Université des Sciences et de la Technologie d'Alger
U. S. T. H. B.

14/81

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE
Département Génie Civil

1 ex

THESE DE FIN D'ETUDES

BATIMENT D'HABITATION SEMI - PREFABRIQUE

R + 4

Proposé par : SONATIBA

Dirigé par : Mr ENESCU

Présenté et soutenu par :

- Mr BOUZIDI H.
- Mr BELAGOUNE A.

Promotion : Juin 1981

Remerciements.

Qu'il nous soit permis de remercier :

- Tous les professeurs de l'ecole nationale polytechnique d'Alger qui ont contribué à notre formation, et en particulier Mr ENESCU notre promoteur pour ses conseils éclairés.
- le personnel du service structure de la SONATIBA en général et en particulier Mlle FATIHA pour son aide precieuse.

H. BOUZIDI

A. BELAGOUNE.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon père.
- A la mémoire de ma cousine (CHAMA)
- A ma mère, à mes frères, à mes sœurs et toute la famille, en particulier à mon frère Moussa à qui je dois ma formation.
- A MAHDJOUBA qui a toujours su comment m'encourager durant mes études.
- A tous les amis.

BOUZIDI Hamimi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

- A la mémoire de mon père que je n'ai pas eu la chance de l'admirer.
- A la mémoire de mes deux beaux frères (Med Tayeb et Rachid) qui m'ont encouragé de poursuivre mes études.
- A ma mère, à mes frères, à mes soeurs et à mon ami RHOUMA.
- A tous les autres amis.

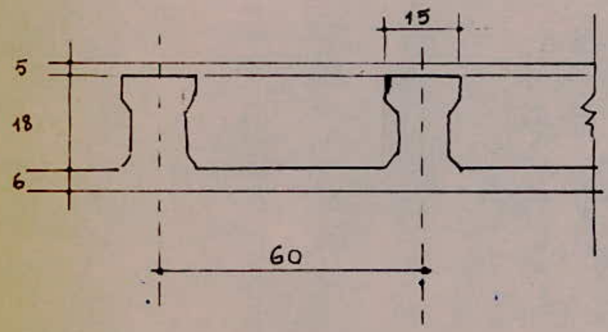
BELAGOUNE Abdeliamine

Sommaire.

Descente des charges

Generalités

On utilise le plancher precontraint nervuré de hauteur $h = 24$ cm, avec un remplissage entre nervure constitué de beton leger de densité $\rho = 0,6\ T/m^3$.



Terrasse :

Plancher : $\left[0,60 \cdot 0,06 + 0,15 \cdot 0,18\right] \cdot \dfrac{2,5}{0,60}$ — 0,265 T/m^2

Remplissage : $(0,60 - 0,15)(0,24 - 0,06) \cdot 0,6 \cdot \dfrac{1}{0,60}$ — 0,085

Forme de pente (8 cm en moyenne) — 0,180

etancheité : — 0,010

Gravier : — 0,090

$G = 0,630$

Surcharges : 0,10 T/m^2

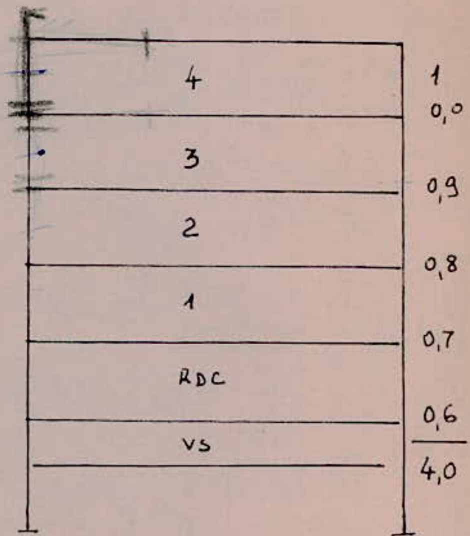
Surcharges majorées $1,2 \cdot 0,10$ — 0,120

charge soumise à l'action sismique :

$$0,630 + \frac{0,10}{5} = 0,673 \qquad W = 0,673$$

Etage Courant :

Plancher		0,265 T/m^2
remplissage		0,085 "
revetement	0,05 . 2,2	0,110 "
Cloisons		0,075
	$G =$	**0,535**



Surcharge $S =$ 0,175

Surch. majorée $1,2\,S =$ 0,210

charge sans degression : $G + 1,2\,S = 0,745\ T/m^2$

charge avec degression : $G + 1,2\,S \cdot \frac{4}{5} = 0,715\ T/m^2$

charge soumise à l'action sismique : $G + \frac{S}{5} = 0,570\ T/m^2$.

Loggia

Plancher dalle pleine 16 cm :	0,16 . 2,5	0,400 T/m^2
surcharge 0,350 T/m^2.		
Surcharge majorée	0,350 . 1,2	0,420 "
charge sans degression :	0,400 + 0,420	0,820 "
charge avec degression :	$0,400 + 0,420 \cdot \frac{4}{5}$	0,760 "
charge soumise à l'action sismique :	$0,400 + \frac{0,350}{5}$	0,470 "

Escalier :

a- Palier

dalle pleine de 14 cm de hauteur :	0,14 . 2,5	0,350 T/m^2
revetement :	0,05 . 2,2	0,110 "
		0,460 "

Surcharge : 0,250 T/m² (0,400)

charge sans degression : $0,46 + 1,2 \cdot 0,25$ 0,760 T/m²

charge avec degression : $0,46 + 1,2 \cdot 0,25 \cdot \frac{4}{5}$ 0,715 "

charge soumise à l'action sismique : $0,46 + \frac{0,25}{5}$ 0,510 "

b- Volée :

dalle : $0,25 \cdot 2,5$ . . . . 0,625 T/m²

revetement 0,110 "

0,735 "

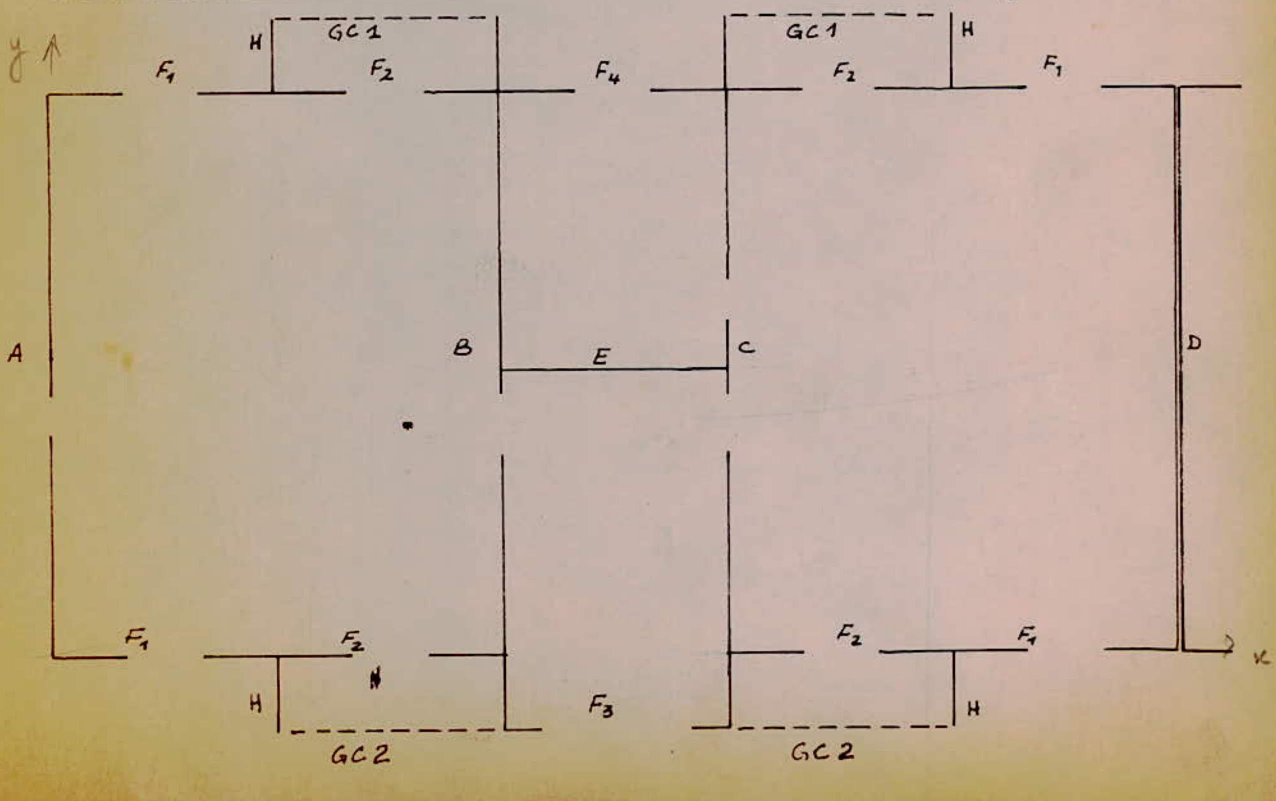
Surcharge : 0,250 T/m²

charge sans degression : $0,735 + 1,2 \cdot 0,250 = 1,035$

charge avec degression : $0,735 + 1,2 \cdot 0,250 \cdot \frac{4}{5} = 0,990$

charge soumise à l'action sismique : $0,735 + \frac{0,250}{5} = 0,785$

Poids des elements verticaux par hauteur d'etage :



A. $(10{,}57 \cdot 2{,}94 - 1{,}56 \cdot 0{,}63) \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 12{,}040$ T

B. $(13{,}37 \cdot 2{,}94 - 1{,}02 \cdot 2{,}06) \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 14{,}882$ T

C. $(13{,}37 \cdot 2{,}94 - 1{,}02 \cdot 2{,}06 - 0{,}92 \cdot 2{,}13) \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 14{,}098$ T

D, E et H sont des elements pleins : $2{,}94 \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 1{,}176$ T/ml.

