

وزارة التعليم و البحث العلمي

MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

100
ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT: G. CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

S U J E T

batiment d'habitation
ossature en voile

Proposé par :

E.B.A

Etudié par :

M.S. DJOUDI
M. BOUHICHA

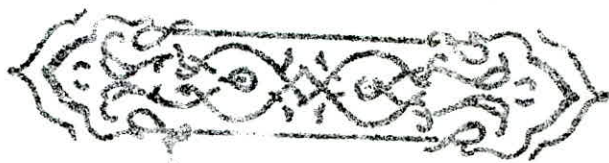
Dirigé par :

T. BRANCI

PROMOTION : JUIN 1985

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

وَقُلْ رَبِّ زِدْنِي عِلْمًا



اللَّهُمَّ ارْزُقْنَا حَسَنَ التَّوَكُّلِ عَلَيْكَ

اللَّهُمَّ إِنِّي أَسْأَلُكَ عِلْمًا نَافِعًا

إِنَّكَ تَسْمِعُ الدُّعَاءَ.

REMERCIEMENTS

Nous tenons à remercier vivement notre promoteur M^E Branci pour l'aide qu'il nous a apporté

Notre profonde gratitude est exprimée à tous les enseignants de l'école nationale polytechnique qui ont contribué à notre format.

Nos sincères remerciements à tous les enseignants qui nous ont aidé à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

Ainsi que les membres de jury pour l'honneur qu'il nous font en jugeant notre modeste travail.

M. S. Djoudi

M. Bouhiche

Spécialité:G. C. I. V. I. L.
Auteur:M. B. R. A. N. C. I
Ingénieur: .. { M. S. - D. J. A. O. U. D. I
 { M. - B. O. U. H. I. C. H. A

مصلحة الهندسة المدنية
وجه : السيد : برانسي
المهندس مهندس { م. ص. - جودي
 { م. بوهيشه

- الموضوع : عمارة للإسكان (R+4)
- الملخص المشروع يخص دراسة و حساب العناصر المقاومة لعمارة موجهة للإسكان الهوائي ذات طابق أرضي و أربعة طوابق عادية.
- هيكل العمارة عبارة عن جدران بالإسمنت المسلح (الخراسان).
- هذه العمارة سوف تبنى في نواحي تيارت منطقة ضعيفة الزلازل.
- حساب هذه العناصر يكون طبقا للقوانين الجزائرية ضد الزلازل (RPA. 81)

Objet:Batiment d'habitation (R+4) ossature en voiles.....

Résumé:
- Ce projet consiste à étudier et calculer les éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation à voiles (R+4)
- Ce bâtiment sera implanté dans la région de Tiaret, Zone de faible sismicité (Zone I).
Les calculs seront faits suivant les règles parasismiques algériennes (RPA 81)

Subject:Building of habitation (5 levels).....

Abstract: This project consist of désigning a building of habitation use (5 levels) in shear walls structure.
This building is located in Tiaret which is a feeble seismicity-zone, the computation were done in accordance with the algerian aseismic (R.P.A 81).

DEDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

la mémoire de mon père.

ma mère.

mes frères pour tous les sacrifices consentis à mon égard

mes sœurs

mes amis : Haffa, Zehana, Salim, Hachemi

tous ceux qui me sont chers.

M.S. DJOUDI

À

- Ma mère en signe de reconnaissance pour tous les sacrifices consentis à mon égard
- Mon père
- Mes frères et sœurs et à toute ma famille.
- Tous mes amis (A - B - D - M - S)

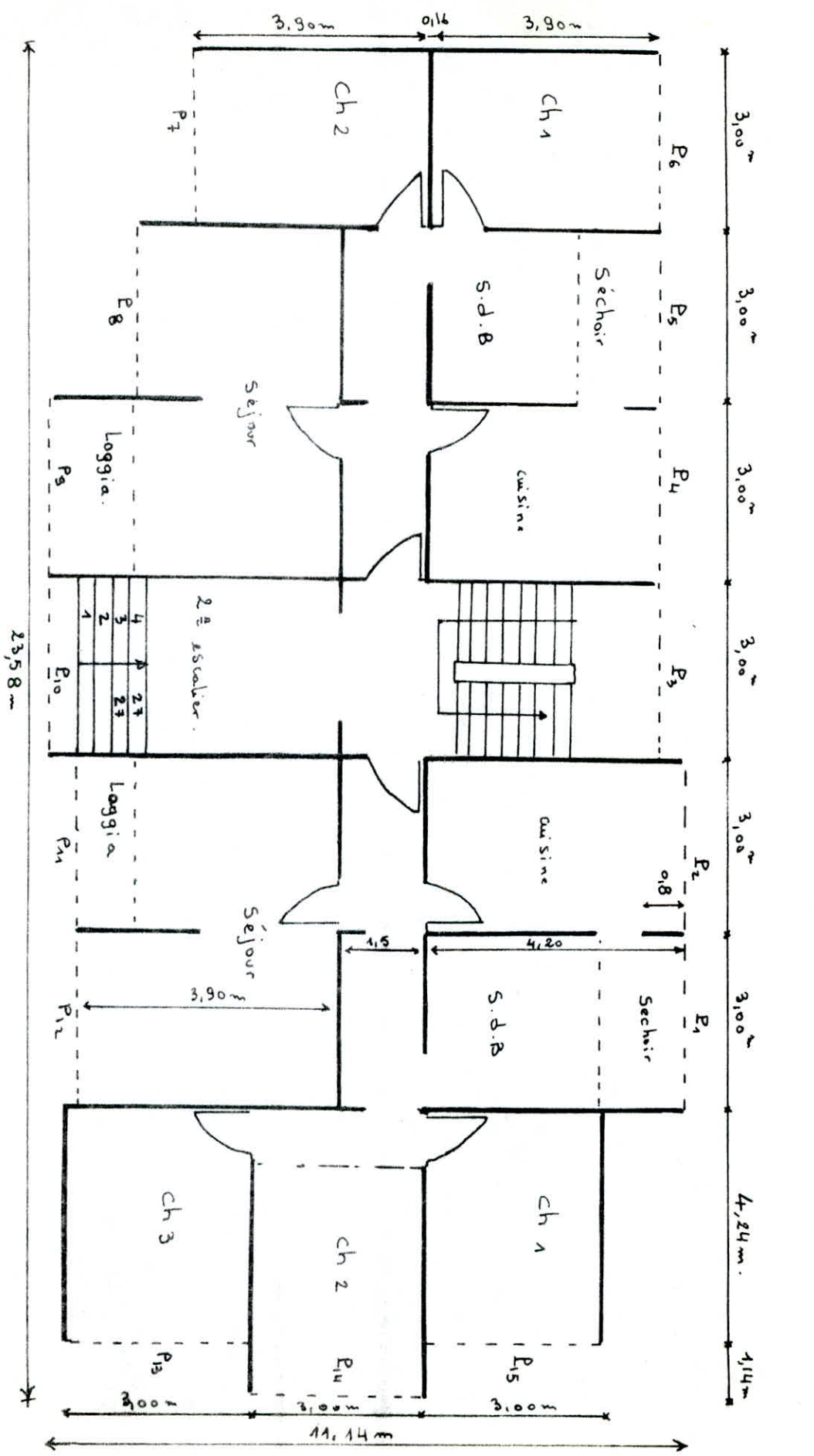
Je dédie ce humble travail.

M^{ed} Bouticha.

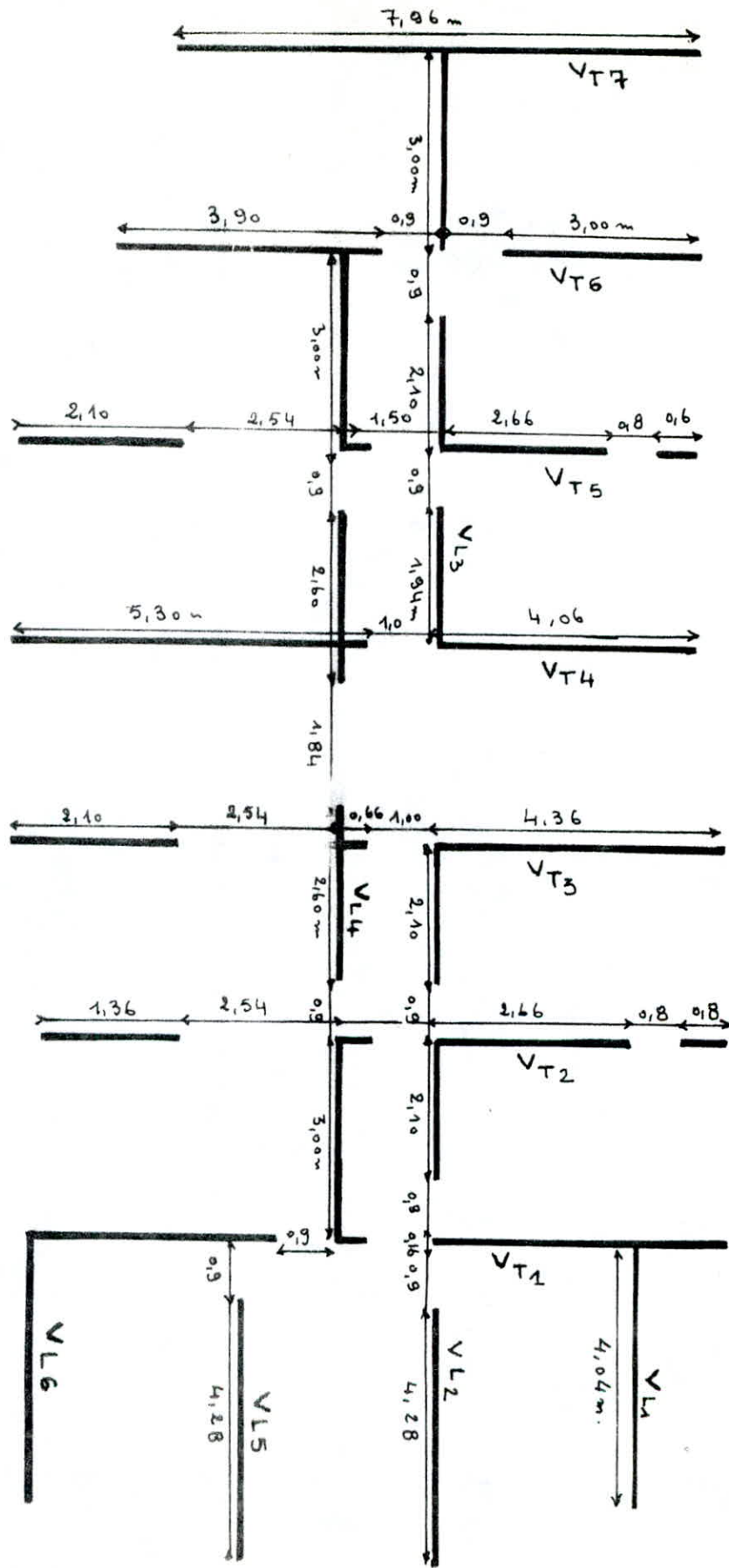
TABLE DES MATIERES

INTRODUCTION	1
Descente de charges	5
CALCUL DES ELEMENTS	
Calcul de L'acrotère.	9
Calcul des escaliers	10
Calcul des dalles	18
CARACTERISTIQUES-DES-VOILES	
Inerties équivalentes des voiles	32
Centre de masse	36
Centre de Torsion.	40
ETUDE AU SEISME	42
ETUDE AU VENT	49
CALCUL DES DEFORMATIONS	52
CHARGES VERTICALES	55
CHARGES HORIZONTALES	61
SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS	69
FERRAILLAGE DES VOILES	76
FERRAILLAGE DES LINTEAUX	85
VOILE PERIPHERIQUE	88
FONDATIONS	89
ANNEXES	
étude dynamique - détails des calculs	98

INTRODUKTION



Plan d'architecture. (R.D.C.).



Identification des voiles et des refends.

INTRODUCTION

Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été proposé par l' "EBA" porte sur l'étude des éléments résistants d'un bâtiment à usage d'habitation (R+4) faisant partie d'un projet de 3200 logements, qui sera implanté à "Tiaret" région classée par l'O.C.T.C de faible sismicité (zone I)

Longueur totale du bâtiment = 23,58 m.

Largeur totale du bâtiment = 11,14 m.

Hauteur totale du bâtiment = 15,87 m.

Distance entre nus des planchers = 2,69 m.

Le niveau du Rez de chaussée est surélevé de 0,9 m par rapport au sol.

Ossature

- elle est constituée uniquement en voiles d'épaisseur $e = 16\text{ cm}$ assurant ainsi le contreventement longitudinal (6 voiles) et transversal (7 voiles).
- Les planchers sont réalisés en dalles pleines en B.A. ($e = 16\text{ cm}$) sauf celui du rez de chaussée qui sera réalisé en corps creux à poutrelles préfabriquées.
- Les façades sont faites en éléments préfabriqués en usine, n'assurant aucun rôle résistant.

- Le Revêtement est :
 - en plâtre pour les murs et plafonds.
 - en carrelage pour les planchers
 - en céramique pour les salles d'eau.

Caractéristiques mécaniques des matériaux

A) Béton : Le béton est dosé à 350 kg/m^3 de CPA 325. contrôle atténué; la grosseur des granulats $C_g = 5/15\text{ mm}$; la résistance nominale de compression $\sigma_{28} = 27\text{ b}$; la résistance nominale de traction est $\sigma_{28} = 23,2\text{ b}$.

Le dosage d'un (1 m^3) de béton sera :

800 l de gravillon. - 400 l de sable - 350 l. de ciment - 175 l d'eau.

A-1) contrainte de compression admissibles (art 9-4 C.C.BA 68).

La contrainte admissible $\bar{\sigma}_b = \rho'_b \sigma'_{28}$ avec $\rho'_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon$.

les 5 coefficients ($\alpha; \beta; \gamma; \delta; \epsilon$) sont définis dans (l'art 9-4 C.C.BA 68).

* pour la compression simple : $\alpha = 1$; $\beta = \frac{5}{6}$; $\gamma = 1$; $\delta = 0,3$; $\epsilon = 1$. (section rectang)

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{b_0} = 67,5\text{ b} = 68,5\text{ kg/cm}^2$ sous S_{P_1} $\bar{\sigma}'_{b_0} = 1,5(68,5) = 102,75\text{ kg/cm}^2$ sous S_{P_2}

en flexion: $\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot 270 = 225 \delta \cdot \epsilon \cdot (b)$.

pour la flexion simple ou flexion composée avec traction en section rectangulaire on a:

$\delta = 0,6 ; \epsilon = 1 \Rightarrow \bar{\sigma}_b = 135 b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \text{ en SP}_1 \quad \bar{\sigma}'_b = 1,5 (137) = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (SP}_2)$

A-2) Contrainte de traction de référence: (art 9.5 c.c.BA 68).

$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28}$ avec $\rho_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta$ définis dans l'article ci dessus.

$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_{28} = 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 0,256 (270) = 5,8 b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$.

B. Aciers: 3 catégories d'aciers sont utilisés:

- Acier doux (ADx) Fe 24 $\rightarrow \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$
- Acier à haute adhérence (HA) Fe E 40 \rightarrow
- treillis soudés $\rightarrow (\phi \leq 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2 ; \phi > 6 \text{ mm} \rightarrow \sigma_{en} = 4500 \text{ Kg/cm}^2)$.

- Contraintes admissibles de traction pour les aciers longitudinaux:

$\bar{\sigma}_a = \rho_a \sigma_{en} \rightarrow \begin{cases} \rho_a = \frac{2}{3} & \text{sous SP}_1 \\ \rho_a = 1 & \text{sous SP}_2 \end{cases}$

Pour l'ADx: $\bar{\sigma}_a = 1600 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP_1 ; $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ Kg/cm}^2$ (SP_2).

Pour l'HA ($\phi \leq 20$): $\bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$ sous SP_1 ; $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200$ (SP_2).

($\phi > 20$): $\bar{\sigma}_a = 2670 \text{ Kg/cm}^2$ (SP_1) ; $\bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4000 \text{ Kg/cm}^2$ (SP_2).

- Contraintes admissibles imposées par la condition de non fissuration

$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} \sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} \text{ fissuration systématique} \\ \sigma_2 = 2,4 \sqrt{K \frac{\eta}{\phi} \bar{\sigma}_b} \text{ fissuration accidentelle} \end{array} \right. \end{array} \right.$

- K = coefficient de conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage.

K = 1,5 . 10⁶ (site protégé ; fissuration peu nuisible)

K = 0,5 . 10⁶ (fissuration très nuisible ; site exposé à un milieu agressif)

K = 1 . 10⁶ (fissuration nuisible ; site exposé aux intempéries)

ϕ = diamètre nominal (en mm) de la plus grosse barre tendue

η = coefficient de fissuration. $\eta = 1$ pour l'ADx ; $\eta = 1,6$ pour l'HA

\bar{w}_f = pourcentage de fissuration $\bar{w}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{\text{sect}^2 \text{ tot. de barres tendues}}{\text{sect}^2 \text{ du béton entourant les aciers}}$

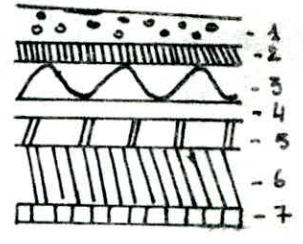
$\bar{\sigma}_b$ = contrainte admissible de traction du béton

DESCENTE DE CHARGES

- 1) Acrotère : - poil propre : $G = (0,62 \cdot 0,1 + 0,05 \cdot 0,2 + \frac{0,12 \cdot 0,05}{2}) \cdot 2500 = 193 \text{ Kg/m}^2$
 - surcharge : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$ (surcharge due à la main courante, appliquée horizontalement)

2) Plancher terrasse : a) charges permanente.

- ① protection gravier (4cm) - - - - - $1800 \cdot 0,04 = 72 \text{ Kg/m}^2$
 - ② étanchéité (2cm) - - - - - $= 12 \text{ Kg/m}^2$
 - ③ liège (4cm) - - - - - $400 \cdot 0,04 = 16 \text{ Kg/m}^2$
 - ④ pare vapeur - - - - - $= 2,5 \text{ Kg/m}^2$
 - ⑤ forme de pente (1,5%) - - - - - $2200 \cdot 0,008 = 17,6 \text{ Kg/m}^2$
 - ⑥ dalle pleine en B.A (16cm) - - - - - $2500 \cdot 0,16 = 400 \text{ Kg/m}^2$
 - ⑦ enduit en plâtre (2cm) - - - - - $1400 \cdot 0,02 = 28 \text{ Kg/m}^2$
- charge permanente totale $G = 548 \text{ Kg/m}^2$

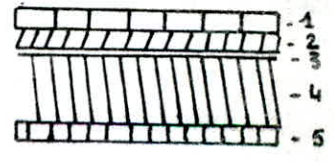


b) Surcharges:

terrasse non accessible (sans entretien) : $P = 100 \text{ Kg/m}^2$.
 pour la neige, on suppose que cette surcharge n'agit pas au même temps que la surcharge d'exploitation.

3) Plancher d'étage courant : a) charge permanente.

- ① carrelage (2cm) (22 Kg/m^2 par cm) - - - - - $= 44 \text{ Kg/m}^2$
 - ② Mortier de pose (2cm) - - - - - $2200 \cdot 0,02 = 44 \text{ Kg/m}^2$
 - ③ sable (1cm) - - - - - $1800 \cdot 0,01 = 18 \text{ Kg/m}^2$
 - ④ Dalle en B.A (e = 16cm) - - - - - $2500 \cdot 0,16 = 400 \text{ Kg/m}^2$
 - ⑤ enduit en plâtre (2cm) - - - - - $= 28 \text{ Kg/m}^2$
- cloisons supposés uniformément répartie - - - - - $= 75 \text{ Kg/m}^2$
- charge permanente totale $G = 610 \text{ Kg/m}^2$

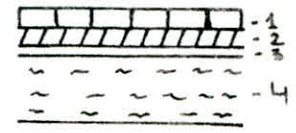


b) sur charges:

bâtiment à usage d'habitation $P = 175 \text{ Kg/m}^2$.

4) Plancher de rez de chaussée : a) charge permanente.

- ① carrelage (2cm) - - - - - $= 44 \text{ Kg/m}^2$
- ② mortier de pose (2cm) - - - - - $= 44 \text{ Kg/m}^2$
- ③ sable (1cm) - - - - - $= 18 \text{ Kg/m}^2$
- ④ hourdis + table de compression (16+4) - - - - - $= 250 \text{ Kg/m}^2$



La charge permanente totale est : pds du plancher + cloison.

$$G_t = 356 + 75 = 431 \text{ Kg/m}^2$$

b) surcharges : $P = 175 \text{ Kg/m}^2$

5) Loggia et sechoirs :

on a une concentration de surcharges d'exploitation $P = 350 \text{ Kg/m}^2$

les charges permanentes sont identiques à celles des planchers correspondants.

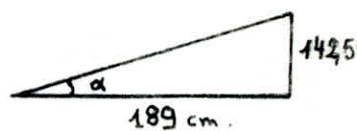
6) Escalier :

a) palier : La charge permanente est identique à celle du plancher $G = 610 \text{ Kg/m}^2$

- surcharge : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

b) paillese :

- charge permanente ($e = 12 \text{ cm}$)



- poids propre $\frac{2500 \cdot 0,12}{\cos \alpha} = 376 \text{ Kg/m}^2$

- poids des marches $2200 \frac{0,178}{2} = 196 \text{ Kg/m}^2$

$$\cos \alpha = 0,798$$

- revêtement (carrelage + mortier + sable) $= 106 \text{ Kg/m}^2$

- garde corps en acier $= 30 \text{ Kg/m}^2$

charge permanente totale $G = 708 \text{ Kg/m}^2$

- surcharge d'exploitation : $P = 250 \text{ Kg/m}^2$

7) Façades :

Les façades sont faites en panneau préfabriqué et il existe 5 types.

- type 1 : $(P_8; P_{11})$ $G = 3,696 \text{ t}$

- type 2 : $(P_6; P_7; P_{12}; P_{13}; P_{14}; P_{15})$ $G = 3,041 \text{ t}$

- type 3 : $(P_2; P_4)$ $G = 3,241 \text{ t}$

- type 4 : $(P_1; P_3; P_5)$ $G = 2,239 \text{ t}$

- type 5 : $(P_9; P_{10})$ $G = 2,682 \text{ t}$

le poids total des façades par étage est $G = 44,217 \text{ t}$

8) Gaine d'aération :

$$G = 280 \text{ Kg/ml}$$

- charge au niveau des fondations.

voiles	charges permanentes (+)	surcharge (+)
V_{p_1}	51,599	4,613
V_{p_2}	135,972	17,789
V_{p_3}	87,454	10,92
V_{p_4}	150,252	17,906
V_{p_5}	82,119	10,798
V_{p_6}	51,559	4,613
V_{t_1}	129,065	17,504
V_{t_2}	156,056	21,588
V_{t_3}	159,116	25,105
V_{t_4}	160,989	25,061
V_{t_5}	143,338	21,112
V_{t_6}	149,639	18,736
V_{t_7}	100,851	8,831

Le poids total du bâtiment est

$$G = 1575,74t$$

CALCUL

DES

ELEMENTS

ACROTÈRE

L'acrotère est assimilé à une console encastree au niveau du plancher terrasse sollicitée par son poids propre G et la surcharge due à la main courante P

$G = 193 \text{ Kg/ml}$ $P = 100 \text{ Kg/ml}$

cette console sera calculée en flexion composée

avec : $N = G = 193 \text{ Kg/ml}$

$M = 1,2 P \cdot h = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,72 = 87 \text{ Kg} \cdot \text{m/ml}$

L'excentricité est : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{87}{193} = 0,45 \text{ m}$

$e_0 = 0,45 \text{ m} > e_1 = \frac{h}{6} = \frac{10}{6} = 1,67 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est partiellement comprimée

Le moment par rapport aux aciers tendus est :

$M_A = N \cdot f = N (e_0 + \frac{h}{2} - d) = 193 (45 + \frac{10}{2} - 2) = 92,46 \text{ Kg} \cdot \text{m/ml}$

le moment résistant du béton est :

$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_b \bar{\alpha} \bar{\gamma} b h^2$ avec $\bar{\alpha} = \frac{m \bar{\sigma}_b}{m \bar{\sigma}_b + \bar{\sigma}_a}$; $\bar{\gamma} = 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \Rightarrow M_{rb} = 1583,5 \text{ Kg} \cdot \text{m/ml}$

$M_{rb} \gg M_A$ donc pas d'aciers comprimés ($A' = 0$).

La section d'aciers en flexion simple sera donc :

$A_{fs} = \frac{M_A}{\bar{\sigma}_a} = \frac{92,46 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,875 \cdot 8} = 0,47 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ce qui nous donne $A_{fc} = A_{fs} - \frac{M}{\bar{\sigma}_a}$

La section d'aciers en flexion composée $A_{fc} = 0,47 - \frac{193}{2800} = 0,40 \text{ cm}^2$

cette section étant faible on adoptera celle donnée par la condition de non fragilité

(C.C. BA 68 art 5-2) $\rightarrow A \geq 0,69 b h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{a,m}}$ $\Rightarrow A \geq 0,77 \text{ cm}^2$ on prend 4HA6/ml espacées de $t = 25 \text{ cm}$. ($A = 1,13 \text{ cm}^2$) ce qui est conforme aux espacements admissibles donnés par C.C. BA 68 (art 5.7.33) $\bar{t} = \min(3h ; 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$ (vérifié)

- On prévoit aussi des armatures de peau car l'acrotère est exposé aux intempéries. C.C. BA 68 art (5.7.33) on prend $A_p = 4 \text{ HA6/ml}$ ($A = 1,13 \text{ cm}^2$) perpendiculaires aux armatures principales.

- toute Les vérifications sont satis faites à savoir :

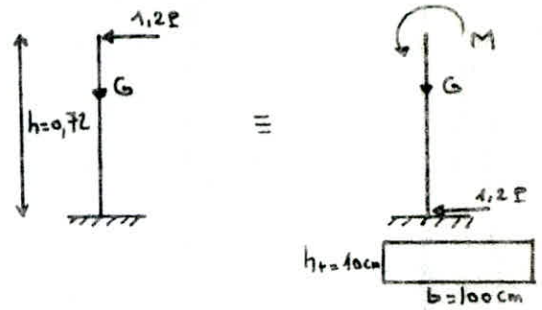
- condition de non fragilité - effort tranchant $T = 1,2 P$ ($T + \frac{M}{3} < 0$)

- Vérification au séisme locale (R.P.A 81 art 3.39).

$F_p = \sum I C_p W_p$; $W_p =$ poids de l'acrotère = 193 Kg/ml

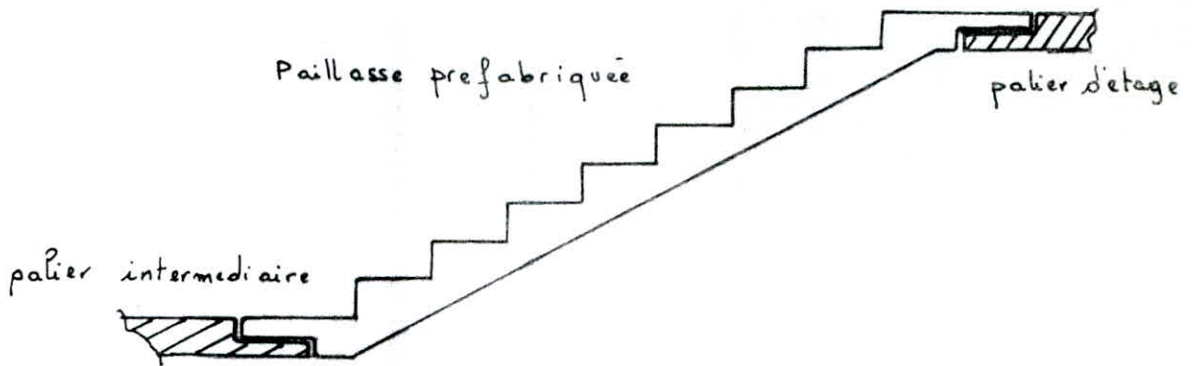
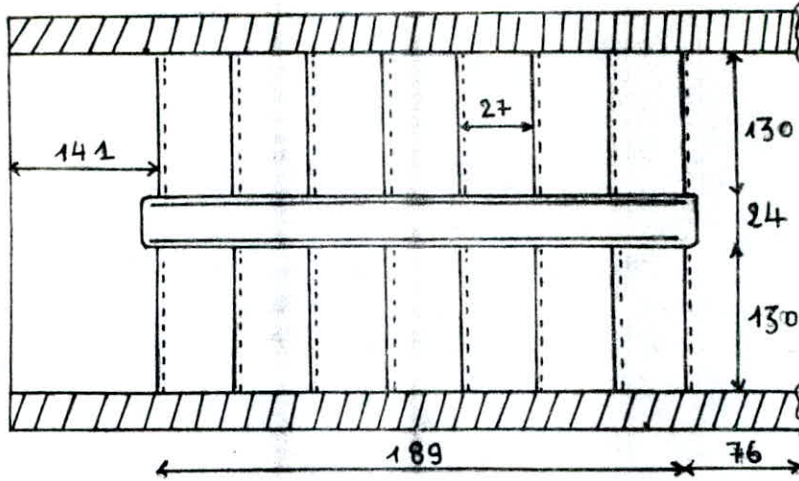
$Z = 0,32$; $I = 1$; $C_p = 0,8$

$\Rightarrow F_p = 49,408 \text{ Kg/ml} < 1,2 P = 120 \text{ Kg/ml}$ vérifié



ESCALIERS

① Escalier d'étage courant



L'escalier de notre bâtiment est constitué par 2 paliers . et une paillasse prefabriquée
 - Le palier intermédiaire repose sur 2 voiles .
 - Le palier d'étage fait suite au plancher, il sera étudié lors de l'étude du plancher
 - La paillasse s'appuie par l'intermédiaire de 2 bequets sur les paliers et afin d'éviter toute éffondrement brusque elle sera liée aux paliers par des aciers de liaison.

Caractéristiques géométriques

- hauteur d'une marche . $h = 17,8 \text{ cm}$; nombre de marche $m = 7$.
- longueur de la marche . $g = 27 \text{ cm}$.

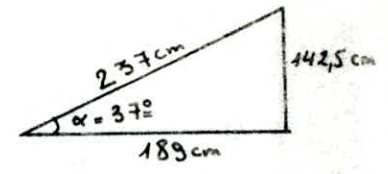
Vérification de la relation de Blondel $60 \leq g + 2h = 62,6 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm}$ vérifié

La paillasse est inclinée sur l'horizontale de $\alpha = 37^\circ$.

Le C.T.C recommande un épaisseur minimale de la paillasse . $e \geq 0,1 \text{ m}$

a) Calcul de la paille

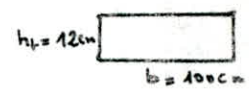
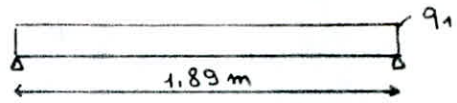
- épaisseur : pour éviter une grande flexibilité on doit avoir $\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20}$ (la paille est assimilée à une poutre sur 2 appuis).
 $\Rightarrow e = 10 \text{ cm}$.



- Détermination des efforts.

$G = 708 \text{ Kg/ml}$; $P = 250 \text{ Kg/ml}$.

$q_1 = G + 1,2P = 1008 \text{ Kg/ml}$



La paille sera calculée en

flexion simple. donc : $M^{max} = q_1 \frac{l^2}{8} = 1008 \frac{1,89^2}{8} = 450 \text{ Kg} \cdot \text{m/ml}$
 $T^{max} = q_1 \frac{l}{2} = 1008 \frac{1,89}{2} = 952,6 \text{ Kg/ml}$

Ferraillage : (méthode de P. Charrier)

afin d'éviter la fissuration on doit avoir un diamètre des barres $\Phi \leq \frac{e}{10} = 12 \text{ mm}$.

on prendra $\Phi = 8 \text{ mm} \rightarrow h = h_t - d = 12 - 2 = 10 \text{ cm}$.

$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 450 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 10^2} = 0,0241 \xrightarrow{\text{tableau}} \begin{cases} \epsilon = 0,9324 \\ K = 59 \end{cases}$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{59} = 47,45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ les aciers comprimés ($A' = 0$) ne sont pas nécessaires.

Aciers tendus : $A = \frac{M}{\frac{3}{8} \bar{\sigma}_a} = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon h} = \frac{450 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9324 \cdot 10} = 1,73 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

on prendra 4 HA8/ml ($A = 2,01 \text{ cm}^2$) avec un espacement $t = 25 \text{ cm}$.

Vérification :

- Condition de non fissuration

$\bar{\sigma}_1 = K \frac{\eta}{\Phi} \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f}$

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{2,01}{2 \cdot 2 \cdot 100} = 5,025 \cdot 10^{-5}$

$\bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2$ - $K = 1,5 \cdot 10^6$ (peu nuisible)

$\bar{\sigma}_2 = 2,14 \sqrt{K \frac{\eta}{\Phi} \bar{\sigma}_b}$

$\eta = 1,6$ (H.A) - $\Phi = 8 \text{ mm}$

$\Rightarrow \bar{\sigma}_1 = 1435 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\sigma}_2 = 3193 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow \max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = \bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_a$

donc pas de risques de fissuration

Condition de non fragilité

$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,97 \text{ cm}^2 < 2,01 \text{ cm}^2 = 4 \text{ HA8}$ ce qui est vérifié

- Contraintes : $\bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 201}{100 \cdot 10} = 0,201 \rightarrow (E = 0,9275 ; K = 54,0)$

$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot E h} = \frac{450 \cdot 10^2}{201 \cdot 0,9275 \cdot 10} = 2414 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2414}{54} = 45 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$ vérifiée.

- effort tranchant :

$\bar{\tau}_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{952,6}{100 \cdot 0,875 \cdot 10} = 1,1 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ Kg/cm}^2$

les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Adhérence :

pour les poutres. $\bar{\tau}_d$ = contrainte admissible vis à vis de l'entraînement.

