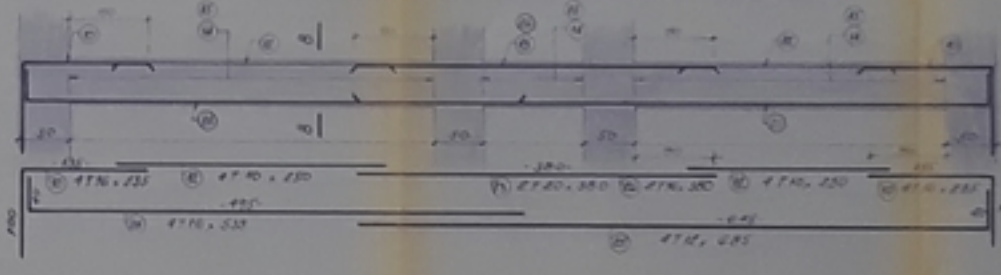
FERRAILLAGE de la POUTRE du niveau +13,60



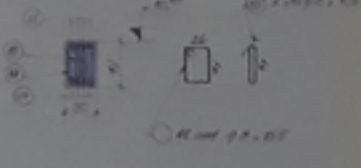
COUPE 7-7



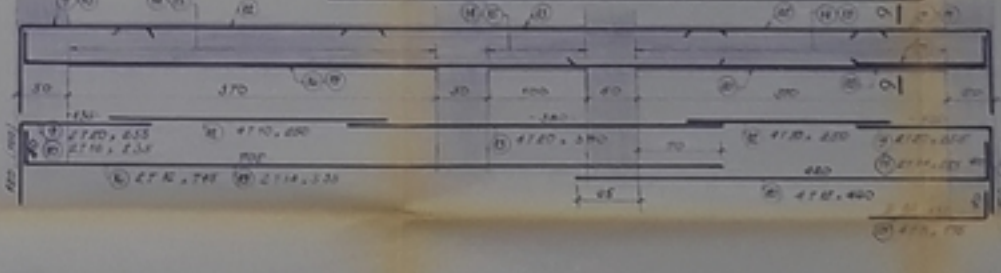
FERRAILLAGE de la poutre du niveau +10,40



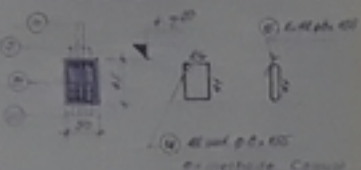
COUPE 8-8



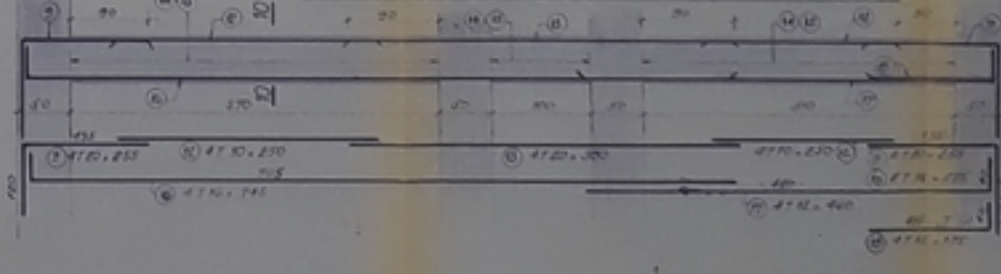
FERRAILLAGE de la POUTRE du niveau +7,20



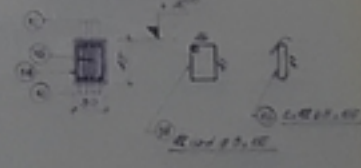
COUPE 9-9



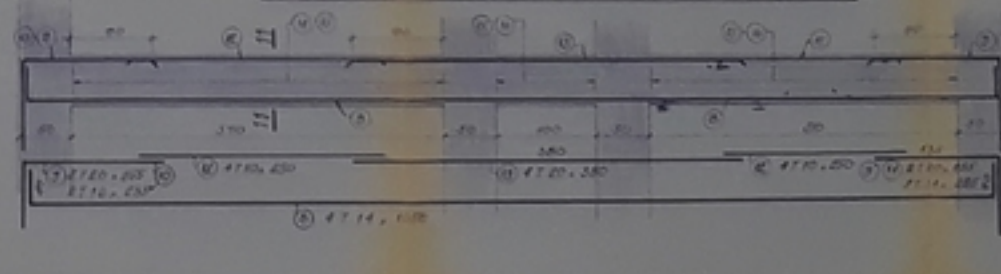
FERRAILLAGE de la POUTRE du niveau +4,00