F_1. $(3{,}30 \cdot 2{,}94 - 1{,}56 \cdot 1{,}43) \cdot (0{,}25 - 0{,}03) \cdot 2{,}5 = 4{,}110$ T

F_2. $(3{,}60 \cdot 2{,}94 - 1{,}56 \cdot 2{,}23) \cdot (0{,}25 - 0{,}03) \cdot 2{,}5 = 3{,}907$ T

F_3. $[(0{,}47 \cdot 0{,}22 + 0{,}2 \cdot 0{,}4) \cdot 2 \cdot 2{,}5 + (0{,}3 \cdot 0{,}4 + 0{,}125 \cdot 2{,}06) \cdot 2{,}5] \cdot 2{,}94 - 2{,}06 \cdot 1{,}43 \cdot 2{,}5 = 2{,}776$ T

F_4. $(3{,}00 \cdot 2{,}94 - 1{,}56 \cdot 1{,}43) \cdot (0{,}25 - 0{,}03) \cdot 2{,}5 = 3{,}624$ T

Acrotere : $0{,}15 \cdot 0{,}6 \cdot 2{,}5 = 0{,}225$ T/ml

GC1 : $3{,}44 \cdot 1{,}00 \cdot 0{,}15 \cdot 2{,}5 = 1{,}290$ T

GC2 : $\left(3{,}44 \cdot 1{,}00 + \frac{0{,}80 + 1{,}04}{2} \cdot 1{,}00\right) \cdot 0{,}15 \cdot 2{,}5 = 1{,}635$ T

Gaine 1 $(0{,}94 \cdot 0{,}36 - 0{,}70 \cdot 0{,}20) \cdot 2{,}94 \cdot 2{,}4 = 1{,}400$ T

Gaine 2 $(0{,}52 \cdot 0{,}36 - 0{,}32 \cdot 0{,}20) \cdot 2 \cdot 2{,}94 \cdot 2{,}4 = 1{,}740$ T

Charge au niveau des fondations.

1,179
0.225
2.170

a. Venant de A : $12{,}04 \cdot 5 \cdot \frac{1}{10{,}57} = 5{,}696$ T/ml

Mur sous-sol $3{,}00 \cdot 0{,}16 \cdot 1{,}00 \cdot 2{,}5 = 1{,}200$ "

(vide sanitaire)

Acrotere $= 0{,}225$ "

Terrasse : $0{,}750 \cdot \frac{6{,}90}{2} = 2{,}588$ "

etage courant (plancher) : $0{,}715 \cdot \frac{6{,}90}{2} \cdot 5 = 12{,}701$ "

$22{,}410$ "

b et c : Venant de B : $14{,}882 \cdot 5 \cdot \frac{1}{13{,}37} = 5{,}566$ "

GC_1 : $1{,}29 \cdot 5 \cdot \frac{1}{13{,}37} \cdot \frac{1}{2} = 0{,}241$ "

Mur vide sanitaire $= 1{,}200$ "

Plancher terrasse $0{,}75 \cdot \frac{6{,}9}{2} + 0{,}75 \cdot \frac{3{,}00}{2}$	=	3,712	T/ml
Plancher etage courant $\left(0{,}715 \cdot \frac{6{,}9}{2} + 0{,}715 \cdot \frac{3{,}00}{2}\right) \cdot 5$	=	17,696	"
GC2 : $1{,}635 \cdot 5 \cdot \frac{1}{13{,}37} \cdot \frac{1}{2}$	=	0,306	"
		28,721	"

d.

Venant de D : 1,176 . 5 . 2	=	11,760	"
Mur vide sanitaire 1,200 . 2	=	2,400	"
Acrotere 0,225 . 2	=	0,450	"
Terrasse 2,588 . 2	=	5,176	"
Plancher etage courant 12,701 . 2	=	25,402	"
		45,188	"

e.

Venant de E : 1,176 x 5	=	5,880	T/ml.
Mur VS	=	1,200	"
Plancher terrasse 0,75 . 0,50 . 2	=	0,750	"
Plancher etage courant 0,715 . 0,50 . 2 . 5	=	3,575	"
		11,405	"

facades :

f_1 :

Venant de F_1 : $\frac{4{,}11}{3{,}30} \cdot 5$	=	6,227	T/ml
Mur VS . 3,00 . 0,20 . ~~1,00~~ . 2,5	=	1,500	"
Acrotere	=	0,225	"
Plancher terrasse . 0,75 . 1,00	=	0,750	"
Plancher etage courant 0,715 . 1,00 . 5	=	3,575	"
		12,277	"

f_2 : Venant de F_2 $\frac{3,907}{3,60} \cdot 5$ = 5,425 T/ml

Mur VS. $3,00 \cdot 0,20 \cdot 1,00 \cdot 2,5$ = 1,500 "

Plancher terrasse $0,75 \cdot 1,00$ = 0,750 "

Plancher etage courant $0,715 \cdot 1,00 \cdot 5$ = 3,575 "

11,250 "

f_4 : Venant de F_4 $\frac{3,624}{3,00} \cdot 5$ = 6,040 T/ml.

Mur VS = 1,500 "

aerotere = 0,225 "

Plancher terrasse = 0,750 "

Plancher etage courant = 3,575 "

12,090 T/ml

f_3 : Venant de F_3 $\frac{2,776}{3,00} \cdot 5$ = 4,626 "

Palier $0,715 \cdot 0,60 \cdot 5$ = 2,145 "

Mur VS $(3,00 - 1,80) \cdot 0,20 \cdot 2,5$ = 0,600 "

Console $0,750 \cdot 1,00$ = 0,750 "

aerotere = 0,225 .

Plancher terrasse = 0,750 "

Plancher etage courant $0,715 \cdot 1,00 \cdot 5$ = 3,525 "

12,621 T/ml

h_1 : Venant de H $1,176 \cdot 5$ = 5,880 "

Mur VS = 1,500 "

Plancher terrasse $0,75 \cdot \frac{3.60}{2}$ = 1,350 "

Plancher etage courant $0,715 \cdot \frac{3,60}{2} \cdot 5$ = 6,435 " acrotere . . . . = 0,225

G.C 2 . . . $\frac{1,635}{1,40} \cdot \frac{1}{2} \cdot 5$ . . . . = 2,920

18,310 T/ml.