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

$\bar{\tau}_d = \frac{T}{n p \cdot z}$ tel que n = nombre de barres isolées = 4 ; p = périmètre utile des barres.
 $\bar{\tau}_d = \frac{952,6}{4 \cdot 2,51 \cdot 7,8 \cdot 10} = 10,84 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d \rightarrow$ pas de risques d'entraînement

fûlées

$f = \frac{1}{76} \cdot \frac{q l^4}{EI}$ $\left\{ \begin{array}{l} E = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}'_{28}} = 116082 \text{ Kg/cm}^2 \\ I = b \frac{h^3}{12} = 14400 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$ $l = 1,89 \text{ m} ; q = 10008 \text{ Kg/ml}$

$\Rightarrow f = 0,116 \text{ cm}$ or les recommandations du C.T.C. préconisent une fûlée admissible. $\bar{f} = \frac{l}{300} = \frac{189}{300} = 0,63 \text{ cm} > f = 0,116 \text{ cm} \rightarrow$ vérifiée.

• Armatures de répartition

$0,5 \text{ cm}^2 = \frac{A}{4} < A_r < \frac{A}{2} = 1,0 \text{ cm}^2$ avec $t \leq \bar{t} = 4 h_f = 48 \text{ cm}$.

soit 3T6/ml $\rightarrow A_r = 0,84 \text{ cm}^2$ avec $t = 33 \text{ cm} < 48 \text{ cm}$.

et comme la pailleasse est préfabriquée on prévoit forfaitairement

3T6/ml ($A = 0,84 \text{ cm}^2$) dans la partie supérieure de la pailleasse pour éviter les risques de fissuration causé par la mauvaise pose de cette pailleasse.

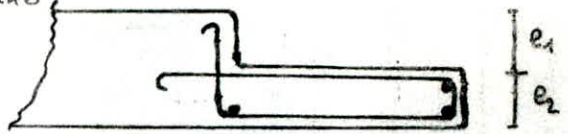
b) Calcul des bequets.

Les bequets constituant les appuis de la pailleasse doivent faire l'objet d'une judicieuse disposition d'armatures qui doivent pouvoir équilibrer la réaction horizontale de butée ainsi que les réactions verticales compte tenu de ces tolérances le C.T.C. prévoit comme épaisseur minimale $e_{min} = 7 \text{ cm}$.

on prend $e_1 = e_2 = 8 \text{ cm}$; $a \geq 10 \text{ cm}$ on prend

$$a = 14 \text{ cm} \Rightarrow l_b = a + 2 \text{ cm (enrobage)} = 16 \text{ cm}$$

Les bequets sont calculés sous une charge



linéaire égale à $\varphi = \gamma_q ((G + 1,2P) = q_1) \cdot l$. or $q_1 = 1008 \text{ Kg/ml} =$ charge sollicitant la pailasse.

γ_q = coefficient de comportement expérimentale (CTC), dans notre cas les bequets posés à sec et avec armatures de répartition $\Rightarrow \gamma_q = 1,4$.

l = largeur horizontale de la pailasse. = $1,89 \text{ m}$

$$\varphi = 1,4 \cdot 1008 \cdot 1,89 = 2667,2 \text{ Kg/ml}$$

elle sera appliquée évidemment à l'extrémité du bequet pour provoquer l'effet le plus défavorable.

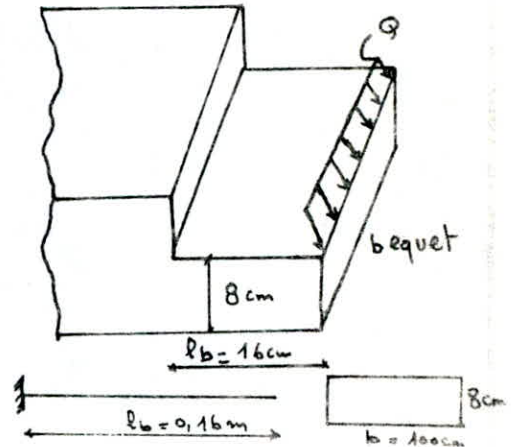


Schéma statique :

Le bequet sera assimilé à une console

$$M_e = \varphi \cdot l_b = 427 \text{ Kg} \cdot \text{m/ml}$$

ferraillage :

$$\phi \leq \frac{e}{10} = 8 \text{ mm} \quad \text{on prend de H.A6} \rightarrow d = 2 \text{ cm} \rightarrow h = 6 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0635 \rightarrow (\epsilon = 0,8958 ; k = 93)$$

$$\rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 85 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \text{ donc } A' = 0$$

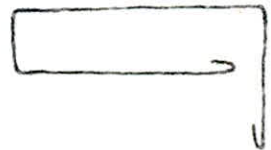
$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = 2,84 \text{ cm}^2 \quad \text{on prend 11 H.A6/ml avec un espacement } t = 9 \text{ cm}$$

$$E = 2e = 16 \text{ cm} > t = 9 \text{ cm (C.T.C.)} \quad \text{ver: fier}$$

on réalise les armatures sous forme de boucles

Armatures de répartition ($A_r \geq 0,5 \text{ cm}^2$) (CTC).

on prend forfaitairement 2 H.A6/ml ($A = 0,56 \text{ cm}^2$)



• Verification :

contraintes : $\bar{\omega} = \frac{100 A}{bh} = 0,156 \rightarrow (k = 31,3 ; \epsilon = 0,892)$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \epsilon \cdot h} = 2574 < \bar{\sigma}_a = 2800 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = 82,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \quad \text{ver: fier}$$

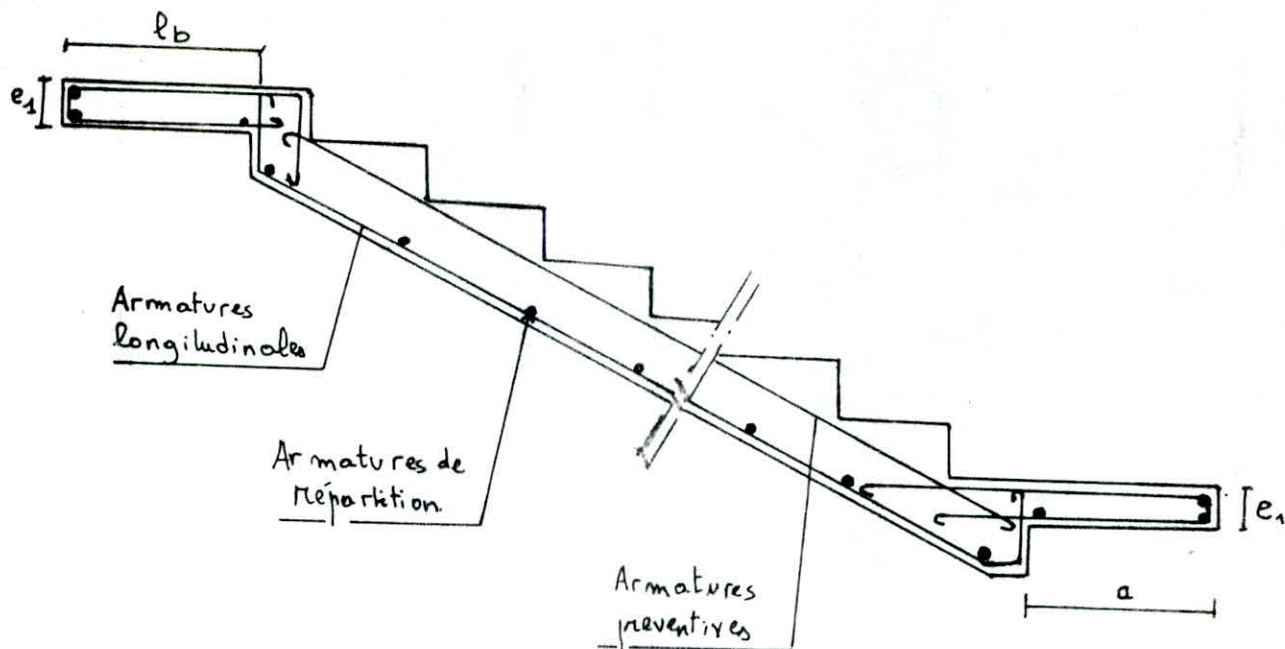
• Cisaillement

$$\varphi = \gamma_q \cdot q_1 \cdot l \quad / \quad \gamma_q = 1,0 \Rightarrow \varphi = 1 \cdot 1008 \cdot 1,89 = 1905 \text{ Kg/ml}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{\varphi}{b \cdot z} \quad \text{or } b = 100 \text{ cm} ; z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} \cdot 6 = 5,25 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow \tau_b = 3,63 < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,8 \text{ Kg/cm}^2 \text{ donc } A_t = 0$$

- Dessin de ferrailage de la paillese.



c) calcul du palier intermédiaire.

Ce palier repose sur 2 voiles et assure la transmission des charges à ceux-ci il est soumis à :

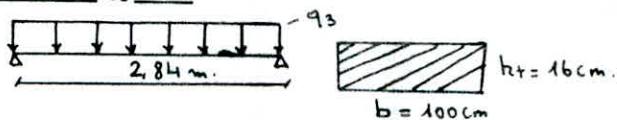
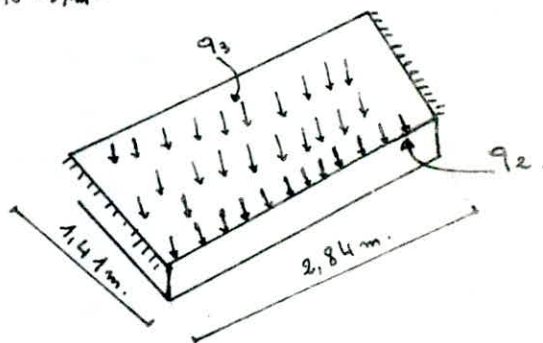
$q_3 = \text{charge du palier} = G + 1,2P = 610 + 1,2 \cdot (250) = 910 \text{ Kg/ml}$

$q_2 = \text{charge transmise par la paillese (reaction)}$

$q_2 = \frac{1}{2} q_1 \cdot l = \frac{1}{2} \cdot 1008 \cdot 1,89 = 953 \text{ Kg/ml}$

* sous q_3 on prend 1 bande de 1 m.

- Determination des efforts.



$M_0 = q_3 \frac{l^2}{8} = 910 \cdot \frac{2,84^2}{8} = 917,5 \text{ Kg.m/ml}$

et comme les paliers sont partiellement encastres dans les murs d'échiffres on prend comme moment aux appuis: $M_a = 0,3 M_0 = 275,25 \text{ Kg.m/ml}$

Moment en travée $M_t = 0,85 M_0 = 780 \text{ Kg.m/ml}$; $T^{max} = q_3 \frac{l}{2} = 1292,2 \text{ Kg/ml}$

on vérifie bien $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,15 M_0$

Ferraillage : (P charron).

en travée : $A_t = 2,13 \text{ cm}^2$; $A' = 0$. on prend 5T8/ml. = $2,51 \text{ cm}^2$ avec $t = 20 \text{ cm}$

aux appuis : $A = 0,73 \text{ cm}^2$; $A' = 0$ on prend 3T6/ml. = $0,84 \text{ cm}^2$ avec $t = 33 \text{ cm}$

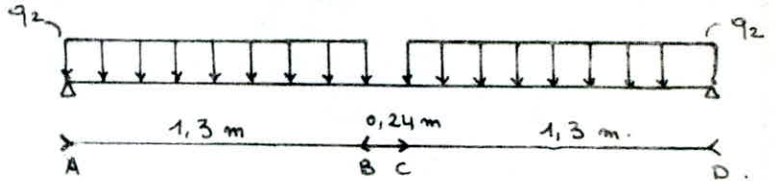
Les espacements admissibles sont $\bar{t} = \min(3h_t; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ vérifié

Sous la charge linéaire q_2 due à la réaction des volées.

schéma statique

- efforts :

on a 3 zones à définir :



zone AB $\rightarrow M(x) = 1239x - 953 \frac{x^2}{2} \rightarrow (x=0, M=0) ; (x=1,3 ; M=805,5)$

zone BC $\rightarrow M(x) = 805,5 \text{ Kg.m.}$ constante.

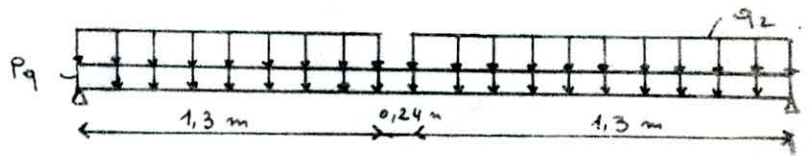
zone CD $\rightarrow M(x) = 805,5 - 953 \frac{(x-1,54)^2}{2} \rightarrow (x=1,54 ; M=805,5) ; (x=2,84 ; M=0)$

Afin que notre palier supportera cet effort supplémentaire, on prévoit une poutre moyée (poutre palière). Cette poutre n'est d'autres qu'une bande de cette dalle destinée à reprendre ces efforts, et donc armé pour cela.

- Calcul de la poutre palière.

on donne à cette poutre une

largeur de 40 cm. d'où le



pois propre de la poutre et $Pq = 910 \cdot \frac{0,4}{1} = 364 \text{ Kg/ml}$ (charge sollicitant la poutre) le moment max sous cette charge est $M_0 = Pq \cdot \frac{l^2}{8} = 364 \frac{2,84^2}{8} = 366,98 \text{ Kg.m}$

efforts :

$M_0^{max} = M_{Pq}^{max} + M_{q_2}^{max} = 366,98 + 805,5 = 1172,5 \text{ Kg.m.}$ en tenant compte de l'encastrement partiel :

$M_t = 0,85 M_0 = 997 \text{ Kg.m.}$; $M_a = 0,3 M_0 = 352 \text{ Kg.m.}$ on a bien.

$$M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,15 M_0$$

Ferraillage (P. Charron).

* Armatures longitudinales : $d = 2 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$.

en travée : $A = 2,85 \text{ cm}^2$; $A' = 0 \rightarrow$ on prend 6T8 = $3,01 \text{ cm}^2$

sur appuis : $A = 0,96 \text{ cm}^2$; $A' = 0 \rightarrow$ on prend 4T6 = $1,13 \text{ cm}^2$.

Armatures transversales :

$$T^{max} = T_{qp}^{max} + T_{qz}^{max} = 1239 + 364 \cdot \frac{2,84}{2} = 1756 \text{ Kg (à l'appui)}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{1756}{100 \cdot 0,875 \cdot 14} = 3,6 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b \quad \text{donc } \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b > \tau_b$$

on utilise des armatures droites. (1 étrier + 1 cadre). $\Phi 6 \Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} ; \bar{\sigma}_{at} = \rho_{at} \bar{\sigma}_{ent} \quad \text{avec } \rho_{at} = 1 - \frac{\tau_b}{2,5 \bar{\sigma}_b} = 0,932 \quad (\text{pas de reprise de bétonnage})$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,932 \cdot 2400 = 2237,3 \text{ Kg/cm}^2$$

$$t = \frac{A_t \cdot 0,875 h \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = 17,6 \text{ cm} \rightarrow t = 17 \text{ cm}$$

$$\text{or } \bar{t} = \max \begin{cases} 0,2h = 3,2 \text{ cm} \\ (1 - 0,3 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 11 \end{cases} \Rightarrow \bar{t} = 11 \text{ cm} < 17 \text{ cm}$$

donc on maintient l'espacement $t = 11 \text{ cm}$ sur toute la poutre.

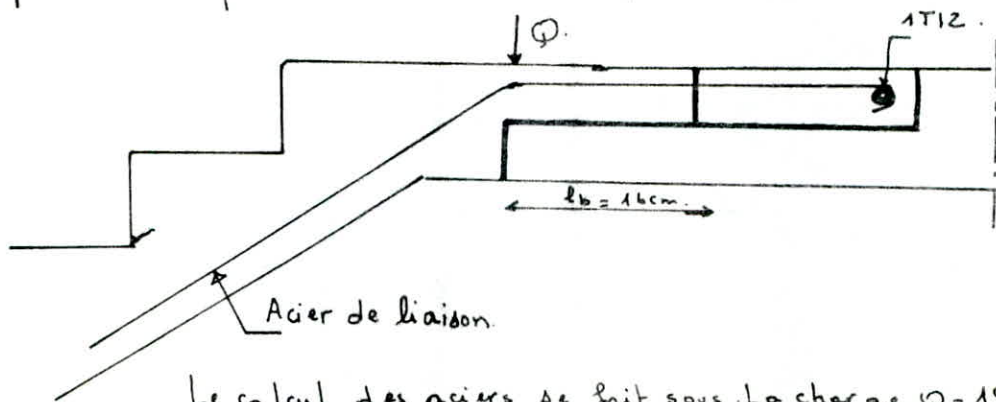
Vérification :

toutes les vérifications sont satisfaites à savoir :

(flèche ; non fissuration ; fragilité ; adhérence)

d) Acier de liaison. pailleasse - palier.

À fin d'éviter le risque d'effondrement de la pailleasse sous les charges verticales et sous l'action du séisme, ou les efforts d'arrachement de la pailleasse du palier. On prévoit une liaison systématique entre la pailleasse et le palier, par des armatures longitudinales. Pour cela une bande de 40 cm de largeur et de 8 cm de hauteur (chainage) du palier sera coulée qu'après la pose de la pailleasse, avec les aciers de liaison.



Le calcul des aciers se fait sous la charge $Q = 190,5 \text{ Kg/m}^2$.

dû à la réaction du volée sur le bequet

La largeur d'une paillese. $lt = 1,3 \text{ m}$.

donc $P = Q \cdot 1,3 = 2660 \text{ Kg}$.

$M_e = P \cdot l_b = 2660 \cdot 0,16 = 396,5 \text{ Kg.m}$ moment d'encastrement

$\rightarrow A = \frac{M}{\sigma_a} = \frac{396,5 \cdot 10^2}{0,875 \cdot 14 \cdot 2600} = 1,16 \text{ cm}^2$ on prend 4 T 8 = $2,01 \text{ cm}^2$

L'espacement est $t = 32,5 \text{ cm}$.

2^e type d'escahier :

Cet escalier permet l'accès au rez de chaussée, il est composé uniquement d'une seule volée - 2 paliers faisant partie du plancher du Rez de chaussée - et 4 marches.

verification de la formule de "Blondel" :

$q = 27 \text{ cm}$; $h = 18 \text{ cm}$. $\Rightarrow 60 \leq q+2h \leq 64 \text{ cm}$. Verifié car $q+2h = 63 \text{ cm}$.

L'angle d'inclinaison de la paillese est $\alpha = 39^\circ 48'$

on prend pour la paillese une épaisseur $e = 10 \text{ cm}$.

Le calcul sera donc :

Paillese : $q = G + 1,2 P = 959 \text{ Kg/ml}$.

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 140 \text{ Kg.m}$.

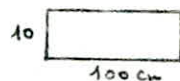
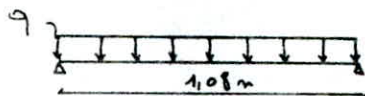
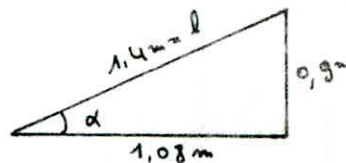
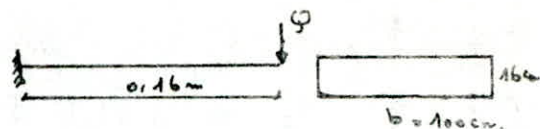
ferraillage (E charron).

$A = 0,65 \text{ cm}^2$; $A' = 0$ on prend

5 T 6 / ml ($A = 1,41 \text{ cm}^2$) $t = 20 \text{ cm} < \bar{t} = 24 \text{ cm}$.

Les bequets seront ferrailés de la même façon que le premier escalier.

Verification : elles sont tous satisfaits.



CALCUL DES DALLES

I) Plancher d'étage courant.

Les planchers de l'étage courant sont constitués d'une dalle pleine en Béton armé d'épaisseur 16cm.; afin de respecter l'hypothèse de rigidité infinie dans son plan, et ceci pour empêcher le phénomène d'ondulation qui pourrait se produire sous les sollicitations horizontales, la disposition des dalles sera la même pour le niveau terrasse, et les étages courants.

Identification des dalles.

toutes les dalles reposent sur 3 côtés, sauf les dalles 8-9-10-11 qui reposent sur 4 côtés

Dalles reposant sur 3 côtés:

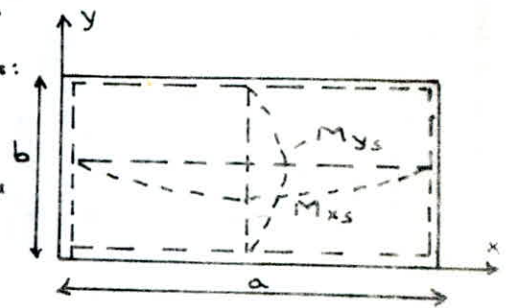
On utilise la méthode de "R. Barres" tiré de son ouvrage "table pour le calcul des dalles et des parois". L'exposé de la méthode est le suivant :

- on détermine le rapport $\gamma = \frac{a}{b}$ et connaissant le coef. de poisson μ on tire d'un tableau les coef. suivants:

w_s = coefficient de flèche au milieu de la dalle.

w_{bs} = coefficient de flèche au milieu du bord de la dalle

M_{xs} = coef du moment dans la direction x au milieu de la dalle.



M_{ys} = coef du moment dans la direction y au milieu de la dalle.

M_{yas} = coef du moment dans la direction y au milieu du bord libre.

les coefficients w_s ; w_{bs} ; M_{xs} ; M_{ys} ; M_{yas} sont respectivement multipliés par : * $q \frac{a^4}{Eh^3}$ pour avoir la flèche.

* qa^2 pour avoir le moment suivant x.

* qb^2 pour avoir le moment suivant y et le moment suivant y au milieu du bord libre

On fait une interpolation linéaire pour les valeurs qui ne figurent pas dans.

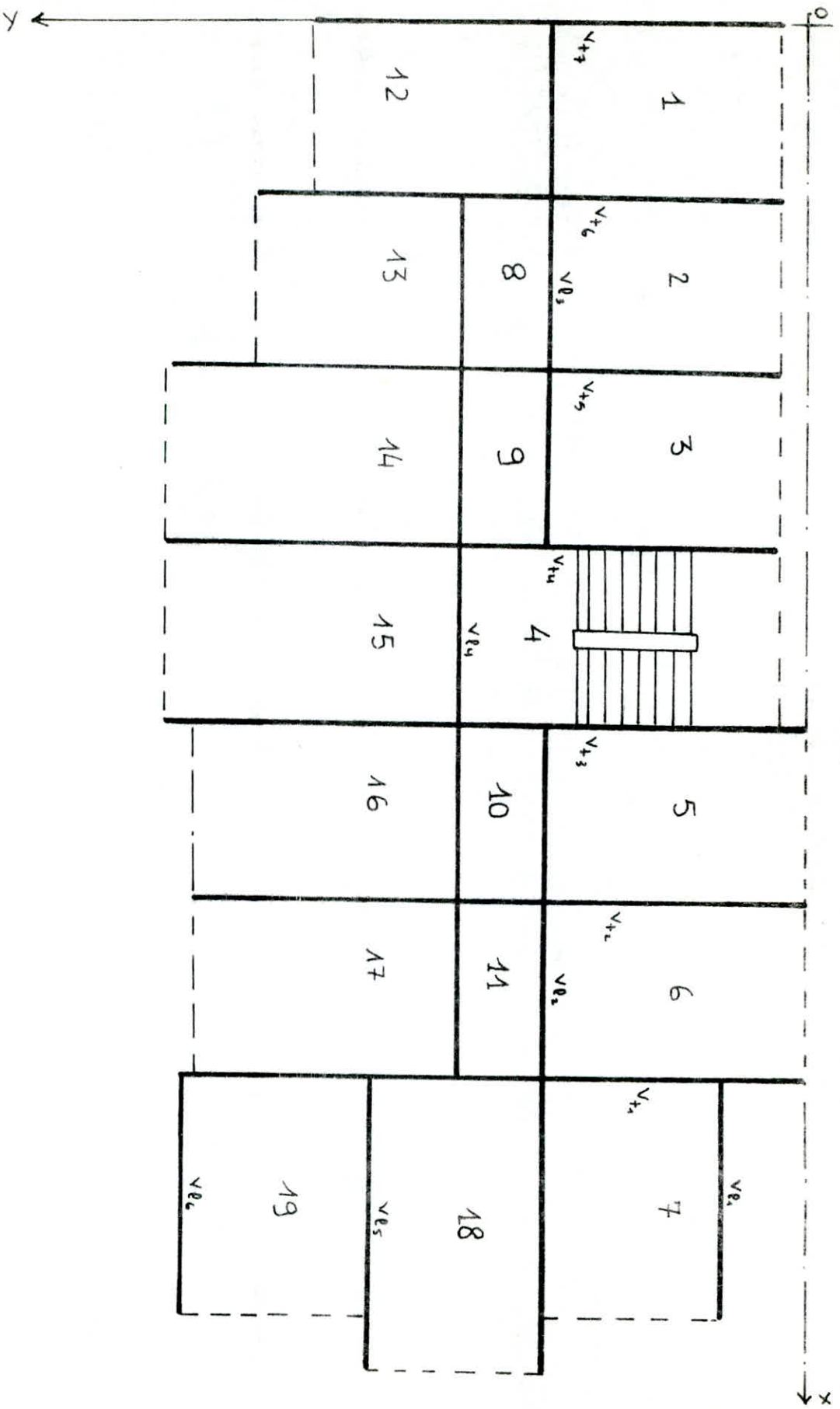
Le tableau. $w_{bs} = \frac{\gamma - \gamma_1}{\gamma_1 - \gamma_2} w_{bs_1} + \frac{\gamma - \gamma_2}{\gamma_2 - \gamma_1} w_{bs_2}$

* La charge de calcul est $q = G + 1,2P = 0,82 \text{ t/m}^2$.

* Le module d'élasticité du béton. $E = 2 \cdot 10^5 \text{ Kg/cm}^2$

* la flèche admissible. $\bar{f} = \frac{l}{500}$ (l en cm)

* Le coef de poisson. $\mu = 0,15$ le résultats sont présentés sous forme de tableau



Dalles	a (m)	b (m)	γ	w_s	w_{bs}	M_{xs}	M_{ys}	M_{yas}	\bar{f}_a (cm)	\bar{f}_b (cm)	f_s (cm)	f_{bs} (cm)	M_{xs} (+/-)	M_{ys} (+/-)	M_{as} (+/-)
1	3,94	2,84	1,387	0,0336	0,0456	0,0160	0,0951	0,1240	0,79	0,57	0,08	0,03	0,204	0,629	0,820
2	3,94	2,84	1,387	0,0336	0,0456	0,0160	0,0951	0,1240	0,79	0,57	0,08	0,03	0,204	0,629	0,820
3	3,10	2,84	1,092	0,0725	0,0967	0,0263	0,0819	0,1151	0,62	0,57	0,07	0,07	0,207	0,542	0,761
4	2,26	2,84	0,796	0,1810	0,2834	0,0463	0,0608	0,0919	0,45	0,57	0,05	0,19	0,194	0,402	0,608
5	4,24	2,84	1,493	0,0241	0,0314	0,0130	0,0989	0,1263	0,85	0,57	0,08	0,03	0,192	0,654	0,835
6	4,24	2,84	1,493	0,0241	0,0314	0,0130	0,0989	0,1263	0,85	0,57	0,08	0,03	0,192	0,654	0,835
7	4,14	2,84	1,437	0,0291	0,0389	0,0146	0,0969	0,1251	0,83	0,57	0,09	0,03	0,205	0,641	0,827
12	4,98	2,84	1,753	0,0158	0,0201	0,0095	0,1054	0,1290	1,00	0,57	0,1	0,01	0,193	0,697	0,853
13	3,94	2,84	1,387	0,0336	0,0456	0,0160	0,0951	0,1240	0,79	0,57	0,08	0,03	0,204	0,629	0,820
14	3,18	2,84	1,120	0,0667	0,0967	0,025	0,0835	0,1164	0,64	0,57	0,07	0,06	0,207	0,552	0,770
15	4,68	2,84	1,648	0,0190	0,0244	0,0109	0,1028	0,1280	0,94	0,57	0,09	0,01	0,196	0,680	0,847
16	4,68	2,84	1,648	0,0190	0,0244	0,0109	0,1028	0,1280	0,94	0,57	0,09	0,01	0,196	0,680	0,847
17	3,94	2,84	1,387	0,0336	0,0456	0,0160	0,0951	0,1240	0,79	0,57	0,08	0,03	0,204	0,629	0,820
18	3,94	2,84	1,387	0,0336	0,0456	0,0160	0,0951	0,1240	0,79	0,57	0,08	0,03	0,204	0,629	0,820
19	4,14	2,84	1,437	0,0291	0,0389	0,0146	0,0969	0,1251	0,83	0,57	0,09	0,03	0,205	0,641	0,827
				$\frac{qa^4}{Eh^3}$	$\frac{qb^4}{Eh^3}$	qa^2	qb^2	qb^2							

on remarque que pour toutes les dalles on a :

- $\gamma < 2 \rightarrow$ toutes les dalles travaillent dans les 2 sens.

- toutes les fleches sont verifiees.

* Dalles 8 - 9 - 10 - 11

ces dalles sont identiques et de meme dimensions ($l_x = 1,5m$; $l_y = 2,84m$).

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{2,84} = 0,52 > 0,4 \rightarrow$ les dalles travaillent dans les 2 sens.

et suivant le reglement (C.C.B.A 68 art. 2.1 (Annexe))

ona. $M_x = \mu_x q \cdot l_x^2$ suivant l_x ; $M_y = \mu_y M_x = \mu_y \cdot q l_y^2$ suivant l_y .

pour $q = 0,52$. $\rightarrow \mu_x = 0,0942$ - $\mu_y = 0,352$.

$$M_x = \mu_x q l_x^2 = 0,0942 \cdot 0,82 \cdot (1,5)^2 = 0,174 \text{ t.m.}$$

$$M_y = \mu_y M_x = 0,352 \cdot 0,174 = 0,061 \text{ t.m.}$$

Repartition des moments:

La repartition des moments sur appuis se fera suivant les prescriptions du (C.C.B.A 63 art 57). Si un panneau appartient à un hourdis continu, on réduit de 15% les valeurs des moments flechissants sur les panneaux de rive, et de 25% les valeurs des moments flechissants si le panneau est intermédiaire. Les moments sur appuis seront de 30% pour le premier cas, et 50% pour le 2^e cas.

panneau de rive. ($M_t = 0,85 M_0$; $M_a = 0,3 M_0$)

panneau intermédiaire. ($M_t = 0,75 M_0$; $M_a = 0,5 M_0$)

$M_0 =$ moment maximale isostatique.

1) Sens porteur:

Le moment max est $M_0 = 853 \text{ Kg.m.}$ on se limite à considérer la travée la plus sollicitée afin de faciliter l'exécution sur chantier et on note aussi que les moments ne sont pas très différents car les portées sont voisines.

* en travée:

- intermédiaire. $M_{ti} = 0,75 \cdot 853 = 640 \text{ Kg.m.}$

- de rive. $M_{tr} = 0,85 \cdot 853 = 725 \text{ Kg.m.}$

* sur appuis:

- intermédiaire: $M_{ai} = -0,5 \cdot 853 = -427 \text{ Kg.m.}$

- de rive: $M_{ar} = -0,3 \cdot 853 = -256 \text{ Kg.m.}$

2) Sens repartiteur.

Le moment maximal dans ce sens, est $M = 0,207 \text{ t.m.} = 207 \text{ Kg.m.}$

Les encastremets de rive sont négligeables; les moments de calcul seront:

travée: $M_t = 0,93 M_0 = 0,93 \cdot 207 = 193 \text{ Kg.m.}$

sur appuis:

- intermédiaire. $M_{ai} = -0,5 M_0 = -0,5 \cdot 207 = -104 \text{ Kg.m.}$

- de rive. $M_{ar} = 0$.

Ferraillage de la dalle : Le calcul sera fait suivant "P charren"

1) Sens porteur : $d = 2 \text{ cm}$; $h_t = 16 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

- travée $M = 725 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml} \rightarrow A_t = 1,97 \text{ cm}^2$; $A' = 0$ 

- appui intermédiaire : $M_{ai} = -427 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml} \rightarrow A_{ai} = 1,14 \text{ cm}^2$; $A' = 0$

- appui dérivé : $M_{ar} = -256 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml} \rightarrow A_{ar} = 0,68 \text{ cm}^2$; $A' = 0$.

2) Sens repartiteur :

- travée $M = 193 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml} \rightarrow A_t = 0,51 \text{ cm}^2$; $A' = 0$.

- appui intermédiaire $M = -104 \text{ Kg}\cdot\text{m}/\text{ml} \rightarrow A_{ai} = 0,27 \text{ cm}^2$; $A' = 0$.

Vérification :

1) condition de non fragilité (C.C.BA.68 art 52).

- Sens porteur $A_x \geq 0,69 bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 1,357 \left(1 - \frac{\rho}{2}\right)$.

- Sens repartiteur $A_y \geq 0,69 bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{bc}} \left(\frac{1+\rho}{4}\right) = 1,357 \left(\frac{1+\rho}{4}\right)$.

pour le sens porteur on choisit (ρ_{\min}) pour avoir A_x^{\max} .

pour le sens repartiteur on choisit ρ_{\max} pour avoir A_y^{\max} .

$$\rho_{\min} = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1,5}{2,84} = 0,52 \rightarrow A_x \geq 1,354 \left(1 - \frac{0,52}{2}\right) = 1,004 \text{ cm}^2$$

$$\rho_{\max} = 0,916 \text{ (dalle 3)} \rightarrow A_y \geq 1,354 \left(\frac{1+0,916}{2}\right) = 0,65 \text{ cm}^2$$

sens porteur :

$$A_t = 1,97 \text{ cm}^2 ; A_{ar} = 0,65 \text{ cm}^2 ; A_{ai} = 1,14 \text{ cm}^2 \quad (A_{\min} = 1,004 \text{ cm}^2)$$

La condition est vérifiée sauf pour l'appui dérivé. on prend donc $A_{ar} = A_{ai} = 1,14 \text{ cm}^2$

Sens repartiteur :

$A_{\min} = 0,65 \text{ cm}^2$ la condition n'est pas vérifiée donc on prend une section $A > 0,65 \text{ cm}^2$

choix des aciers.