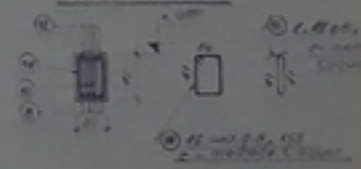
COUPE 10-10



FERRAILLAGE de la POUTRE du niveau +0,80

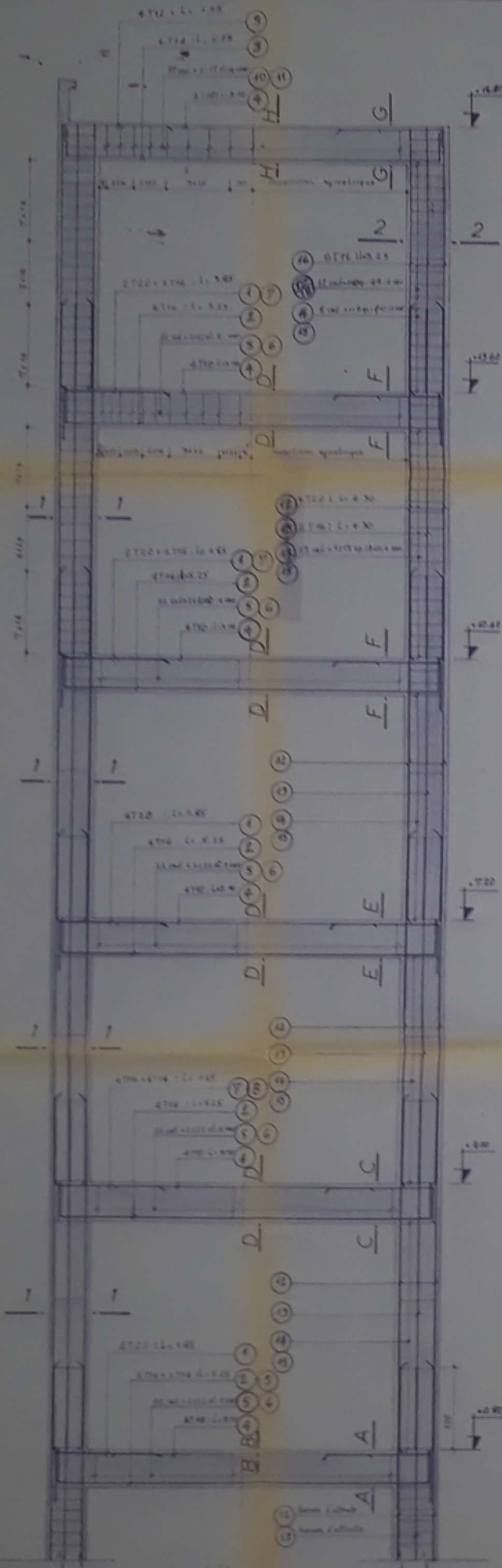


COUPE 11-11

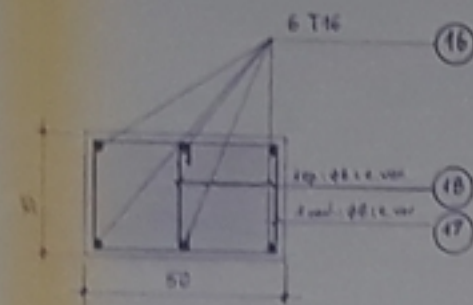


Journal des Sciences et de Technologie
 Ecole Nationale Supérieure
 Département Génie Civil
 PROMOTION JANVIER 80
 BÂTIMENT D'HAÏTION
 Projet de fin de stage
 Dessinateur P. J. [Signature]
 Coffrage [Signature]
 Ferraillage [Signature]
 Planche transversale
 - 2 - 2 -
 Echelle 1,25
 V8-11

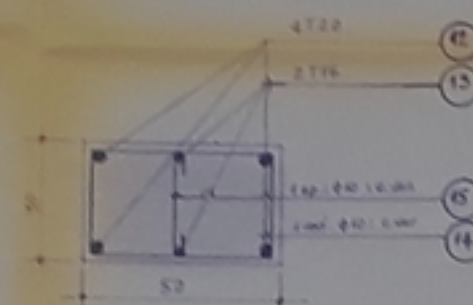
—: FERRAILLAGE DU PORTIQUE TRANSVERSAL :— (3-3)