h_2: Venant de H . . . . = 5,880

Mur VS . . . . = 1,500

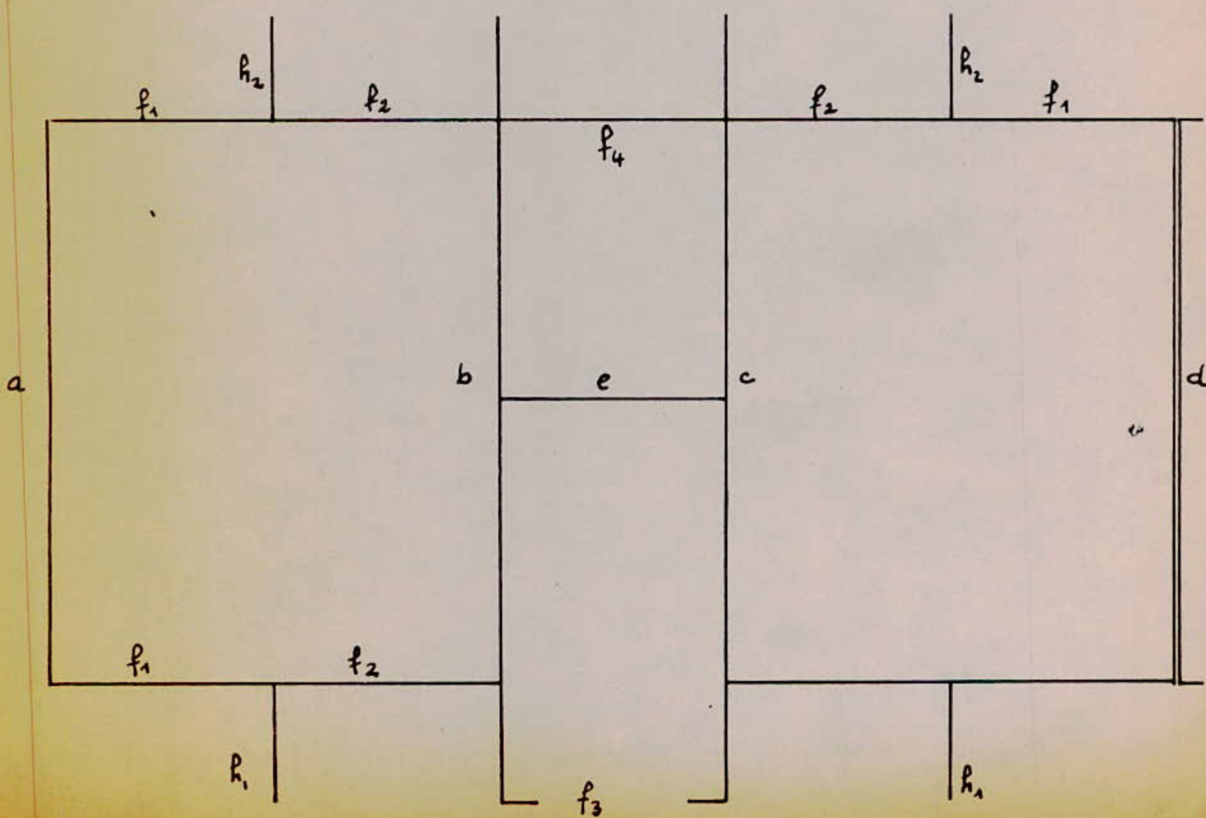
Plancher terrasse . . . . . . = 1,350

Plancher etage courant . . . . . = 6,435

acrotere . . . . = 0,225

G.C 1 (Garde corps 1) $\frac{1,29}{1,40} \cdot \frac{1}{2} \cdot 5$. = 2,304

17,694 T/ml.

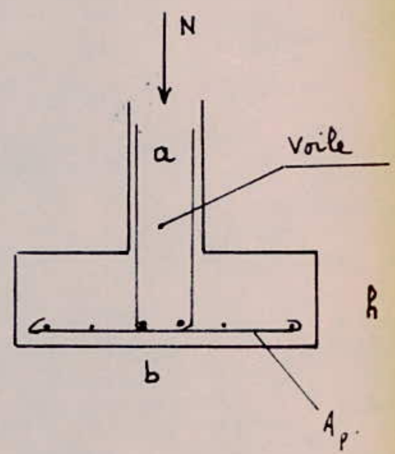


FONDATIONS sans seisme

Les fondations sont toutes realisées sur semelles filantes ancrées de 1,50 m dans le sol et travaillant à 2,5 bars.

Les tassements sont alors negligeables.

Les sulfates presents dans le sol sont en quantité negligeable, l'utilisation d'un ciment resistant à l'agressivité n'est pas necessaire.



Dimensionnement des semelles :

On dimensionne les semelles pour un metre lineaire de longueur.

- Largeur :

$$b \geqslant \frac{N}{\sigma_s \cdot 1\,m} = \frac{N}{2,5 \cdot 100} = \frac{N}{250}$$

- hauteur : la hauteur utile de la semelle doit satisfaire à la condition $h \geqslant \frac{b-a}{4}$, dans ce cas on aura pas à verifier l'effort tranchant.

- Ferraillage des semelles :

Pour le ferraillage on utilise la methode des bielles.

- armatures principales : $A_p = \dfrac{N(b-a)}{8h \cdot \bar{\sigma}_a}$

- armatures de repartition : $A_r = 0,25\, A_p$ ..

Les resultats de tout nos calculs sont regroupés dans le tableau ci-dessous :

	Charge (T/ml)	a (cm)	b (cm)	h (cm)	A_p (cm²)	A_r (cm²).
a	22,410	16	100	25	3,36 T10 e = 20	0,84 4T6 filants
b	28,721	16	130	30	4,87 T12 e = 20	1,22 6T6 "
c	28,721	16	130	30	4,87 T12 e = 20	1,22 6T6 "
2d	45,188	34	200	45	7,44 T14 e = 20	1,86 8T6 "
h_1	18,310	16	90	20	3,02 T10 e = 25	0,76 4T6 "
h_2	17,694	16	90	20	2,92 T10 e = 25	0,73 4T6 "
e	11,405	16	70	20	1,38 T6 e = 20	0,34 4T6 "
f_1	12,277	20	70	20	1,37 T6 e = 20	0,34 4T6 "
f_2	11,250	20	70	20	1,26 T6 e = 20	0,31 4T6 "
f_3	12,621	20	70	20	1,41 T6 e = 20	0,35 4T6 "
f_4	12,090	20	70	20	1,35 T6 e = 20	0,34 4T6 "

ETUDE PARASISMIQUE

Introduction : les secousses sismiques imposent aux constructions des accelerations pouvant atteindre l'ordre de grandeur de la gravitation. les efforts qui en resultent peuvent s'exercer suivant des directions quelconques. Pour simplifier, on peut donc concevoir deux composantes, une verticale et l'autre horizontale.
Dans le cas des constructions comportant des planchers, on conduira la verification des forces horizontales au niveau de chaque plancher.

Calcul sismique : la verification de la stabilité d'un batiment vis à vis de l'action sismique (selon les regles PS 69) se fait en substituant aux effets dynamiques réels des sollicitations statiques, resultant de la considerations de systèmes de forces fictives dont les effets sont équivalents á ceux de l'action sismique.
les systemes équivalents (de forces fictives) sont :
- Un systèmes de forces horizontales elementaires (SI_H)
- Un système de forces verticales ascendantes ou descendantes (SI_V).
- Un systeme de couples de torsion d'axes verticaux (S_T).

Pour les sollicitations sismiques horizontales, les regles PS 69 permettent la verification dans les deux directions perpendiculaires á envisager successivement.

Dans notre cas, nous sommes donc amenés à étudier :

- les refends transversaux.
- les refends longitudinaux.

Pour pouvoir determiner les sollicitations sismiques il faudra d'abord determiner les masses soumises à l'action sismique.
Pour simplifier les calculs les regles PS 69 recommandent de considerer ces masses comme concentrées au niveau des planchers les sollicitations à considerer pour le calcul de chaque élément de la structure sont les sollicitations les plus défavorables resultant de la combinaison des systemes SI_H, SI_v et SI_t.

Coefficients sismiques :

L'intensité de la force horizontale agissant sur un element de construction donné dans la direction Oz est $\boxed{\sigma_x \cdot W}$

W : étant le poids des charges et surcharges de l'element soumis à l'action sismique.

σ_x : est defini comme étant le produit de quatre coefficients.

$$\boxed{\sigma_x = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta}$$

α : coefficient d'intensité, il depend de l'intensité nominale i_N pour laquelle doit être établi le projet.
Notre projet sera réalisé à KHENCHLA, zone de sismisité moyenne ($i_N = 8$, $\alpha = 1$ d'après PS 69).

β : coefficient de reponse, il caracterise l'importance de la reponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de reference. Il depend :

. de la periode T du mode fondamental de vibration de la construction dans la direction étudiee.

. du degré de l'amortissement de l'ouvrage.

. de la nature du sol de fondation.

Amortissement normal (batiment à usage d'abitation).

$$\beta = \frac{0{,}065}{\sqrt[3]{T}}$$

Contreventement par murs en beton banché :

$$T = 0{,}06 \frac{H}{\sqrt{L_x}} \left[\frac{H}{2L_x + H}\right]^{\frac{1}{2}} \quad \text{(en seconde)}$$

H : hauteur du batiment (en metre).

L_x : dimension en plan du batiment dans la direction considereé (en metre).

Dans notre cas $H = 16{,}50$ m

$L = 16{,}96$ m (sens longitudinal) $\rightarrow T = 0{,}1375$ sec

$L = 13{,}00$ m (sens transversal) $\rightarrow T = 0{,}171$ sec

d'ou :
$$\beta = \frac{0{,}065}{\sqrt[3]{0{,}1375}} = 0{,}126 \quad \text{sens longitudinal}$$

$$\beta = \frac{0{,}065}{\sqrt[3]{0{,}171}} = 0{,}117 \quad \text{sens transversal.}$$

D'aprés PS 69 $0{,}05 \leq \beta \leq 0{,}1$ pour un amortissement normal.

donc on prend $\beta = 0{,}1$ dans les deux sens.