① Sens porteur.

entravée : $A_t = 1,97 \text{ cm}^2$ on prend 5 HA 8/ml $\rightarrow A = 2,51 \text{ cm}^2$ ($t = 20 \text{ cm}$)

en appui $A_{ar} = A_{ai} = 1,14 \text{ cm}^2$ on prend 5 T 6/ml $\rightarrow A = 1,40 \text{ cm}^2$ $t = 20 \text{ cm}$.

② Sens repartiteur.

entravée et à l'appui : $A_{ai} = A_t = 0,65 \text{ cm}^2$ soit 4 T 6/ml. $t = 25 \text{ cm}$. $A = 1,13 \text{ cm}^2$

- Vérification des espacements :

pour une charge uniformément répartie. on a les espacements maximaux

sens porteur : $\bar{t} = \min(3h = 42\text{cm} ; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$.

sens repartiteur $\bar{t} = \min(4h = 56\text{cm} ; 45\text{cm}) = 45\text{cm}$

\Rightarrow tous les espacements sont vérifiés.

- Vérification de cisaillement:

On prend la dalle la \oplus sollicitée. $l_x = 2,84\text{m} ; l_y = 4,98\text{m} ; q = 820\text{Kg/m}^2$.

au milieu de l_x : $T_y = \frac{1}{3} q \cdot l_x = 776\text{Kg}$

au milieu de l_y : $T_x = q \frac{l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = 906\text{Kg}$.

On doit vérifier que : $\tau_b < \bar{\tau}_b = 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,78\text{Kg/cm}^2$.

$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{906}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 0,74\text{Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b \rightarrow$ les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification d'adhérence:

$\tau_d = \frac{T}{n \cdot p \cdot z}$ tel que : nombre de barres isolées = 4.

$p =$ périmètre utile = $0,6 \pi$

or $\bar{\tau}_d = 2,5 \psi_d \bar{\sigma}_b = 2,5 \cdot 1,5 \cdot 5,9 = 22,13\text{Kg/cm}^2$

$\tau_d = 9,81\text{Kg/cm}^2 < \bar{\tau}_d$ les crochets ne sont pas nécessaires.

- condition de non fissuration.

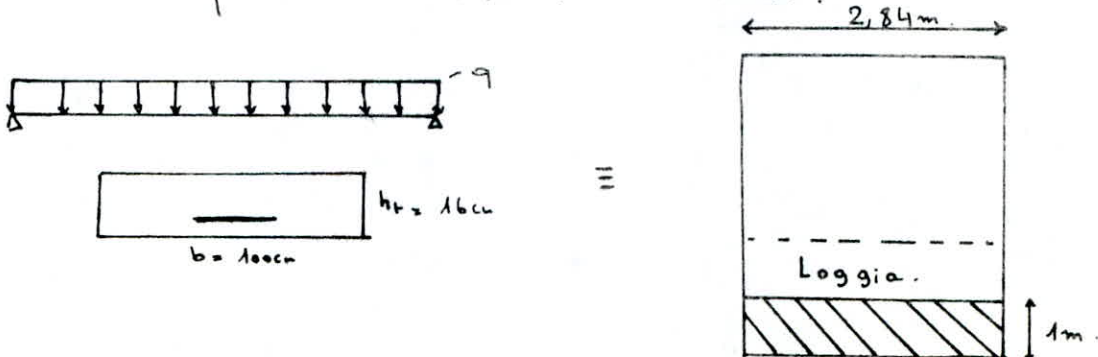
$$\sigma_1 = k \frac{m}{\phi} \frac{\bar{w}_f}{1 + 10 \bar{w}_f} = 29268\text{Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{k \cdot \frac{m}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} = 3193\text{Kg/cm}^2$$

$\max(\sigma_1 ; \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = \frac{2}{3} \sigma_{ca} = 2800\text{Kg/cm}^2$

donc : pas de risque de fissuration.

Remarque : Les dalles 2, 6, 13, 14 comportent respectivement des poutres et des loggia ; leurs dalles seront calculées avec celles du plancher à ses extrémités et pour une bande de 1 mètre linéaire.



$q = G + 1,2P = 1030 \text{ Kg/ml}$

$M_0 = q \frac{l^2}{8} = 1,030 \cdot \frac{2,84^2}{8} = 1,038 \text{ t-m/ml}$

on répartit ce moment comme suit :

$M_t = 0,85 M_0 = 0,883 \text{ t-m/ml}$ (en travée)

$M_a = -0,3 M_0 = -0,518 \text{ t-m/ml}$ (sur appui)

* Ferailage :

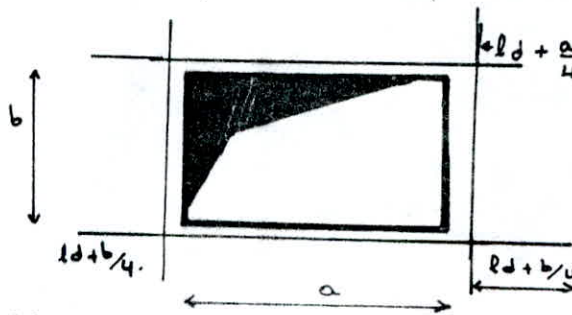
en travée $A_t = 342 \text{ cm}^2$ - $A' = 0$ on prend 5T8/ml. = $2,51 \text{ cm}^2$

sur appui $A_a = 1,40 \text{ cm}^2$ $A' = 0$ on prend 5T6/ml = $1,41 \text{ cm}^2$

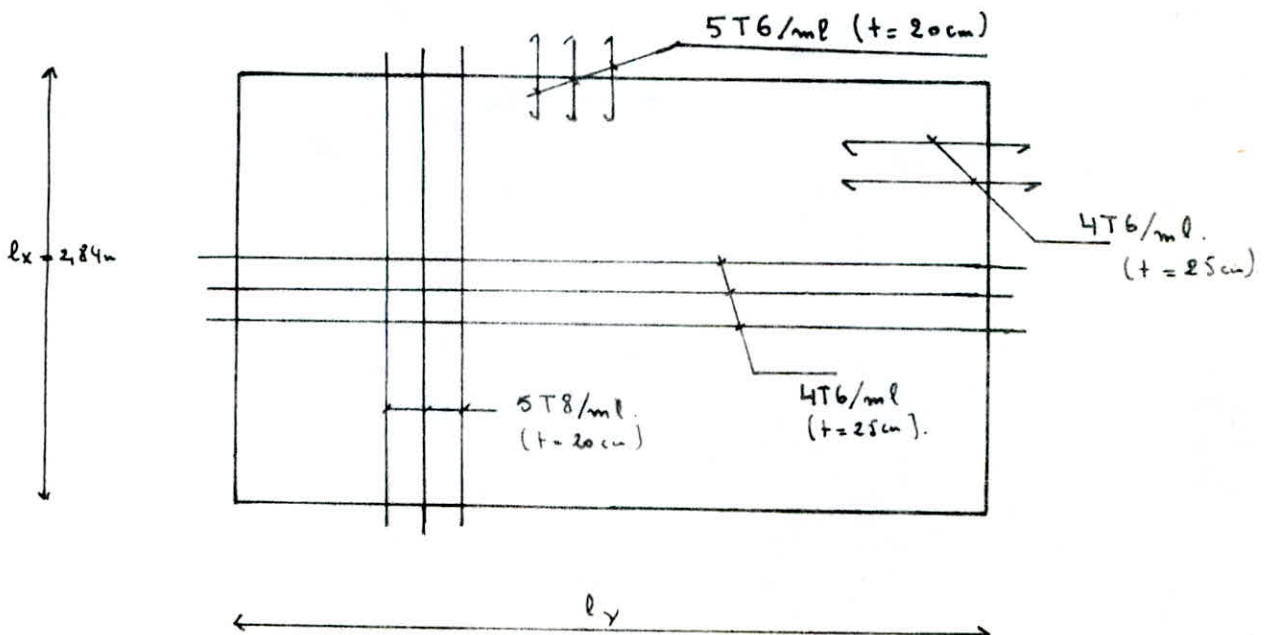
c'est le même ferailage du plancher. donc on le maintient dans tous les sens en travée et sur appui

Remarque :

pour les petites ouvertures au niveau des dalles (gaines) seront renforcés à leur extrémité comme l'indique le schéma suivant.



Dessin de ferailage

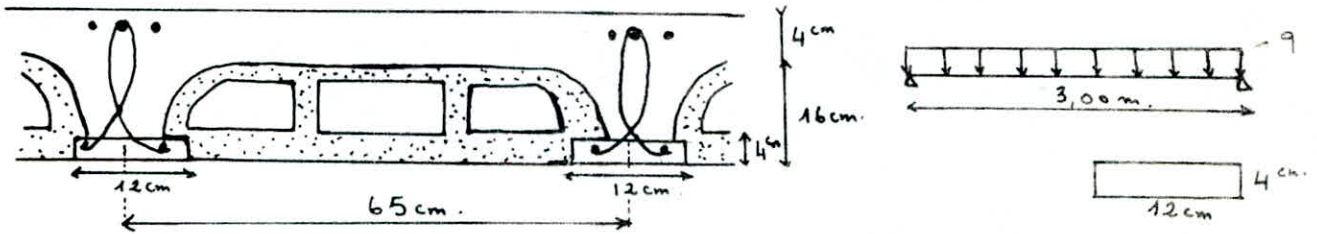


CALCUL DU PLANCHER R.D.C

Le plancher du rez de chaussée est constitué de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux de dimension (12.65). Les poutrelles sont disposées dans la plus petite portée : Longitudinalement 6 travées et transversalement en 3 travées tous de 3m.

charge revenant du plancher :

$G + 1,2P = 0,431 + 1,2(0,175) = 0,641 \text{ t/m}^2 \rightarrow$ la charge revenant à chaque poutrelle est $q = 0,65 \cdot (0,641) = 0,417 \text{ t/m}$.



Calcul : "premiere etape"

Avant le coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme simplement appuyée supportant son poids propre, le poids du corps creux et la surcharge de l'ouvrier :

poids propre de la poutrelle : - - - - - $0,12 \cdot 0,04 \cdot 2500 = 12 \text{ Kg/m}$
 poids du corps creux : - - - - - $0,65 \cdot 95 = 61,75 \text{ Kg}$
 $G = 73,75 \text{ Kg/ml}$

surcharge : $1,2P \cdot 0,65 = 1,2 \cdot 100 \cdot 0,65 = 78 \text{ Kg/ml}$

$q = G + 1,2P = 151,75 \text{ Kg/ml} \Rightarrow M_0 = q \frac{l^2}{8} = 0,152 \cdot \frac{3^2}{8} = 0,171 \text{ t.m/ml}$

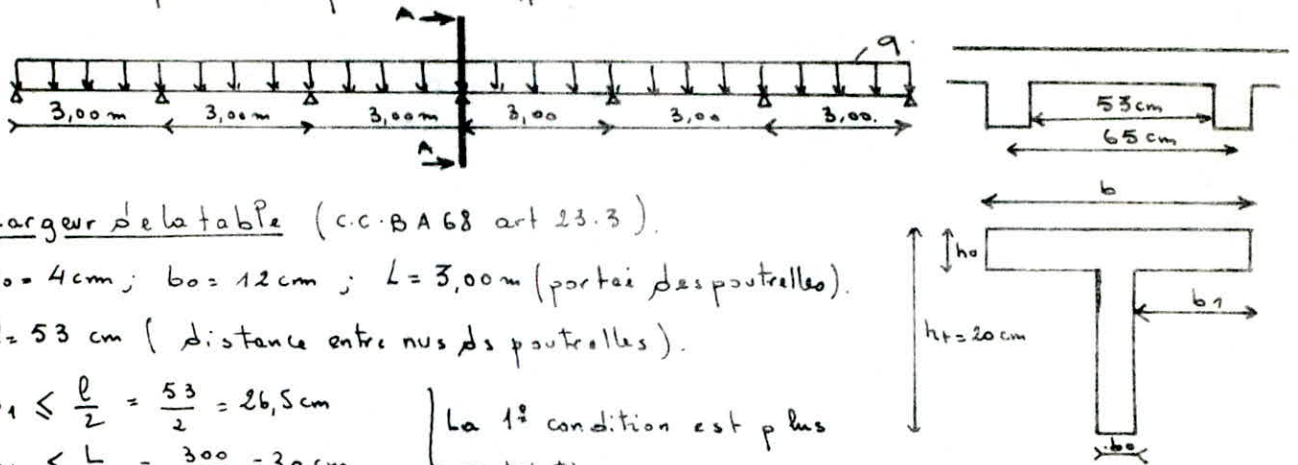
Ferraillage (P charron).

$b = 12 \text{ cm}$; $h_t = 4 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$.

$\mu = 1,905 \rightarrow K = 2,4 \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{2,4} = 1166,7 \text{ Kg/cm}^2 >> \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2$

Les armatures comprimées sont nécessaires, or à cause de la faible hauteur de la poutrelle (on peut pas loger nos armatures). On prévoit des échafaudages destinés à aider les poutrelles à supporter les charges et les surcharges avant le coulage du béton.

Deuxième étape : Après le coulage de la table de compression, la poutrelle repose sur plusieurs appuis et travaille comme une poutre en T.



Largeur de la table (c.c. BA 68 art 23.3).

$h_o = 4\text{ cm}$; $b_o = 12\text{ cm}$; $L = 3,00\text{ m}$ (portée des poutrelles).

$l = 53\text{ cm}$ (distance entre nus ds poutrelles).

$$b_1 \leq \frac{l}{2} = \frac{53}{2} = 26,5\text{ cm}$$

$$b_1 \leq \frac{L}{10} = \frac{300}{10} = 30\text{ cm}$$

$$b_1 = (6 \div 8) h_o = (24 \div 32\text{ cm})$$

La 1^{re} condition est plus restrictive

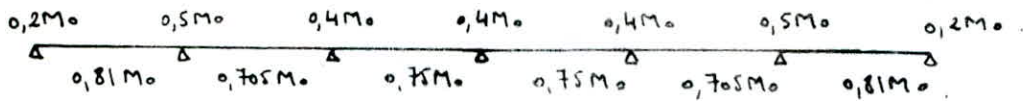
$$b_1 = 26,5\text{ cm} \rightarrow b = 65\text{ cm}$$

Détermination des efforts :

on applique la méthode forfaitaire. (plancher à surcharge modérée

c.c. BA 68 art 55). on a : $q = G + 1,2P = 0,641\text{ t/ml} \Rightarrow M_o = q \frac{l^2}{8}$

- $M_o = 0,641 \cdot \frac{3^2}{8} = 0,721\text{ t.m}$ (moment max isostatique d'une travée).



on a bien pour chaque travée la relation $M_t + \frac{M_w + M_e}{2} \geq 1,15 M_o$.

Pour l'effort tranchant T^{max} est sur l'appui voisin de l'appui dérivé.

$$T^{max} = T_{isost} + \frac{M_w - M_e}{l} = q \frac{l}{2} + \frac{(0,5 - 0,2)}{l} M_o = 0,641 \cdot \frac{3}{2} + \frac{0,3}{3} \cdot 0,721 = 1,034\text{ t}$$

Les moments max sont :

en travée : $M_t = 0,81 M_o = 0,81 \cdot 0,721 = 0,584\text{ t.m}$ (dans la 1^{re} travée).

sur appui : $M_a = -0,5 M_o = -0,5 \cdot 0,721 = 0,361\text{ t.m}$ (sur le 2^e appui).

Ferraillage : Armatures longitudinales (P charbon).

en travée : $M_t = 0,584\text{ t.m}$, $d = 2\text{ cm}$, $h = 18\text{ cm}$, $b = 65\text{ cm}$.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = 0,0148 \rightarrow (\epsilon = 0,946; K = 77,5; \alpha = 0,1621) \Rightarrow y = \alpha \cdot h = 0,1621 \cdot (18)$$

$$\Rightarrow y = 2,92\text{ cm} < h_o = 4\text{ cm} \rightarrow \text{l'axe neutre tombe dans la}$$

table. La section sera calculée en section rectangulaire. ($b \cdot h_s$).

$$\rightarrow \bar{\sigma}_b' = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 36,13\text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b \rightarrow \text{Armatures comprimées pas nécessaires.}$$

$$\rightarrow A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = 1,22\text{ cm}^2 \text{ on opte } 2\text{ T}10 \text{ (} A = 1,57\text{ cm}^2 \text{)}$$

Surappui : section rectangulaire (P. charbon) $M_T = 0,361 \text{ t}\cdot\text{m}$
 $A_a = 0,76 \text{ cm}^2$ on adopte 1 T 12 $A = 1,13 \text{ cm}^2$.

Verification :

* f léche : Les règlements C.C.BA 68 (art. 58.4) nous dispense de cette verification si :

$$- \frac{h_T}{l} \geq \frac{1}{15} \frac{M_T}{M_0} = \frac{1}{15} \frac{0,181}{1} = 0,054 \rightarrow \frac{h_T}{l} = \frac{20}{300} = 0,066 > 0,054$$

$$- \frac{A}{b_0 h} < \frac{36}{6 \text{ cm}} = \frac{36}{4200} = 0,0087 \rightarrow \frac{A}{b_0 h} = \frac{1,57}{12 \cdot 18} = 0,0072 < 0,0087$$

- $\frac{h_T}{l} \geq \frac{1}{22,5} = 0,044 \rightarrow$ donc la condition de verification de la f léche n'est pas nécessaire.

* contraintes :

$$\omega = 100 \frac{A}{b_0 h} = 100 \frac{1,57}{65 \cdot 18} = 0,134 \rightarrow (k = 82; \epsilon = 0,9485)$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} \text{ or } \sigma_a = \frac{M}{A \cdot e \cdot h} = \frac{0,584 \cdot 10^5}{1,57 \cdot 0,9485 \cdot 18} = 2180 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{k} = 27 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{verifié}$$

* conditions de non fragilité

$$A \geq 0,69 b_0 h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} = \dots \rightarrow \begin{cases} \text{surappui} & A \geq 0,21 \text{ cm}^2 \\ \text{entravee} & A \geq 1,13 \text{ cm}^2 \end{cases} \quad \text{Verifié}$$

* Influence de l'effort tranchant au voisinage d'appui

- Armatures inférieures :

$$\bar{\sigma}_a A \geq T + \frac{M}{s} = 1,034 - \frac{0,36}{7/8 \cdot 0,18} < 0$$

\Rightarrow l'ancrage des armatures n'est pas nécessaire.

$$\text{Largeur d'appui} : c \geq \frac{2T}{b \bar{\sigma}'_b} = \frac{2 \cdot 1,034 \cdot 10^3}{12 \cdot 68,5} = 2,5 \text{ cm on prend } c = 5 \text{ cm} < b = 12 \text{ cm}$$

Armatures transversales :

$$\tau_b = \frac{T}{b_0 \cdot s} = \frac{1,034}{12 \cdot 7/8 \cdot 18} = 5,47 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b = 14,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b \geq \tau_b \text{ on utilise des armatures}$$

transversales droites.

$$A_t = \frac{T_{\max} \cdot t}{s \bar{\sigma}_{at}}$$

$\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \sigma_{ent}$ avec $\rho_a = \max \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} = 0,66 \\ 1 - \frac{\sigma_b}{\sigma_{b0}} = 0,897 \end{array} \right.$ pas de reprise de bétonnage

$\Rightarrow \bar{\sigma}_{at} = 0,897 \cdot 2400 = 2152,8 \text{ Kg/cm}^2$

pour limiter la fissuration on adopte un espacement au plus égal à 12 cm (hauteur du hourdis).

$A_t = \frac{1034 \cdot 12}{\frac{7}{8} \cdot 18 \cdot 2152,8} = 0,4 \text{ cm}^2$ on prend 1 cadre $\phi 6$. ($A_t = 0,56 \text{ cm}^2$).

Dalle de compression (C.C.BA.68 art 58.2).

* Dans notre cas l'écartement des nervures est $L_n = 65 \text{ cm} \Rightarrow 50 < L_n < 80$ ce qui nous donne pour la dalle de compression comme :

* Armatures perpendiculaire aux nervures :

elle doivent vérifier $A_{\perp} \geq 0,02 \cdot L_n \frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{en}}$ tel que $\sigma_{en} = 5300 \text{ Kg/cm}^2$ pour treillis ($\phi \leq 6 \text{ mm}$) $\Rightarrow A_{\perp} \geq 0,53 \text{ cm}^2$ avec un écartement limite égale à 20 cm (5 par mètre linéaire).

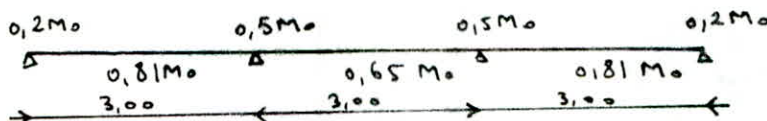
* Armatures parallèles aux nervures :

$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} = 0,25 \text{ cm}^2$ avec un écartement limite ($\bar{t} = 33 \text{ cm}$) (3.p.m).

Le ferrailage adopté est un treillis soudé $\phi 5$ maille (15.25) cm ce treillis permet :

- limiter le risque de fissuration.
- résister aux effets des charges appliquées sur des surfaces réduites.
- réaliser un fait de répartition entre nervures voisines des charges locales

* Remarque : Pour les poutrelles disposées transversalement (3 travées de 3 m) on adoptera le m ferrailage. car on applique la aussi la méthode de for faitaire ce qui nous donne une répartition analogue à la première.



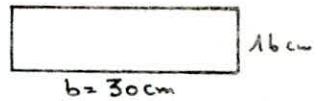
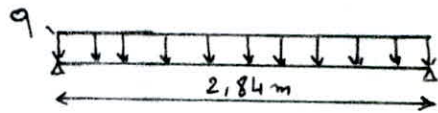
CALCUL DE LA POUTRE NOYEE

cette bande est prévue. Le long des bords libres. des dalles appuyées sur 3 côtés et qui ont un côté libre. elle est destinée à supporter le poids du panneau de façade son poids propre elle même et permettant aussi la transmission des charges aux voiles.

on prend comme largeur de la poutre. $b = 30 \text{ cm}$; $h_t = 16 \text{ cm}$; $l = \text{portée} = 2,84 \text{ m}$
charges revenant à la poutre:

- poids propre $0,16 \cdot 0,3 \cdot 2500 = 0,12 \text{ t/ml}$.
- poids du panneau le plus lourd $\frac{3,696}{2,84} = 1,302 \text{ t/ml}$.

$q = 1,422 \text{ t/ml}$



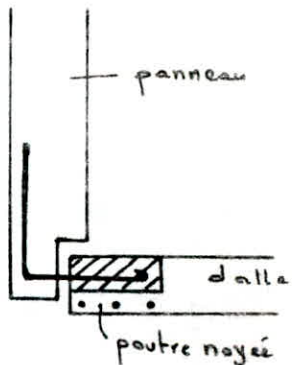
en tenant compte de.

semi encastrement de la poutre dans les voiles on aura:

$M_t = q \frac{l^2}{10} = 1,422 \cdot \frac{2,84^2}{10} = 1,147 \text{ t.m}$

$M_a = -q \frac{l^2}{20} = -0,573 \text{ t.m}$

$T_{max} = q \frac{l}{2} = 2,02 \text{ t}$



Ferraillage (P. charbon).

entravée $b = 30 \text{ cm}$; $h = 14 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$.

$M_t = 1,147 \text{ t.m} \rightarrow A' = 0$; $A_t = 3,36 \text{ cm}^2$

on prend 3 T12. ($A = 3,39 \text{ cm}^2$).

sur appui $\bar{\sigma}_b = 75 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$; $A_a = 1,62 \text{ cm}^2$

on prend 3 T10 ($2,35 \text{ cm}^2$).

Armatures transversales.

$Z_b = \frac{T}{b \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{2020}{30 \cdot 7/8 \cdot 14} = 5,5 \text{ Kg/cm}^2 < 2,5 \bar{\sigma}_b \rightarrow \bar{Z}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b > Z_b$

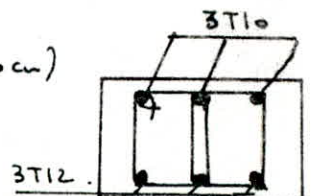
on prend un (cadre. + 1 étrier) $\phi 6 \rightarrow A = 4 \phi 6 = 1,12 \text{ cm}^2$

$t = \frac{A_t + 3 \bar{\sigma}_{at}}{T}$ $\bar{\sigma}_{at} = \rho_a \bar{\sigma}_{ent} = (1 - \frac{Z_b}{3 \bar{\sigma}_b}) \bar{\sigma}_{ent} = 2160 \text{ Kg/cm}^2$

$\Rightarrow t = 15 \text{ cm}$ or $\bar{t} = \max(0,2h = 2,8 \text{ cm}; (1 - 0,3 \frac{Z_b}{\bar{\sigma}_b}) h = 10 \text{ cm})$

on maintient donc $\bar{t} = 10 \text{ cm}$ sur toute la poutre

pour les vérifications elles sont toutes satisfaites



CALCUL DES PREDALLES

1) Pour Les planchers du couloir on utilise des prédalles qui serviront de coffrage car on ne peut pas utiliser Les tables (dégagement). L'avantage de ce type de coffrage se resume dans :

- temps d'exécution et étaieement réduit et une meilleure qualité.

Les prédalles sont constituées par des dalles de faible épaisseur (6cm). Le monolithisme entre la prédalle et le béton du 2^{ème} phase est assuré grâce à la rugosité de la surface de reprise qui permet le passage des contraintes de glissement, ces prédalles sont calculées comme des éléments reposant sur deux appuis.

2) Conformément au cahier du centre scientifique et technique du bâtiment (sept 79). La vérification des prédalles se fera comme suit.

a) une vérification en phase provisoire comprenant le stockage et la manutention

- L'espacement d'appui de stockage doit être réduit afin d'éviter toute fissure.

- le poids des prédalles est majoré de 20% afin de tenir compte des effets dynamiques.

b) phase de coulage : La charge à prendre en compte est constituée par :

le poids propre de la prédalle, celui du béton en oeuvre et une charge forfaitaire du chantier correspondant aux ouvriers et au matériel courant $P = 100 \text{ Kg/m}^2$.

c) vérification de la déformation :

pour déterminer l'espacement des étais et limiter les déformations, la flèche

admissible par prédalle entre 2 appuis est $\frac{1}{500}$ de la portée.

d) vérification en phase finale

3) Processus de calcul :

on calculera la dalle en phase finale et le ferrailage nécessaire pour cette phase. puis on jouera sur le nombre d'étais et de boudes de levage de manière que ça vérifie toutes les phases. Comme ça on évitera le ferrailage important de la phase provisoire.

Calcul de la prédalle :

- longueur = plus petite portée plus un débordement de 6cm des 2 côtés = $1,5 \text{ m} + 2 \times 0,06 = 1,56 \text{ m}$

- contrainte de monolithisme : Les valeurs de cisaillement admissible en l'absence de couture (C.S.T.B) sont :

$\bar{\tau}_b = (2 \text{ bars (fabrication non contrôlée)} ; 2,5 \text{ bars (fabrication contrôlée)})$.

effort: $\tau_b = \frac{1,2T}{bh_t}$; $T =$ effort tranchant développé dans une bande de largeur (b) sous l'action des charges totales pondérées.

$h_t =$ hauteur totale

$q = G + 1,2P = 0,82 \text{ t/m}^2$; $M_0 = q \frac{\ell^2}{8} = 0,233 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$; $M_t = 0,85 M_0 = 0,198 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$; $M_a = -0,5 M_0 = -0,118 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$.

$T^{\max} = q \frac{\ell}{2} = 0,623 \text{ t/ml}$ $\Rightarrow \tau_b = \frac{1,2T}{bh_t} = \frac{1,2 \cdot 0,623}{16 \cdot 100} = 0,467 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. La rugosité de la surface assure un bon monolithisme.

4) Ferraillage: (P. charron). $b = 100 \text{ cm}$; $h_t = 16 \text{ cm}$; $d = 2 \text{ cm}$.

• entravée: $M_t = 0,198 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$ $\longrightarrow A = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $A' = 0$.

on prend comme armatures de répartition: $A_y = \frac{A}{4} = \frac{0,52}{4} = 0,13 \text{ cm}^2$.

• sur appui: $M_a = 0,118 \text{ t}\cdot\text{m/ml}$ $\longrightarrow A = 0,34 \text{ cm}^2$; $A' = 0$.

5) condition de non fragilité:

Pens porteur: $\rho = \frac{1,5}{2,84} = 0,52 \rightarrow A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) = 1,004 \text{ cm}^2$.

Pens répartiteur

$\rho = 0,52 \rightarrow A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{cu}} \left(\frac{1+\rho}{4}\right) = 0,515 \text{ cm}^2$.

on adoptera la section de la condition de non fragilité:

Pens porteur: $A = 2,01 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T}8/\text{ml}$; $t = 25 \text{ cm}$.

Pens répartiteur $A = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T}6/\text{ml}$; $t = 25 \text{ cm}$.

Sur appui $A = 1,13 \text{ cm}^2 \rightarrow 4 \text{ T}6/\text{ml}$; $t = 25 \text{ cm}$.

verification de la flèche:

on doit vérifier les conditions suivantes:

$$\left. \begin{aligned} \frac{h_t}{\ell_x} &> \frac{1}{16} \rightarrow 0,1 > 0,06 \\ \frac{h_t}{\ell_x} &> \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0} \rightarrow 0,1 > 0,085 \\ \frac{A}{bh} &> \frac{43}{6cu} \rightarrow 0,0014 < 0,0102 \end{aligned} \right\} \rightarrow \text{La condition de flèche est vérifiée.}$$

n.b.: La condition de non fissuration et les contraintes sont vérifiées.

6) nombre de boucles de levage:

on prévoit généralement une boucle par mètre carré, on prendra donc 4 épingle.

(ϕ) L'effort de levage dans les boucles n'est pas à craindre.

CHARAKTERISTIKUES

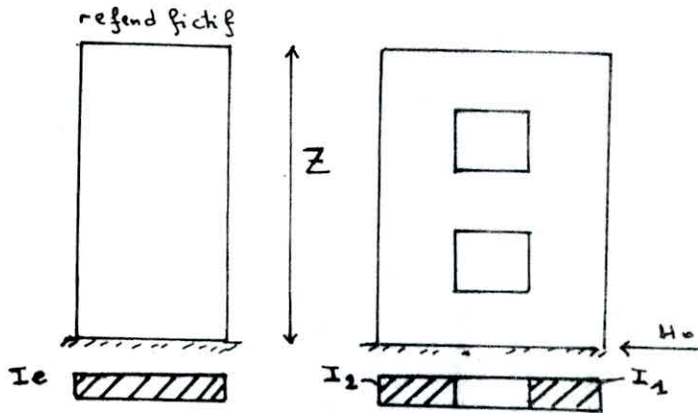
DES

VOILES

INERTIE EQUIVALENTE DES VOILES

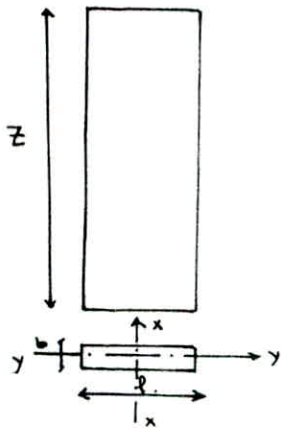
Pour la détermination des efforts repris par un voile à files d'ouvertures et qui est soumis à des forces horizontales (vent ; séisme) on fait appel à la notion d'inertie équivalente qui permet d'assimiler ce voile à files d'ouvertures à un voile plein.

Définition L'inertie équivalente d'un refend est l'inertie d'un refend linéaire plein fictif qui soumis au même effort horizontal, répartie présente la même flèche à la tête.



La flèche d'un refend plein fictif est $f = H_0 \frac{Z^3}{8EI_e}$.

1) Inertie équivalente des refends pleins.



elle est donnée par l'inertie de sa section transversale

$I_e = I_{xx} = b \frac{b^3}{12}$ dans notre cas tous les voiles ont la même épaisseur $b = 0,16 \text{ m}$.

voiles	$V_{L1}; V_{L6}$	V_{L5}	V_{L7}
$l \text{ (m)}$	4,04	4,28	7,96
$I \text{ (m}^4\text{)}$	0,879	1,045	6,725

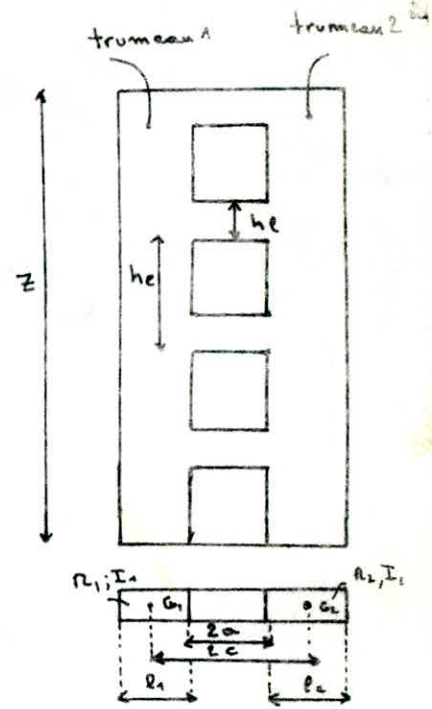
2) Refend avec une file d'ouvertures.