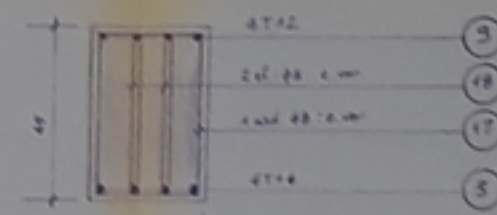
COUPE 2-2



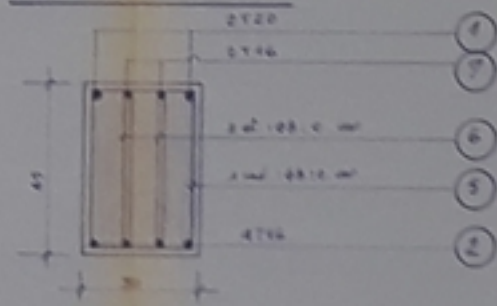
COUPE 1-1



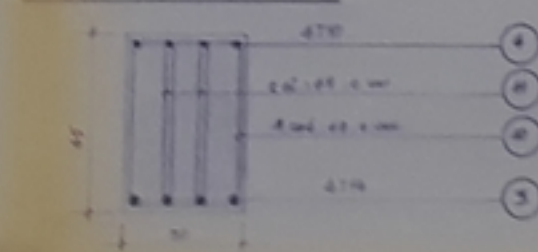
COUPE G-G



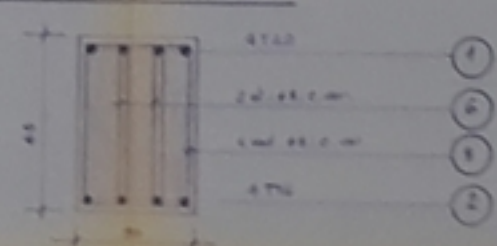
COUPE F-F



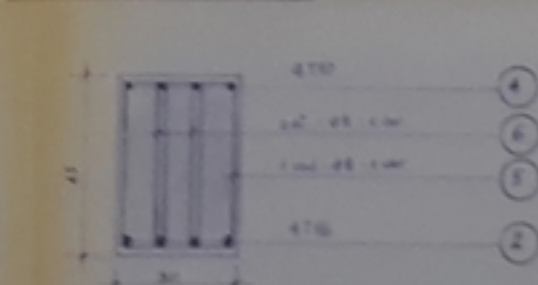
COUPE H-H



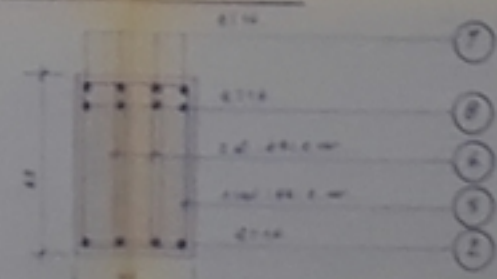
COUPE E-E



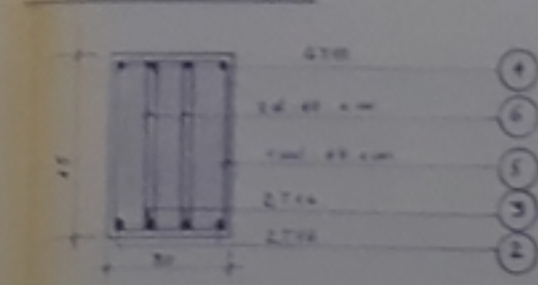
COUPE D-D



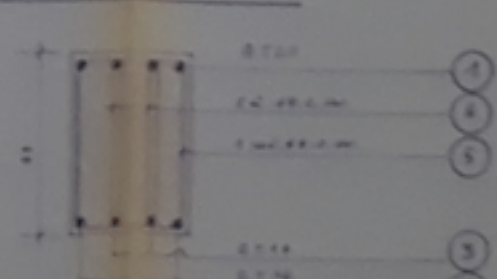
COUPE C-C



COUPE B-B



COUPE A-A

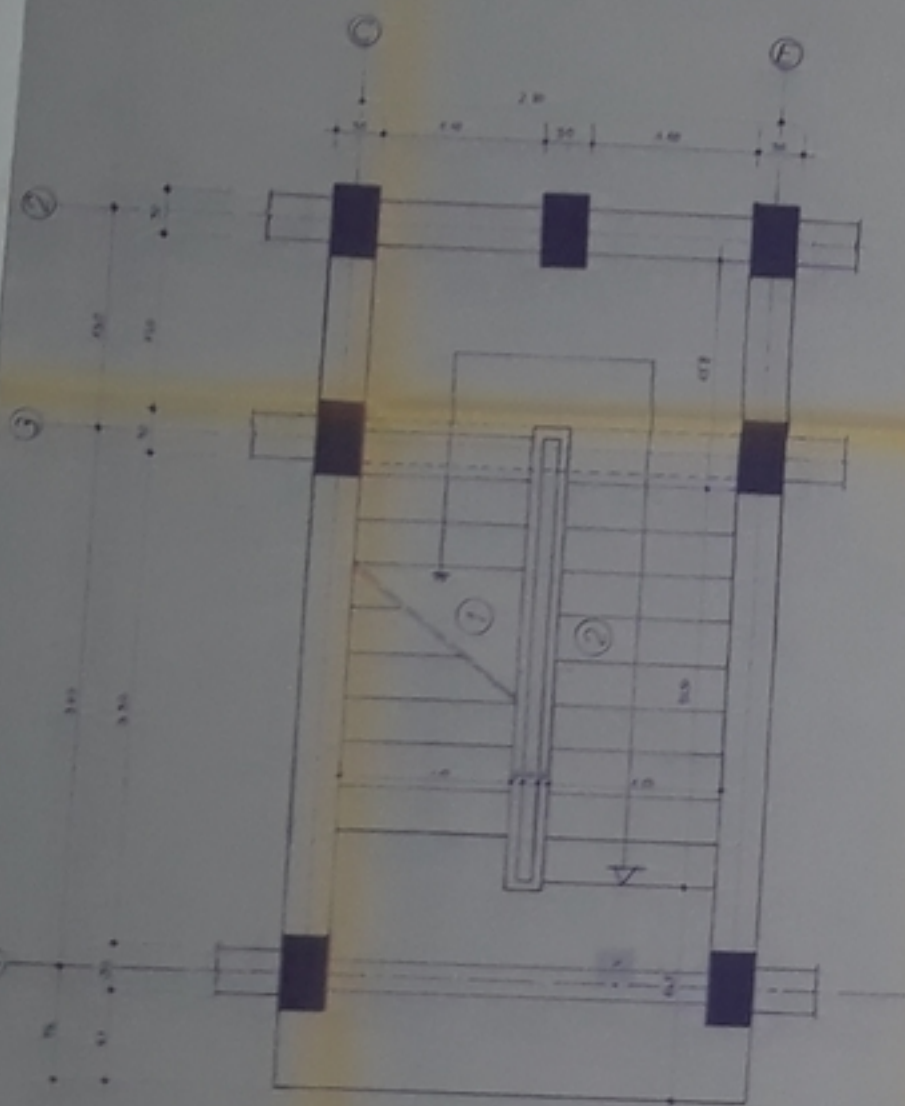


NOMENCLATURE DES ACIERS

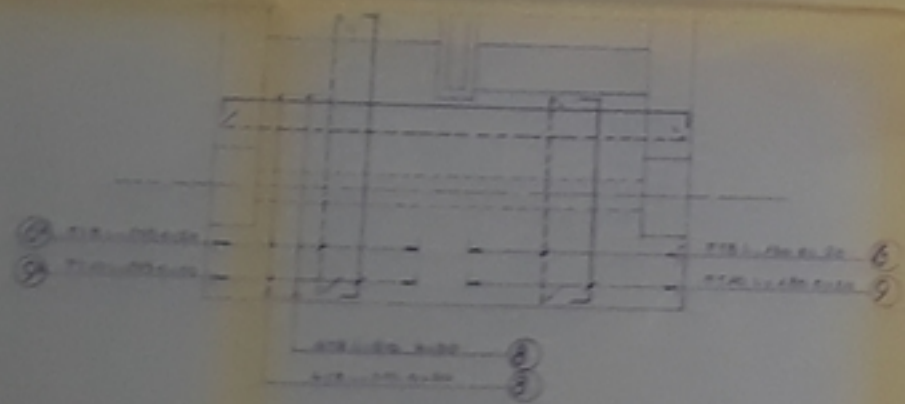
Quantité	Section	Longueur	Volume	Poids
1	2.0	1.0	2.0	1.57
2	2.0	1.0	4.0	3.14
3	2.0	1.0	6.0	4.71
4	2.0	1.0	8.0	6.28
5	2.0	1.0	10.0	7.85
6	2.0	1.0	12.0	9.42
7	2.0	1.0	14.0	10.99
8	2.0	1.0	16.0	12.56