. Coefficient δ, independant des propriétés dynamiques de la construction, c'est un facteur correcteur tenant compte de l'incidence des conditions de fondation sur le comportement de l'ouvrage.

Pour notre cas, les semelles sont superficielles, et sont sur un terrain de consistance moyenne, donc $\delta = 1{,}15$

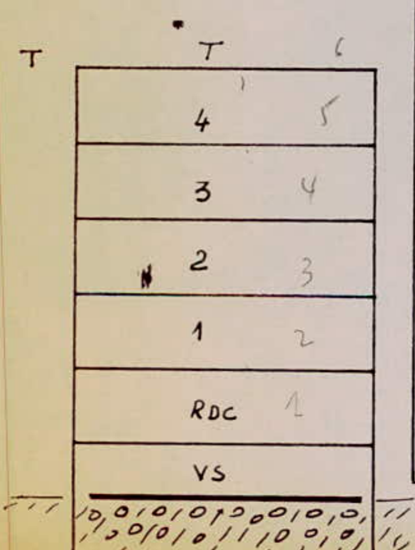
. Coefficient de distribution γ :

Ce coefficient ne depend que de la structure et caracterise, à l'interieur de cette derniere, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Pour les batiments d'habitation composés d'etages pouvant être considérés comme identique (cas de notre batiment), γ peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base.

Si l'on designe par n le nombre de planchers, le coefficient applicable au plancher de rang r est :

$$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1} \qquad \text{(PS 69. art 143.3).}$$



r	γ	$\sigma_x = \sigma_y$ (*)
6	1,385	0,1593
5	1,154	0,1327
4	0,923	0,1061
3	0,692	0,0794
2	0,452	0,0531
1	0,231	0,0266

(*) $\sigma_x = \sigma_y$ car β est le même dans les deux directions. On le note σ_H.

Coefficients sismiques dans la direction verticale :

Pour un élément donné de construction, le coefficient sismique vertical à prendre en compte dans les calculs de stabilité d'ensemble est égal à : $\sigma_V = \mp \frac{1}{\sqrt{\alpha}} \sigma_H$.

σ_H étant le plus grand des coefficients sismiques trouvés pour cet élément dans les directions horizontales (pour nous il est le même pour les deux directions envisagées $\sigma_x = \sigma_y = \sigma_H$).

α le coefficient d'intensité. $(\alpha = 1)$.

Dans ces conditions, on aura $\sigma_V = \mp \sigma_H$.

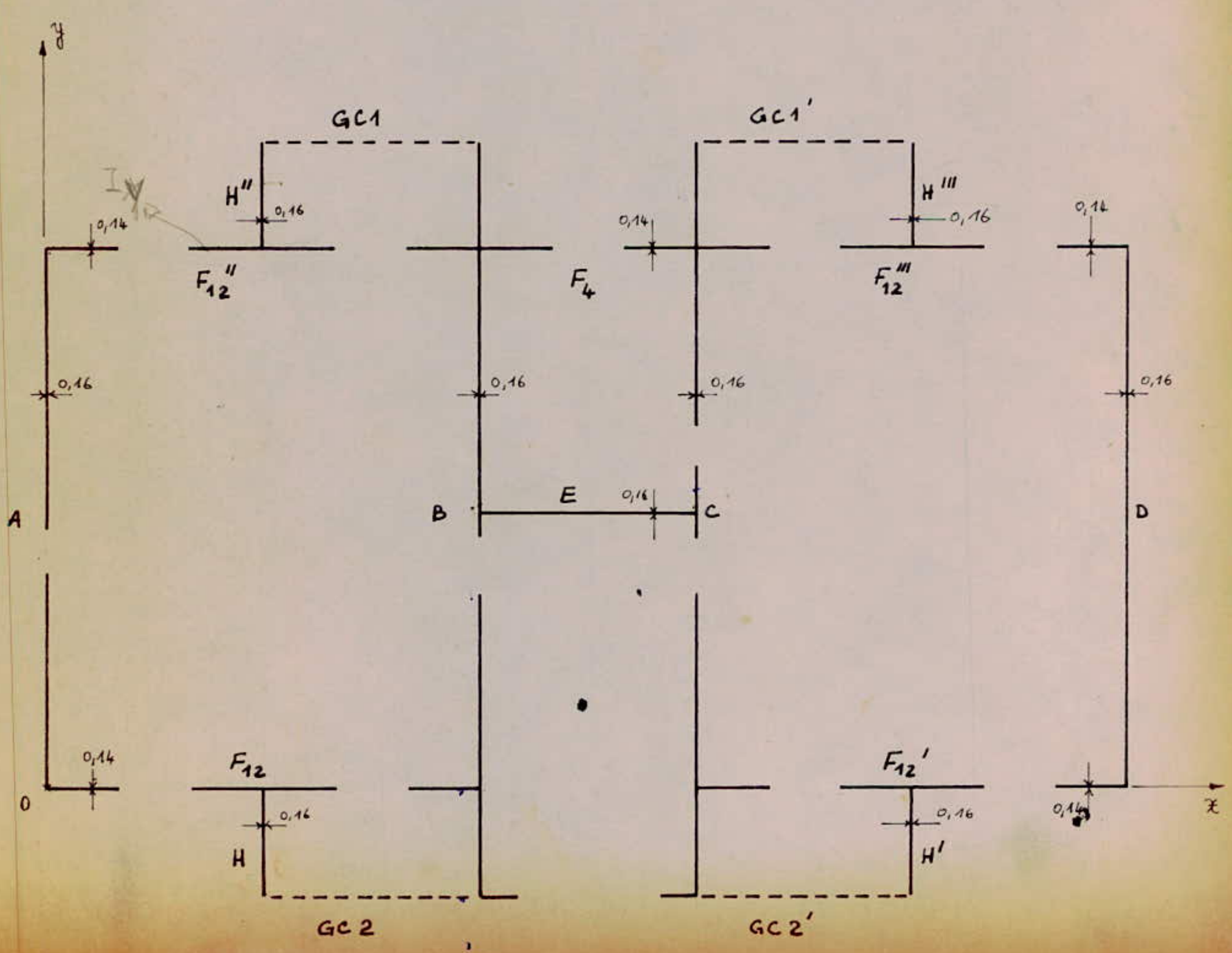
	σ_H	σ_V	$1-\sigma_V$	$1+\sigma_V$
T	0,1593	0,1593	0,8407	1,1593
4	0,1327	0,1327	0,8673	1,1327
3	0,1061	0,1061	0,8939	1,1061
2	0,0794	0,0794	0,9206	1,0794
1	0,0531	0,0531	0,9469	1,0531
RDC	0,0266	0,0266	0,9734	1,0266
S/Sol	0,0000	0,0000	1,0000	1,0000

"Tableau recapitulatif"

Determination des masses soumises au seisme et supposées concentrées au niveau des planchers.

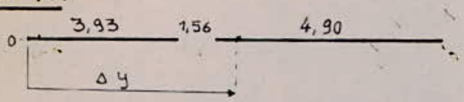
- les façades sandwich de 0,25 m sont assimilées au point de vue raideur à un élément plein de 0,14 m d'epesseur.
- les axes oz et oy sont confondus avec les axes du pignon et la façade principale.
- les côtes de positionnement des éléments sont prises d'axe en axe.

Elements verticaux d'un étage courant :



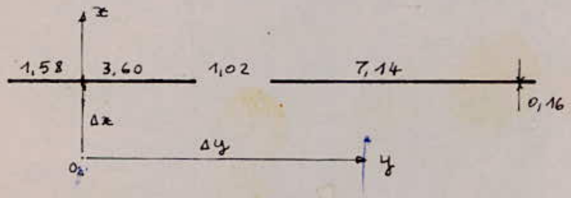
	Δy (m)	Δz (m)

Pignon A:



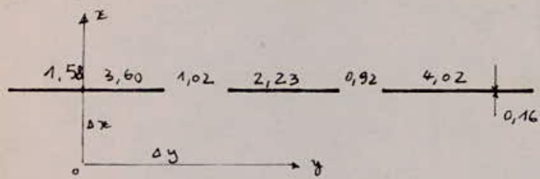
$m_A = [2{,}70 \cdot 10{,}57 - 1{,}56 \cdot 0{,}63] \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 11{,}022\ T$ 6,015 0

Refend B:



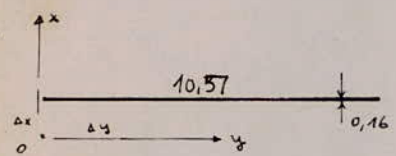
$m_B = (2{,}70 \cdot 13{,}37 - 1{,}02 \cdot 2{,}06) \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 13{,}560\ T$ . . . 5,102 - 6,90