La flèche au sommet d'un tel refend sous l'effet de vent et

$f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1 + I_2)} + \frac{2mc}{I} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + H_0 \frac{Z^3}{8EI}$ En égalant cette flèche à celle d'un refend plein, on a :

$$I_{ev} = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} \quad (\text{cas de vent}) ; \quad I_{es} = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{2mc}{I_1 + I_2} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} \quad (\text{cas de séisme})$$

- $I = I_1 + I_2 + 2mc$ (Inertie du voile)
- $I_1; I_2$ moment d'inertie de chaque trumeau $I_i = b \frac{l_i^3}{12}$
- $m =$ moment statique de chacun des éléments des refends par rapport au centre de gravité de l'ensemble.
- $R_1; R_2$ aire de chacun des trumeaux $R_i = b \cdot l_i$
- $2a =$ largeur de l'ouverture.
- $2c =$ distance entre centres de gravité de trumeaux
- $h_e =$ hauteur d'étage ; $Z =$ hauteur du bâtiment
- $i =$ moment d'inertie du linteau $i = b \frac{h_e^3}{12}$
- $E =$ module d'élasticité du matériaux du refend
- $E' =$ module d'élasticité du matériaux du linteaux.
- $m = \frac{2c}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}}$; $w^2 = \frac{3E'i}{E(I_1 + I_2)} \frac{I}{m} \frac{c}{a^2 h}$



- $\alpha = w \cdot Z$ degré de concordance.
 pour notre bâtiment et pour tous les voiles ma :

$E = E'$; $b = 0,16m$; $h_e = 2,85m$; $Z = 14,25m$; $h_l = 0,70m$.

$\Rightarrow i = 0,16 \cdot \frac{(0,7)^3}{12} = 4,573 \cdot 10^{-3} m^4$

- $\gamma_0 =$ coef donné par l'abaque de "M. Divers" B23.6 $\gamma_0 = f(\alpha ; \xi = 0)$.

exemple de calcul: voile V14

$l_1 = 4,06m$; $l_2 = 5,30m$; $h_e = 2,85m$; $2a = 1m$.

$2c = \frac{l_1 + l_2}{2} + 2a = 5,68m \rightarrow c = 2,84m$

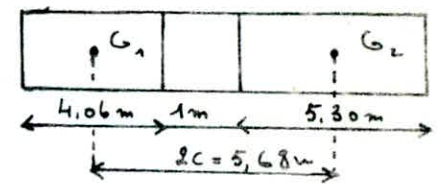
$R_1 = b \cdot l_1 = 0,16 \cdot 4,06 = 0,65 cm^2$

$R_2 = b \cdot l_2 = 0,16 \cdot 5,3 = 0,848$

- $I_1 = b \frac{l_1^3}{12} = 0,16 \cdot \frac{4,06^3}{12} = 0,892 m^4$; $I_2 = b \frac{l_2^3}{12} = 0,16 \cdot \frac{5,3^3}{12} = 1,985 m^4$

$\Rightarrow I_0 = I_1 + I_2 = 2,877 m^4$

- $h_e = 0,7m \Rightarrow i = 4,573 \cdot 10^{-3} m^4$; $m = \frac{2c}{\frac{1}{R_1} + \frac{1}{R_2}} = \frac{2 \cdot 2,84}{\frac{1}{0,65} + \frac{1}{0,848}} = 2,09 m^3$



$I = I_1 + I_2 + 2mc = 0,892 + 1,985 + 2,09 \cdot 5,68 = 14,748 m^4$

$w^2 = \frac{3i}{I_0} \frac{I}{m a^3} \frac{c}{h_e} = \frac{3(4,573 \cdot 10^{-3})}{2,877} \cdot \frac{14,748}{2,09(0,5)^3} \cdot \frac{2,84}{2,85} = 0,2682 \Rightarrow w = 0,518$

$\alpha = w \cdot z = 0,518 \cdot 14,25 = 7,38 \implies \psi_0 = 0,537$

$\implies I_{ev} = 12,07 \text{ m}^4 ; I_{es} = 11,127 \text{ m}^4$

Voile	l_1 (m)	l_2 (m)	a (m)	c (m)	R_1 (m ²)	R_2 (m ²)	I_1 (m ⁴)	I_2 (m ⁴)	m (m ³)	I (m ⁴)	w	α	ψ_0	I_e (m ⁴)	
														I_{ev}	I_{es}
V _{t4}	4,06	5,30	0,500	2,84	0,65	0,848	0,892	1,985	2,09	14,748	9,518	7,38	0,537	11,127	12,07
V _{t6}	3,00	3,90	0,980	2,705	0,48	0,624	0,36	0,791	1,468	9,093	9,273	3,888	0,462	3,384	4,229

2) Voiles à plusieurs files d'ouvertures.

① à chaque trumeau on calcule : $R_i ; I_i$

$2c_i = \frac{l_i + l_{i+1}}{2} + 2a_i$

② on calcule D

$D = \frac{1}{\sum R_i} \left[\sum_{i=1}^{n+1} R_i \left(\sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right) \right]$

③ on calcule les moments statiques m_i

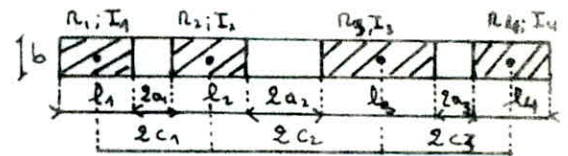
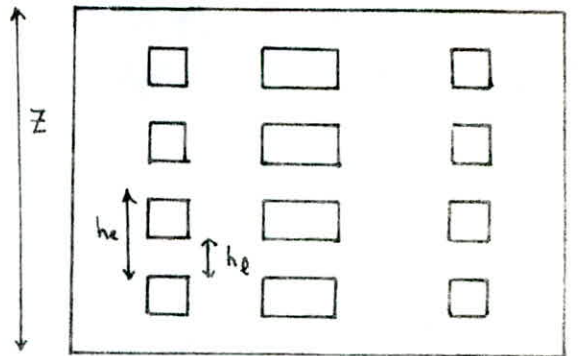
$m_1 = R_1 D ; m_i = m_{i-1} + R_i \left(D - \sum_{j=1}^{i-1} 2c_j \right)$

④ on calcule l'inertie totale du voile.

$I = I_0 + \sum_{i=1}^m 2c_i m_i$

⑤ on calcule l'inertie des linteaux $i_i = b \frac{h e_i^3}{12}$

⑥ $w^2 = \frac{6}{I_0 h e} \sum_{i=1}^m i_i \frac{c_i^2}{a_i^3} \implies \alpha = w \cdot z$ del'abaque de M. Diver ψ_0 .

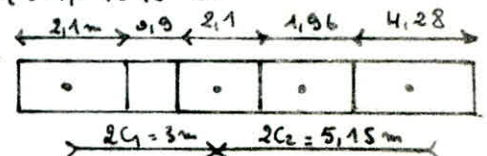


$I_{ev} = \frac{I}{\frac{\sum I_i}{\alpha^2} + 1} ; I_{es} = \frac{I}{\frac{60}{11} \frac{I}{\sum I_i} \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$

exemple de calcul : Voile à 2 files d'ouvertures V_{t2}.

dans notre cas pour tous les voiles $b = 0,16 \text{ m} ; i_i = 4,573 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$

$l_1 = l_2 = 2,1 \text{ m} ; l_3 = 4,28 \text{ m} ; 2a_1 = 0,9 \text{ m} \implies a_1 = 0,45 \text{ m}$



$2c_1 = \frac{l_1 + l_2}{2} + 2a_1 = 3 \text{ m} \implies c_1 = 1,5 \text{ m}$

$2a_2 = 1,96 \text{ m} \implies 2c_2 = \frac{l_2 + l_3}{2} + 2a_2 = 5,15 \text{ m} \implies c_2 = 2,575 \text{ m}$

$R_1 = R_2 = b \cdot l_1 = 0,16 \cdot 2,1 = 0,336 \text{ m}^2$

$R_3 = b \cdot l_3 = 0,685 \text{ m}^2 \implies \sum R_i = 1,357 \text{ m}^2$

$$D = \frac{1}{n_1 + n_2 + n_3} [n_2(2c_1) + n_3(2c_2 + 2c_1)] = 4,857 \text{ m.}$$

$$- m_1 = n_1 D = 1,632 \text{ m}^3 ; \quad m_2 = m_1 + n_2(D - 2c_1) = 2,256 \text{ m}^3 ; \quad m_3 = 0$$

$$- I_1 = I_2 = \frac{b l^3}{12} = 0,123 \text{ m}^4 ; \quad I_3 = 1,045 \text{ m}^4 \Rightarrow I_0 = \sum I_i = 1,292 \text{ m}^4$$

$$- I = I_0 + 2c_1 m_1 + 2c_2 m_2 = 17,806 \text{ m}^4$$

$$- \omega^2 = \frac{6i}{I_0 h e} \left(\frac{c_1^2}{a_1^3} + \frac{c_2^2}{a_2^3} \right) = 0,236 \rightarrow \omega = 0,486 \rightarrow \alpha = \omega \cdot z = 6,93$$

$$\rightarrow \gamma_0 = 0,53$$

$$I_{es} = 9,732 \text{ m}^4$$

$$I_{ev} = 8,032 \text{ m}^4$$

Voiles avec 2 files d'ouvertures.

voile	l_1 (m)	l_2 (m)	l_3 (m)	a_1 (m)	a_2 (m)	I_1 m^4	I_2 m^4	I_3 m^4	m_1 (m^3)	m_2 (m^3)	m_3 (m^3)	I m^4	ω	α	γ_0	I_e (m^4)	
																I_{es}	I_{ev}
V_{l2}	2,1	2,1	4,28	0,45	0,98	0,123	0,123	1,045	1,632	2,256	0	17,806	0,486	6,93	0,53	9,732	8,032
V_{l3}	3,00	2,1	1,94	0,45	0,45	0,36	0,123	0,097	1,335	1,111	0	8,427	0,964	13,744	0,6	6,732	6,155
V_{t1}	4,36	0,76	3,44	0,45	0,45	1,105	5,853	0,543	2,025	1,957	0	14,532	0,579	8,247	0,55	10,473	9,265
V_{t3}	4,36	0,66	2,10	0,50	1,27	1,105	3,233	0,123	1,756	1,651	0	13,867	0,455	6,486	0,52	7,884	6,563

Voiles avec 3 files d'ouvertures.

voile	l_i (m)	a_i (m)	I_i (m^4)	m_i (m^3)	I (m^4)	ω	α	γ_0	I_e (m^4)	
									I_{es}	I_{ev}
V_{l4}	$l_1 = 3,00$ $l_2 = 2,6$ $l_3 = 3,00$ $l_4 = 2,6$	0,45 0,92 0,45	0,36 0,234 0,234 0,36	2,843 3,765 2,843 0	38,943	0,812	11,577	0,6	21,63	17,913
V_{t2}	$l_1 = 0,8$ $l_2 = 2,66$ $l_3 = 0,76$ $l_4 = 1,36$	0,4 0,45 1,27	$6,827 \cdot 10^{-3}$ 0,251 $5,853 \cdot 10^{-3}$ 0,033	0,517 1,159 1,024 0	8,316	1,21	17,263	0,66	6,214	5,558
V_{t5}	$l_1 = 0,6$ $l_2 = 2,66$ $l_3 = 0,76$ $l_4 = 2,1$	0,4 0,45 1,27	$2,88 \cdot 10^{-3}$ 0,251 $5,853 \cdot 10^{-3}$ 0,123	0,458 1,456 1,423 0	10,945	1,048	14,93	0,6	7,71	6,776

-36-
CENTRE DE MASSES

Le repère choisi est désigné dans la page. calcul des dalles
nous déterminons le centre de masse des éléments fournis au périsse en notant
(x_i, y_i) coordonnées de l'élément (i) dans le repère (xoy).

M_i = masse de cet élément (i) Les coordonnées du centre de masse de "n"
éléments seront donc:

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} \quad ; \quad y_G = \frac{\sum M_i y_i}{\sum M_i} \quad \text{pour le plancher terrasse, on a:}$$

éléments	S_i (m ²)	M_i (t)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i x_i$ (t.m)	$M_i y_i$ (t.m)
D ₁	11,076	7,400	1,58	2,49	11,692	18,426
D ₂	11,076	7,400	4,58	2,49	33,892	18,426
D ₃	9,372	6,260	7,58	2,79	47,451	17,465
D ₄	15,79	10,548	10,58	3,32	111,598	35,019
D ₅	11,928	7,968	13,58	2,34	108,265	18,645
D ₆	11,928	7,968	16,58	2,34	132,109	18,645
D ₇	11,474	7,665	20,18	3,02	154,680	23,148
D ₈	4,26	2,846	4,58	5,35	13,035	15,226
D ₉	4,26	2,846	7,58	5,35	21,573	15,226
D ₁₀	4,26	2,846	13,58	5,35	38,649	15,226
D ₁₁	4,26	2,846	16,58	5,35	47,187	15,226
D ₁₂	11,076	7,40	1,58	6,55	11,692	48,470
D ₁₃	8,918	5,957	4,58	7,83	27,283	46,643
D ₁₄	13,178	8,803	7,58	8,58	66,727	75,530
D ₁₅	13,178	8,803	10,58	8,58	93,136	75,530
D ₁₆	11,076	7,40	13,58	8,21	100,492	60,754
D ₁₇	11,076	7,40	16,58	8,21	122,692	60,754
D ₁₈	14,711	9,827	20,75	6,02	203,910	59,158
D ₁₉	11,474	7,665	20,18	9,02	154,680	69,138
Σ		129,848			1500,683	706,665

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{1500,683}{129,848} = 11,552 \text{ m}; \quad y_G = \frac{706,665}{129,848} = 5,442 \text{ m}$$

* pour la nez de chaussée :

Element	S_i (m ²)	M_i (t)	X_i (m)	Y_i (m)	$M_i X_i$ (t.m)	$M_i Y_i$ (t.m)
D ₁	11,076	7,100	1,58	2,49	11,218	17,679
D ₂	7,782	4,988	4,58	3,07	22,845	15,313
D ₃	9,372	6,007	7,58	2,79	45,533	13,916
D ₄	4,260	2,731	10,58	5,35	28,894	14,611
D ₅	11,928	7,646	13,58	2,34	103,833	17,892
D ₆	7,782	4,988	16,58	3,07	82,701	15,313
D ₇	11,474	7,355	20,18	3,02	148,424	22,212
D ₈	4,26	2,731	4,58	5,35	12,508	14,611
D ₉	4,26	2,731	7,58	5,35	20,701	14,611
D ₁₀	4,26	2,731	13,58	5,35	37,087	14,611
D ₁₁	4,26	2,731	16,58	5,35	45,280	14,611
D ₁₂	11,076	7,100	1,58	6,55	11,218	46,505
D ₁₃	8,918	5,716	4,58	7,83	26,179	44,756
D ₁₄	9,600	6,154	7,58	7,95	46,647	48,924
D ₁₅	6,532	4,187	10,58	7,41	44,298	31,026
D ₁₆	7,214	4,624	13,58	7,53	62,794	34,819
D ₁₇	11,076	7,100	16,58	8,21	117,718	58,291
D ₁₈	14,711	9,430	20,75	6,02	195,672	56,769
D ₁₉	11,474	7,355	20,18	9,02	148,424	66,342
Sach I	4,146	3,528	16,58	0,97	58,494	3,422
Sach II	3,294	2,803	4,50	1,12	12,613	3,139
Logg I	3,578	3,044	13,58	9,43	41,337	28,705
Logg II	3,578	3,044	7,58	10,27	23,073	31,262
Esca I	/	10,824	10,58	2,56	114,518	27,666
Esca II	/	6,123	10,58	9,97	64,781	61,028
Σ		132,771			1526,79	718,034

$$X_G = 11,499 \text{ m} \quad ;$$

$$Y_G = 5,408 \text{ m}.$$

Element	m_i (+)	x_i (-)	y_i (-)	$m \cdot x_i$ (+/-)	$m \cdot y_i$ (+/-)
V_{L1}	4,606	20,18	1,52	92,949	7,001
V_{L2}	9,930	17,67	4,52	175,463	44,884
V_{L3}	8,566	4,42	4,52	37,862	38,718
V_{L4}	15,406	10,42	6,18	160,530	95,209
V_{L5}	4,876	21,18	7,52	103,274	36,667
V_{L6}	4,606	20,18	10,52	92,949	48,455
V_{+1}	10,298	18,08	5,42	186,188	55,815
V_{+2}	9,797	15,08	5,20	147,739	50,944
V_{+3}	9,263	12,08	5,58	111,897	51,687
V_{+4}	11,504	9,08	5,72	100,370	63,229
V_{+5}	8,165	6,08	5,72	49,643	46,704
V_{+6}	8,588	3,08	4,97	26,451	42,682
V_{+7}	9,074	0,08	4,52	0,726	41,014
G_1	0,784	7,31	4,27	5,731	3,348
G_2	0,784	13,85	4,27	10,858	3,348
G_3	0,784	8,11	5,85	6,358	4,586
G_4	0,784	12,98	5,85	10,176	4,586
P_1	2,239	16,58	0,12	37,123	0,269
P_2	3,249	13,58	0,12	44,121	0,390
P_3	2,239	10,58	0,42	23,689	0,940
P_4	3,249	7,58	1,02	24,627	3,314
P_5	2,239	4,58	0,42	10,255	0,940
P_6	3,041	1,58	0,42	4,805	1,277
P_7	3,041	1,58	8,62	4,805	26,213
P_8	3,696	4,58	9,52	16,928	35,186
P_9	2,6862	7,58	11,02	20,329	29,556
P_{10}	2,6862	10,58	11,02	28,375	29,556
P_{11}	3,696	13,58	10,28	50,192	37,995
P_{12}	3,041	16,58	10,28	50,420	31,261
P_{13}	3,041	22,32	9,02	67,875	27,430
P_{14}	3,041	23,46	6,02	71,342	18,307
P_{15}	3,041	22,32	3,02	67,875	9,184
Σ	161,582			1841,925	890,695

Le centre de masse des éléments verticaux est :

$$x_G = \frac{\sum M_i x_i}{\sum M_i} = \frac{1841,925}{161,582} = 11,399 \text{ m} ; \quad y_G = \frac{890,695}{161,582} = 5,512 \text{ m}$$

pour l'étage courant :

élément	S _i (m ²)	M _i (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i x _i (t·m)	M _i y _i (t·m)
D ₁	11,076	9,082	1,58	2,49	14,350	22,614
D ₂	7,782	6,381	4,58	3,07	29,225	19,59
D ₃	9,372	7,685	7,58	2,79	58,252	21,441
D ₄	4,260	3,493	10,58	5,35	36,956	18,687
D ₅	11,928	9,781	13,58	2,34	132,826	22,887
D ₆	7,782	6,381	16,58	3,07	105,797	19,590
D ₇	11,474	9,409	20,18	3,02	189,874	28,415
D ₈	4,26	3,493	4,58	5,35	15,998	18,687
D ₉	4,26	3,493	7,58	5,35	26,477	18,687
D ₁₀	4,26	3,493	13,58	5,35	47,435	18,687
D ₁₁	4,26	3,493	16,58	5,35	57,914	18,687
D ₁₂	11,076	9,082	1,58	6,55	14,350	59,487
D ₁₃	8,918	7,312	4,58	7,83	33,489	57,253
D ₁₄	9,600	7,872	7,58	7,95	59,670	62,582
D ₁₅	9,600	7,872	10,58	7,95	83,286	62,582
D ₁₆	11,076	9,082	13,58	8,21	123,333	74,563
D ₁₇	11,076	9,082	16,58	8,21	150,579	74,563
D ₁₈	14,711	12,063	20,75	6,02	250,307	72,619
D ₁₉	11,474	9,409	20,18	9,02	189,874	84,869
Séchoir I	4,146	4,270	16,58	0,97	70,797	4,142
Séchoir II	3,294	3,393	4,58	1,12	15,54	3,800
Loggia I	3,578	3,685	10,58	10,27	38,987	37,845
Loggia II	3,578	3,685	7,58	10,27	27,932	37,845
escalier	/	10,824	10,58	2,556	114,518	27,666
Σ		163,815			1887,766	887,788

$$\Rightarrow x_G = 11,524 \text{ m} ; \quad y_G = 5,419 \text{ m}$$

CENTRE DE TORSION

Le repère choisi est mentionné sur la page. ¹⁹ Calcul des dalles.

Le centre de torsion (centre élastique) d'un groupe de refends est le point caractérisé par les propriétés suivantes :

- Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion, engendre, uniquement une translation des refends. Cette translation est parallèle à la direction de la force.
- un moment dont l'axe (vertical) passe par le centre de torsion, engendre, uniquement une rotation des refends. Le sens de la rotation est le même que le sens du moment.

Élément longitudinal :

$$y_T = \frac{\sum_{j=1}^n I_{ej} y_j}{\sum I_{ej}} \quad (\text{ordonnée}).$$

Élément transversaux :

$$x_T = \frac{\sum_{i=1}^m I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}}$$

$I_e =$ inertie équivalente du voile

élément	$I_{ej} (m^4)$	$y_j (m)$	$I_{ej} y_j$
v_{l1}	0,879	1,52	1,336
v_{l2}	9,732	4,52	43,989
v_{l3}	6,732	4,52	30,429
v_{l4}	21,63	6,18	133,673
v_{l5}	1,045	7,52	7,858
v_{l6}	0,879	10,52	9,247
Σ	40,879	/	226,532

élément	$I_{ei} (m^4)$	$x_i (m)$	$I_{ei} x_i$
v_{t1}	10,473	18,08	189,352
v_{t2}	6,214	15,08	93,707
v_{t3}	7,884	12,08	95,239
v_{t4}	12,07	9,08	109,596
v_{t5}	7,710	6,08	46,877
v_{t6}	4,229	3,08	13,025
v_{t7}	6,725	0,08	0,538
Σ	55,305	/	548,334

$$y_T = \frac{\sum I_{ej} y_j}{\sum I_{ej}} = \frac{226,532}{40,879} = 5,539 \text{ m}$$

$$x_T = \frac{\sum I_{ei} x_i}{\sum I_{ei}} = \frac{548,334}{55,305} = 9,915 \text{ m}$$

Le centre de masse de chaque étage :

on suppose que les masses sont concentrées au niveau du plancher.

- niveau terrasse :

élémt	M _i (t)	x _i (m)	y _i (m)	M _i x _i	M _i y _i
terr	129,848	11,552	5,442	1500,683	706,655
Acro	13,467	11,685	5,401	157,365	72,733
1/2 mur	80,791	11,399	5,512	920,962	445,347
Σ	224,106			2579,01	1224,735

$x_G = 11,508 \text{ m} ; y_G = 5,465 \text{ m}$

niveau rez de chaussée :

élément	M _i	x _i	y _i	M _i x _i	M _i y _i
plancher	132,771	11,499	5,408	1526,79	718,034
1/2 mur	79,45	11,413	5,419	906,763	430,539
mur v.s.	63,864	11,402	5,461	728,177	348,761
Σ	276,085			3161,73	1497,324

- étage courant :

élément	M _i (t)	x _i (m)	y _i	M _i x _i	M _i y _i
plancher	163,815	11,524	5,419	1887,766	887,728
mur	161,582	11,399	5,512	1841,925	890,695
Σ	325,397			3729,691	1778,423

$x_G = 11,462 \text{ m} ; y_G = 5,465 \text{ m}$

$x_G = 11,452 \text{ m}$

$y_G = 5,423 \text{ m}$

calcul des excentricités :

sens transversale $e_T = x_T - x_G$; sens longitudinal $e_L = y_T - y_G$

or on a : $x_T = 9,915 \text{ m} ; y_T = 5,539 \text{ m}$

	terrasse	E.C.	R.D.C
x_G (m)	11,508	11,462	11,452
y_G (m)	5,465	5,465	5,423
e_T (m)	1,547	1,593	1,537
e_L (m)	0,074	0,074	0,116

La plus grande dimension du bâtiment = 23,58

$e_{Tmax} = 1,593 \text{ m} = 6,75\% \text{ de } 23,58$

au niveau de l'étage courant.

$e_{Lmax} = 0,116 \text{ m} = 0,5\% \text{ de } 23,58$

au niveau du rez de chaussée

Le R.P.A (art 3.3.5) préconise une excentricité accidentelle, égale à 5% de 23,58m.

$e_{Tmax} = 1,593 \text{ m} > 5\% (23,58) \longrightarrow e_T = 1,593 \text{ m} < 20\% \text{ de } 23,58$

$e_{Lmax} = 0,116 \text{ m} < 5\% (23,58) \longrightarrow e_L = 5 \cdot \frac{23,58}{100} = 1,179 \text{ m} < 20\%$

Le peuil étant de 20% de la plus grande dimension du bâtiment ce qui est vérifiée

**ETUDE AU
S'EISME**

ETUDE AU SEISME

① Généralités :

Du fait que notre bâtiment est situé dans une zone sismique (faible) donc il pourra être le siège d'une secousse sismique pouvant provoquer des désordres dans l'ossature du bâtiment ou même la ruine totale. Nous avons vu donc nécessaire de faire une étude au séisme afin d'assurer une protection minimale des biens et des personnes. Notre étude se fait à l'aide du R.P.A 81 (version 83) qui présente une méthode statique équivalente applicable chaque fois que les conditions de l'article 3.2 sont vérifiées.

② Principe de calcul. (Méthode statique)

Dans la conception du présent règlement les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents aux effets de l'action sismique, toutefois les forces sismiques équivalentes données par la méthode statique sont inférieures aux forces réelles qui se produiraient dans la structure élastique sous l'action du séisme extrême. C'est pour quoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant la structure : une ductilité suffisante. - la capacité de dissiper l'énergie induite par le mouvement du sol. Pour notre bâtiment, les conditions de l'article (3.2) sont satisfaites.

③ force sismique minimum (RPA.3.3.1) $V = (ABD\phi) W$.

* Coefficient d'accélération de zone A : dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique. Dans notre cas bâtiment à usage d'habitation \rightarrow groupe d'usage 2. - lieu d'implantation : TIARET (RPA A.11) \rightarrow zone ① $\rightarrow A = 0,08$

* B. facteur de comportement de la structure dépend de son type et la nature de ses contreventements (R.P.A. 3.3.13) $\rightarrow B = \frac{1}{3}$ (structures à voiles porteurs).

* D. facteur d'amplification dynamique moyen, déterminé d'après le type de sol en fonction de la période T du bâtiment, on a :

$$T = \frac{0,09H}{\sqrt{L}} \quad ; \quad H = \text{hauteur du bâtiment} = 17,22 \text{ m.}$$

$$L = \text{dimension du bâtiment} : L_{\text{long}} = 23,58 \text{ m} ; L_{\text{trans}} = 11,14 \text{ m}$$

$$T_t = \frac{0,09 \cdot 17,22}{\sqrt{11,14}} = 0,464 \text{ A} \quad \xrightarrow{\text{sol meuble}} \quad D = 2.$$

RPA page 31.

$$T_e = \frac{0,09 \cdot 17,22}{\sqrt{23,58}} = 0,319 \text{ A} \quad \xrightarrow{\text{sol meuble}} \quad D = 2$$

* Q = facteur de qualité qui dépend de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses asymétries en plan, de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction. $Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$ / $P_q =$ dépend de l'observation ou non du critère de qualité q :

- critère de files portuses : non assuré - - - - - $P_1 = 0,1$
- critère de surabondance en plan : assuré - - - - - $P_2 = 0$
- critère de symétrie en plan : assuré - - - - - $P_3 = 0$
- critère de régulation en élévation : assuré - - - - - $P_4 = 0$
- critère de contrôle de la qualité des matériaux : non assuré : - - - - - $P_5 = 0,1$
- critère de contrôle de la qualité de construction : non assuré - - - - - $P_6 = 0,1$

d'où : $Q = 1 + 0,1 + 0,1 + 0,1 = 1,3$.

$\Rightarrow V_e = (0,08 \cdot \frac{1}{3} \cdot 2 \cdot 1,3) W = V_t = 0,0693 W$. tel que $W =$ poids de la structure

terrasse : 201,118t ; étages courant 1122,797t ; Rez de chaussée 231,31t

$W_{tot} = 1555,225t \implies V_e = V_t = 107,829t$.

④ Distribution en hauteur des forces latérales .

La force totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon :

$$V = F_T + \sum_1^n F_i \quad (\text{RPA art 3.3.3})$$

$F_T =$ force concentrée au sommet de la structure elle est donnée par :

$F_T = 0,07TV$ si $T > 0,7s$; $F_T = 0$ si $T \leq 0,7s$ c'est notre cas car $T < 0,7s$

La partie restante de l'effort horizontal " V " doit être distribuée sur la hauteur du bâtiment suivant la formule

$$F_k = \frac{(V - F_T) w_k \cdot h_k}{\sum_1^n w_i \cdot h_i} ; F_k = \text{effort horizontal au niveau } k.$$

à chaque niveau désigné par k la force F_k doit être répartie sur la surface de bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau.

$V = F_T = V = 107,829t$

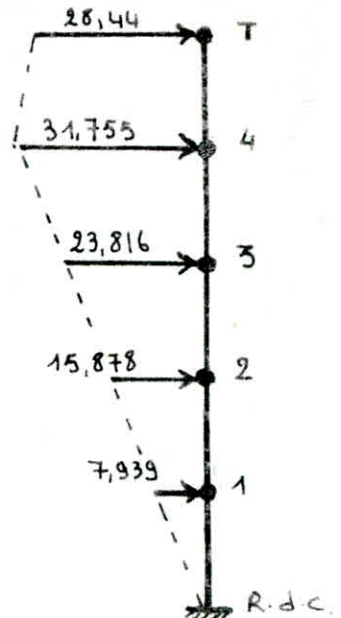
$$F_k = 107,829 \cdot \frac{W_k \cdot h_k}{\sum_1^5 W_i \cdot h_i}$$

on a: $h_k = k h_e \Rightarrow F_k = 107,829 \cdot \frac{W_k \cdot k}{\sum_1^5 W_i \cdot i}$

$$\sum W_i \cdot i = (1+2+3+4) \cdot 280,70 + 5 \cdot 201,118 = 3812,59 + m.$$

d'où le tableau:

niveau	$W_k (+)$	k	$W_k \cdot k (+)$	$F_k (+)$	$F_k \text{ cumulé (+)}$
T	201,118	5	1005,59	28,44	28,44
4	280,70	4	1122,8	31,755	60,195
3	280,70	3	842,1	23,816	84,011
2	280,70	2	561,4	15,878	99,889
1	280,70	1	280,70	7,939	107,828
R.d.c	231,31	0	0	0	107,828



⑤* Distribution des efforts sismiques dans les refends.

• Méthode de centre de torsion:

L'excentrement entre le centre de torsion et le centre de masse provoque des efforts supplémentaires dans les refends.

Les refends se partagent les efforts sismiques suivant leur rigidité à la flexion et puisque tous nos voiles ont la même hauteur et même module d'élasticité et même conditions aux appuis, la rigidité est remplacé par l'inertie.

• force sismique agissant transversalement

refend transversal.

$$H_i = H_{irot} + H_{itrans} \rightarrow \begin{cases} H_{irot} = H e_t \frac{I_{ix} x_i}{J} = F_2 \\ H_{itrans} = H \frac{I_{ix}}{\sum I_{ix}} = F_1 \end{cases}$$

refend longitudinal:

$$H_{jrot} = H e_t \frac{I_{jy} \cdot y_j}{J} = F'_2 \text{ avec } J = \sum I_{ix} x_i^2 + \sum I_{jy} y_j^2$$

• force sismique agissant longitudinalement

refend transversal:

$$H_i = H_{irot} = H e_t \frac{I_{ix} x_i}{J} = F'_2$$

refend longitudinal

$$H_j = H_{j\text{rot}} + H_{j\text{trans}} \text{ avec } H_{j\text{rot}} = H_e e \frac{I_{jy} y_i}{J} = F_3$$

$$H_{j\text{trans}} = H \frac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} = F_4$$

pour simplifier le calcul on prend une force exterieur $H = 100t$ et on determine les efforts correspondants puis en se servant de la regle de trois on determine H_{real}

voiles	V_{l1}	V_{l2}	V_{l3}	V_{l4}	V_{l5}	V_{l6}	V_{t1}	V_{t2}	V_{t3}	V_{t4}	V_{t5}	V_{t6}	V_{t7}
$I_{ix} (m^4)$							10,473	6,214	7,884	11,07	7,71	4,229	6,725
$x_i (m)$							8,165	5,165	2,165	-0,835	-3,835	-6,835	-9,835
$I_{ix} x_i$							85,512	32,005	17,068	-10,078	-29,568	-28,905	-66,140
$I_{ix} x_i^2$							698,236	165,772	36,954	8,415	113,393	197,567	620,49
$I_{jy} (m^4)$	9,879	9,732	6,732	2,163	1,045	9,879							
$y_i (m)$	-4,019	-1,019	-1,019	7,064	1,981	4,981							
$I_{jy} \cdot y_i$	-3,533	-9,917	-6,859	13,865	2,07	4,378							
$I_{jy} \cdot y_i^2$	14,159	10,105	6,99	8,887	4,1	21,808							
F_1							18,936	11,236	14,256	2,1824	13,941	7,647	12,160
F_2							7,034	2,64	1,404	-0,829	-3,432	-3,378	-5,44
F_3	2,149	23,796	16,461	52,889	2,555	2,149							
F_4	-0,215	-0,604	-0,417	+0,844	0,126	0,266							
Seisme T	$H_i = F_1 + F_2$						25,970	13,876	15,660	20,995	11,590	5,269	6,72
	$H_j = F_4$		-0,291	-0,815	-0,564	1,140	0,170	0,360					
Seisme L	$H_i = F_2$						5,206	1,954	1,039	-0,613	-1,800	-1,759	-4,026
	$H_j = F_3 + F_4$		1,934	23,192	16,044	53,783	2,681	2,415					

J = 1936, 616 m⁴

efforts cumulés dans chaque niveau et dans chaque voile.
Seisme transversal. H(+).