9	2.0	1.0	18.0	14.13
10	2.0	1.0	20.0	15.70
11	2.0	1.0	22.0	17.27
12	2.0	1.0	24.0	18.84
13	2.0	1.0	26.0	20.41
14	2.0	1.0	28.0	21.98
15	2.0	1.0	30.0	23.55
16	2.0	1.0	32.0	25.12
17	2.0	1.0	34.0	26.69
18	2.0	1.0	36.0	28.26
19	2.0	1.0	38.0	29.83
20	2.0	1.0	40.0	31.40
21	2.0	1.0	42.0	32.97
22	2.0	1.0	44.0	34.54
23	2.0	1.0	46.0	36.11
24	2.0	1.0	48.0	37.68
25	2.0	1.0	50.0	39.25
26	2.0	1.0	52.0	40.82
27	2.0	1.0	54.0	42.39
28	2.0	1.0	56.0	43.96
29	2.0	1.0	58.0	45.53
30	2.0	1.0	60.0	47.10

Université des Sciences et de Technologie
— ALGER —
Ecole Nationale Polytechnique
Département Génie Civil
PROMOTION JANVIER 1981
BATIMENT D'HABITATION
Projet de fin d'études
Designation: N°4 - Projet
— Coffrage —
— Ferrailage —
— Portique Transversal —
— 3-3 —
1:25 - 1:10