Refend C:



$m_C = (13{,}37 \cdot 2{,}70 - 1{,}02 \cdot 2{,}06 - 0{,}92 \cdot 2{,}13) \cdot 0{,}16 \cdot 2{,}5 = 12{,}815\ T$ 4,985 9,90

Refend D:



$m_D = \dfrac{1{,}176 \cdot 10{,}57}{2{,}94/2{,}70} = \dfrac{12{,}430\ T}{2{,}94/2{,}70} = 11{,}415\ T$ . . . 5,285 16,80

Refend E:

$m_E = \dfrac{1{,}176 \cdot 3{,}00}{2{,}94/2{,}70} = \dfrac{3{,}528\ T}{2{,}94/2{,}70} = 3{,}240\ T$ . . . 5,150 8,40

Refend H:

	Δz	Δy
$m_H = 1{,}176 \cdot 1{,}22 \cdot 2{,}70 \cdot \dfrac{1}{2{,}94} = 1{,}318\ T$	3,30	-0,70
Refend H': . . . $m_{H'} = 1{,}318\ T$ . . .	13,50	-0,70
Refend H": . . . $m_{H''} = 1{,}318\ T$ . . .	3,30	11,27
Refend H''': . . . $m_{H'''} = 1{,}318\ T$ . . .	13,50	11,27

	m (T)	Δy (m)	Δx (m)
Façade F_{12}	8,017	0	3,331
Façade F'_{12}	8,017	0	13,469
Façade F''_{12}	8,017	10,20	3,331
Facade F'''_{12}	8,017	10,20	13,469
Façade F_4	3,624	10,20	8,40
Façade F_3	2,776	−0,70	8,40
GC2 + GC2' 1,635·2 = 327 T	3,270	−1,40	8,40
GC1 + GC1' 1,29·2 = 2,58 T	2,58	11,60	8,40
Gaine 1	1,40	4,80	16,40
Gaine 2	1,74	3,32	3,56
Gaine 2'	1,74	3,32	13,24

Détermination du centre de gravité des éléments verticaux :

M (T)	x_i (m)	y_i (m)	$M_i \cdot x_i$	$M_i y_i$	élément
11,022	0	6,015	0	66,297	A
13,560	6,90	5,102	93,564	69,183	B
12,815	9,90	4,985	126,869	63,883	C
11,415	16,80	5,285	191,772	60,328	D
3,240	8,40	5,150	27,216	16,686	E
1,318	3,30	−0,70	−4,349	−0,923	H
1,318	13,50	−0,70	−17,793	−0,923	H'
1,318	3,30	11,27	4,349	14,854	H''
1,318	13,50	11,27	17,793	14,854	H'''
1,740	13,24	3,32	23,038	5,777	G2'
8,017	3,33	0	26,697	0	F_{12}
8,017	13,47	0	107,989	0	F'_{12}
8,017	3,33	10,20	26,697	81,773	F''_{12}
8,017	13,47	10,20	107,989	81,773	F'''_{12}
3,624	8,40	10,20	30,442	36,965	F_4
2,776	8,40	−0,70	−23,318	−1,943	F_3
3,270	8,40	−1,40	−27,468	−4,578	GC2
2,580	8,40	11,60	21,672	29,928	GC1
1,400	16,40	4,80	22,960	6,72	G.1
1,740	3,56	3,32	6,194	5,777	G.2
106,522			908,169	546,431	Σ

$$X = \frac{\sum M_i \cdot x_i}{\sum M_i} = 8{,}525\,m.$$

$$Y = \frac{\sum M_i\, y_i}{\sum M_i} = 5{,}129\ m.$$

Determination du centre de gravité des éléments horizontaux :

Est-ce que $\left(\eta = P + \frac{Q}{5}\right)$?

A. Terrasse

- Acrotère $m = 14{,}04\ T$ $\Delta x = 8{,}40\ m$ $\Delta y = 5{,}065\ m$
- Dalle $m = 129{,}616\ T$ $\Delta x = 8{,}40\ m$ $\Delta y = 5{,}09\ m$

On aura donc pour la terrasse :

$M = 143{,}656\ T$ $\Delta x = 8{,}40\ m$ $\Delta y = 5{,}087\ m.$

B. Dalle étage courant :

$m = 113{,}755\ T$ $\Delta x = 8{,}40\ m$ $\Delta y = 5{,}087\ m$

Valeur et position des masses supposées concentrées au niveau des planchers

1. Terrasse :

	m (T)	x (m)	y (m)	$m_i x_i$	$m_i y_i$
Dalle	143,656	8,40	5,087	1206,710	730,778
½ mur infer ?	53,261	8,525	5,129	454,050	273,176
	196,917			1660,760	1003,954

$$X = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = 8{,}434\ m \qquad Y = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = 5{,}098\ m.$$

2. Etage courant :

	m (T)	x (m)	y (m)	$m_i x_i$	$m_i y_i$
Dalle	113,755	8,40	5,087	955,542	578,670
Mur	106,522	8,525	5,129	908,100	546,351
	220,277			1863,642	1125,021

$$X = \frac{\sum m_i x_i}{\sum m_i} = 8{,}46\ m \qquad Y = \frac{\sum m_i y_i}{\sum m_i} = 5{,}107\ m \simeq 5{,}11\ m$$

Efforts d'ensemble dûs au seisme à chaque niveau :

	Masse	σ	$H = \sigma \cdot Masse$	$\Sigma\, \sigma \cdot M$	hauteur	Moment
T	196,917	0,1593	31,37	31,37	16,50	
4	220,277	0,1327	29,23	60,60	13,56	92,23
3	220,277	0,1061	23,37	83,97	10,62	270,39
2	220,277	0,0794	17,49	101,46	7,68	517,26
1	220,277	0,0531	11,70	113,16	4,74	815,55
RDC	220,277	0,0266	5,86	119,02	1,80	1148,24
VS	–	0	0	119,02	0,00	1362,48
Fond	–	0	0	119,02	- 1,20	1505,30

Contreventement en étage courant et en RDC

A. Caracteristiques des éléments de contreventement.

1. Notations :

I = inertie totale du refend.

E = Coefficient d'élasticité du materiau constituant le refend.

E' = " " " " " le linteau

Pour notre cas $E = E'$.

Ω_i = Aire d'un élément i de refend.

h : hauteur d'un étage.

Z : hauteur du batiment.

c_i = demi-distance entre les centres de gravité des éléments j et $j+1$ du refend.

a_j = demi-portée de l'ouverture j.

I_e = inertie equivalente du refend.

2. Calcul de l'inertie equivalente d'un refend :

Par definition l'inertie équivalente I_e d'un refend avec ouvertures, est l'inertie d'un refend lineaire plein fictif qui, soumis au même effort horizontal, presenterait à son sommet une fleche égale à celle du refend avec ouvertures.

La fleche de ce refend fictif est :

$$f = \frac{H_0 \cdot Z^3}{8 E I_e}$$

Où H_0 représente l'effort tranchant à la base du refend.

Refend avec une file d'ouvertures.

La flèche au sommet d'un refend avec une série d'ouvertures est donnée par la formule : $f = \frac{H_o Z^3}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{2cm}{I} \cdot \frac{\Psi_o}{\alpha^2} + \frac{H_o Z^3}{8EI}$ (2)

L'égalité des expressions (1) et (2) nous donne :

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1+I_2} \cdot \frac{\Psi_o}{\alpha^2} + 1} \qquad (3)$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}}$$

$\Psi_o = \Psi$ à la côte 0 (Abaque B.20 - M. Diver)

$$I = I_1 + I_2 + 2cm$$

$\alpha = \omega Z$ avec $\omega = \frac{3E'i}{E(I_1+I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{c}{a^3 h}$ i : inertie du linteau.

Refend à plusieurs files d'ouvertures.

La valeur approchée de la flèche au sommet est donnée par :

$$f = \frac{H_o Z^3}{E \cdot \Sigma I_i} \cdot \frac{\Psi_o}{\alpha^2} + \frac{H_o Z^3}{8EI} \qquad (4)$$

L'égalité des expressions (1) et (4) nous donne :

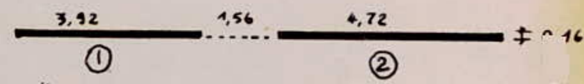
$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\Sigma I_i} \cdot \frac{\Psi_o}{\alpha^2} + 1}$$

Remarques : . Dans le calcul de I on tient compte de la presence des ouvertures.

. Pour le calcul des caracteristiques des éléments de contreventement, on ne fera un calcul detaillé que pour un refend de chaque type. Et on presentera le resultat des autres sous forme de tableau. (On va faire l'étude detaillée pour les rf. A et C).