Niveau \ Voile	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}
T	-0,083	-0,232	-0,160	0,324	0,048	0,102	7,386	3,946	4,454	5,971	7,296	11,498	19,111
4	-0,175	-0,491	-0,339	0,686	0,274	0,216	15,633	8,406	9,427	12,638	6,976	7,171	4,045
3	-0,244	-0,685	-0,473	0,957	0,311	0,302	21,818	11,711	13,156	17,638	9,736	11,426	5,645
2	-0,290	-0,814	-0,562	1,138	0,338	0,359	25,941	13,914	15,642	20,971	11,576	5,263	6,712
1	-0,313	-0,979	-0,607	1,228	0,351	0,387	28,003	15,016	16,885	22,637	12,426	5,681	7,245
RDC	-0,313	-0,979	-0,607	1,228	0,351	0,387	28,003	15,016	16,885	22,637	12,426	5,681	7,245

efforts cumulés dans chaque niveau et dans chaque voile.
Seisme longitudinal. H(+)

Niveau \ Voile	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}
T	0,550	6,596	4,563	15,282	0,762	0,687	11,480	0,556	0,295	-0,174	-0,512	-0,500	-1,145
4	1,164	13,961	9,658	32,345	1,613	1,454	3,133	1,176	0,625	-0,369	-1,083	-1,059	-2,423
3	1,625	19,484	13,479	45,142	2,251	2,029	4,373	1,641	0,872	-0,515	-1,512	-1,478	-3,382
2	1,932	23,166	16,026	53,674	2,677	2,412	5,200	1,951	1,037	-0,612	-1,798	-1,757	-4,021
1	2,085	25,007	17,300	57,940	2,890	2,604	5,613	2,106	1,119	-0,661	-1,938	-1,897	-4,341
RDC	2,085	25,007	17,300	57,940	2,890	2,604	5,613	2,106	1,119	-0,661	-1,938	-1,897	-4,341

efforts dans chaque niveau et dans chaque voie
Seisme transversal M (t.m).

voie	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}
T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	-0,837	-0,661	-0,456	0,923	0,137	0,291	2,1050	11,846	12,694	17,017	9,354	4,269	5,846
3	0,735	-2,061	-1,422	2,179	0,909	0,906	65,604	35,203	39,561	53,164	29,275	19,307	16,975
2	-1,431	-4,1013	-2,770	5,606	1,796	1,767	127,785	68,580	77,055	103,560	57,023	25,921	33,063
1	-2,958	-6,333	-4,772	8,849	2,759	2,790	201,777	108,234	124,635	163,228	90,014	40,320	52,192
R.d.c.	-3,150	-9,838	-6,102	12,349	3,759	3,893	281,526	151,030	169,757	227,846	125,622	57,114	72,840

efforts dans chaque niveau et dans chaque voie
Seisme longitudinal. M (t.m).

voie	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}
T	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	1,568	7,799	13,005	43,554	2,172	1,958	4,218	1,585	0,841	-0,496	-1,459	-1,425	-3,263
3	4,834	58,587	40,530	135,737	6,769	6,102	19,147	4,936	2,622	-1,548	-4,546	-4,443	-10,169
2	9,465	114,117	78,945	264,392	13,184	11,885	25,610	9,613	5,115	-3,015	-8,755	-8,655	-19,807
1	11,971	180,140	124,619	417,363	20,814	19,759	40,430	15,173	8,071	-4,759	-13,979	-13,663	-31,267
R.d.c.	20,913	251,1410	173,224	582,492	29,050	26,180	56,427	24,176	11,260	-6,643	-19,503	-19,069	-42,679

ETUDE AU

VENT

ETUDE AU VENT

Puisque notre bâtiment est située dans une zone de faible sismicité, nous avons vu nécessaire de faire une étude au vent fait suivant Le règlement (N.V. 65)

① Pression dynamique:

La pression dynamique de base (à une hauteur = 10m) $q_{10} = 70 \text{ Kg/m}^2$.

* Effet de la hauteur au dessus de sol: $q_H = q_{10} \frac{2,5(H+18)}{(H+60)}$ $0 < H < 500 \text{ m}$

$$H = 15,42 \text{ m} \Rightarrow q_H = 77,55 \text{ Kg/m}^2$$

* effet de site: site normal $K_s = 1$.

* effet de masque: (pas de masque) $\rightarrow K_m = 1$

* effet de dimension: on prend la plus grande dimension offerte au vent :

- vent transversal: $S_t = 0,81$ - vent longitudinal: $S_l = 0,78$.

* coef de pression: $C = C_e - C_i$ en fonction de l'emplacement de l'élément / au face au vent $\rightarrow C_e = 0,8$; face sous le vent $\rightarrow C_e = -0,5$ } $\Rightarrow C = C_e - C_i = 0,8 + 0,5 =$
actions intérieures. $C_i = \pm 0,5$

Les pressions dynamiques sont majorées par β afin de tenir compte de l'effet parallèle à la direction du vent (Trainée). $\beta = 0(1 + \xi Z)$

* ξ = coef de réponse en fonction de la période T du mode fondamentale

$$\text{contreventement par voiles} \rightarrow T = 0,08 \frac{H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{H+L}}$$

$$H = 15,42 \text{ m}; L_l = 23,58 \text{ m}; L_t = 11,14 \text{ m}$$

$$T_l = 0,161 \rightarrow \xi = 0,2; T_t = 0,282 \rightarrow \xi = 0,3 \text{ (N.V. 65 R III)}$$

- Z coef de pulsation, déterminé à chaque niveau on prend $Z = 0,36$.

- θ coef dépendant du type de construction $\theta = 0,7$ ($H < 30 \text{ m}$).

$$\left. \begin{aligned} \beta_l &= 0,7(1 + 0,2 \cdot 0,36) = 0,75 \\ \beta_t &= 0,7(1 + 0,3 \cdot 0,36) = 0,78 \end{aligned} \right\} \rightarrow \beta_l = \beta_t = 1$$

La pression du vent sera: $q = q_H \cdot K_m \cdot K_s \cdot C \cdot S \cdot \beta$

pour simplifier le calcul on considère une pression moyenne uniforme

$$q_m = \frac{q_H + q_{10}}{2} = 73,77 \text{ Kg/m}^2 \rightarrow q_l = 75,15 \text{ Kg/m}^2; q_t = 78 \text{ Kg/m}^2$$

Détermination des surfaces:

$$\text{Longitudinalement: terrasse: } S_i = 11,14 \left(2,85 \frac{Z}{2} + 0,72 \right) = 23,90 \text{ m}^2$$

$$\text{étage courant: } S_i = 11,14 \cdot 2,85 = 31,75 \text{ m}^2$$

$$\text{rez de chaussé } S_i = 11,14 \left(2,85 \frac{Z}{2} + 0,45 \right) = 20,89 \text{ m}^2$$

transversalement : terrasse : $s_i = 23,58 \left(\frac{2,85}{2} + 0,72 \right) = 50,58 \text{ m}^2$

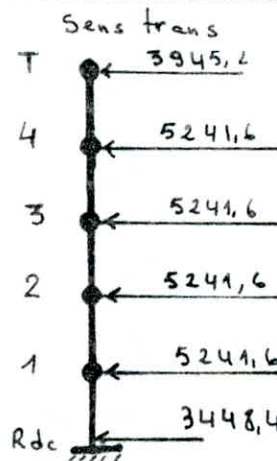
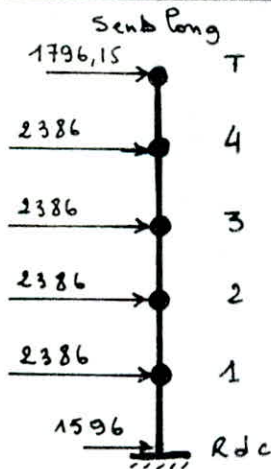
étage courant : $s_i = 23,58 \cdot 2,85 = 67,20 \text{ m}^2$

rez de chaussée : $s_i = 23,58 \left(\frac{2,85}{2} + 0,45 \right) = 44,21 \text{ m}^2$

on suppose que les charges sont concentrées au niveau des planchers.

② foras due au vent

Sens longitudinal					sens transversal.			
niveau	S (m ²)	q (kg/m ²)	F _k (kg)	F _k cumulé (kg)	S (m ²)	q (kg/m ²)	F _k (kg)	F _k cumulé (kg)
T	23,9	75,15	1796,15	1796,15	50,58	78	3945,2	3945,2
4	31,75	75,15	2386,0	4182,1	67,20	78	5241,6	9186,8
3	31,75	75,15	2386,0	6568,1	67,20	78	5241,6	14428,4
2	31,75	75,15	2386,0	8954,1	67,20	78	5241,6	19670
1	31,75	75,15	2386,0	11340,1	67,20	78	5241,6	24911,6
Rdc.	20,89	75,15	1569	12910	44,21	78	3448,4	28360



* Actions dans la direction perpendiculaire à celle du vent (Derive L)

La derive tient compte de l'action des tourbillons de "KARMAN" qui provoquent des vibrations dans la direction ~~à~~ à celle du vent et le phénomène de résonance se produira lorsque $T_k = T$ (période propre); ces vibrations apparaissent lorsque V (vitesse du vent) $< 25 \text{ m/s}$.

$T_k = \text{période de tourbillons} = d / sv$ où $\left\{ \begin{array}{l} s = \text{nombre de STROUHAL} \\ d = \text{largeur de maître-carré}; V = \text{vitesse du vent} \end{array} \right.$

$$S = 0,25 \text{ (N.v.65)} \Rightarrow V_{cr} = \frac{d}{5T} \text{ (} d = 23,58 \text{ m longi ; } d = 11,14 \text{ m transv.)}$$

$$T_L = 0,160 \text{ s ; } T_T = 0,282 \text{ s} \Rightarrow V_{cr} = (V_{cr\text{long}} = 589,5 \text{ m/s ; } V_{cr\text{trans}} = 158,7 \text{ m/s}) > 25 \text{ m/s}$$

donc il est inutile de faire un calcul à la resonance.

* Force de portance U : on verifie que $U < W = \text{ poids du batiment}$ ce qui est largement verifie dans le cas des constructions lourdes en beton arme donc pas de soulèvement du batiment.

③ Repartition des efforts sur les differentes voiles :

on opere par la même methode de repartition des efforts due au seisme.

Les resultats importants sont regroupees dans le tableau suivant.

voiles	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}
I _x (m ⁴)							9,265	5,558	6,563	11,127	6,776	3,384	6,725
x _i (m)							2,165	5,165	2,163	-0,835	-3,835	-6,835	-9,835
I _{jy} (m ⁴)	0,879	8,032	6,155	17,919	1,045	9,879							
y _j (m)	-4,019	-1,019	-1,019	0,641	7,981	4,981							
Vent - trans	H _i = F ₁ + F ₂						25,546	13,827	14,561	21,691	11,388	4,774	7,678
	H _j = F ₄ '		-0,478	-1,109	-0,850	1,556	0,280	0,593					
Vent - long.	H _i = F ₂ '						5,025	1,906	0,944	-0,617	-1,726	-1,536	-4,395
	H _j = F ₃ + F ₄		2,164	22,191	17,005	52,474	3,201	2,957					

efforts dans chaque voile et dans chaque niveau H (t)	Vent - trans.			
	T	EC	Rdc	
	0,019	0,025	0,016	
	0,044	0,038	0,030	
Vent - Long.				
T	EC	Rdc		
0,039	0,052	0,039		
0,039	0,529	0,399		
0,305	0,406	0,305		
0,942	1,252	0,942		
0,071	0,076	0,057		
0,071	0,071	0,053		
1,008	0,12	0,09		
0,546	0,045	0,034		
0,574	0,023	0,017		
0,856	-0,015	-0,014		
0,450	-0,041	-0,031		
0,188	-0,037	-0,028		
0,303	-0,105	-0,079		

CALCUL DES

DEFORMATIONS

-52-
CALCUL DES DEFORMATIONS

Pour le calcul des déformations on utilise la méthode de "A. FUENTES" exposée dans son ouvrage: "calcul pratique des ossatures de bâtiment"

Méthode des moments des paires.

exemple: voiles VL₁ ; VL₆ qui ont les même caractéristiques géométriques et la voile VL₆ est la plus sollicitée

$I = 0,879 \text{ m}^4$; $l = 2,85 \text{ m}$ (hauteur d'étage)

Les rigidités $R_i = \frac{12EI_i}{l^3}$ de chaque voile - Les forces horizontales sont:

$R_1 = 0,192 \text{ t}$; $R_2 = 0,383 \text{ t}$; $R_3 = 0,575 \text{ t}$; $R_4 = 0,767 \text{ t}$; $R_5 = 0,687 \text{ t}$.

$l R_5 = 1,958$		$l R_4 = 2,186$		$l R_3 = 1,638$		$l R_2 = 1,091$		$l R_1 = 0,547$
$2 l R_5 = 3,97$		$2 l R_4 = 4,372$		$2 l R_3 = 3,277$		$2 l R_2 = 2,183$		
$3 l R_5 = 5,955$		$3 l R_4 = 6,558$		$3 l R_3 = 4,916$				
$4 l R_5 = 7,94$		$4 l R_4 = 8,744$						
$5 l R_5 = 9,225$								

Calcul des flèches

$f_1 = \frac{\sum_{i=1}^5 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{96,788}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 0,879} = 0,316 \cdot 10^{-4}$

$\delta_1 = \frac{f_1'}{l} = 0,166 \cdot 10^{-4} \text{ m}$
 $\delta = \text{déplacement}$

$f_1' = \frac{1}{2B} \cdot f_1 \text{ (R.P.A.)} \Rightarrow 1,5 f_1 = f_1'$

$f_2 = \frac{\sum_{i=1}^9 s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{347,478}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 0,879} = 1,136 \cdot 10^{-4} \rightarrow \delta_2 = 1,5 \left(\frac{f_2 - f_1}{l} \right) = 0,43 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

$f_3 = \frac{\sum_{i=1}^{12} s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{696,903}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 0,879} = 2,278 \cdot 10^{-4} \rightarrow \delta_3 = 0,60 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

$f_4 = \frac{\sum_{i=1}^{14} s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1098,516}{34,85 \cdot 10^5 \cdot 0,879} = 3,592 \cdot 10^{-4} \rightarrow \delta_4 = 0,69 \cdot 10^{-4} \text{ m}$

$f_5 = \frac{\sum_{i=1}^{15} s_i \cdot d_i}{EI} = \frac{1519,056}{34,8 \cdot 10^5 \cdot 0,879} = 4,966 \cdot 10^{-4} \rightarrow \delta_5 = 0,72 \cdot 10^{-4}$

Ces déplacements δ doivent être inférieurs à :

$\bar{\Delta} = 0,0075 \cdot l = 0,0075 \cdot 2,85 = 2,137 \cdot 10^{-3} \text{ (m)} \rightarrow \text{(R.P.A. art 3.371)}$

ce qui est vérifié pour la voile VL₆.

On regroupe les résultats sous forme de tableaux pour les autres voiles

Voile VL₂: $I = 9,732 \text{ m}^4$
 $l = 2,85 \text{ m}$

niveau	effort (t)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (cm)
1	1,841	0,273	0,142
2	3,682	0,980	0,372
3	5,523	1,965	0,518
4	7,365	3,097	0,595
5	6,596	4,282	0,623

Voile VL₃: $I = 6,732 \text{ m}^4$
 $l = 2,85 \text{ m}$

niveau	effort (t)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (cm)
1	1,274	0,273	0,143
2	2,547	0,980	0,372
3	3,821	1,965	0,518
4	5,095	3,097	0,595
5	4,563	4,282	0,623

voile VL₄: $I = 21,63 \text{ m}^4$
 $l = 2,85 \text{ m}$

niveau	effort (t)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (cm)
1	4,266	0,284	0,149
2	8,532	1,021	0,388
3	12,797	2,048	0,541
4	17,063	3,228	0,621
5	15,282	4,463	0,650

voile VL₅: $I = 1,045 \text{ m}^4$
 $l = 2,85 \text{ m}$

niveau	effort (t)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (cm)
1	0,213	0,291	0,153
2	0,426	1,054	0,402
3	0,638	2,114	0,558
4	0,851	3,320	0,641
5	0,762	4,607	0,677

Voile VT₁: $I = 10,473 \text{ m}^4$
 $l = 2,85 \text{ m}$

niveau	effort (t)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (cm)
1	2,062	0,284	0,149
2	4,123	1,019	0,387
3	6,185	2,044	0,539
4	8,247	3,222	0,620
5	7,386	4,455	0,643

Voile VT₂: $I = 6,214 \text{ m}^4$
 $l = 2,85 \text{ m}$

niveau	effort (t)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (cm)
1	1,102	0,256	0,135
2	2,203	0,922	0,351
3	3,305	1,848	0,488
4	4,406	2,913	0,561
5	3,346	4,029	0,588

tous les déplacements sont vérifiés

voile VT3 I = 7,884 m⁴

niveau	effort (+)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (m)
1	1,243	0,227	0,120
2	2,486	0,817	0,310
3	3,729	1,637	0,432
4	4,973	2,581	0,497
5	4,454	3,568	0,520

voile VT4 I = 12,07 m⁴

niveau	effort (+)	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (m)
1	1,667	0,199	0,105
2	3,333	0,715	0,272
3	5,000	1,434	0,378
4	6,667	2,261	0,435
5	5,971	3,125	0,455

voile VT5 I = 7,71 m⁴

niveau	effort	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (m)
1	0,920	0,172	0,091
2	1,840	0,618	0,235
3	2,760	1,233	0,327
4	3,680	1,950	0,376
5	3,296	2,710	0,400

voile VT6 I = 4,229 m⁴

niveau	effort	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (m)
1	0,418	0,143	0,075
2	0,837	0,512	0,194
3	1,255	1,027	0,271
4	1,673	1,614	0,309
5	1,498	2,238	0,328

voile VT7 I = 6,725 m⁴

niveau	effort	$f_i \cdot 10^{-4}$	$\delta_i \cdot 10^{-4}$ (m)
1	0,533	0,114	0,060
2	1,067	0,411	0,156
3	1,600	0,824	0,217
4	2,134	1,298	0,249
5	1,911	1,795	0,262

tous les déplacements relatifs sont vérifiés.

CHARGES

VERTICALES

CHARGES VERTICALES

elles sont dues essentiellement à la charge permanente et aux surcharges, d'exploitation provenant des surfaces des planchers qui reviennent à chaque voile. Pour les voiles avec files d'ouvertures, la charge verticale n'est pas centrée à cause de la participation des linteaux dans le transport de ces charges, créant ainsi des moments dans les trumeaux généralement négligeable ce qui nous a mené à supposer que les charges verticales sont centrées.

$M_1 = N_1 \cdot e_1$; $M_2 = N_2 \cdot e_2$ sont négligeables.

* Charge permanente G :

niveau terrasse: $G_i = G_{voile} + G_{Acrotère} + G_{plancher} + G_{façade}$

niveau E.C. et R.d.c : $G_i = G_v + G_p + G_f + G_{Escalier}$

* pour les surcharges d'exploitation :

elle dépend de la surface du plancher "S_i" offerte au voile i

Niveau terrasse : $P_i = 0,1 S_i (t)$ - Niveau E.C. et R.d.c : $P_i = 0,175 S_i (t)$

* Distribution des charges verticales sur les différents trumeaux :

pour les voiles avec files d'ouvertures, la charge verticale est distribuée sur les trumeaux suivant leur largeur

pour 1 trumeau (i) on a : $F_i = F \frac{l_i}{l}$

F = charge revenant à tout le voile.

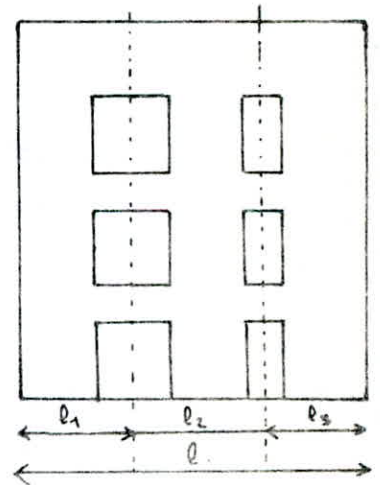
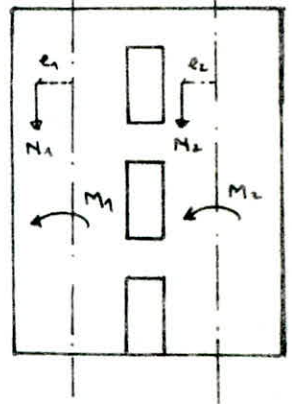
l_i = largeur du trumeau et $\frac{1}{2}$ de la longueur du linteau

l = largeur de tout le voile

L'effort normal à un niveau j dans un trumeau est la somme de toutes les forces F_i du sommet du bâtiment jusqu'au niveau j

$$N_j = \sum_{k=0}^j F_k$$

nous reproduisons les résultats sous forme de tableaux



Charges permanentes et surcharges revenant à chaque voile

Voile	effort	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}
Terrasse	P(+)	0,473	1,824	1,120	1,837	1,108	0,473	1,610	2,010	2,110	1,708	1,836	1,760	0,906
	G(+)	3,714	10,962	6,138	10,366	6,884	3,714	9,647	12,202	12,815	10,666	11,611	10,978	7,103
E.C.	P(+)	0,828	3,193	1,960	3,214	1,938	0,828	3,180	3,880	4,339	4,613	3,840	3,394	1,585
	G(+)	9,011	24,100	15,338	26,611	14,673	9,011	22,757	28,168	28,188	29,334	25,300	25,334	17,641
R.D.C.	P(+)	0,828	3,193	1,960	3,214	1,938	0,828	3,180	3,880	4,339	4,613	3,840	3,394	1,585
	G(+)	8,165	20,834	13,393	23,323	12,621	8,165	19,846	24,571	24,766	24,476	22,013	22,704	16,020

charges verticales : voiles pleines

Voile	charges	efforts	T	4	3	2	1	R d.c.
V _{L1} ; V _{L6}	G	F _i	3,714	9,011	9,011	9,011	9,011	8,165
		N _i	3,714	12,725	21,736	30,747	39,758	47,923
	P	F _i	0,473	0,828	0,828	0,828	0,828	0,828
		N _i	0,473	1,301	2,129	2,957	3,785	4,613
V _{L5}	G	F _i	6,884	14,673	14,673	14,673	14,673	12,691
		N _i	6,884	21,557	36,230	50,903	65,576	78,267
	P	F _i	1,108	1,938	1,938	1,938	1,938	1,938
		N _i	1,108	3,046	4,984	6,922	8,860	10,798
V _{T7}	G	F _i	7,103	17,641	17,641	17,641	17,641	16,020
		N _i	7,103	24,744	42,385	60,026	77,667	93,687
	P	F _i	0,906	1,585	1,585	1,585	1,585	1,585
		N _i	0,906	2,491	4,076	5,661	7,246	8,831

Voies avec une file d'ouverture.

Voies	élément	charges	effort	T	4	3	2	1	Rdc.
VT4	trumeau 1	G	Fi	4,695	12,911	12,911	12,911	12,911	10,773
			Ni	4,695	17,606	30,517	43,428	56,339	67,112
		D	Fi	0,752	2,030	2,030	2,030	2,030	2,159
			Ni	0,752	2,782	4,812	6,842	8,872	11,031
	trumeau 2	G	Fi	5,972	16,422	16,422	16,422	16,422	13,703
			Ni	5,972	22,394	38,816	55,238	74,660	85,363
		D	Fi	0,956	2,582	2,582	2,582	2,582	2,746
			Ni	0,956	3,538	6,120	8,702	11,284	14,030
VT6	trumeau 1	G	Fi	4,931	11,380	11,380	11,380	11,380	10,199
			Ni	4,931	16,311	27,691	39,071	50,451	60,650
		D	Fi	0,791	1,525	1,525	1,525	1,525	1,525
			Ni	0,791	2,316	3,841	5,366	6,891	8,416
	trumeau 2	G	Fi	6,046	13,953	13,953	13,953	13,953	12,505
			Ni	6,046	28,415	42,368	56,321	70,274	82,779
		D	Fi	0,970	1,870	1,870	1,870	1,870	1,870
			Ni	0,970	2,840	4,710	6,580	8,450	10,320

Voiles à 2 files d'ouvertures.

Voile	trame	Char	effort	T	4	3	2	1	Rdc.
Voile VL ₂	trameau 1	G	F:	2,465	5,419	5,419	5,419	5,419	4,685
			N:	2,465	7,884	13,303	18,722	24,141	28,826
		P	F:	0,410	0,718	0,718	0,718	0,718	0,718
			N:	0,410	1,128	1,846	2,564	3,282	4,000
	trameau 2	G	F:	3,412	7,502	7,502	7,502	7,502	6,485
			N:	3,412	10,914	18,416	25,918	33,420	39,905
		P	F:	0,568	0,994	0,994	0,994	0,994	0,994
			N:	0,568	1,562	2,556	3,550	4,544	5,538
	trameau 3	G	F:	5,085	11,179	11,179	11,179	11,179	9,664
			N:	5,085	16,264	27,443	38,622	49,801	59,465
		P	F:	0,846	1,481	1,481	1,481	1,481	1,481
			N:	0,846	2,327	3,808	5,289	6,770	8,251
Voile VL ₃	trameau 1	G	F:	2,395	6,009	6,009	6,009	6,009	5,227
			N:	2,395	8,404	14,413	20,422	26,431	31,658
		P	F:	0,437	0,765	0,765	0,765	0,765	0,765
			N:	0,437	1,202	1,967	2,732	3,497	4,262
	trameau 2	G	F:	2,083	5,225	5,225	5,225	5,225	4,545
			N:	2,083	7,308	12,533	17,758	22,983	27,528
		P	F:	0,380	0,665	0,665	0,665	0,665	0,665
			N:	0,380	1,045	1,710	2,375	3,040	3,705
	trameau 3	G	F:	1,659	4,163	4,163	4,163	4,163	3,621
			N:	1,659	5,822	9,985	14,148	18,311	21,932
		P	F:	0,303	0,530	0,530	0,530	0,530	0,530
			N:	0,303	0,833	1,363	1,893	2,423	2,953

voiles à 2 files d'ouvertures.

Voile	trumeau	char	effort	T	4	3	2	1	Rdc
Voile VT1	trumeau 1	G	F:	4,479	10,566	10,566	10,566	10,566	9,228
			N:	4,479	15,045	25,611	36,177	46,743	55,971
		P	F:	0,747	1,476	1,476	1,476	1,476	1,476
			N:	0,747	2,223	3,699	5,175	6,651	8,127
	trumeau 2	G	F:	1,546	3,646	3,646	3,646	3,646	3,185
			N:	1,546	5,192	8,838	12,484	16,130	19,315
		P	F:	0,258	0,509	0,509	0,509	0,509	0,509
			N:	0,258	0,767	1,276	1,785	2,294	2,803
	trumeau 3	G	F:	3,622	8,545	8,545	8,545	8,545	7,463
			N:	3,622	12,167	20,712	29,257	37,802	45,265
		P	F:	0,604	1,194	1,194	1,194	1,194	1,194
			N:	0,604	1,798	2,992	4,186	5,380	6,574
Voile VT3	trumeau 1	G	F:	5,842	12,851	12,851	12,851	12,851	11,291
			N:	5,842	18,693	31,544	44,395	57,246	68,537
		P	F:	0,962	1,978	1,978	1,978	1,978	2,571
			N:	0,962	2,940	4,918	6,896	8,874	11,445
	trumeau 2	G	F:	2,921	6,426	6,426	6,426	6,426	5,646
			N:	2,921	9,347	15,773	22,199	26,625	34,271
		P	F:	0,481	0,989	0,989	0,989	0,989	1,285
			N:	0,481	1,470	2,459	3,448	4,437	5,722
	trumeau 3	G	F:	4,051	8,911	8,911	8,911	8,911	7,829
			N:	4,051	12,962	21,873	30,784	39,695	47,524
		P	F:	0,667	1,372	1,372	1,372	1,372	1,783
			N:	0,667	2,033	3,411	4,783	6,155	7,938

voiles à 3 files d'ouvertures

Voile	trun	Char	effort	T	4	3	2	1	R de.
Voile V ₄	trumeau 1 et 4	G	F:	2,410	6,187	6,187	6,187	6,187	5,422
			N:	2,410	8,597	14,784	20,971	27,158	32,580
		P	F:	0,427	0,747	0,747	0,747	0,747	0,747
			N:	0,427	1,174	1,921	2,668	3,415	4,162
	trumeau 2 et 3	G	F:	2,773	7,119	7,119	7,119	7,119	6,239
			N:	2,773	9,892	17,011	24,130	31,249	37,489
		P	F:	0,491	0,860	0,860	0,860	0,860	0,860
			N:	0,491	1,351	2,211	3,071	3,931	4,791
Voile V ₂	trumeau 1	G	F:	1,476	3,407	3,407	3,407	3,407	2,972
			N:	1,476	4,883	8,29	11,697	15,104	18,076
		P	F:	0,243	0,469	0,469	0,469	0,469	0,570
			N:	0,243	0,712	1,181	1,650	2,119	2,689
	trumeau 2	G	F:	4,317	9,967	9,967	9,967	9,967	8,694
			N:	4,317	14,284	24,251	34,218	44,185	52,879
		P	F:	0,711	1,373	1,373	1,373	1,373	1,492
			N:	0,711	2,084	3,457	4,830	6,203	7,695
	trumeau 3	G	F:	3,051	7,042	7,042	7,042	7,042	6,143
			N:	3,051	10,092	17,135	24,177	31,219	37,362
		P	F:	0,503	0,970	0,970	0,970	0,970	1,054
			N:	0,503	1,473	2,443	3,413	4,383	5,437
	trumeau 4	G	F:	3,235	7,468	7,468	7,468	7,468	6,514
			N:	3,235	10,703	18,171	25,639	33,107	39,621
		P	F:	0,533	1,029	1,029	1,029	1,029	1,118
			N:	0,533	1,562	2,591	3,620	4,649	5,767
Voile V ₅	trumeau 1	G	F:	1,121	2,442	2,442	2,442	2,442	2,125
			N:	1,121	3,563	6,205	8,447	10,889	13,014
		P	F:	0,177	0,371	0,371	0,371	0,371	0,378
			N:	0,177	0,542	0,919	1,290	1,661	2,039
	trumeau 2	G	F:	3,934	8,572	8,572	8,572	8,572	7,458
			N:	3,934	12,506	21,078	29,650	38,222	45,680
		P	F:	0,622	1,301	1,301	1,301	1,301	1,307
			N:	0,622	1,923	3,224	4,525	5,826	7,153
	trumeau 3	G	F:	2,779	6,056	6,056	6,056	6,056	5,269
			N:	2,779	8,835	14,891	20,947	27,003	32,272
		P	F:	0,439	0,919	0,919	0,919	0,919	0,938
			N:	0,439	1,358	2,277	3,196	4,115	5,053
	trumeau 4	G	F:	3,777	8,230	8,230	8,230	8,230	7,161
			N:	3,777	12,007	20,237	28,467	36,697	43,858
		P	F:	0,597	1,249	1,249	1,249	1,249	1,274
			N:	0,597	1,846	3,095	4,344	5,593	6,867

'CHARGES'

HORIZONTALES'

- 61 -
CHARGES HORIZONTALES

Exposé de la méthode de M-Diver

Les refends pleins ne posent pas de problème ils seront calculés comme un mur en béton armé de section rectangulaire, soumis à l'action des sollicitations M et H

* Voiles avec files d'ouvertures: hypothèses:

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.
- Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal à chaque niveau la hauteur d'étage est constante.
- Les linteaux ont tous les mêmes caractéristiques géométriques, avec une inertie transversale faible, vis à vis de celle de chacun des éléments de refends.

* Étape de calcul: voile avec 1 file d'ouverture

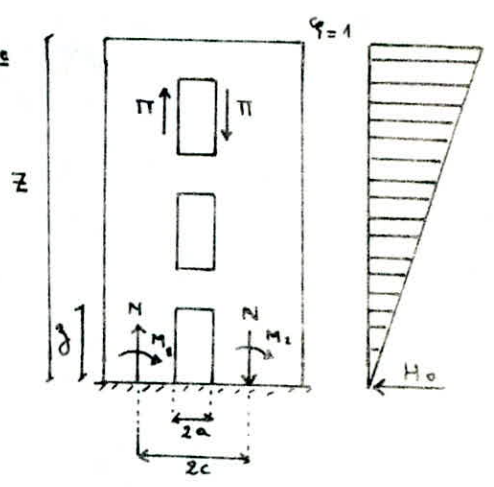
on calcule $\alpha = w \cdot z$

$$w^2 = \frac{3 E' c}{E(I_1 + I_2)} \frac{I}{m} \frac{c}{a^3 h e}$$

$$N = \sum \Pi \quad ; \quad \Pi = H_0 \frac{m h e}{I} \Phi$$

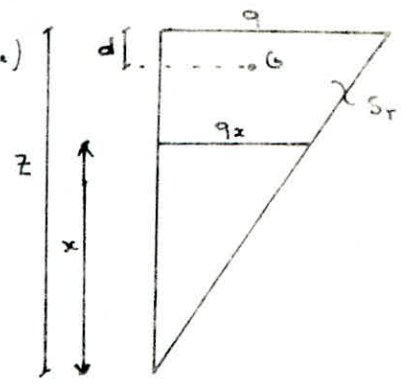
$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left[\frac{(1-\varphi)^2 (4+2\varphi)}{2 \cdot 3} - 2 \frac{m c \psi}{I} \right]$$

$$M_2 = M_1 \frac{I_2}{I_1}$$



Dans l'ouvrage de M-Diver on trouve la méthode de calcul des moments dans le cas d'une charge uniforme (vent) ce qui nous mène à faire le même calcul avec une charge triangulaire.