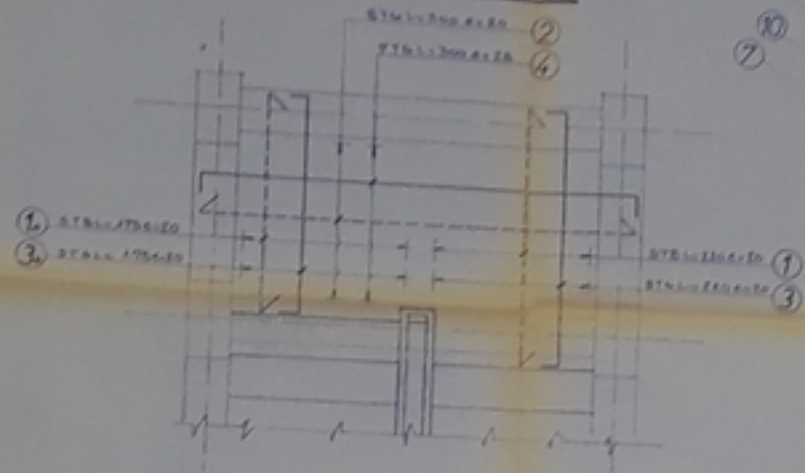
-VUE EN PLAN-CAGE D'ESCALIER-



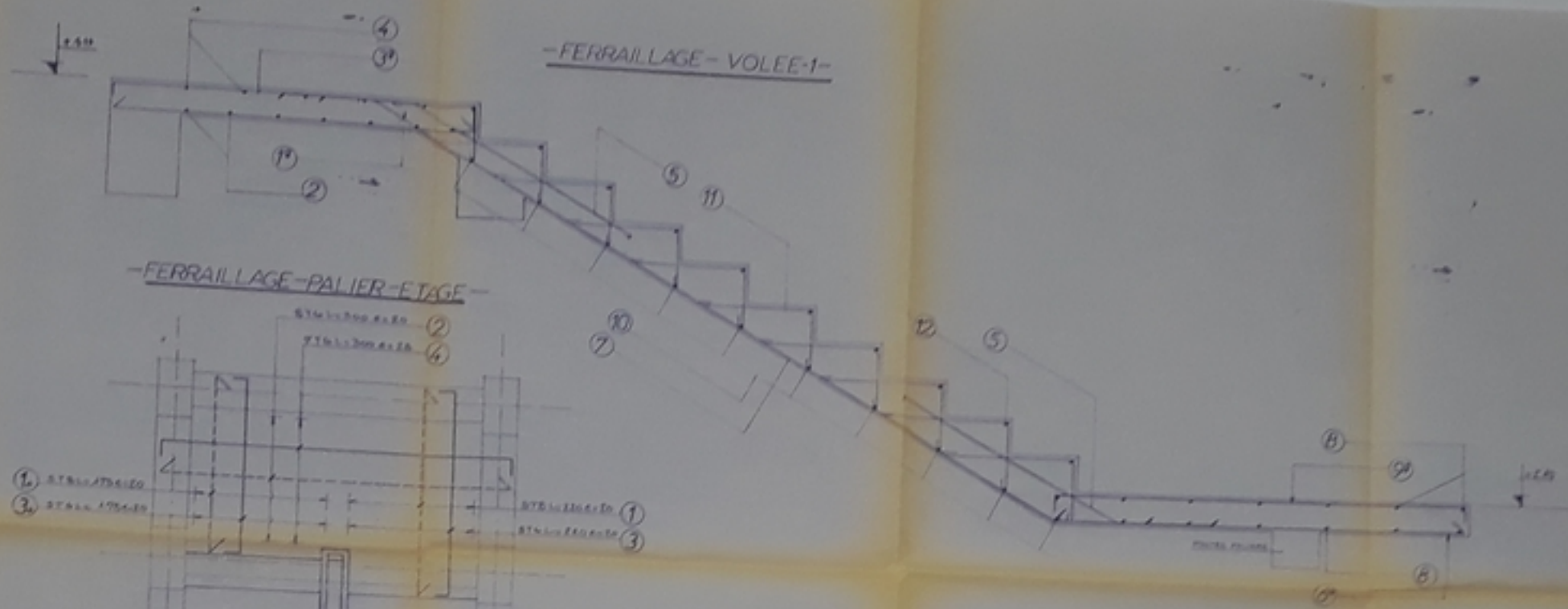
-FERRAILAGE-PALIER-INTERMEDIAIRE-



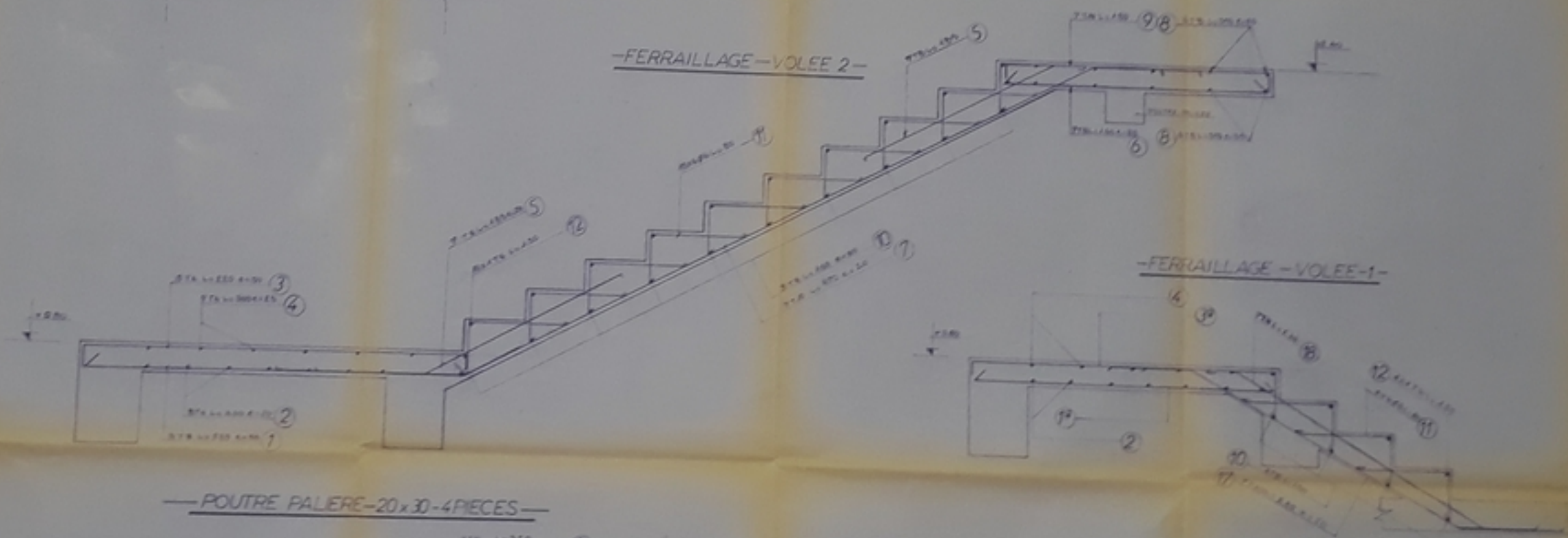
-FERRAILAGE-PALIER-ETAGE-



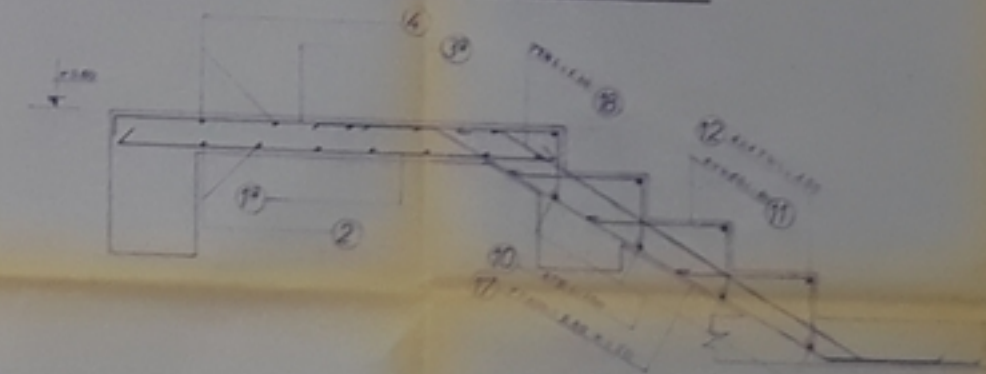
-FERRAILAGE-VOLEE-1-



-FERRAILAGE-VOLEE 2-



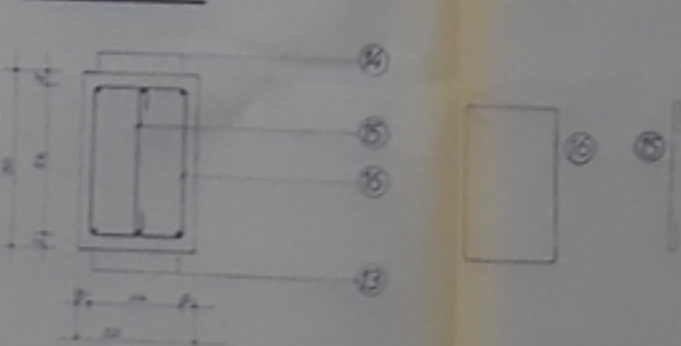
-FERRAILAGE-VOLEE-1-



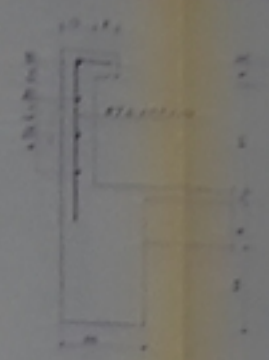
-POUTRE PALIERE-20x30-4PIECES-



-COUPE-1-1-



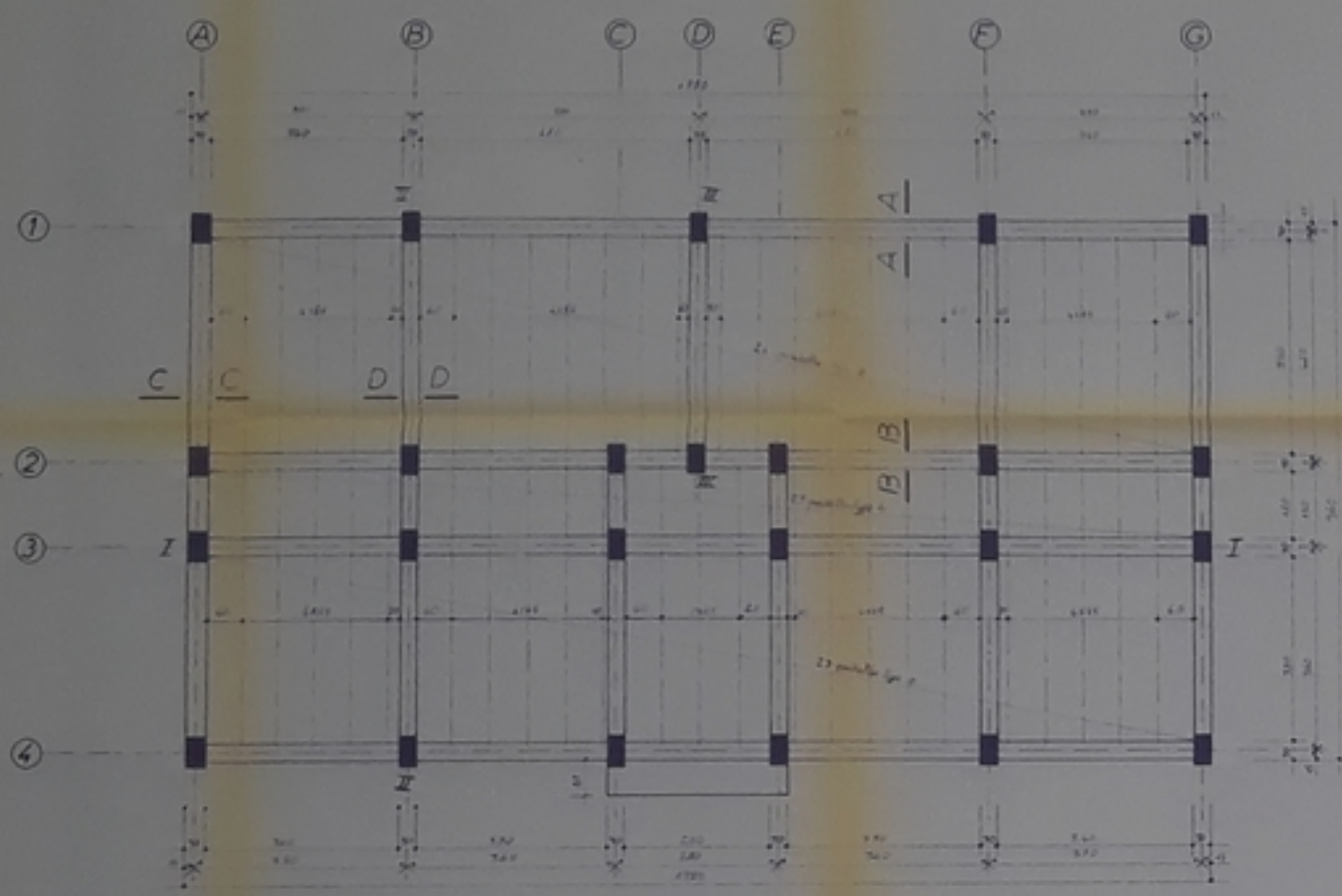
-FERRAILAGE-ACROTELE-



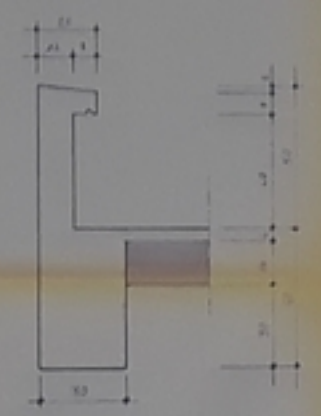
NO	DESCRIPTION	QUANTITE	UNITE	VOLUME	PESO
1					
2					
3					
4					
5					
6					
7					
8					
9					
10					
11					
12					
13					
14					
15					
16					
17					
18					
19					
20					
21					
22					
23					
24					
25					
26					
27					
28					
29					
30					
31					
32					
33					
34					
35					
36					
37					
38					
39					
40					
41					
42					
43					
44					
45					
46					
47					
48					
49					
50					