3. Caractéristiques des éléments transversaux.

Refend A :



hauteur linteau = 0,30 m $\qquad i = 0{,}00036\ m^4$

hauteur allège = 1,77 m $\qquad i = 0{,}07393\ m^4$

$$i = 0{,}07429\ m^4$$

$$2c = (3{,}92 + 4{,}72)\cdot\frac{1}{2} + 1{,}56 = 5{,}88\ m. \rightarrow c = 2{,}94\ m.$$

$$2a = 1{,}56\ m \rightarrow a = 0{,}78\ m.$$

$$I_1 = \frac{0{,}16\cdot(3{,}92)^3}{12} = 0{,}803\ m^4 \quad ; \quad I_2 = \frac{0{,}16\cdot(4{,}72)^3}{12} = 1{,}402\ m^4$$

$$I_1 + I_2 = 0{,}803 + 1{,}402 = 2{,}205\ m^4.$$

$$\Omega_1 = 0{,}16\cdot 3{,}92 = 0{,}6272\ m^2 \quad ; \quad \Omega_2 = 0{,}16\cdot 4{,}72 = 0{,}7552\ m^2.$$

$$I = I_1 + I_2 + 2cm = 2{,}205 + 5{,}88\cdot 2{,}015\ m^4 = 14{,}053\ m^4$$

$$m = \frac{2c}{\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}} = \frac{5{,}88}{\frac{1}{0{,}6272} + \frac{1}{0{,}7552}} = 2{,}015\ m^3.$$

$$\omega^2 = \frac{3E'i}{E(I_1+I_2)}\cdot\frac{I}{m}\cdot\frac{c}{a^3 h} = \frac{3i}{I_1+I_2}\cdot\frac{I}{m}\cdot\frac{c}{a^3 h} \text{ car } E = E'.$$

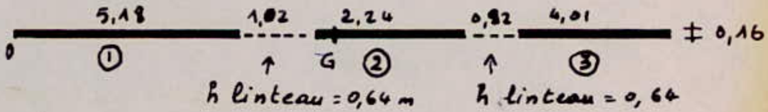
$$\omega^2 = \frac{3\cdot 0{,}07429}{2{,}205}\cdot\frac{14{,}053}{2{,}015}\cdot\frac{2{,}94}{(0{,}78)^3\cdot 2{,}94} = 1{,}285\,m^{-2} \Rightarrow \omega = 1{,}22\ m^{-1}$$

$$\alpha = \omega Z = 1{,}22\cdot 16{,}50 = 20$$

$\alpha = 20$ ($\alpha \rightarrow \infty$) L'abaque B.23. M. Diver nous donne $\psi_0 = 0{,}66$.

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1+I_2}\cdot\frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = \frac{14{,}053}{\frac{16\cdot 2{,}015\cdot 2{,}94}{2{,}205}\cdot\frac{0{,}66}{(20)^2} + 1} = 13{,}13\ m^4$$

Refend C :



$$i_1 = \frac{0{,}16\cdot(0{,}64)^3}{12} = 0{,}0035\ m^4 = i_2.$$

$2a_1 = 1{,}02\ m \rightarrow a_1 = 0{,}51\ m \qquad \Delta = \overline{OG} = 6{,}55\ m.$

$2a_2 = 0{,}92\ m \rightarrow a_2 = 0{,}46\ m$

$$2c_1 = (5{,}18 + 2{,}24)\cdot\frac{1}{2} + 1{,}02 = 4{,}73 \text{ m} \rightarrow c_1 = 2{,}365 \text{ m}.$$

$$2c_2 = (4{,}01 + 2{,}24)\cdot\frac{1}{2} + 0{,}92 = 4{,}045 \text{ m} \rightarrow c_2 = 2{,}022 \text{ m}$$

$$I_1 = \frac{\overline{5{,}18}^3\cdot 0{,}16}{12} = 1{,}85 \text{ m}^4 \ ; \ I_2 = \frac{0{,}16\cdot\overline{2{,}24}^3}{12} = 0{,}15 \text{ m}^4 \ ; \ I_3 = \frac{0{,}16\cdot\overline{4{,}01}^3}{12} = 0{,}86 \text{ m}^4$$

$$\Sigma I = I_1 + I_2 + I_3 = 1{,}85 + 0{,}15 + 0{,}86 = 2{,}86 \text{ m}^4.$$

$$I = \Sigma I_i + \Sigma \Omega_i d_i^2 = 2{,}86 + 0{,}16\left[5{,}18\cdot(6{,}55 - 2{,}59)^2 + 2{,}24(0{,}77)^2 + 4{,}01\,(4{,}815)^2\right] = 30{,}95 \text{ m}^4.$$

$$\omega^2 = \frac{6E'}{Eh\,\Sigma I_i}\cdot\sum\left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3}\right) = \frac{6}{2{,}94\,.\,2{,}86}\cdot\left[\frac{0{,}0035\,.(2{,}365)^2}{(0{,}51)^3} + \frac{0{,}0035\,.(2{,}022)^2}{(0{,}46)^3}\right] = 0{,}21 \text{ m}^{-2}$$

$$\omega = \sqrt{0{,}21} = 0{,}46 \text{ m}^{-1} \quad \text{d'où} \quad \alpha = \omega Z = 0{,}46\cdot 16{,}50 = 7{,}59.$$

$\alpha = 7{,}59$ Abaque B.23 M. DIVET $\rightarrow \psi_0 = 0{,}54$.

$$I_e = \frac{I}{\dfrac{8I}{\Sigma I_i}\cdot\dfrac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = \frac{30{,}95}{\dfrac{8\cdot 30{,}95}{2{,}86}\cdot\dfrac{0{,}54}{(7{,}59)^2} + 1} = 17{,}085 \text{ m}^4$$

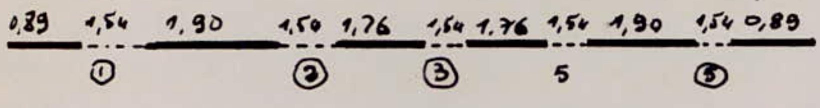
I_1	I_2	I_3	c_1	c_2	a_1	a_2	i_1	i_2	I	ω	α	I_e	x/oy	$I_e\cdot x$	Refend
0,803	1,402	—	2,94	—	0,78	—	0,074	—	14,053	1,22	20	13,13	0	0	A
1,85	0,15	0,86	2,365	2,022	0,51	0,46	$35\cdot10^{-4}$	$34\cdot10^{-4}$	30,95	7,59	7,59	17,085	9,90	169,141	C
1,853	4,853	—	3,59	—	0,51	—	$35\cdot10^{-4}$	—	31,468	0,36	5,98	22,14	6,90	152,766	B
—	—	—	—	—	—	—	—	—	14,15	—	—	14,15	16,80	237,720	D
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,036	—	—	0,036	3,30	0,1188	H
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,036	—	—	0,036	13,50	0,4860	H'
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,036	—	—	0,036	3,30	0,1188	H''
—	—	—	—	—	—	—	—	—	0,036	—	—	0,036	13,50	0,4860	H'''
												66,649		560,837	

4. Position et centre de gravité des inerties :

$$x_m = \frac{\Sigma I_e\cdot x}{\Sigma I_e} = \frac{560{,}837}{66{,}649} = 8{,}41 \text{ m}.$$

5. Caracteristiques de éléments longitudinaux :

On note la façade arrière par F_a.



Ouvertures 1, 3 et 5 :

hauteur linteau : $h = 0{,}29\,m$

$$h_f = \sqrt[3]{0{,}29^3 + 1{,}01^3} = 1{,}018\ m$$

hauteur allege : $h = 1{,}01\,m$

$$i_1 = i_3 = i_5 = \frac{1{,}018^3 \cdot 0{,}14}{12} = 0{,}0123\ m^4.$$

Ouvertures 2 et 4 :

hauteur linteau $= 0{,}47\ m \rightarrow i_2 = i_4 = 12 \cdot 10^{-4}\ m^4.$

$2a_i = 1{,}54\,m \rightarrow a_i = 0{,}77\ m.$

$2c_1 = 2c_5 = 2{,}935\,m \rightarrow c_1 = c_5 = 1{,}4675\,m$

$2c_2 = 2c_4 = 3{,}37\ m \rightarrow c_2 = c_4 = 1{,}685\,m.$

$2c_3 = 3{,}30\,m \rightarrow c_3 = 1{,}65\ m.$

$I_1 = I_6 = 82 \cdot 10^{-4}\ m^4$

$I_2 = I_5 = 0{,}08\ m^4 \qquad \Rightarrow \sum I_i = 0{,}152\ m^4.$

$I_3 = I_4 = 0{,}0636\ m^4$

$$I = 0{,}152 + 0{,}14 \left\{ 0{,}89(7{,}955)^2 + 1{,}9\,(5{,}02)^2 + 1{,}76\,(1{,}65)^2 \right\} \cdot 2 = 30{,}672\ m^4$$

$$\omega^2 = \frac{6}{h \sum I_i} \sum \left(\frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right) = \frac{6}{2{,}94 \cdot 0{,}152 \cdot (0{,}77)^3} \left\{ 0{,}0123 \left[(1{,}4675)^2 \cdot 2 + (1{,}65)^2 \right] + 12 \cdot 10^{-4} \cdot 2 \cdot (1{,}685)^2 \right\} = 2{,}7 \rightarrow 1{,}65\ m^{-1}$$