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 z \left[\frac{(1-\varphi)^2}{2} - 2 \frac{m c}{I} \psi \right] \text{ pour (charge uniforme)}$$



$$M_I = S_T (z - x - d) \quad ; \quad S_T = \text{surface de trapèze}$$

$$S_T = \frac{q + q_x}{2} (z - x) \quad ; \quad d = \frac{q + 2q_x}{3} \frac{z - x}{q + q_x}$$

$$q_x = q \frac{x}{z} = q \varphi$$

$$\Rightarrow M_I = q z^2 \frac{(1-\varphi)^2}{6} (2+\varphi)$$

or on a $H_0 = q \frac{z}{2}$

$$M_I = H_0 z \frac{(1-\varphi)^2}{2} \frac{(4+2\varphi)}{3}$$

on a un terme correctif $\left(\frac{4+2\psi}{3}\right)$ le reste est le même que celui d'Albigez.

donc $M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\psi)^2}{2} \frac{(4+2\psi)}{3} - 2 mc \frac{\psi}{I} \right]$; $M_2 = M_1 \frac{I_2}{I_1}$

Etude des linteaux :

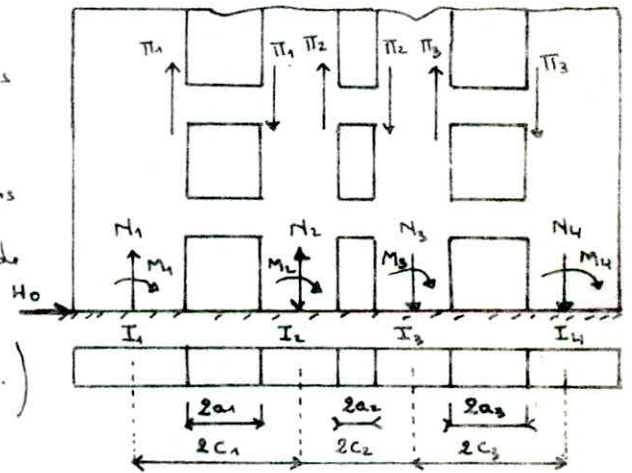
on établit $\psi = \frac{\delta}{Z}$ et avec α et ψ on détermine la valeur de ϕ sur une abaque de "M. Diver" puis on a $\Pi = H_0 \frac{mh_0}{I} \phi$; effort tranchant à la section d'encastrement du linteau.

Pour les trumeaux : on détermine $\psi = f(\alpha; \psi)$ sur une abaque. puis $M_1; M_2$ l'effort normal dans chaque trumeau est : $N = \sum \Pi$ au niveau de chaque étage

Vérification : À la base du refend nous effectuons une vérification d'équilibre extérieur $M = M_1 + M_2 + 2Mc$, $M =$ moment extérieur distribué au refend.

* Cas des voiles à plusieurs files d'ouvertures :

La méthode utilisée pour 1 refend avec 1 file d'ouverture. peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures. on néglige les déformations due à l'effort normal dans les éléments de refend.



$$w^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + I_3 + \dots)} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$$w^2 = 6 \frac{E'}{E \sum I_i} \sum \left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right)$$

on calcule la première partie des linteaux $\Pi_1 = H_0 h_0 \frac{i_1 c_1}{2a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \phi$
de même pour $\Pi_2; \Pi_3 \dots$ etc.

Les forces axiales provoquées dans chaque refend-pont

$N_1 = \sum \Pi_1$; $N_2 = \sum \Pi_2 - \sum \Pi_1$; $N_3 = \sum \Pi_3 - \sum \Pi_2 \dots$ etc.

Les moments dans les refends sont :

$M_1 = \frac{I_1}{\sum I_i} H_0 Z \left[\frac{(1-\psi)^2}{2} \frac{(4+2\psi)}{3} - \psi \right]$ de même $M_2; M_3 \dots$ etc

On vérifie aussi à la base : $M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1(c_1 + c_2 + c_3 + \dots) + 2N_2(c_1 + c_2)$

Remarque : pour les petites ouvertures (surface d'ouvertures $\leq 25\%$ de la surface du refend dans le sens d'élévation) on fait un 2^e calcul de π par la formule

$$\pi_i = H_0 \frac{m_i h_i}{I} (1 - \eta) \quad \text{et on prend la moyenne. (M. Divers. page 112).}$$

on résumera les résultats dans les tableaux suivants :

$$\text{on note } A_\eta = \frac{(1 - \eta)^2}{2} \left(\frac{4 + 2\eta}{3} \right).$$

Voies pleines. charges horizontales $M(t.m.)$; $H(t)$

voies	V_{L1}		V_{L5}		V_{L6}		V_{L7}	
	$M_{(t.m)}$	$T(t)$	$M_{(t.m)}$	$T(t)$	$M_{(t.m)}$	$T(t)$	$M_{(t.m)}$	$T(t)$
T	0	0,55	0	0,762	0	0,687	0	1,911
4	1,568	1,146	2,172	1,613	1,958	1,454	5,446	4,045
3	4,834	1,625	6,769	2,251	6,102	2,029	16,975	5,645
2	9,465	1,932	13,184	2,677	11,885	2,412	33,063	6,712
1	14,971	2,085	20,814	2,890	18,759	2,604	52,192	7,245
Rdc	20,913	2,085	29,050	2,890	26,180	2,604	72,840	7,245

Voiles à une file d'ouvertures.

V₄

$\alpha = 7,38$; $H_0 = 22,638\text{t}$; $I = 14,748\text{m}^4$; $I_1 = 0,892\text{m}^4$; $I_2 = 1,985\text{m}^4$; $m = 2,09\text{m}^3$

Niveau	ξ	Φ	Π	A_ξ	Ψ	$\frac{2mc}{I} \Psi$	$A - \frac{2mc}{I} \Psi$	M_1	M_2	N
T	1	0,240	2,194	0	0	0	0	0	0	2,194
4	0,8	0,380	3,474	0,037	0,075	0,060	-0,023	-2,300	-5,118	5,668
3	0,6	0,605	5,532	0,139	0,170	0,137	0,002	0,200	0,445	11,200
2	0,4	0,762	6,967	0,288	0,290	0,233	0,055	5,501	12,241	18,167
1	0,2	0,700	6,400	0,469	0,450	0,362	0,107	10,702	23,815	24,567
Rdc	0	0	0	0,666	0,537	0,432	0,234	23,404	52,082	24,567

V₆

$\alpha = 3,888$; $H_0 = 5,681\text{t}$; $I = 9,093\text{m}^4$; $I_1 = 0,360$; $I_2 = 0,791\text{m}^4$
 $m = 2,468\text{m}^3$; $2c = 5,41\text{m}$.

Niveau	ξ	Φ	Π	A_ξ	Ψ	$\frac{2mc}{I} \Psi$	$A - \frac{2mc}{I} \Psi$	M_1	M_2	N
T	1	0,35	0,915	0	0,020	0,017	-0,017	-0,430	-0,945	0,915
4	0,8	0,415	1,085	0,037	0,075	0,065	-0,028	-0,709	-1,558	2,000
3	0,6	0,52	1,359	0,139	0,175	0,153	-0,014	-0,354	-0,778	3,359
2	0,4	0,565	1,477	0,288	0,280	0,244	0,044	1,114	2,448	4,836
1	0,2	0,45	1,176	0,469	0,390	0,341	0,128	3,241	7,121	6,012
Rdc.	0	0	0	0,666	0,462	0,403	0,263	6,659	14,631	6,012

Verification à la base :

V₄ : $M_1 + M_2 + 2Nc = 23,404 + 52,082 + 24,567 \cdot (5,68) = 215,5\text{t.m}$

or $M_{ex} = 227,846\text{t.m}$ — donc ma 5,4% par excès

V₆ : $M_1 + M_2 + 2Nc = 53,815$ or $M_{ex1} = 57,116\text{t.m}$ — 5,7% par excès

Voiles à 2 file d'ouvertures.

V_{l2} :

$\alpha = 6,93$; $H_0 = 25,007t$; $I = 17,806 m^4$; $I_1 = I_2 = 0,123 m^4$; $I_3 = 1,045 m^4$
 $C_1 = 1,5 m$; $C_2 = 2,575 m$; $a_1 = 0,45 m$; $a_2 = 0,98 m$.

niv	ξ	ϕ	A_q	ψ	$A_q - \psi$	π_1	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
T	1	0,24	0	0	0	4,436	0,737	4,436	-3,699	0,737	0	0	0
4	0,8	0,38	0,037	0,060	-0,023	7,023	1,167	11,459	-9,555	1,904	-0,781	-0,781	-6,634
3	0,6	0,60	0,139	0,161	-0,022	11,090	1,843	22,549	-18,802	3,747	-0,747	-0,747	-6,634
2	0,4	0,74	0,289	0,292	-0,004	13,677	2,273	36,226	-30,206	6,020	-0,136	-0,136	-1,154
1	0,2	0,67	0,469	0,445	0,024	12,384	2,058	48,610	-40,539	8,078	0,815	0,815	6,923
Rdc	0	0	0,666	0,537	0,129	0	0	48,610	-40,539	8,078	4,380	4,380	37,210

V_{l3} :

$\alpha = 13,744$; $H_0 = 17,31t$; $I = 8,427 m^4$; $I_1 = 0,36 m^4$; $I_2 = 0,123 m^4$; $I_3 = 0,997 m^4$
 $C_1 = 1,725 m$; $C_2 = 1,46 m$; $a_1 = a_2 = 0,45 m$.

niv	ξ	ϕ	A_q	ψ	$A_q - \psi$	π_1	π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0,8	0,358	0,037	0,045	-0,008	2,270	1,907	2,270	-0,363	1,907	-1,224	-0,418	-0,330
3	0,6	0,630	0,139	0,145	-0,006	4,123	3,018	6,453	-1,528	4,925	-0,918	-0,314	-0,247
2	0,4	0,825	0,298	0,292	-0,004	5,775	4,855	12,228	-2,448	9,780	-0,612	-0,209	-0,165
1	0,2	0,886	0,469	0,472	0,003	6,813	5,719	19,041	-3,542	15,499	0,459	0,157	0,124
Rdc	0	1,000	0,666	0,600	0,066	8,068	6,770	27,109	-4,841	22,269	10,100	3,450	2,721

Vérification à la base.

V_{l2} : $M = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + 2N_2 C_2 = 239,4 t \cdot m$ or $M_{ex} = 251,410$

ona une erreur relative de 5% par excès.

V_{l3} : $M = 158,55 t \cdot m$; $M_{ex} = 173,924 t \cdot m \rightarrow$ erreur de 9% par excès

voiles à 2 f. Les d'ouvertures

V_{t1} : $\alpha = 14,247$; $I_1 = 1,105 \text{ m}^4$; $I_2 = 5,853 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$; $I_3 = 0,543 \text{ m}^4$; $I = 14,532 \text{ m}^4$
 $H_0 = 28,003$; $C_1 = 1,73$; $C_2 = 1,5$; $a_1 = a_2 = 0,45 \text{ m}$

niv	ξ	Φ	A_g	Ψ	$A-\Psi$	Π_1	Π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
T	1	0,210	0	0	0	2,765	2,397	2,765	-0,368	2,397	0	0	0
4	0,8	0,365	0,037	0,052	-0,015	4,780	4,144	7,545	-1,004	6,541	-3,999	-0,021	-1,965
3	0,6	0,620	0,139	0,165	-0,026	8,164	7,078	15,708	-2,090	13,619	-6,932	-0,037	-3,406
2	0,4	0,775	0,288	0,282	0,006	10,204	8,848	25,913	-3,446	22,467	-1,599	0,008	0,786
1	0,2	0,735	0,469	0,457	0,012	9,678	8,391	35,591	-4,733	30,858	3,199	0,017	1,572
Rdc	0	0	0,666	0,550	0,116	0	0	35,591	-4,733	30,858	30,927	0,164	15,198

V_{t3} : $\alpha = 6,486$; $I = 13,867 \text{ m}^4$; $I_1 = 1,105 \text{ m}^4$; $I_2 = 3,83 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$; $I_3 = 0,123$
 $H_0 = 16,885 \text{ t}$; $C_1 = 1,755 \text{ m}$; $C_2 = 1,96 \text{ m}$; $a_1 = 0,5 \text{ m}$; $a_2 = 1,27 \text{ m}$

niv	ξ	Φ	A_g	Ψ	$A-\Psi$	Π_1	Π_2	N_1	N_2	N_3	M_1	M_2	M_3
T	1	0,255	0	0	0	7,249	0,221	7,249	3,023	0,221	0	0	0
4	0,8	0,380	0,037	0,061	-0,024	4,841	0,330	8,090	2,539	0,551	-5,180	-0,018	-0,577
3	0,6	0,588	0,139	0,166	-0,027	7,491	0,510	15,521	-14,520	1,061	-5,228	-0,020	-0,649
2	0,4	0,735	0,288	0,285	0,003	9,364	0,638	24,945	-23,246	1,699	0,648	0,002	0,072
1	0,2	0,850	0,469	0,440	0,029	8,281	0,564	33,226	-30,963	2,263	6,259	0,022	0,697
Rdc	0	0	0,666	0,520	0,146	0	0	33,226	-30,963	2,263	31,512	0,109	3,508

verification à la base

V_{t1} : $M = 262,0078 \text{ t.m}$; $M_{ex} = 281,526 \text{ t.m}$. L'erreur relative est de 6,9%
 par excès

V_{t3} : $M_{ax} = 169,757 \text{ t.m}$; $M = 163,643 \text{ t.m}$ → erreur relative de 3,6%
 par excès

Voile à 3 files d'ouvertures.

voile V_{L4} :

$\alpha = 11,577$; $H_0 = 57,94 \text{ t}$; $I = 38,943 \text{ m}^4$; $I_1 = I_4 = 0,36 \text{ m}^4$; $I_2 = I_3 = 0,234 \text{ m}^4$
 $c_1 = c_3 = 1,85 \text{ m}$; $c_2 = 2,22 \text{ m}$; $a_1 = a_3 = 0,45 \text{ m}$; $a_2 = 0,92 \text{ m}$.

Niv	ξ	ϕ	A_ξ	ψ	$A-\psi$	π_1	π_2	π_3	N_1	N_2	N_3	N_4	M_1	M_2	M_3	M_4
T	1	0,150	0	0	0	1,543	0,216	1,543	1,543	-1,327	1,327	1,543	0	0	0	0
4	0,8	0,356	0,037	0,048	-0,011	4,869	2,111	4,869	6,412	-4,085	4,085	6,412	-2,752	-1,789	-1,789	-2,752
3	0,6	0,626	0,139	0,147	-0,008	8,852	4,097	8,852	15,264	-8,840	8,840	15,264	-2,002	-1,301	-1,301	-2,002
2	0,4	0,816	0,298	0,293	-0,005	12,012	5,968	12,012	27,276	-14,884	14,884	27,276	-1,251	-0,813	-0,813	-1,251
1	0,2	0,848	0,469	0,464	0,005	13,548	7,611	13,548	40,824	-20,821	20,821	40,824	1,251	0,813	0,813	1,251
Rdc	0	1,000	0,666	0,500	0,066	16,318	9,427	16,318	57,142	-27,712	27,712	57,142	16,513	10,733	10,733	16,513

voile V_{t2} : $\alpha = 17,263$; $H_0 = 15,016$; $I = 8,316 \text{ m}^4$; $I_1 = 6,827 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$; $I_2 = 0,251 \text{ m}^4$
 $I_3 = 5,853 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$; $I_4 = 0,033$; $c_1 = 1,265 \text{ m}$; $c_2 = 1,305 \text{ m}$; $c_3 = 1,800 \text{ m}$
 $a_1 = 0,4 \text{ m}$; $a_2 = 0,45 \text{ m}$; $a_3 = 1,27 \text{ m}$

Niv	ξ	ϕ	A_ξ	ψ	$A-\psi$	π_1	π_2	π_3	N_1	N_2	N_3	N_4	M_1	M_2	M_3	M_4
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0,8	0,360	0,037	0,040	-0,003	3,363	2,437	0,1149	3,363	-0,926	-2,289	0,1149	-0,015	-0,543	-0,013	-0,071
3	0,6	0,635	0,139	0,140	-0,001	5,932	4,298	0,264	9,295	-2,530	-6,322	0,413	-0,005	-0,181	-0,004	-0,024
2	0,4	0,840	0,298	0,290	0,002	7,847	5,685	0,349	17,142	-4,722	-11,928	0,762	0,010	0,362	0,008	0,048
1	0,2	0,950	0,469	0,472	0,003	8,875	6,1430	0,394	26,017	-7,167	-19,964	1,156	0,015	0,543	0,013	0,071
Rdc	0	1,000	0,666	0,660	0,006	9,342	6,768	0,415	35,359	-9,741	-24,049	1,571	0,030	1,086	0,025	0,143

Verification à la base :

V_{L4} : $M = M_1 + M_2 + M_3 + M_4 + 2N_1(c_1 + c_2 + c_3) + 2N_2(c_2 + c_3) + 2N_3 c_3 = 608,012 \text{ t.m}$

or $M_{ex} = 582,492 \text{ t.m}$ donc une erreur relative de 4,3% par défaut

V_{t2} : $M = 163,261 \text{ t.m}$; $M_{ex} = 151,03 \text{ t.m}$ une erreur relative de 8,0% par défaut

Voile VT5

$a_3 = 1,27 \text{ m}$; $\alpha = 14,93$; $H_0 = 12,469 \text{ t}$; $I = 10,945 \text{ m}^4$ $I_1 = 2,88 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$; $I_2 = 0,251 \text{ m}^4$
 $I_3 = 5,853 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$; $I_4 = 0,123 \text{ m}^4$; $c_1 = 1,215 \text{ m}$; $c_3 = 1,985 \text{ m}$; $c_2 = 1,0$ $a_1 = 0,4$; $a_2 = 0,45$

Niv	ϕ	Φ	$A\phi$	Ψ	$A-\Psi$	Π_1	Π_2	Π_3	N_1	N_2	N_3	N_4	M_1	M_2	M_3	M_4
T	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
4	0,8	0,359	0,037	0,043	-0,006	2,778	2,096	0,142	2,778	-0,682	-1,954	0,142	-0,008	-0,701	-0,016	-0,343
3	0,6	0,632	0,139	0,143	-0,004	4,891	3,690	0,250	4,669	-1,883	-5,294	0,392	-0,005	-0,467	-0,011	-0,229
2	0,4	0,835	0,288	0,291	0,003	6,463	4,875	0,330	4,432	-3,471	-9,933	0,722	0,004	0,350	0,008	0,172
1	0,2	0,910	0,469	0,472	0,003	7,043	5,313	0,360	2,115	-5,201	-14,892	1,082	0,004	0,350	0,008	0,172
Rdc	0	1,000	0,666	0,660	0,006	7,739	5,838	0,395	2,914	-7,102	-20,370	1,442	0,008	0,701	0,016	0,343

Verification à la base:

$M = 133,823 \text{ t.m}$; $M_{ex} = 125,628 \text{ t.m}$;

L'erreur relative est de 6,7 % par défaut.

S'UPERIP'OS'ITIK)N

DES'

S'OLLIC'ITHTIK)NS'

- 69 -
SUPERPOSITION DES SOLLICITATIONS

Conformément au règlement du RPA (art. 3.3.2) Les éléments structuraux doivent être dimensionnés par Les combinaisons:

$G + Q + E$ (1) $0,8G \pm E$ (2)

G = charge permanente. ; Q = surcharge d'exploitation. non pondérées

E = effet du séisme.

La première combinaison prend la totalité de la charge d'exploitation, ainsi que la charge sismique. bien que la charge Q est tout à fait improbable, la grande partie de celle ci peut représenter l'effet des accélérations verticales du séisme. la deuxième combinaison tient compte de la réduction de la charge verticale à cause des accélérations verticales du séisme. La valeur de $(\pm E)$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques. créant des efforts de traction ou de compression dans les voiles (pour les voiles pleins l'effort normal due au séisme $N_E = 0$)

* Voiles pleins

	Voile VL1						
	effort	T	4	3	2	1	Rdc
G	3,714	12,725	2,736	3,747	3,758	4,793	
P	0,473	1,301	2,129	2,957	3,785	4,613	
G+P	4,187	14,026	2,3865	3,704	4,3543	5,2536	
0,8G	2,971	10,180	1,7389	2,4598	3,1806	3,8338	
M _{SH}	0	1,568	4,834	3,465	14,971	20,913	

	Voile VL6						
	effort	T	4	3	2	1	Rdc
G	3,714	12,725	2,736	3,747	3,758	4,793	
P	0,473	1,301	2,129	2,957	3,785	4,613	
G+P	4,187	14,026	2,3865	3,704	4,3543	5,2536	
0,8G	2,971	10,180	1,7389	2,4598	3,1806	3,8338	
M _{SH}	0	1,958	6,102	11,285	18,753	26,180	

	Voile VL5						
	effort	T	4	3	2	1	Rdc
G	6,884	2,4557	3,6230	5,9803	6,5576	5,8267	
P	1,108	3,046	4,984	6,922	8,860	10,798	
G+P	7,992	2,4603	4,1214	5,7325	7,4436	8,9534	
0,8G	5,507	1,7245	2,8984	4,0722	5,2461	6,4200	
M _{SH}	0	2,172	6,769	13,184	20,844	29,050	

	Voile VT7						
	effort	T	4	3	2	1	Rdc
G	8,103	2,4744	4,8395	6,0086	7,7667	9,9687	
P	0,906	2,491	4,076	5,661	7,246	8,831	
G+P	8,009	2,7235	4,6461	6,5687	8,4343	10,5418	
0,8G	5,682	1,9795	3,9308	4,8021	6,2134	7,4269	
M _{SH}	0	5,446	16,975	33,063	52,102	72,840	

Voiles à 1 file d'ouverture

voile VT4

Trumeau	eff	Combinaison	T	4	3	2	1	Rdc
Trumeau 1	N	G	4,695	17,606	30,517	43,428	56,335	67,112
		P	0,752	2,782	4,812	6,842	8,872	11,031
		E	2,194	5,668	11,200	18,167	24,567	24,567
		G+P+E	7,641	26,056	46,529	68,437	89,778	102,710
		0,8G+E	5,950	19,753	35,614	52,909	69,638	78,256
		0,8G-E	1,562	8,417	13,214	16,575	20,504	23,123
	M	S _H	0	-2,300	0,200	5,501	10,702	23,404
Trumeau 2	N	G	5,972	22,394	38,816	55,238	71,660	85,363
		P	0,956	3,538	6,120	8,702	11,284	14,030
		E	2,194	5,668	4,812	6,842	8,872	11,031
		G+P+E	9,122	31,600	49,748	70,782	91,816	110,424
		0,8G+E	6,972	23,583	35,865	51,032	66,200	79,321
		0,8G-E	2,584	12,247	26,241	37,348	48,456	57,259
	M	S _H	0	-5,118	0,445	12,241	23,815	52,082

voile VT6

Trumeau	eff	Combinaison	T	4	3	2	1	Rdc
Trumeau 1	N	G	4,931	16,311	27,691	39,071	50,451	60,650
		P	0,791	2,316	3,841	5,366	6,891	8,416
		E	0,915	2,000	3,359	4,836	6,012	6,012
		G+P+E	6,637	20,627	34,891	49,273	63,354	75,078
		0,8G+E	4,860	15,049	25,512	36,093	46,373	54,532
		0,8G-E	3,030	11,049	18,794	26,421	34,349	42,508
	M	S _H	-0,430	-0,709	-0,354	1,114	3,241	6,659
Trumeau 2	N	G	6,046	28,415	42,368	56,321	70,274	82,779
		P	0,970	2,840	4,710	6,580	8,450	10,320
		E	0,915	2,000	3,359	4,836	6,012	6,012
		G+P+E	7,931	33,255	50,437	67,737	84,736	99,111
		0,8G+E	5,752	24,732	37,253	49,893	62,231	72,235
		0,8G-E	3,922	20,732	30,535	40,221	50,207	60,211
	M	S _H	-0,945	-1,558	-0,778	2,448	7,121	14,631

voiles à 2 files d'ouvertures : VL₂

Voile: VL₂

Trum	effort	combinaison	T	4	3	2	1	Rdc
trumeau 1	Z	G	2,465	7,884	13,303	18,722	24,141	28,826
		P	0,410	1,128	1,846	2,564	3,282	4,000
		E	4,436	11,459	22,549	36,226	48,610	48,610
		G+P+E	7,311	20,471	37,698	57,512	76,033	81,436
		0,8G+E	6,408	17,766	33,191	51,204	67,923	71,671
		0,8G-E	-2,464	-5,152	-11,907	-21,248	-29,297	-25,549
	M	S _H	0	-0,781	-0,747	-0,136	0,815	4,380
trumeau 2	Z	G	3,412	10,914	18,416	25,918	33,420	39,905
		P	0,568	1,562	2,556	3,550	4,544	5,538
		E	3,699	9,555	18,802	30,206	40,532	40,532
		G+P+E	7,679	22,031	39,774	59,674	78,496	85,975
		0,8G+E	6,429	18,286	33,535	50,940	67,268	72,456
		0,8G-E	-0,969	-0,819	-4,069	-8,472	-13,796	-8,608
	M	S _H	0	-0,781	-0,747	-0,136	0,815	4,380
trumeau 3	Z	G	5,085	16,264	27,443	38,622	49,801	59,465
		P	0,846	2,327	3,808	5,289	6,770	8,251
		E	0,737	1,904	3,747	6,020	8,078	8,078
		G+P+E	6,668	20,495	34,998	49,931	64,649	75,794
		0,8G+E	4,805	14,915	25,701	36,917	49,919	55,650
		0,8G-E	3,331	11,107	18,207	24,877	31,763	39,494
	M	S _H	0	-6,634	-6,346	-1,154	6,923	37,210

Voile: VL₃

Trum	effort	combinaison	T	4	3	2	1	Rdc
trumeau 1	Z	G	2,395	8,404	14,413	20,422	26,431	31,658
		P	0,437	1,202	1,967	2,732	3,497	4,262
		E	0	2,270	6,453	12,228	19,041	27,109
		G+P+E	2,832	11,876	22,833	35,382	48,969	63,029
		0,8G+E	1,916	8,993	17,983	28,566	40,186	52,435
		0,8G-E	1,916	4,453	5,077	4,110	2,104	-1,783
	Z	S _H	0	-1,224	-0,918	-0,612	0,459	10,100
trumeau 2	Z	G	2,083	7,308	12,533	17,758	22,983	27,528
		P	0,380	1,045	1,710	2,375	3,040	3,705
		E	0	-0,363	-1,528	-2,448	-3,542	-4,841
		G+P+E	2,463	8,716	15,771	22,581	29,565	36,074
		0,8G+E	1,666	5,483	8,498	11,758	14,844	17,181
		0,8G-E	1,666	6,909	11,554	16,654	21,928	26,863
	M	S _H	0	-0,418	-0,314	-0,209	0,157	3,450
trumeau 3	Z	G	1,659	5,822	9,985	14,148	18,311	21,932
		P	0,303	0,833	1,363	1,893	2,423	2,953
		E	0	1,907	4,925	9,780	15,499	21,269
		G+P+E	1,962	8,562	16,273	25,821	36,233	47,154
		0,8G+E	1,327	6,565	12,913	21,098	30,148	39,815
		0,8G-E	1,327	2,751	3,063	1,538	-0,850	-4,723
	M	S _H	0	-0,330	-0,247	-0,165	0,124	2,721

Voile : V_{t1} Voiles à 2 files d'ouvertures

Trumeau	effort	Combinaison	T	4	3	2	1	Rdc
trumeau 1	Z	G	4,479	15,045	25,611	36,177	46,743	55,371
		P	0,747	2,223	3,699	5,175	6,651	8,127
		E	2,765	7,545	15,709	25,913	35,591	35,591
		G+P+E	7,991	24,813	45,019	67,265	88,985	99,689
		0,8G+E	6,348	19,581	36,198	54,855	72,985	80,368
		0,8G-E	0,818	4,491	4,780	3,029	1,803	3,186
	M	S _H	0	-3,999	-6,932	1,589	3,199	30,927
trumeau 2	Z	G	1,546	5,192	8,839	12,484	16,130	19,315
		P	0,258	0,767	1,276	1,785	2,294	2,803
		E	0,368	1,004	2,09	3,446	4,733	4,733
		G+P+E	2,172	6,963	12,204	17,715	23,157	26,851
		0,8G+E	1,605	5,157	9,160	13,433	17,637	20,185
		0,8G-E	0,869	3,149	4,980	6,541	8,171	10,719
	M	S _H	0	-0,021	-0,037	0,008	0,017	0,164
trumeau 3	Z	G	3,622	12,167	20,712	29,257	37,802	45,265
		P	0,604	1,798	2,992	4,186	5,380	6,574
		E	2,397	6,541	13,619	22,467	30,858	30,858
		G+P+E	6,623	20,506	37,323	55,910	74,04	82,697
		0,8G+E	5,295	16,275	30,189	45,873	61,099	67,070
		0,8G-E	0,501	3,193	2,951	0,338	-0,616	5,354
	M	S _H	0	-1,965	-3,406	0,786	1,572	15,198

Voile : V_{t3}

Trumeau	effort	Combinaison	T	4	3	2	1	Rdc
trumeau 1	Z	G	5,842	18,693	31,544	44,395	57,246	69,537
		P	0,962	2,940	4,918	6,896	8,874	11,445
		E	3,249	8,090	15,581	24,945	33,226	33,226
		G+P+E	10,053	29,723	52,043	76,236	99,346	113,208
		0,8G+E	7,923	23,044	40,816	60,461	79,023	88,056
		0,8G-E	1,425	6,864	9,654	10,571	12,571	21,604
	M	S _H	0	-5,180	-5,828	0,648	6,259	31,512
trumeau 2	Z	G	2,921	9,347	15,773	22,199	26,625	34,271
		P	0,481	1,470	2,459	3,448	4,437	5,722
		E	3,028	7,539	14,520	23,525	30,963	30,963
		G+P+E	6,430	18,356	32,752	49,172	62,025	70,956
		0,8G+E	5,365	15,017	27,138	41,284	52,263	58,379
		0,8G-E	-0,691	-0,061	-1,901	-5,766	-3,663	-3,546
	M	S _H	0	-0,018	-0,020	0,002	0,022	0,109
trumeau 3	Z	G	4,051	12,962	21,873	30,784	39,695	47,524
		P	0,667	2,039	3,411	4,783	6,155	7,938
		E	0,221	0,551	1,061	1,699	2,263	2,263
		G+P+E	4,939	15,552	26,345	37,266	48,113	57,725
		0,8G+E	3,462	10,921	18,559	26,326	34,019	40,282
		0,8G-E	3,019	9,818	16,437	22,928	29,493	35,756
	M	S _H	0	-0,577	-0,649	0,072	0,697	3,508

Voile : V_{L4}

Trumeau	effort	Combinaison	T	4	3	2	1	Rdc.
Trumeau 1	N	G	2,410	8,597	14,784	20,971	27,158	32,580
		P	0,427	1,174	1,921	2,668	3,415	4,162
		E	1,543	6,412	15,264	27,276	40,824	57,142
		G+P+E	4,380	16,183	31,951	50,915	71,397	93,884
		0,8G+E	3,471	13,290	27,091	44,053	62,550	83,206
		0,8G-E	0,385	0,466	-3,437	-10,499	-19,098	-31,078
	M	S _H	0	-2,752	-2,002	-1,251	1,251	16,513
Trumeau 2	N	G	2,773	9,892	17,011	24,130	31,249	37,488
		P	0,491	1,351	2,211	3,071	3,931	4,791
		E	-1,327	-4,085	-8,840	-14,884	-20,821	-27,712
		G+P+E	4,591	15,328	28,062	42,085	56,001	69,991
		0,8G+E	0,891	3,829	22,449	34,188	45,820	57,702
		0,8G-E	3,545	11,999	4,769	4,420	4,178	2,278
	M	S _H	0	-1,789	-1,301	-0,813	0,813	10,733
Trumeau 3	N	G	2,773	9,892	17,011	24,130	31,249	37,488
		P	0,491	1,351	2,211	3,071	3,931	4,791
		E	1,327	4,085	8,840	14,884	20,821	27,712
		G+P+E	4,591	15,328	28,062	42,085	56,001	69,991
		0,8G+E	3,545	11,999	4,769	4,420	4,178	2,278
		0,8G-E	0,891	3,829	22,449	34,188	45,820	57,702
	M	S _H	0	-1,789	-1,301	-0,813	0,813	10,733
Trumeau 4	N	G	2,410	8,597	14,784	20,971	27,158	32,580
		P	0,427	1,174	1,921	2,668	3,415	4,162
		E	1,543	6,412	15,264	27,276	40,824	57,142
		G+P+E	4,380	16,183	31,951	50,915	71,397	93,884
		0,8G+E	3,471	13,290	27,091	44,053	62,550	83,206
		0,8G-E	0,385	0,466	-3,437	-10,499	-19,098	-31,078
	M	S _H	0	-2,752	-2,002	-1,251	1,251	16,513

Voiles à 3 files d'ouvertures.