Journal des Travaux et de l'Etat des lieux
 - Etat des lieux -
 - Description des Travaux -
 PROJET DE TRAVAUX
 BREVET D'ETAT
 Plan de l'ouvrage
 Dessiné par M. S. [Signature]
 Vérifié par M. [Signature]
 Coiffage
 Ferrailage des Escaliers
 120 10 10

Plancher terrasse



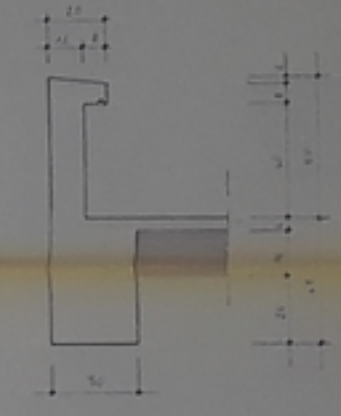
Coupe A-A



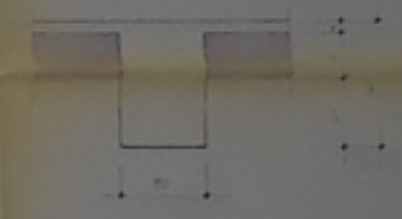
Coupe B-B



Coupe C-C



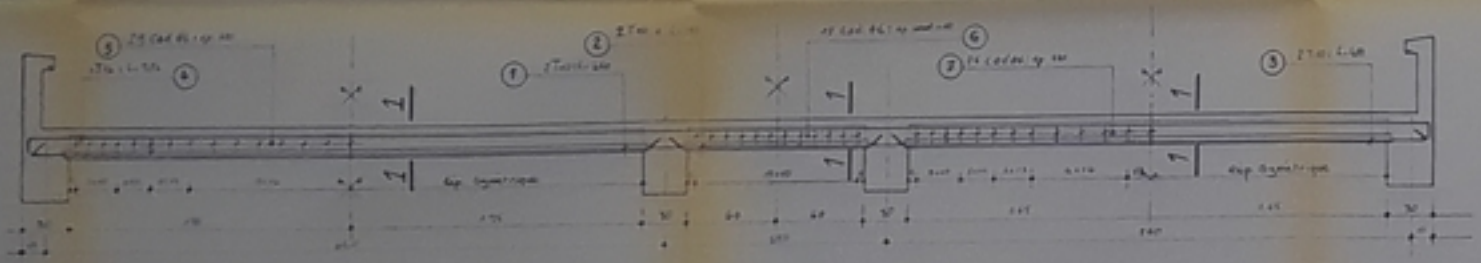
Coupe D-D



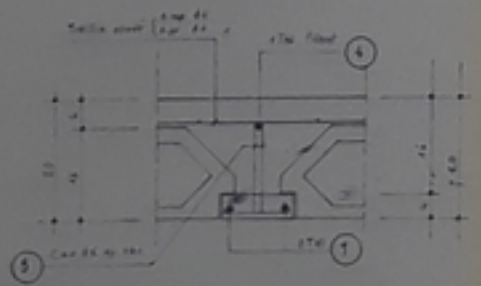
Poutrelle type a

Poutrelle type b

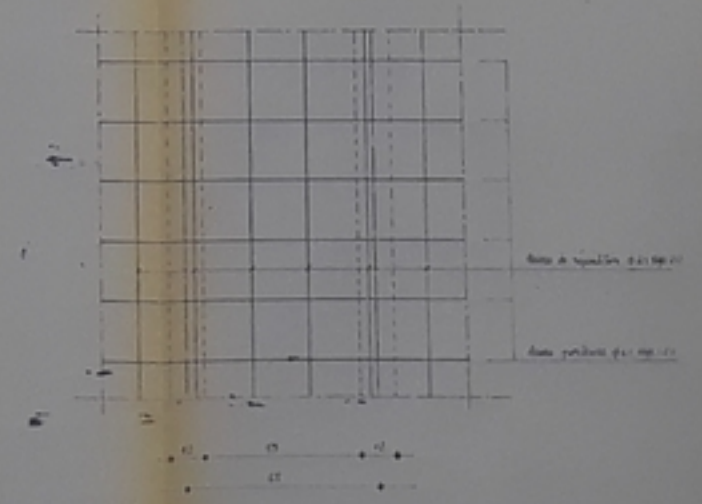
Poutrelle type c



Coupe 1-1



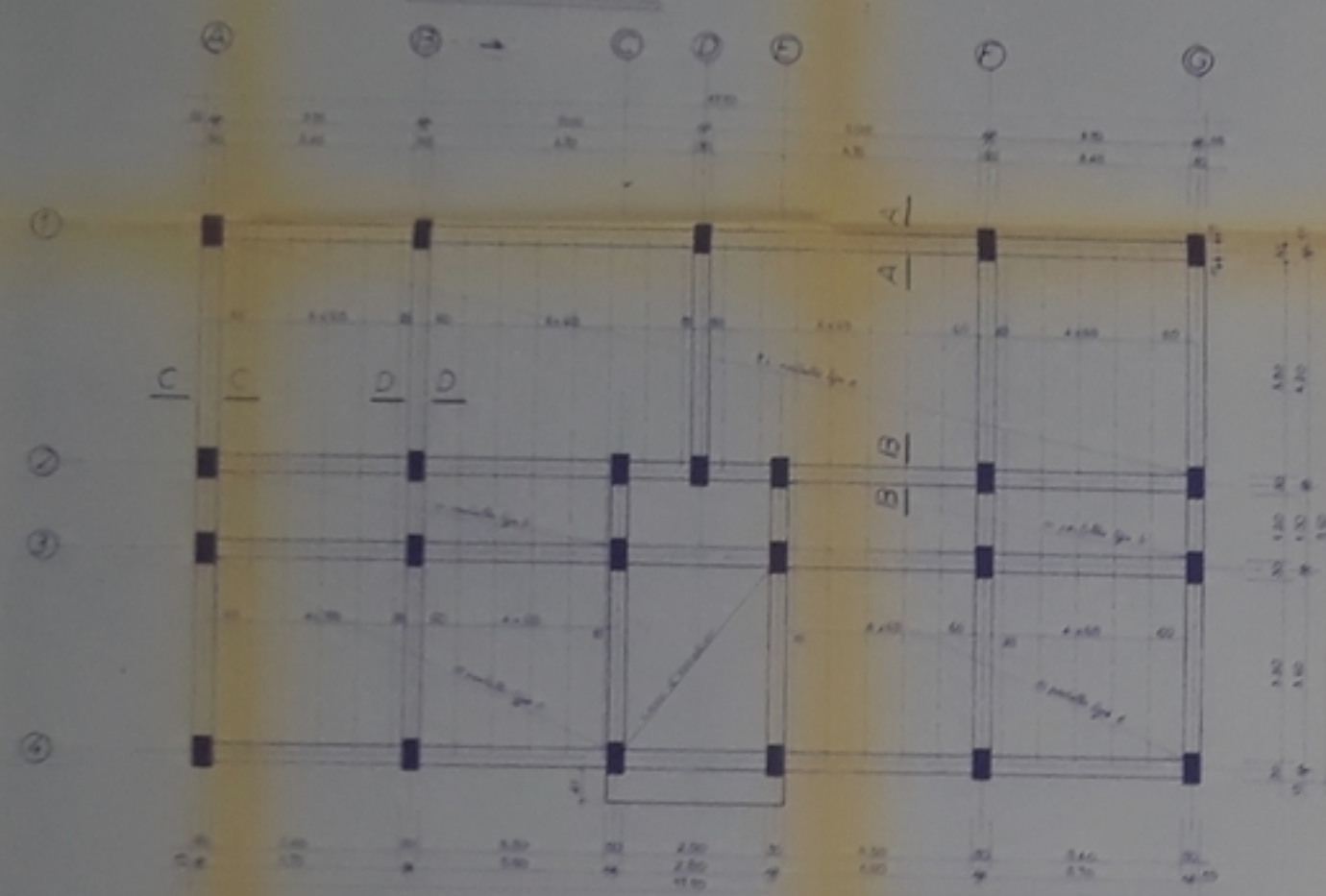
Ferraillage de la table de compression



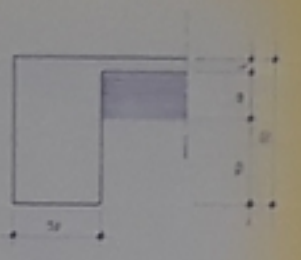
NOMENCLATURE DES ACIERS				
NO	POURTE	Forme des Aciers	Quantité	Longueur
1	2	1	2	4.40
2	2	2	2	2.7
3	2	2	2	4.40
4	2	1	1	2.7
5	4	2	2	4.5
6	4	2	2	4.5
7	4	2	2	4.5

Université des Sciences et de Technologie
 — d'ALGER —