$\alpha = \omega Z = 27{,}15 \qquad \psi_0 = 0{,}66.$

$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{\sum I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1} = \frac{30{,}672}{\frac{8 \cdot 30{,}672}{0{,}152} \cdot \frac{0{,}66}{(27)^2} + 1} = 12{,}5\ m^4.$$

Façade F_{12} et F'_{12} :

$I_1 = 77.10^{-4}\ m^4$; $c_1 = 1{,}47\ m$; $i_1 = 0{,}0123\ m^4$ $\omega = 1{,}11\ m^{-1}$

$I_2 = 788.10^{-4}\ m^4$; $c_2 = 1{,}51\ m$; $i_2 = 12.10^{-4}\ m^4$ $\alpha = 18{,}3$

$I_3 = 124.10^{-4}\ m^4$; $I = 2{,}44\ m^4$; $I_e = 1{,}757\ m^4$

refend E : $I = I_e = 0{,}36\ m^4$.

5.1 Position et centre de gravité des inerties :

Element	I_e (m^4)	Y/o_x (m)	$I_e \cdot Y$ (m^5)
F_{12}	1,757	0	0
F'_{12}	1,757	0	0
F_a	12,50	10,2	127,5
E	0,36	5,15	1,854
	16,374		129,354

$$Y_I = \frac{\sum I_{e_i} Y_i}{\sum I_{e_i}} = \frac{129{,}354}{16{,}374} = 7{,}9\ m.$$

5.2 Centre de torsion :

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

1. Une force dont la ligne d'action passe par le centre de torsion engendre uniquement une translation des refends parallèle à la direction de la force.

2. 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.

Cordonnees du centre de torsion : $x_T = 8{,}41\ m.$

$y_T = 7{,}90\ m.$

Calcul des excentrécités :

- coordonnées du centre de masses : $X_m = 8,46$ m.

$Y_m = 5,11$ m.

- excentrécités :

dans le sens longitudinal $e_L = -Y_I + Y_m = -7,90 + 5,11 = -2,79$ m.

dans le sens transversal $e_t = X_m - X_I = 8,46 - 8,41 = 0,05 \text{ m} \simeq 0$

Remarques :

- On a considéré le centre de gravité des inerties des refends comme étant le centre de torsion, car les rigidités transversales I_{xy} sont nulles dans tous les cas.
- A vue d'oeil notre bâtiment présente une symétrie presque parfaite dans le sens transversal, ce qui signifie que X_I est très proche de X_m. On a fait les calculs, uniquement pour prouver cette symetrie. On a trouvé $e_t = 5$ cm, ce qui est negligeable.

B. Distribution des efforts dans chaque élément de Contreventement.

Le calcul est mené, pour la determination des efforts horizontaux, avec une force au niveau du plancher égale à 100T.

Il est fait pour l'étage courant.

1) Force sismique dirigée transversalement (// au pignon).

les forces distribuées pour chaque élément de contreventement seront :

$$H_i = H \frac{I_{ix}}{\Sigma I_{ix}} + He \frac{I_{ix} X_i}{\Sigma I_{ix} X_i^2 + \Sigma I_{jy} Y_j^2}$$ pour un élément transv. i

$$H_j = He \frac{I_{jy} Y_j}{\Sigma I_{ix} X_i^2 + \Sigma I_{jy} Y_j^2}$$ pour un élément longitudinal j.

H : force à distribuer pour les différents éléments = 100T.

e : excentrecité de H par rapport au centre de torsion, dans le sens considéré (transversal) = 5 cm $\simeq 0$ négligeable.

d'où on aura : $H_i = H \dfrac{I_{ix}}{\Sigma I_{ix}}$; $H_j = 0$.

Remarque : les élements H, H', H" et H"' ne seront pas considérés comme des éléments de contreventement, car, leur longueur $l = 1{,}4$ m est inferieur à la hauteur d'étage $h = 2{,}94$ m.

Donc on aura comme ~~com~~ éléments de contreventement, seulement, A, B, C et D, dans le sens transversal.

	A	B	C	D	Σ
I_{ix} (m^4)	13,13	22,14	17,085	14,15	66,505
$H_i = 100 \frac{I_{ix}}{\Sigma I_{ix}}$ (T)	19,743	33,291	25,690	21,276	100

2) La force sismique est dirigée longitudinalement (// aux façades).

Comme dans le cas du seisme transversal, on aura :

- Pour les éléments tranversaux : $H_i = H \cdot e \cdot \dfrac{I_{ix} X_i}{\sum I_{ix} x_i^2 + \sum I_{jy} y_j^2}$

- Pour les élements longitudinaux: $H_j = H \cdot \dfrac{I_{jy}}{\sum I_{jy}} + H \cdot e \cdot \dfrac{I_{jy} Y_j}{\sum I_{ix} x_i^2 + \sum I_{jy} Y_j^2}$

$H = 100\,T$; $e = -2,79$ m.

Elem^t	I_{ix} (m^4)	x_i (m)	$I_{ix} \cdot x_i$	$I_{ix} \cdot x_i^2$	I_{jy} (m^4)	y_j (m)	$I_{jy} y_i$	$I_{jy} y_j^2$	$100 \dfrac{I_{jy}}{\sum I_{jy}}$	$100 \dfrac{I_{jy} Y_j}{\Sigma_1+\Sigma_2} e$	$100 \dfrac{I_{ix} x_i}{\Sigma_1+\Sigma_2} e$	$H_{(T)}$
A	13,13	-8,41	-110,42	928,66							+13,39	+13,39
B	22,14	-1,51	-33,43	50,48							+4,05	+4,05
C	17,085	1,49	25,46	37,93							-3,08	-3,08
D	14,15	8,39	118,72	996,05							-14,39	-14,39
F_{12}					1,757	-7,90	-13,88	109,65	10,73	+1,68		+12,41
F'_{12}					1,757	-7,90	-13,88	109,65	10,73	+1,68		+12,41
F_a					12,50	2,30	28,75	66,13	76,34	-3,48		+72,86
E					0,36	-2,75	-0,99	2,72	2,20	+0,12		+2,32
	66,505		0,33	$\Sigma_1 =$ 2013,12	16,374		0	$\Sigma_2 =$ 288,15				

$\Sigma_1 + \Sigma_2 = 2\,301,27$ m^6.

Remarque :

Les efforts à considérer pour les éléments transversaux, sont ceux qui sont dûs au seisme transversal, car ils sont plus important que ceux dûs au seisme longitudinal.

Tableaux d'efforts (H et M) dans chaque élément et à chaque niveau :

1) Seisme dans le sens transversal :

Etage →	4		3		2		1		RDC	
ELEMENT ↓	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M
A	6,19	18,21	11,96	53,38	16,58	102,12	20,03	161,01	22,34	226,69
B	10,44	30,70	20,17	90,01	27,95	172,20	3378	271,50	37,67	382,26
C	8,06	23,69	15,57	69,46	21,57	132,88	26,07	209,51	29,07	294,98
D	6,67	19,62	12,89	57,53	17,87	110,05	21,59	173,51	24,08	244,29

2) Seisme dans le sens longitudinal :

Etage →	4		3		2		1		RDC.	
Element ↓	H	M	H	M	H	M	H	M	H	M.
F_{12}	3,893	11,445	7,52	33,565	10,421	64,192	12,591	101,21	14,043	142,50
F'_{12}	3,893	11,445	7,52	33,555	10,421	64,192	12,591	101,21	14,043	142,50
F_9	22,856	67,197	44,153	197,007	61,180	376,88	73,924	594,22	82,448	836,62
E	0,728	2,140	1,406	6,273	1,948	12	2,354	18,920	2,625	26,638

Dans les tableaux ci-dessus :

- H est en T
- M est en T.m.

Contreventement en sous-sol :

1- Centre des inerties :

Elem^t	I_{iz} (m^4)	x_i (m)	$I_i\, x_i$
A	14,443	0	0
B	31,886	6,90	220,01
C	31,886	9,90	315,67
D	14,443	16,80	242,64
Σ	92,618		778,32

Elem^t	I_{iy} (m^4)	y_i (m)	$I_j\, y_j$
F_{12}	5,475	0	0
F'_{12}	5,475	0	0
F_a	79,027	10,2	806,07
E	0,36	5,15	1,854
Σ	90,337		807,924

$$x_I = \frac{\Sigma I_i x_i}{\Sigma I_i} = 8{,}40 \text{ m} \qquad\qquad y_I = \frac{\Sigma I_j y_j}{\Sigma I_j} = 8{,}94 \text{ m.}$$

2- Centre des masses :

– Centre des masses des éléments verticaux du VS.