VT2

Trum	effort	Combinaison	T	4	3	2	1	Rdc.
trumeau 1	N	G	1,476	4,883	8,290	11,697	15,104	18,076
		P	0,243	0,712	1,181	1,650	2,119	2,689
		E	0	3,363	9,295	17,142	26,017	35,359
		G+P+E	1,719	8,958	18,766	30,489	43,24	56,124
		0,8G+E	1,181	7,269	15,927	26,500	38,100	49,820
		0,8G-E	1,181	0,543	-2,663	-7,784	-13,934	-20,898
	M	S _H	0	-0,015	-0,005	0,010	0,015	0,030
trumeau 2	N	G	4,317	14,284	24,251	34,218	44,185	52,879
		P	0,711	2,084	3,457	4,830	6,203	7,695
		E	0	-0,926	-2,530	-4,722	-7,167	-9,741
		G+P+E	5,028	17,294	30,238	43,770	57,555	70,315
		0,8G+E	3,454	10,501	21,931	22,652	28,181	32,562
		0,8G-E	3,454	12,353	16,871	32,096	42,515	52,044
	M	S _H	0	-0,543	-0,181	0,362	0,543	1,086
trumeau 3	N	G	3,051	10,093	17,135	24,177	31,219	37,362
		P	0,503	1,473	2,443	3,413	4,383	5,437
		E	0	-2,288	-6,322	-11,928	-17,964	-24,047
		G+P+E	3,554	13,854	25,900	39,518	53,566	66,846
		0,8G+E	2,441	5,786	7,386	7,414	7,011	5,843
		0,8G-E	2,441	10,362	20,030	31,270	42,939	53,937
	M	S _H	0	-0,013	-0,004	0,008	0,013	0,025
trumeau 4	N	G	3,235	10,703	18,171	25,639	33,107	39,621
		P	0,533	1,562	2,591	3,620	4,649	5,767
		E	0	0,149	0,413	0,762	1,156	1,571
		G+P+E	3,768	12,414	21,175	30,021	38,912	46,958
		0,8G+E	2,588	8,711	14,950	21,273	27,642	33,268
		0,8G-E	2,588	8,413	14,124	19,749	25,330	30,126
	M	S _H	0	-0,071	-0,024	0,048	0,071	0,143

Voile: V_{t5}

Trumeau	effort	Combinaison	T	4	3	2	1	Rdc.
trumeau 1	N	G	4,121	3,563	6,205	8,447	10,889	13,014
		P	0,177	0,542	0,919	1,290	1,661	2,039
		E	0	2,778	7,669	14,132	21,175	28,914
		G+P+E	1,298	6,883	14,793	23,869	33,725	43,967
		0,8G+E	0,896	6,525	12,633	20,889	29,886	39,325
		0,8G-E	0,896	0,969	-2,705	-7,374	-12,464	-18,503
	M	S _H	0	-0,008	-0,005	0,004	0,004	0,008
trumeau 2	N	G	3,334	12,506	21,078	29,650	38,222	45,680
		P	0,622	1,323	3,224	4,525	5,826	7,153
		E	0	0,682	1,883	3,471	5,201	7,102
		G+P+E	4,556	15,111	26,185	37,646	49,249	59,935
		0,8G+E	3,147	10,687	18,745	27,191	35,778	43,646
		0,8G-E	3,147	9,324	14,972	20,249	25,376	29,442
	M	S _H	0	-0,701	-0,467	0,350	0,350	0,701
trumeau 3	N	G	2,779	8,835	14,891	20,947	27,003	32,272
		P	0,439	1,358	2,277	3,196	4,115	5,053
		E	0	1,954	5,394	9,939	14,892	20,370
		G+P+E	3,218	12,147	22,562	34,082	46,010	57,695
		0,8G+E	2,223	9,022	17,307	26,696	36,494	46,187
		0,8G-E	2,223	5,114	6,519	6,818	6,710	5,447
	M	S _H	0	-0,016	-0,011	0,008	0,008	0,016
trumeau 4	N	G	3,777	12,007	20,237	28,467	36,697	43,858
		P	0,597	1,846	3,095	4,344	5,593	6,867
		E	0	0,142	0,392	0,722	1,082	1,442
		G+P+E	4,374	13,995	23,724	33,533	43,372	52,167
		0,8G+E	3,022	9,747	16,582	23,495	30,439	36,528
		0,8G-E	3,022	9,464	15,797	22,052	28,275	33,644
	M	S _H	0	-0,343	-0,229	0,172	0,172	0,343

FERMILLAGE

DES VOILES

ET

DES LINTEAUX

-76- FERRAILLAGE DES VOILES

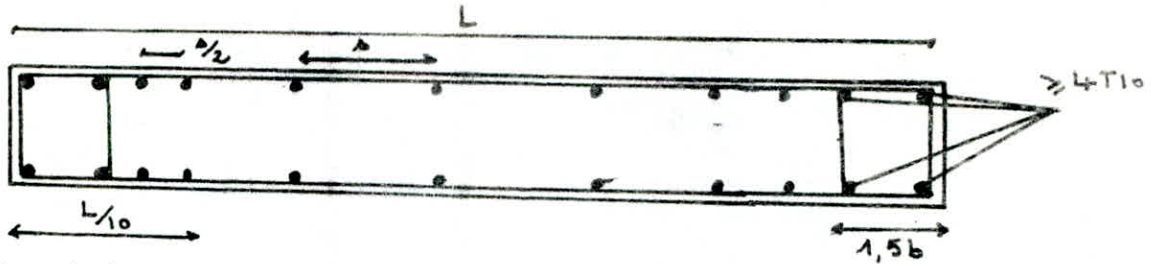
Les voiles seront calculés en flexion composée en considérant les efforts résultant de la superposition des charges verticales et horizontales. Pour chaque trumeau on a deux combinaisons: $(N_{min}; M)$; $(N_{max}; M)$. Le calcul des armatures se fait à l'aide de $(N_{min}; M)$ et la vérification du béton avec $(N_{max}; M)$.

* Prescriptions du R.P.A (arti 4.3) pour le ferrailage des voiles

- Les contraintes admissibles du béton et de l'acier seront majorées de 50%.
- Les éléments de refend doivent être armés avec des barres verticales et horizontales disposées en 2 nappes.
- Les 2 nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle $\phi 6$ par mètre carré.
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à:
$$\bar{E} = \min(1,5b; 30cm) = \min(24, 30) = 24cm.$$
- La vérification de la résistance aux sollicitations d'effort tranchant se fait avec: $T = 1,4T$ ($T =$ effort tranchant de calcul); $N = 0$; $\bar{\tau}_b = 0,12 \sigma_{28}$; $\sigma_{at} = \sigma_{cu}$.
- Si une partie du voile est tendue, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures. Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la partie tendue est de 0,5%.
- Les extrémités des voiles ou des trumeaux doivent comporter des armatures de renforcement verticales dans des potelets de dimension $(1,5b; b) = (24; 16)cm$, ligaturées par des cadres horizontaux dont l'espacement ($\bar{E} = b = 16cm$).
- Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec:
$$\tilde{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{cu}} \cdot 100 \text{ avec } \tau = \frac{T}{b \cdot z}$$

 $w_t =$ pourcentage par rapport à la section totale brute du béton.
- Le pourcentage minimum des parties courantes qui sera réalisé par un quadrillage d'armatures en double nappe est:
$$\tilde{w} = 0,15\% \text{ si } \tau_b \leq 0,25 \sigma_{28}$$

$$\tilde{w} = 0,25\% \text{ si } 0,25 \sigma_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma_{28}$$
- Sur les extrémités des voiles l'espacement sera réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception de la zone d'about) doivent être de nuance $\phi \leq \frac{e}{10} = 16mm$.
- L'espacement des armatures transversales dont $\phi_{min} = (8mm \text{ (ADx)}; 6mm \text{ (H.A)})$ est $t \leq \bar{E} = \min(10\phi; 15cm)$ en zone de recouvrement.
$$\bar{E} = \min(12\phi; 25cm) \text{ en zone courante.}$$



Distribution de l'effort tranchant.

Dans le cas d'un voile à files d'ouvertures. L'effort tranchant se distribuera dans les trumeaux proportionnellement à leurs inertie. $T_i = T \frac{I_i}{\sum I_i}$

Exemple de calcul. : voile VL2.

1^{er} trumeau : $h_t = 210 \text{ cm}$; $b = 16 \text{ cm}$;

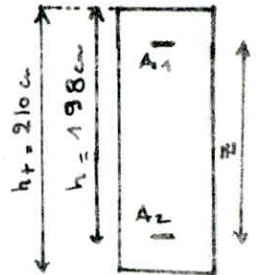
$N_{\min} = -25,549 \text{ t}$ (traction).

$M = 4,38 \text{ t.m}$.

$N_{\max} = 81,436 \text{ t}$ (compression)

$$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{4,38}{25,549} = 0,1714 \text{ m} = 17,14 \text{ cm} < \frac{h_t}{2} = 105 \text{ cm}.$$

donc la section est entièrement tendue.



on considère aux extrémités des potelets (24 ; 16 cm). donc un enrobage. $d = \frac{h_t}{2}$.

$$d = \frac{24}{2} = 12 \text{ cm}.$$

$$\sigma = 0,6 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,5 \alpha \cdot \rho \cdot \gamma \cdot \epsilon \cdot \sigma \cdot \sigma'_{28} = 1,5 \cdot 1 \cdot \frac{5}{6} \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,275 = 343,75 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_b = 206,25 \text{ Kg/cm}^2 ; \bar{\sigma}_a = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$Z = h_t - d_1 - d_2 = 186 \text{ cm} ; l_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d_1 = 105 - 17,14 - 12 = 75,86 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow l_1 = Z - l_2 = 110,14 \text{ cm}.$$

$$A_1 = \frac{N \cdot l_2}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{25,549 \cdot 10^3 \cdot 75,86}{186 \cdot 4200} = 2,48 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{N \cdot l_1}{Z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{25,549 \cdot 10^3 \cdot 110,14}{186 \cdot 4200} = 3,6 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage minimale du R.P.A au fût $\bar{\omega} = 0,15\% \Rightarrow A = 0,005 \cdot 16 \cdot 100 = 8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

on prend donc aux extrémités (potelets) 4HA12 $\rightarrow A = 4,52 \text{ cm}^2$ reliés par des cadres HA6 espacés de 10cm en zone de recouvrement et de 14cm en zone courante.

Ferrailage de la partie courante :

$$Z = \frac{1,4T}{b \cdot z} = \frac{1,4 \cdot 21382 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot (198)} = 1,20 \text{ Kg/cm}^2 < 0,1025 \cdot \sigma'_{28} = 6,875 \text{ Kg/cm}^2$$

donc on opte pour un ferailage minimum. $\tilde{\omega} = 0,15\%$

$\tilde{\omega} = 0,15 \cdot b = 0,15 \cdot 16 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$. on prend 5 T8/ml par face. $\rightarrow A = 2,513 \text{ cm}^2$
soit 10 T8/ml. ($A = 5,03 \text{ cm}^2$) sur les 2 faces. (barres verticales).

Armatures horizontales.

$\tilde{\omega}_t = \frac{Z-8}{6e_n} \cdot 100 = \frac{1,2-8}{4200} \cdot 100 < 0$ Le pourcentage minimum suffit

$\tilde{\omega}_t = 0,15\%$ on prend toujours 10 T8/ml sur les 2 faces. $A = 5,03 \text{ cm}^2$

Les armatures horizontales et verticales sont espacées de $t = 20 \text{ cm} < \bar{t} = 24 \text{ cm}$.
on maintient cet espacement pour les barres verticales. sur l'extrémité car $t = 20 \text{ cm}$.
Les 2 nappes sont reliées par 4 épingle $\phi 6$. par mètre carré. Puisque le ferailage trouvé correspond au minimum du R.P.A. on le gardera sur toute la hauteur du voile.

Vérification:

1^è combinaison: ($N_{\min}; M$). SET.

$\sigma_{1a} = \frac{N_{\min} \cdot l_2}{Z \cdot A_1} = 2305 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$; $\sigma_{2a} = \frac{N_{\min} \cdot l_1}{Z \cdot A_2} = 3347 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$
vérifié.

2^è combinaison: ($N_{\max}; M$). : $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{4,38}{81,436} = 0,053 = 5,3 \text{ cm} < \frac{h_t}{6} = 35 \text{ cm}$
donc la section est entièrement comprimée.

$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_n}\right) = 0,315 \rightarrow \bar{\sigma}_0 = 0,315 \cdot 343,75 = 108,41 \text{ Kg/cm}^2$.

on calculera les contraintes dans le béton seul :

$\sigma_{b1} = \frac{M}{I} \left(\rho = \frac{h_t}{2}\right) + \frac{N}{b \cdot h_t} = \frac{N}{b \cdot h_t} \left(1 + \frac{6e_0}{h_t}\right) = 27,96 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b$ le béton
peut reprendre cet effort donc on adopte le ferailage minimum.

2^è trumeau.

même caractéristiques géométriques que le 1^è trumeau avec.

$N_{\min} = -8608 \text{ t}$; $N_{\max} = 85,975 \text{ t}$; $M = 4,38 \text{ t.m}$.

$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = 50,88 \text{ cm} < \frac{h_t}{2} \Rightarrow$ section entièrement tendue.

$l_2 = \frac{h_t}{2} - e_0 - d_1 = 42,12 \text{ cm}$; $l_1 = Z - l_2 = 143,88 \text{ cm}$

$A_1 = \frac{N l_1}{Z \bar{\sigma}_a} = 1,58 \text{ cm}^2 > A_2$.

Comme le 1^è trumeau on adopte un ferailage minimal.

sur toute la hauteur du voile. Les contraintes sont vérifiées.

pour la deuxième combinaison. ($M; N_{\max} = 85,975 \text{ t}$). on a

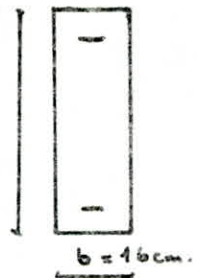
$\sigma_1^{\max} = 13,45 \text{ Kg/cm}^2$ donc le béton seul reprendra l'effort.

3^e travée : $h_t = 428 \text{ cm}$; $e_1 = \frac{h_t}{6} = 71,33 \text{ cm}$; $T = 20,242 \text{ t}$; $M = 37,210 \text{ t.m}$.

$N_{\min} = 39,494 \text{ t}$; $N_{\max} = 75,794 \text{ t}$

$e_0 = \frac{M}{N_{\min}} = \frac{37,210}{39,494} = 0,942 \text{ m} = 94,22 \text{ cm} > e_1$

→ section partiellement comprimée. $h_t =$



$\delta = 0,3 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) = 0,432 \rightarrow \bar{\sigma}_b = 0,432 \cdot 343,75 = 148,53 \text{ Kg/cm}^2$

on prend toujours : $d = d' = 12 \text{ cm} \Rightarrow h = h_t - d = 416 \text{ cm}$.

- Moment fictif :

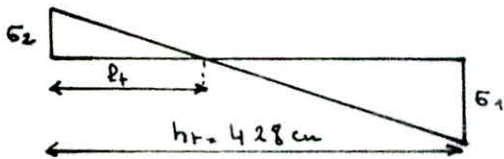
$M = M + N'_{\min} \cdot \frac{h_t}{2} = N'_{\min} \left(e_0 + \frac{h_t}{2} - d \right) = 39,494 (296,22) = 117 \text{ t.m}$

$\mu = \frac{15 M}{\sigma_{sc} b h^2} \Rightarrow (K = 9,77 ; \epsilon = 0,9457) \quad \bar{\sigma}'_b = \frac{\sigma_{sc}}{K} = \frac{4200}{77} = 54,54 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b \Rightarrow A' = 0$

$\Rightarrow A_{fs} = \frac{M}{\sigma_a \epsilon \cdot h} = 7108 \text{ cm}^2$

$\Rightarrow A_{fc} = A_{fs} - \frac{N}{\sigma_a} < 0$. donc le ferrailage minimal du R.P.A suffit.

Longueur de la partie tendue :



$\sigma_1 = \frac{N_{\min}}{b h_t} \left(1 + \frac{6e_0}{h_t}\right) = 13,38 \text{ Kg/cm}^2$

$\sigma_2 = \frac{N_{\min}}{b h_t} \left(1 - \frac{6e_0}{h_t}\right) = -1,85 \text{ Kg/cm}^2$

$l_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} h_t = 52 \text{ cm}$

pourcentage minimal du R.P.A :

partiel tendue : $\bar{\omega} = 0,5\% \Rightarrow A = 0,005 \cdot 16 \cdot 52 = 4,15 \text{ cm}^2$

partie courante :

$\tau = \frac{1,4 T}{b \cdot z} = 4,86 \text{ Kg/cm}^2 < 0,025 \sigma'_{28} = 6,875 \text{ Kg/cm}^2$ donc le pourcentage minimal suffit. $\bar{\omega} = 0,15\% \rightarrow A = 0,0015 \cdot 16 \cdot 100 = 2,4 \text{ cm}^2/\text{ml}$.

pour les extrémités :

Les 2 potelets seront ferrillés par 4 HA12 ($A = 4,52 \text{ cm}^2$) reliés par des cadres HA6 espacés de 10cm en zone de recouvrement et de 14cm en zone courante.

pour la partie courante : on prend 10 T8/ml pour les 2 faces, espacés de $t = 20 \text{ cm}$ en zone courante et de 10cm aux extrémités.

• Armatures horizontales

$\bar{\omega}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{sc}} \cdot 100 < 0 \rightarrow \bar{\omega}_t = 0,15\%$ (pourcentage minimum).

on prend de même 10 T8/ml sur les faces ($A = 5,03 \text{ cm}^2$), espacés de 20cm. Les 2 noyaux sont reliés par 4 épingles $\phi 6/\text{m}^2$. ce ferrailage sera

maintenu sur toute la hauteur.

Verification : 2^e combinaison . (N_{max} ; M)

$$e_0 = \frac{M}{N} = \frac{37,21}{75,794} = 49,09 \text{ cm} < e_1 = \frac{h_f}{6} = 71,33 \text{ cm} \rightarrow \text{section entiere ment comprimée}$$

$$\sigma_{1b} = \frac{M}{I} \frac{h_f}{2} + \frac{N}{b \cdot h_f} = \frac{N}{b \cdot h_f} \left(1 + 6 \frac{e_0}{h_f} \right) = 18,7 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 126,7$$

donc le ferailage minimale suffira.

Tableau récapitulatif des types de section rencontrés

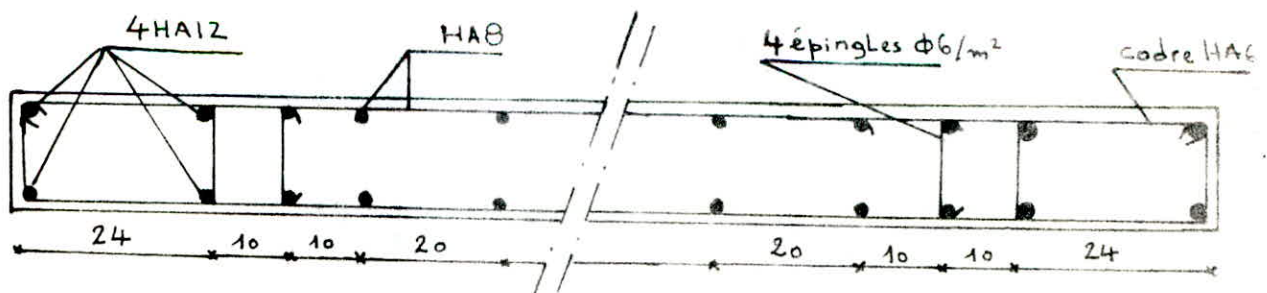
type	voile	h _f (cm)	e ₁ (cm)	T(t)	M _(t-m)	N _{min} (t)	e ₀ (cm)	δ	σ _b Kg/cm ²	Nature	
						N _{max} (t)	e ₀ (cm)	δ	σ _b Kg/cm ²	de section	
Voiles Pleins	V _{L1}	404	67,33	2,085	20,913	38,338	54,5	0,4	137,5	S.E.C	
						52,536	39,81	0,359	123,45	S.E.C	
	V _{L5}	428	71,33	2,89	23,05	62,614	46,39	0,365	125,48	S.E.C.	
						88,534	32,81	0,346	118,93	S.E.C.	
	V _{L6}	404	67,33	2,604	26,180	38,338	68,29	0,401	137,98	S.P.C.	
						52,536	49,83	0,374	128,56	S.E.C.	
	V _{T7}	796	132,67	7,245	72,84	74,949	97,19	0,373	128,31	S.E.C.	
						102,518	71,05	0,353	121,53	S.E.C.	
à 1 g. Led'ouverture	V _{T4}	T ₁	406	67,67	7,019	23,404	29,123	80,36	0,419	143,95	S.P.C
							102,71	22,79	0,334	114,70	S.E.C
	T ₂	530	88,33	15,619	52,082	57,259	90,95	0,403	138,52	S.P.C	
						110,424	47,16	0,353	121,48	S.E.C	
	V _{T6}	T ₁	300	50	1,777	6,659	42,508	15,66	0,331	113,89	S.E.C
							75,078	8,87	0,318	109,22	S.E.C
	T ₂	390	65	3,904	14,631	60,211	24,3	0,337	115,97	S.E.C	
						99,111	14,76	0,323	110,93	S.E.C.	
Voiles à 2 giles d'ouvertures.	V _{L2}	T ₁	210	35	2,382	4,38	-25,549	17,14	0,6	206,25	S.E.T
							81,436	5,38	0,315	108,41	S.E.C.
		T ₂	210	35	2,382	4,38	-8,608	50,88	0,600	206,25	S.E.T
							85,975	5,09	0,314	108,12	S.E.C
	T ₃	428	71,33	20,242	37,210	39,494	94,22	0,432	148,53	S.P.C.	
						75,794	49,09	0,369	126,78	S.E.C	
	V _{L3}	T ₁	300	50	10,738	10,100	-1,783	566,46	0,600	206,25	S.P.T
							63,029	16,02	0,332	114,139	S.E.C.
		T ₂	210	35	3,669	3,450	17,181	20,08	0,357	122,85	S.E.C
							36,074	9,56	0,327	112,51	S.E.C
	T ₃	194	32,33	2,893	2,721	-4,723	57,61	0,600	206,25	S.E.T	
						47,154	5,77	0,318	109,26	S.E.C.	
V _{T1}	T ₁	436	72,67	18,710	30,927	9,186	336,67	0,6	206,25	S.P.C	
						99,689	31,02	0,342	177,80	S.E.C	
	T ₂	76	12,67	0,099	0,164	10,719	1,53	0,312	107,28	S.E.C	
						26,851	0,61	0,305	104,78	S.E.C	
	T ₃	3,44	57,33	9,914	15,198	5,354	283,86	0,6	206,25	S.P.C	
						82,697	18,37	0,332	114,14	S.E.C	

type	voile	h_t (cm)	e_1 (cm)	T(+)	M (t-m)	$N_{min}(t)$	e_0 (cm)	δ	$\bar{\sigma}_b$	nature		
						$N_{max}(t)$	e_0 (cm)	δ	$\bar{\sigma}_b$ kg/cm ²	désactive		
à 2 files	V_{T3}	T_1	436	72,67	15,146	31,512	21,604	145,86	0,501	172,12	S.P.C	
							113,208	27,83	0,338	116,29	S.E.C	
		T_2	66	11	0,052	0,109	-3,546	3,07	0,6	206,25	S.E.T	
							70,956	0,15	0,301	103,59	S.E.C	
		T_3	210	35	1,686	3,508	35,756	9,81	0,328	112,76	S.E.C	
							57,725	6,08	0,317	109,10	S.E.C	
	voiles à 3 files à ouvertures.	V_{L4}	T_1	300	50	17,558	16,513	-31,078	53,13	0,6	206,25	S.E.T
								93,884	17,59	0,335	115,21	S.E.C
			T_2	260	43,33	11,412	10,733	2,278	471,16	0,6	206,25	S.P.C
								69,991	15,33	0,335	115,21	S.E.C
			T_3	260	43,33	11,412	10,733	2,278	471,16	0,6	206,25	S.P.C
								69,991	15,33	0,335	115,21	S.E.C
T_4			300	50	17,558	16,513	-31,078	53,13	0,6	206,25	S.E.T	
							93,884	17,59	0,335	115,21	S.E.C	
V_{T2}		T_1	80	13,33	0,345	0,03	-20,898	0,14	0,6	206,25	S.E.T	
							56,124	0,05	0,3	103,25	S.E.C	
		T_2	266	44,33	12,704	1,086	32,562	3,33	0,307	105,707	S.E.C	
							70,315	1,54	0,303	104,319	S.E.C	
	T_3	76	12,67	0,296	0,025	5,843	0,43	0,303	104,29	S.E.C		
						66,846	0,04	0,300	103,23	S.E.C		
	T_4	136	22,67	1,670	0,143	30,126	0,47	0,302	103,84	S.E.C		
						46,958	0,30	0,301	103,58	S.E.C		
V_{T5}	T_1	60	10	0,094	0,008	-18,503	0,04	0,600	206,25	S.E.T		
						43,967	0,01	0,300	103,16	S.E.C		
	T_2	266	44,33	8,195	0,701	29,442	2,38	0,305	104,97	S.E.C		
						59,935	1,17	0,303	104,03	S.E.C		
	T_3	76	12,67	0,191	0,016	5,447	0,29	0,302	103,91	S.E.C		
						57,695	0,03	0,300	103,21	S.E.C		
	T_4	210	35	4,016	0,343	33,644	1,02	0,303	104,12	S.E.C		
						52,167	0,66	0,302	103,77	S.E.C		

Pour le ferrailage des voiles, on le regroupera dans les tableaux suivants; on gardera le même ferrailage des voiles sur toute leurs hauteurs.

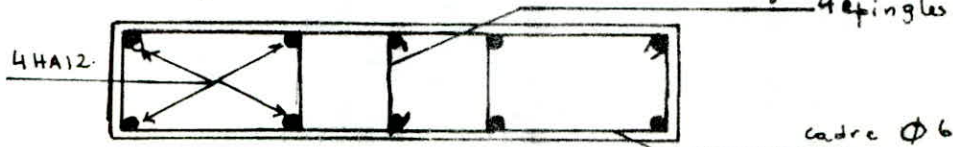
Armature Voile		Armature - verticale		Armature horizontale	Armature - transversale		Type de voile
		potelets	zone courante		potelets	zone courante	
VL ₁ ; VL ₆ VL ₅ ; VT ₇		4 HA 12	10 HA 8/ml.	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$.	4 épingles $\phi 6$ par m ²	voiles pleins
VT ₄ et VT ₆	1 ^{er} trumeau	4 HA 12.	10 HA 8/ml.	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	voiles à une file d'ouverture.
	2 ^{em} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml.	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	
VL ₂ et VL ₃	1 ^{er} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml.	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	voiles à deux files d'ouvertures
	2 ^{em} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml.	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	
	3 ^{em} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml.	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	

Ferraillage du voile VL₅



Armature Voiles.		Armature - verticale.		Armature horizontale	Armature-transversale		type de voile
		pot elets	zone courante		Potelets	zone courante	
V _{L3}	1 ^{er} trumeau	4 HA 14	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	Voile à deux files d'ou- vertures
	2 ^e trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ² .	
	3 ^{em} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	
V _{T3}	1 ^{er} trumeau	4 HA 14	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	Voile à deux files d'ou- vertures
	2 ^e trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml.	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	
	3 ^e trumeau	4 HA 14	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	

forage du 2^e trumeau de voile V_{T3} : 4 épingles $\phi 6$ / m²



Armature voile		Armature - verticale		Armature horizontale	Armature - transversale		type de voile
		pot elets	Zone Courante		pot elet	Zone Courante	
V _{L4}	1 ^{er} et 4 ^{trumeau}	4 HA 14	10 HA 8 e = 15 cm	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	voile à trois files d'ou- vertures
	2 ^{es} et 3 ^{es} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	
V _{T2} et V _{T5}	1 ^{er} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	voiles à trois files d'ou- vertures.
	2 ^{es} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	
	3 ^{es} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	
	4 ^{es} trumeau	4 HA 12	10 HA 8/ml	10 HA 8/ml	1 cadre $\phi 6$	4 épingles $\phi 6$ par m ²	

N.B. Vu le nombre très grand des voiles dans le bâtiment la plupart de ces voiles sont ferrillées par un ferrailage minimal.

FERRAILLAGE DES LINTEAUX

Les linteaux sont des éléments entre ouvertures en élévation des voiles et lient les trumeaux. Ils seront calculés pour éviter la rupture fragile et doivent être capables de reprendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterner.

Verification: La résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant se fait avec: $\bar{T} = 1,4T$; M calculé à partir de \bar{T} .

Les linteaux seront calculés comme des poutres encastrées à leurs extrémités

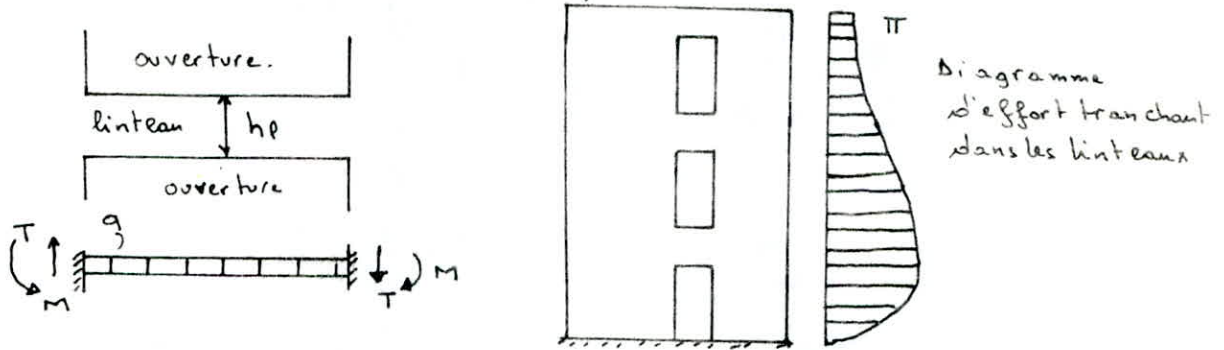


Diagramme d'effort tranchant dans les linteaux

* effort tranchant dans les linteaux (R.P.A art. 4.3.2.5).

$T_{SH} = 1,4T$ (effort tranchant due au prisme).

$T_{qG} = q_G \frac{l}{2}$; $T_{pG} = q_p \frac{l}{2}$ avec $q_G = q_{G1} + q_{G2}$

q_{G1} = poids propre du linteau

q_{G2} = poids propre du plancher.

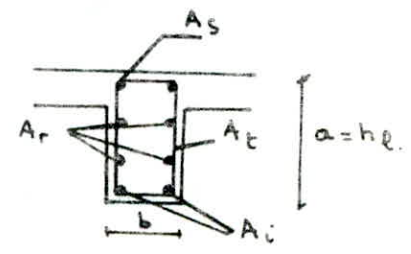
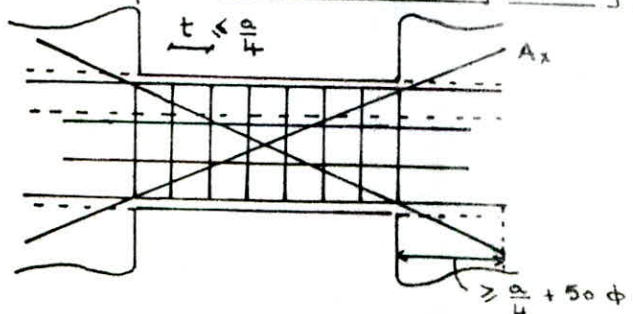
$T = T_{SH} + T_{qG} + T_{pG}$.

* Moment fléchissant.

À l'encastrement: $M_e = (q + q_G) \frac{l^2}{12} + 1,4T \frac{l}{2}$

en travée: $M_t = (q_G + q_p) \frac{l^2}{24}$

* Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux (R.P.A. 81).



$A_x \geq 0,0015 b h_f$ si $\tau \geq 0,06 \frac{G}{28}$; $d_d \geq 100 \phi$ pour $\frac{1}{2}$ barre.
 $A_t \geq 0,0025 b h_f$ si $\tau_b = \frac{T}{b \cdot s} < \tau_b$; $A_i, A_s \geq 0,0015 b h_e$; $A_r \geq 0,0020 b h_e$.

* Ferraillage des linteaux.

pour notre cas. on distingue 6 types de linteaux:

type ①: $L_1 (V_{L2} ; V_{T6}) \longrightarrow l = 1,96 \text{ m.}$

type ②: $L_2 (V_{L2} ; V_{L3} ; V_{L4} ; V_{T1} ; V_{T2} ; V_{T5}) \longrightarrow l = 0,9 \text{ m.}$

type ③: $L_3 (V_{T3} ; V_{T4}) \longrightarrow l = 1 \text{ m.}$

type ④: $L_4 (V_{T2} ; V_{T5}) \longrightarrow l = 0,8 \text{ m.}$

type ⑤: $L_5 (V_{L4}) \longrightarrow l = 1,84 \text{ m.}$

type ⑥: $L_6 (V_{T2} ; V_{T3} ; V_{T5}) \longrightarrow l = 2,54 \text{ m.}$

* effort tranchant et Moment flechissant dans les linteaux.