 — Ecole Nationale Polytechnique —
 — Département Génie Civil —
 PROMOTION JANVIER 1981
 BATIMENT D'HABITATION
 Projet de fin d'études
 Désignation : — N°6 — Proposé — SNEER —
 COFFRAGE — Etudié — UEMROUK —
 FERRAILLAGE — Par — ITIM —
 PLACHER TERRASSE — Dirigé par — St. DIESO —
 Echelle 1:50 1:20 1:10 1:5

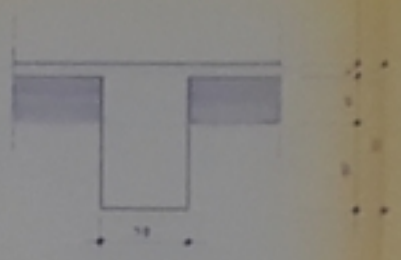
Plancher courant



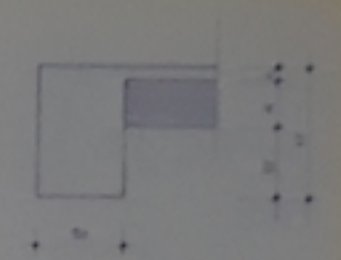
Coupe A-A



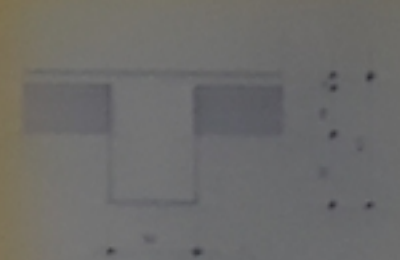
Coupe B-B



Coupe C-C



Coupe D-D



NOTA

Le Renouveau du Plancher courant
 sera étudié à l'échelle de 1/200
 dans le cadre de la thèse de M. L. Boudia
 sur les sols de Béton.

FB-1981
 2

Université des Sciences et de Technologie
ALGER
 Ecole Nationale Polytechnique
 Département Génie Civil
 PROMOTION JANVIER 1981
 BATIMENT D'HABITATION
 Projet de fin d'études

Designation	N°7	Essais - S&E
COFFRAGE - COUPE	Etude	DEBROUX
PLANCHER COURANT	Par	ITM
		Dirigé par M. L. Boudia
Echelle	1/20	1/20