Linteaux	L_1	L_2	L_3	L_4	L_5	L_6
$l \text{ (cm)}$	1,96	0,90	1,00	0,80	1,84	2,54
$q_G \text{ t/ml}$	0,500	0,542	0,875	1,732	1,171	1,248
$q_P \text{ t/ml}$	0,144	0,155	0,251	0,497	0,336	0,358
$T_G \text{ (t)}$	0,42	0,244	0,438	0,693	1,077	1,585
$T_P \text{ (t)}$	0,141	0,070	0,126	0,199	0,309	0,455
$T_{SH} \text{ (t)}$	3,182	22,845	13,109	13,079	13,198	0,893
$T_t \text{ (t)}$	3,743	23,158	13,674	13,971	14,584	2,933
$\bar{\tau}_b \text{ Kg/cm}^2$	3,819	23,63	13,953	14,256	14,881	2,993
$M_e \text{ (t.m)}$	3,324	10,327	6,648	5,350	12,567	1,997
$M_t \text{ (t.m)}$	0,103	0,024	0,047	0,059	0,213	0,432

avec $\bar{\tau}_{b0} = \frac{T_t}{b \cdot z} = \frac{T_t}{b (0,875h)}$; $h = h_t - d = 75 - 5 = 70 \text{ cm.}$; $b = 16 \text{ cm.}$

$\bar{\tau}_b = 0,12 \cdot 628 = 33 \text{ Kg/cm}^2$; $\bar{\tau}_b < \bar{\tau}_b$ pour tous les linteaux donc prend

A_t (R.P.A) car le béton peut résister aux efforts de cisaillement

Tableau récapitulatif du ferrailage.

contraintes admissibles :

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \sigma_{cb} = 33 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}'_b = 0,75 \sigma'_{cb} = 206,25 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 ; \quad \bar{\sigma}_b = 1,5 \bar{\sigma}'_b = 8,85 \text{ Kg/cm}^2$$

Linéaux	L1	L2	L3	L4	L5	L6
M_e (t.m)	3,324	10,327	6,648	5,350	12,567	1,997
μ	0,0152	0,0470	0,0303	0,0244	0,0572	0,0091
K	76,5	39,7	51,5	58,5	35,2	102.
ϵ	0,9454	0,9086	0,9248	0,9320	0,9004	0,9573
$\sigma'_b = \bar{\sigma}_b / K$ (Kg/cm ²)	54,90	105,79	81,55	71,79	119,32	41,18
$A_s = \frac{M}{\epsilon h \sigma'_b}$ (cm ²)	1,20	3,86	2,44	1,95	4,75	0,71
A_s (R.P.A)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
A_s adoptée	2T12	3T14	2T14	2T12	3T16	2T12.
M_t (t.m)	0,103	0,024	0,047	0,059	0,243	0,432
μ	0,0005	0,0001	0,0002	0,0003	0,001	0,0019
K	460	1000	800	600	320	235
ϵ	0,9895	0,9951	0,9939	0,9919	0,9851	0,9800
$\sigma'_b = \bar{\sigma}_b / K$ (Kg/cm ²)	9,13	4,2	5,25	7,100	13,125	17,87.
$A_i = \frac{M}{\epsilon h \sigma'_b}$ (cm ²)	0,035	0,008	0,016	0,020	0,073	0,150
A_i (R.P.A) (cm ²)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8
A_i adoptée	2T12	3T10	2T12	2T12	3T10	2T12
A_r (R.P.A)	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4	2,4
A_r adoptée	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10	4T10
$l_d \geq h/4 + 50\phi$ (cm)	70	70	70	70	70	70
\bar{E} (cm)	60	14	36	36	34	62
$t \leq h/4$ (cm)	18	18	18	18	18	18
t adoptée (cm)	18	14	18	18	18	18
A_t (R.P.A)	0,72	0,56	0,72	0,72	0,72	0,72
A_t adoptée	cadre $\phi 8$	cadre + étrier $\phi 6$	cadre $\phi 8$	cadre $\phi 8$	cadre + étrier $\phi 6$	cadre $\phi 8$
Armatures supplémentaires	Non	oui	Non	Non	Non	Non
A_x (R.P.A)	0	1,8	0	0	0	0
A_x adoptée	-	4T12	-	-	-	-
$l \geq 100\phi$ (cm)	-	120	-	-	-	-

FERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

Le règlement (R.P.A 81) prévoit un voile périphérique qui ceinture le bâtiment et assure un bon chaînage, il sera continu entre le niveau des fondations et le 1^{er} niveau du plancher, ce voile supporte les forces excentrées exercées par les poussées de terre et les transmet aux sections avoisinantes.

D'après (R.P.A art. 3.3.85) on a :

- épaisseur du voile $\geq 15 \text{ cm}$ dans notre cas $e = 20 \text{ cm}$.
- armatures longitudinales filantes : $A \geq 0,2\%$ de la section du béton transversale
- armatures de peau : $A \geq 2 \text{ cm}^2$.

Les caractéristiques de notre voile sont : $h = 1,85 \text{ m}$; $e = 20 \text{ cm}$

→ Armature longitudinales filantes $A \geq 0,2 \cdot \frac{185 \cdot 20}{100} = 7,4 \text{ cm}^2$.

ce qui nous donne $4 \text{ cm}^2/\text{ml}$. on adopte 10 TB/ml en 2 nappes espacées de $t = 20 \text{ cm}$. avec des recouvrement $\geq 50 \phi = 40 \text{ cm} \rightarrow 50 \text{ cm}$ equerre de renforcement dans les angles

• Armatures de peau :

$A \geq 2 \text{ cm}^2$ on prend 5 TB/ml ($A = 2,51 \text{ cm}^2$) sur chaque face. ($t = 20 \text{ cm}$)

Remarque : En principe

Le voile périphérique devra être calculé pour reprendre le moment de flexion dû à la composante des poussées de terre (horizontale) $q_t = dh \text{ tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right)$.

($d =$ densité du terrain ; $\phi =$ angle de frottement interne du terrain.)

et à la composante horizontale de poussée due à la surcharge de terrain.

$$q_s = S \text{ tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) ; S = \text{surcharge unitaire}$$

Mais Après calcul on a trouvé que le ferrailage forfaitaire du R.P.A qui est prépondérant.

FUNDATIONS'

FONDATIIONS

L'étude des fondations d'une construction comporte deux parties :

- 1) Étude du sol sur lequel va être édifiée cette construction.
- 2) Étude de la stabilité des fondations proprement dites et leur ferrailage. Cette stabilité permet de choisir le type de fondation qui convient, le plus économique possible et offrant une sécurité suffisante.

1) Étude de sol.

a) Geologie: le terrain est en générale rocailloux, recouvert de masse silto-sableuse, parfois gravelleuse jaune blanchâtre.

b) Reconnaissance du sol: La reconnaissance du site a été assurée par la réalisation de dix sondages carottés avec prélèvement d'échantillons, para-finés pour les essais de laboratoire, et à l'exécution de dix-huit essais au pénétromètre dynamique.

c) Interprétation des essais :

* Sondage: Presque sur la totalité des sondages carottés on rencontre une marne silto-sableuse, jaune blanchâtre tendre, de profondeur variant de 2 à 10m, avec des rares passés de calcaire (S_1) ou de limon (S_4), surmontant parfois une marne silteuse indurée. Pour les sondages (S_2 ; S_7) situés sur des points élevés on traverse le sous-sol rocheux à partir de (3,5 m) pour (S_2) et (4,5 m) pour (S_7). Pour les sondages (S_8 ; S_9) on rencontre des limons sableux rougeâtre.

* Pénétromètre dynamique :

Les sondages pénétrométriques programmés couvrent l'ensemble du site.

- Les essais implantés dans les dépressions (K_1 ; K_2 ; K_4 ; K_6 ; K_{10} ; K_{11} , K_{12} ; K_{13} et K_{14}) présentent des allures de courbes semblables et la résistance de pointe à 2m de profondeur est de (2,5 bars).

- Les essais implantés au nord (K_{15} ; K_{16} ; K_{17} ; K_{18}) sont proches des affleurements rocheux présentent des allures de courbes semblables et la R.P. minimale à 2m est de (80 bars).

- Les essais implantés dans les buttes (K_3 ; K_5 ; K_6 ; K_7 ; K_9) montre qu'on est en présence d'un sol portant

On remarque seulement que Les sous sols de depression (lieu de stockage de l'eau de pluie) qui presentent de faible portance.

* Essais au Laboratoire.

a) Essais physiques :

- La teneur en eau naturelle (W%) du sol varie de 5,84 à 21,57%
- La compacite du sol est elevee
- la densite seche $\gamma = 1,66 \text{ t/m}^3$
- L'examen des courbes granulometriques montre que l'on est en presence d'un sol fin correspondant aux marnes silto-sableuse et aux limons finement sableux rencontres :

Fraction fine ($d < 80 \mu$) $F = 67 \text{ à } 96\% \rightarrow \bar{F} = 81,5\%$

Fraction argile ($d < 3 \mu$) $A = 0 \text{ à } 2\% \rightarrow \bar{F} = 1\%$

- Plasticite :

limite de liquidite $W_L \% = \overbrace{27 \text{ à } 60\%}^{\text{marne}} ; \overbrace{31,2 \text{ à } 41,9\%}^{\text{limon}}$

Indice de plasticite $I_p \% = 13,3 \text{ à } 34,9\% ; 15,5 \text{ à } 25\%$

D'après le diagramme de Casagrande ce type de sol est classe dans les marnes plastiques et les limons peu plastiques.

b) Essais mecaniques :

D'après les essais de cisaillement à la boite de Casagrande non consolidés et l'essai consolide drainé les caracteristiques obtenus sont :
- cohesion : $c_u = 0,4 \text{ à } 3,05 \text{ b.}$; - Angle de frottement $\varphi = 7^\circ \text{ à } 29\%$

c) Compressibilite et état de consolidation.

Tous les essais oedometriques (à l'exception de l'échantillon prelevé de S_2) montrent qu'on a affaire à des sols surconsolidés avec une pression de surconsolidation variant de 1,21 à 3,6 bars et non gonflants avec un indice de gonflement $C_g = 0,007 \pm 0,122$

* Taux de travail :

La formule de "Terzaghi" donne la contrainte admissible pour une semelle filante (Les charges étant verticales et concentrees).

$$\sigma_{adm} = \gamma \cdot D + \frac{1}{3} \left[\frac{1}{2} B \gamma N_\gamma + \gamma \cdot D (N_q - 1) + C \cdot N_c \right]$$

D'après le plan de masse de notre ouvrage et les données du sol on a: ($\varphi = 7^\circ$; $c_u = 1,06 = 10t/m^2$) et c'est le cas le plus défavorable aussi:

$$\varphi = 7^\circ \rightarrow N_\gamma = 0,2 ; N_q = 1,9 ; N_c = 7,26$$

$$\gamma_h = (1+w)\gamma_d \text{ or } w = \frac{5,84 + 21,57}{2} = 13,7\% \Rightarrow \gamma_h = (1+0,137) \cdot 1,66 = 1,89 t/m^3$$

$$D = 1,8 \text{ m} \Rightarrow \varphi_{ad} = 1,89 \cdot 1,8 + \frac{1}{3} \left[\frac{1}{2} B \cdot 1,89 \cdot 0,2 + 1,89 \cdot 1,8 (1,9 - 1) + 10 (7,26) \right]$$

$$\varphi_{ad} = 28,623 + 0,063 B$$

La contrainte de rupture de sol est $q_L = \varphi/A$.

A = section transversale de la semelle $A = B \cdot L$; φ = charge totale appliquée. on doit avoir $q_L = \frac{\varphi}{L \cdot B} < \varphi_{ad} = f(B)$. on déduit B pour chaque semelle connaissant L et φ .

2) Etude des fondations:

Mu que $\varphi_{ad} = 2,8 \text{ kg/cm}^2$ (bon sol) et que l'entraxe de la plupart des voiles est de 3,00 m, on a opté à des semelles filantes.

* charges au niveau des fondations:

voile	V _{L1}	V _{L2}	V _{L3}	V _{L4}	V _{L5}	V _{L6}	V _{T1}	V _{T2}	V _{T3}	V _{T4}	V _{T5}	V _{T6}	V _{T7}
P (+)	4,613	17,789	10,92	17,906	10,748	4,613	17,504	21,588	25,105	29,061	21,112	18,736	8,831
G (+)	51,559	135,972	87,454	150,252	82,119	51,559	129,045	154,056	159,116	109,989	114,338	114,639	109,851
M (+/-)	24,666	296,423	205,064	686,784	34,252	30,857	331,931	178,059	200,150	268,594	118,121	67,337	85,881

- hauteur des semelles:

$$h_0 \geq 6\phi + 6 \text{ cm. soit } \phi_{\max} = 20 \text{ mm}$$

$$h_0 \geq 6 \cdot 2 + 6 = 18 \text{ cm.}$$

$$h_0 \neq \frac{h_t}{2} \div \frac{h_t}{3} \Rightarrow h_t = 36 \div 54 \text{ cm.}$$

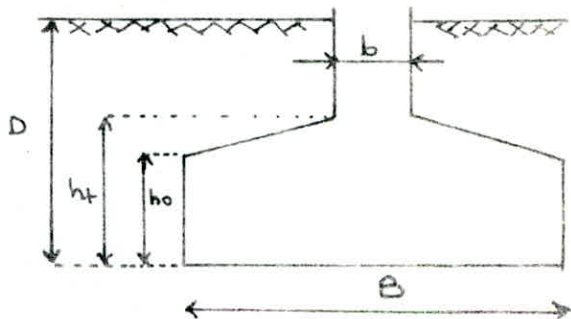
on adopte pour $h_0 = 20 \text{ cm}$; $h_t = 40 \text{ cm}$.

on disposera au dessous de chaque semelle un béton de propreté de 10 cm.

Le calcul se fera pour la sollicitation la plus défavorable des:

1^{er} genre: $G + 1,2P$

2^{er} genre: $G + P + E$.



Semelle sous-voile VT4 (exemple de calcul.)

on prend un débordement de 80cm. de chaque côté du voile.

$$\Rightarrow L = 10,36 + 2 \cdot 0,8 = 11,96 \text{ m.}$$

$$G + 1,2P = 160,989 + 1,2 \cdot 25,061 = 191,06 \text{ t}$$

$$P_s = 8,97B \text{ (poids de la semelle)} \quad P_t = 30,14B - 6,03 \text{ (poids des terres)}$$

$$N = G + 1,2P + P_s + P_t = 185,03 + 39,11B.$$

$$q = \frac{N}{L \cdot B} < \varphi_{od} = 28,6234 + 0,063B \quad \rightarrow \quad \frac{185,03 + 39,11B}{11,96B} \leq 28,623 + 0,063B$$

$\Rightarrow B_{min} = 65 \text{ cm.}$ qui est très faible. on prend $B = 1 \text{ m.} \rightarrow \bar{\sigma}_s = 2,86 \text{ b.}$

Verification de la stabilité sous SPZ.

$$N = G + P + P_s + P_t = 160,989 + 25,061 + 8,97 + 30,14 - 6,03 = 219,13 \text{ t.}$$

$$M = 268,594 \text{ t.m.}$$

$$e_0 = \frac{M}{N} = 1,23 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{11,96}{6} = 1,99 \text{ m} \rightarrow \text{section entièrement comprimée.}$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{L \cdot B} \left(1 \pm \frac{6e_0}{L} \right) = \frac{219,13}{11,96 \cdot 1} \left(1 \pm 6 \frac{1,23}{11,96} \right) = \begin{cases} 29,43 \text{ t/m}^2 \\ 6,94 \text{ t/m}^2 \end{cases}$$

si on compare σ_1 avec $1,5 \bar{\sigma}_s \Rightarrow 29,43 \text{ t/m}^2 < 1,5 (28,68) = 43,02 \text{ t/m}^2.$

$$\text{ou } \sigma \left(\frac{L}{4} \right) = 23,81 < 1,33 \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 28,68 = 38,14 \text{ t/m}^2.$$

donc avec $B = 1,00 \text{ m}$ la semelle est stable.

Puisque VT_4 est 1 voile à 1 file d'ouverture on a étudié sa stabilité par la méthode de "A Fuentes" exposée dans l'ouvrage "ossature du bâtiment".

$$l_e = \left(\frac{4EI}{k_b} \right)^{1/4} = 103,3 \text{ m.} = \text{longueur élastique}$$

on remarque donc que:

$$\pi/2 l_e = 162,33 \text{ m} > l = 11,96 \text{ m.} \text{ on a donc une répartition linéaire des contraintes, ce qui nous permet de procéder par ce calcul.}$$

* En faisant le calcul pour les autres semelles. on a trouvé toujours $B < 1,0 \text{ m}$ donc on maintient cette largeur $B = 1,00 \text{ m}$ pour toutes les semelles sous-voiles.

Verification:

① Poinçonnement:

On considère le voile le plus chargé par mètre linéaire:

voile VL5 → $N = 19,09 \text{ t/ml}$. la condition de non poinçonnement est donnée par la formule: $Z = 1,25 \frac{N}{P_c \cdot h_t} \leq \bar{\sigma}_b$ (C.C.B.A 68 art 39.54)
 $P_c =$ périmètre du contour cisailé $P_c = 2(a + b + 2h_t)$.

$b = 100 \text{ cm}$; $a =$ épaisseur du voile $= 0,2 \text{ m} = 20 \text{ cm}$; $h_t = 40 \text{ cm}$.

→ $P_c = 2(20 + 100 + 2 \cdot 40) = 400 \text{ cm}$.

$Z = 1,25 \frac{19,09 \cdot 10^3}{400 \cdot 40} = 1,49 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow$ vérifié.

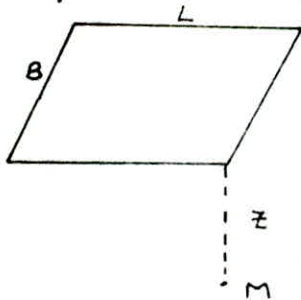
2) Vérification de poinçonnement du sol en profondeur:

Puisque notre sol est de moyenne compressibilité la vérification des limites des charges agissantes sur le sol est donc nécessaire.

on fait le calcul de ces charges à \neq profondeurs du sol pour la semelle sous le voile VL2 puisqu'elle présente des contraintes sous (SP2) très grandes vis à vis à celles sous (SP1)

• pour le voile VL2 on a: $\sigma_1 = 32,12 \text{ t/m}^2$; $\sigma_2 = 0,18 \text{ t/m}^2$.

On suppose que notre semelle est chargée avec une charge uniformément répartie soit $q = \sigma_1 = 32,12 \text{ t/m}^2$ (cas le plus défavorable).



on a $\sigma_M(z) = q \cdot f\left(\frac{L}{B}; \frac{z}{B}\right)$

La fonction $f\left(\frac{L}{B}; \frac{z}{B}\right)$ est traduite sous forme d'abaque

$\frac{\sigma_M}{q} = f\left(\frac{L}{B}; \frac{z}{B}\right)$

pour notre cas on doit chercher.

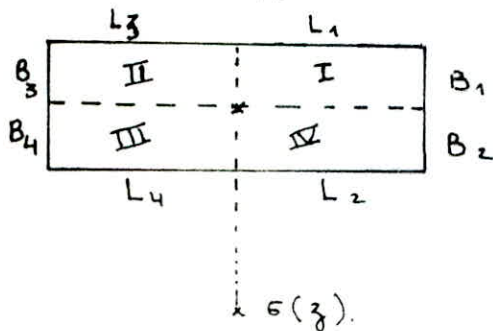
La contrainte au milieu de la semelle en profondeur

$L_1 = L_2 = L_3 = L_4 = \frac{9,94}{2} = 4,97 \text{ m}$

$B_1 = B_2 = B_3 = B_4 = \frac{1,00}{2} = 0,5 \text{ m}$

$\sigma_z = \sigma_z(\text{I}) + \sigma_z(\text{II}) + \sigma_z(\text{III}) + \sigma_z(\text{IV})$

⇒ $\sigma_z = 4 \sigma_z(\text{I})$



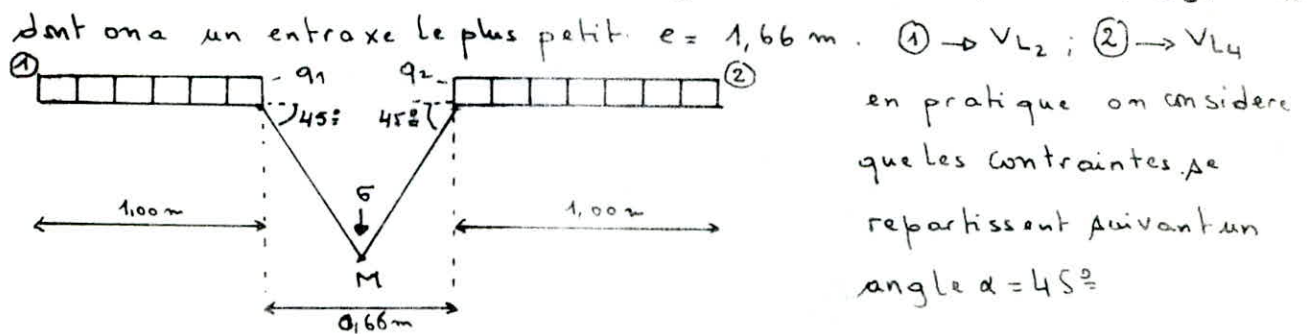
Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant:

Z (m)	0,5	1,00	1,5	2,00	3,00	4,00
Z/B	1	2	3	4	6	8
L/B	9,94	9,94	9,94	9,94	9,94	9,94
σ_1/q	0,205	0,137	0,099	0,076	0,051	0,037
σ_1	6,58	4,96	3,57	2,74	1,64	1,34
$\sigma = 4\sigma_1$	26,33	19,78	14,30	10,97	7,36	5,34

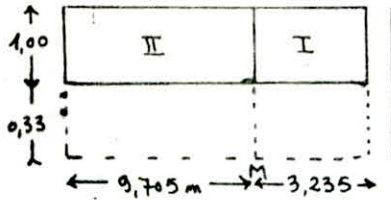
On remarque que les contraintes vont en diminuant et qu'il n'existe pas de couche de faible portance en profondeur, donc pas de risque de poinçonnement en profondeur.

3) Verification de l'effet radier

L'influence en un point donné du sol de deux ou plusieurs semelles est très considérable de sorte que la diffusion des contraintes transmises par ces différentes semelles donne lieu à une interférence de celles-ci. En profondeur tout se passe comme si le bâtiment est fondé sur un radier générale c'est pour ça que le phénomène est appelé "effet radier". Dans notre cas on se limite à la vérification de deux semelles (V_{L2} ; V_{L4})



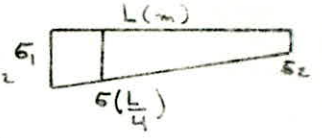
Le point d'intersection M sera à la profondeur $(\frac{d}{2})$ ou d est la distance entre nvs. des 2 semelles. $d = 1,66 - 2(0,5) = 0,66$ m. on calcule donc la contrainte agissant en M. à une profondeur $\frac{d}{2}$ provoquée par les 2 semelles: $\sigma(\frac{d}{2}) = \sigma_1(\frac{d}{2}) + \sigma_2(\frac{d}{2})$.



pour la voile VL2 on a:

$$\sigma_1 = 32,12 \text{ t/m}^2; \sigma_2 = 0,18 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 24,13 \text{ t/m}^2$$



$$\sigma_{1M}\left(\frac{d}{2}\right) = 24,13 (0,249 + 0,248 - 0,205 - 0,205) = 2,1 \text{ t/m}^2$$

pour la voile VL4 on a: $\sigma_1 = 0$; $\sigma_2 = (27,50 \text{ t/m}^2) \rightarrow$ repartition triangulaire

$$\sigma_{L/4} = \frac{3\sigma_2}{4} = 20,63 \text{ t/m}^2 \text{ de même on trouve. } \sigma_{2M}\left(\frac{d}{2}\right) = 1,79 \text{ t/m}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_M\left(\frac{d}{2}\right) = \sigma_{1M} + \sigma_{2M} = 3,89 \text{ t/m}^2 << 1,35 \bar{\sigma}_s$$

donc pas de risque de poinçonnement par effet de radier

4) Verification des tassement du sol.

Le calcul des tassements du sol sous les semelles est pratiquement le seul critère de choix de type de fondation, on dispose de 3 méthodes de calcul de ses tassements: méthode d'intégration; méthode pressiométrique; méthode globale, dont on va faire notre calcul des tassement. on suppose.

que: le sol est homogène et qu'on est dans le cas des sollicitations brèves. Le tassement dans un point quelconque est donné par: $S = f \frac{1-\nu'^2}{E'}$ B.q.

ou par la formule de "Westergaard" $q = K.S$ avec:

K = coefficient de raideur ou module de réaction du sol. (Kg/cm³).

q = contrainte moyenne appliquée à la semelle. (Kg/cm²).

B = largeur de la semelle; S = tassement au point considéré

E'; nu' caractéristiques intrinsèques du sol.

f = coef de forme, sans dimension. dépend de la rigidité et des dimensions de la semelle.

K est déterminé par les formules proposées par "Terzaghi"

$$\text{cas d'un sable. } K_s = \left(\frac{B+30}{2,5 B} \right) K_{s1}; K_{s1} = \text{coef du sol } (0,5 < K_{s1} < 12 \text{ Kg/cm}^3)$$

$$\text{sable humide } \rightarrow K_{s1} = 4 \text{ Kg/cm}^3 \rightarrow K = 4 \left(\frac{100+30}{2,5 \cdot 100} \right) = 1,69 \text{ Kg/cm}^3$$

$$\Rightarrow S = \frac{q}{K}$$

* exemple de calcul de tassement réel:

$$\text{Semelle } S_1 \text{ sous voile } VL_1: \sigma_1 = 1,73 \text{ Kg/cm}^2; \sigma_2 = 0,80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_1 = 1,73 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow S_{\max} = \frac{\sigma_1}{K} = \frac{1,73}{1,69} = 1,02 \text{ cm} < \bar{S}_{ad} \text{ avec}$$

$$\bar{S}_{ad} = 5 \text{ cm}$$

$$G_2 = 0,80 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow S_{\min} = \frac{\bar{G}_2}{k} = \frac{0,80}{1,69} = 0,47 \text{ cm} < \bar{S}_{\text{ad}} = 5 \text{ cm}$$

Tassement différentiel :

$$\Delta S = S_{\max} - S_{\min} = 1,02 - 0,47 = 0,55 \text{ cm}$$

$$\text{La distorsion } \delta \text{ est : } \delta = \frac{\Delta S}{L} = \frac{0,55}{564} = 0,00097 < \bar{\delta} = \frac{1}{500} = 0,002$$

L = Longueur du voile.

Tableau récapitulatif

Semelle	S _{L1}	S _{L2}	S _{L3}	S _{L4}	S _{L5}	S _{L6}	S _{T1}	S _{T2}	S _{T3}	S _{T4}	S _{T5}	S _{T6}	S _{T7}
G ₁ (Kg/cm ²)	1,73	3,21	2,24	2,75	2,39	1,84	3,34	2,61	2,56	2,94	2,25	2,24	1,98
G ₂ (Kg/cm ²)	0,80	0,02	0,11	0,00	1,22	0,68	0,00	1,01	0,97	0,69	1,02	1,51	0,84
S _{max} (cm)	1,02	1,89	1,32	1,63	1,41	1,08	1,97	1,54	1,51	1,74	1,33	1,32	1,17
S _{min} (cm)	0,47	0,01	0,06	0,00	0,72	0,40	0,00	0,59	0,57	0,41	0,60	0,89	0,49
ΔS (cm)	0,55	1,88	1,25	1,63	0,69	0,67	1,97	0,94	0,94	1,33	0,73	0,43	0,67
δ · 10 ⁻³	0,9	1,8	1,2	0,9	1,1	1,2	1,8	0,8	0,7	1,1	0,6	0,4	0,7

Tassements différentiels entre les semelles :

exemple : semelles S_{L1} et S_{L2}.

$$\text{pour } S_{L1} \text{ on a : } S(L/4) = \frac{3S_{\max} + S_{\min}}{4} = \frac{3(1,02) + 0,47}{4} = 0,88 \text{ cm}$$

$$\text{pour } S_{L2} \text{ on a : } S(L/4) = \frac{3S_{\max} + S_{\min}}{4} = \frac{3(1,89) + 0,01}{4} = 1,42 \text{ cm}$$

$$\delta = \frac{1,42 - 0,88}{L = \text{entraxe} = 300} = 1,8 \cdot 10^{-3} < \bar{\delta} = \frac{1}{500} = 2 \cdot 10^{-3}$$

pour les autres semelles on a :

$$\delta(S_{L2} - S_{L4}) = 1,2 \cdot 10^{-3} ; \delta(S_{L3} - S_{L4}) = 1,3 \cdot 10^{-3} ; \delta(S_{L2} - S_{L5}) = 0,6 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta(S_{L5} - S_{L6}) = 1,1 \cdot 10^{-3} ; \delta(S_{T1} - S_{T2}) = 0,6 \cdot 10^{-3} ; \delta(S_{T2} - S_{T3}) = 0,06 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta(S_{T3} - S_{T4}) = 0,4 \cdot 10^{-3} ; \delta(S_{T4} - S_{T5}) = 0,8 \cdot 10^{-3} ; \delta(S_{T5} - S_{T6}) = 0,2 \cdot 10^{-3}$$

$$\delta(S_{T6} - S_{T7}) = 0,7 \cdot 10^{-3}$$

donc pour toutes les semelles, pas de risque de tassement différentiel pour les autres vérifications, elles sont tous vérifiées.

* Ferraillage des semelles.

IL comporte: Les armatures transversales le calcul se fera par mètre linéaire de la semelle. - Les armatures longitudinales ou de repartition.

- Les étriers: si l'effort tranchant est important Les étriers verticaux seront nécessaires pour limiter le cisaillement dans le béton (dans notre cas le cisaillement est déjà vérifié)

exemple de calcul: Voile VL2.

$$q(SP_1) = 18,47 \text{ t/m}^2 ; \quad q(SP_2) = \frac{3(32,12) + 0,18}{4} = 24,13 \text{ t/m}^2$$

$$\frac{q(SP_2)}{q(SP_1)} = \frac{24,13}{18,47} = 1,3 < 1,5 \text{ donc on fait le calcul avec } (SP_1).$$

$$\varphi = 18,47 \cdot B \cdot 1 = 18,47 \text{ t/ml.}$$

1) Armatures transversales.

$$B = 1,00 \text{ m} ; \quad h_t = 40 \text{ cm} ; \quad d = 5 \text{ cm} ; \quad b = 0,2 \text{ m.}$$

$$\text{methode de bielles: } A_t = \frac{\varphi(B-b)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{18,47 \cdot 10^3 (100-20)}{8 \cdot 35 \cdot 2800} = 1,88 \text{ cm}^2$$

or pour les fondations on a: $\phi \geq 12 \text{ mm} ; \quad t \leq 30 \text{ cm.}$

on prend 4T12/ml ($A = 4,52 \text{ cm}^2$) ; $e = 2,5 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm.}$

2) Armatures longitudinales

$$a) A_l = \frac{A_t}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$b) M_A = q \frac{l^2}{2} = 18,47 \cdot \frac{0,8^2}{2} = 5,9 \text{ t.m}$$

$$T_A = q \frac{l}{2} = 18,47 \cdot 0,8 = 14,77 \text{ t}$$

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \cdot 5,9 \cdot 10^5}{2800 \cdot 100 \cdot 35^2} = 0,0258 \rightarrow (E = 0,9301 ; K = 56,5)$$

$$\rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 56,5 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 137 \text{ Kg/cm}^2 \rightarrow A' = 0$$

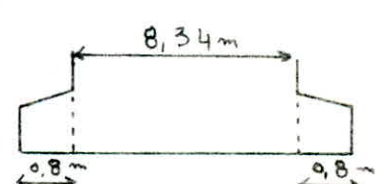
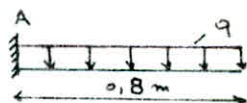
$$\rightarrow A = \frac{M}{E h \bar{\sigma}_a} = 6,47 \text{ cm}^2 \text{ soit } 5T14 \text{ (} A = 7,7 \text{ cm}^2 \text{)}$$

or pour des dispositions constructives dans le cas des ouvertures au niveau des voiles, il faut avoir des barres pour reprendre les moments

pour lier les armatures. on prévoit aux faces inférieures des voiles

2T12 logés dans la hauteur de fondation. coutrés à l'aide des cadres.

(voir planches) pour cette disposition il faut que l'espace des barres.



soit inférieur à 20 cm (épaisseur du voile). donc on choisit 6 T12 ($A = 6,78 \text{ cm}^2$)

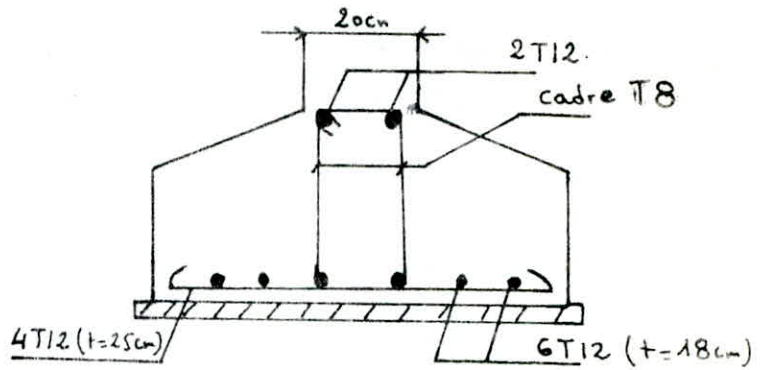
- Adherence :

$$\bar{\sigma}_d = 1,5 \cdot \gamma_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,25 \cdot 1,5^2 \cdot 5,9 = 16,59 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\phi \leq \frac{\bar{\sigma}_d}{\bar{\sigma}_a} \cdot B = \frac{16,59}{2800} \cdot 100 = 0,59 \text{ cm. or } \phi > 5,9 \text{ mm.}$$

donc on doit mettre des crochets dans les 2 sens.

Semelles	A_t / ml (cm^2)	A_L (cm^2)
SL ₁	4 T12	4 T12
SL ₂	4 T12	6 T12
SL ₃	4 T12	6 T12
SL ₄	4 T12	6 T12
SL ₅	4 T12	6 T12
SL ₆	4 T12	4 T12
ST ₁	4 T12	6 T12
ST ₂	4 T12	6 T12
ST ₃	4 T12	6 T12
ST ₄	4 T12	6 T12
ST ₅	4 T12	6 T12
ST ₆	4 T12	6 T12
ST ₇	4 T12	5 T12



- Semelles pour voiles périphériques.

elles sont soumises à leurs poids propres et le poids du voiles périphériques

Après calcul on a trouvé pour ces semelles une largeur petite et un

ferailage négligeable. donc on peut les exécuter en rigoles on a opté pour

ces semelles : $B = 60 \text{ cm}$; $h_t = 40 \text{ cm}$; $A_t = 4 T10 / \text{ml}$; $A_L = 3 T8 / \text{ml}$

BIBLIOGRAPHIE

- REGLES TECHNIQUES CCBA 68
- REGLEMENT PARASISMIQUE ALGERIEN RPA 81
- REGLES NEIGE ET VENT NV 65
- CALCUL ET VERIFICATION DES OUVRAGES EN BA
(P CHARON)
- CALCUL PRATIQUE DES TOURS EN BA
(M. DIVER)
- CALCUL PRATIQUE DES OSSATURES EN BA
(A. FUENTES)
- TABLES POUR LE CALCUL DES DALLES ET
DES PAROIS (R BARES)
- COURS PRATIQUE DE MECANIQUE DE SOL
(J. COSTET - G. SANGLERAT)
- OSSATURES DES BATIMENTS
(A. COIN)
- FONDATIONS-ET-OUVRAGES EN TERRE
PHILIPPONAT