Elem^t	A	B	C	D	F_{12}	F'_{12}	F_a	E	
M_i (T)	12,24	16,044	16,044	12,24	10,35	10,35	25,20	3,60	106,068
x_i (m)	0	6,90	9,90	16,80	3,33	13,47	8,40	8,40	
y_i (m)	5,10	5,10	5,10	5,10	0	0	10,2	5,15	
$M_i \cdot x_i$	0	110,70	158,83	205,63	34,46	139,41	211,68	30,24	890,95
$M_i \cdot y_i$	62,42	81,82	81,82	62,42	0	0	257,04	18,54	564,06

$$x = \frac{\Sigma m_i x_i}{\Sigma m_i} = 8{,}40 \text{ m} \qquad\qquad y = \frac{\Sigma m_i y_i}{\Sigma m_i} = 5{,}32 \text{ m}$$

- Point d'application de la force sismique au niveau du plancher bas du RDC

	m (T)	x (m)	y (m)	my	mx
$\frac{1}{2}$ mur RDC	53,261	8,525	5,129	273,176	454,05
dalle RDC	113,755	8,40	5,087	578,67	955,542
$\frac{1}{2}$ mur VS	53,034	8,40	5,43	287,865	445,475
	220,05			1139,711	1855,067

$$x_1 = \frac{1855,067}{220,05} = 8,43 \text{ m}$$

$$y_1 = \frac{1139,711}{220,05} = 5,18 \text{ m}$$

- Point d'application de la force au niveau de l'étage courant :

$M = 220,277$ T ; $x_2 = 8,46$ m ; $y_2 = 5,11$ m.

- Centre de gravité des Forces (centre des masses) :

$$X_m = \frac{m x_1 + M x_2}{m + M} = \frac{220,05 \cdot 8,43 + 220,277 \cdot 8,46}{220,05 + 220,277} = 8,44 \text{ m.}$$

$$Y_m = \frac{m y_1 + M y_2}{m + M} = \frac{220,05 \cdot 5,18 + 220,277 \cdot 5,11}{220,05 + 220,277} = 5,14 \text{ m.}$$

3- Calcul des excentrécités :

- Saisme transversal $e_t = X_m - X_I = 8,44 - 8,40 = 4$ cm négligeable
- Saisme longitudinal $e_l = Y_m - Y_I = 5,14 - 8,94 = -3,8$ m.

 29-c-

4_ Distribution des efforts.

1) Seisme dans le sens transversal :

$e_t \simeq 0$ donc $H_i = H \cdot \dfrac{I_i}{\sum I_i}$ pour les éléments transversaux.

$H_j = 0$ pour les éléments longitudinaux.

$H = 119{,}02\ T$. $h = 3{,}00\ m$.

Element	I (m^4)	$H_i = 119{,}02 \dfrac{I_i}{\sum I_i}$ (T)	M_o $(T.m)$	M_{Roc} $(T.m)$	M_{VS} $(T.m)$	M_{Fond} $(T.m)$
A	14,443	18,56	55,68	226,69	260,10	282,37
B	31,886	40,95	122,85	382,26	455,97	605,11
C	31,886	40,95	122,85	294,98	368,69	417,83
D	14,443	18,56	55,68	244,29	277,698	299,97
	92,618					

2) Seisme dans le sens longitudinal : $e = -3{,}8\ m$; $H = 119{,}02\ T$.

Element	I_{ix} (m^4)	x_i (m)	$I_{ix} \cdot x_i$	$I_{ix}\, x_i^2$	I_{jy} (m^4)	y_j (m)	$I_{jy}\, y_j$	$I_{jy}\, y_j^2$	$119{,}02 \dfrac{I_j y_j}{\sum I_j y_j}$	$119{,}02 \dfrac{I_j y_j}{\Sigma_1 + \Sigma_2} e$	$119{,}02 \dfrac{I_{ix} x_i}{\Sigma_1 + \Sigma_2} e$	H (T)
A	14,443	-8,4	-121,32	1019							+ 17,21	17,21
B	31,886	-1,50	-47,83	71,74							+ 6,79	6,79
C	31,886	1,50	+47,83	71,74							- 6,79	-6,79
D	14,443	8,4	121,32	1019							- 17,21	-17,21
F_{12}					5,475	-8,94	-48,95	437,58	7,21	+ 6,95		14,16
F'_{12}					5,475	-8,94	-48,95	437,58	7,21	+ 6,95		14,16
F_a					79,027	1,26	99,57	125,46	104,12	- 14,13		90
E					0,36	-3,79	-1,36	5,17	0,47	+ 0,19		0,66
	92,618			$\Sigma_1 = 2181{,}5$	90,337			$\Sigma_2 = 1005{,}8$				

$\Sigma_1 + \Sigma_2 = 3187{,}3$

Tableau d'efforts $H\ (T)$ et $M\ (T \cdot m)$:

Elément	H	M_0	M_{ADC}	M_{vs}	M_{Fond}
F_{12}	14,16	42,48	142,5	168	184,98
F_{12}'	14,16	42,48	142,5	168	184,98
F_a	90	270	836,62	998,6	1106,62
E	0,66	1,98	26,638	27,826	28,618

ETUDE DES ELEMENTS DE CONTREVENTEMENT

Generalités :

Refend à une seule file d'ouvertures :

On utilise la methode d'Albiges et Goulet, fournissant des abaques pour le calcul pratique de la structure, cette methode n'est réellement applicable que pour des batiments d'un nombre de niveaux superieur ou égal à sept et de hauteurs d'etage identiques; et que celle-ci a été développée dans notre cas dans le but d'avoir une estimation plus ou moins proche de la realité.

hypothèses.

1. les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend (un element de refend étant une partie de refend de part ou d'autre de la file d'ouvertures, voir fig 1.

2. les élements de refend subissent le même deplacement horizontale au niveau de chaque étage.

Ces deux hypothèses conduisent à admettre qu'un refend presentant des ouvertures peut être consideré ou assimilé, du point de vue de la resistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par deux éléments de refend liés par des linteaux uniformement distribués sur la hauteur du batiment.

Notations :

Les principales notations ont été définies au chapitre "caracteristiques des éléments de contreventement "

De plus on a :

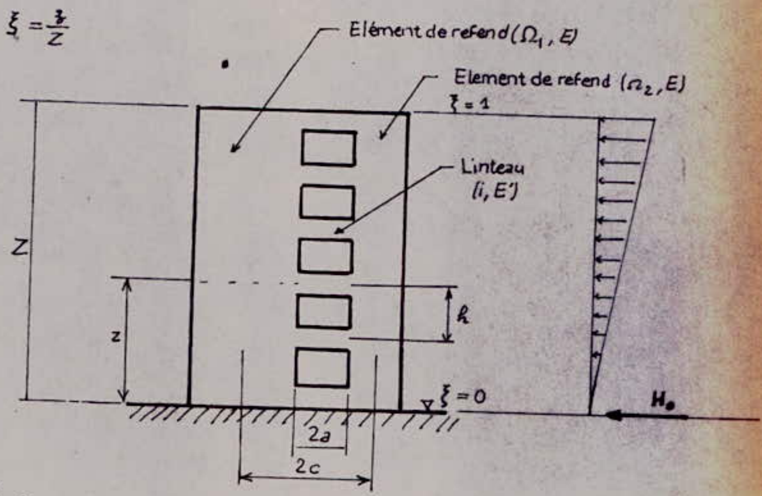


Fig. 1.

z : Position du linteau à partir de la base du refend.

H_o : effort tranchant à la base du refend.

π : Effort tranchant dans le linteau sous l'effet du seisme.

N : effort normal dans chaque élément de refend.

M_1 : Moment dû au seisme à la base de l'élément 1.

M_2 : " " " " " " " " " 2.

Efforts sous l'action du seisme horizontal dans le refend :

1. Efforts dans le linteau :

- effort tranchant $\pi = \frac{H_o m h}{I} \phi$
- moment d'encastrement $M = \pi a$

$\phi = f(\xi, \alpha)$ donné par l'abaque B23a M. DIVER

2. Efforts dans les éléments de refend :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_2 + I_1} \cdot H_o Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2cm}{I} \psi \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_2 + I_1} H_o Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \frac{2cm}{I} \psi \right]$$

$$N = \Sigma \pi$$

Remarque :

On doit avoir à la base du refend, une verification de l'equilibre exterieur par la formule :

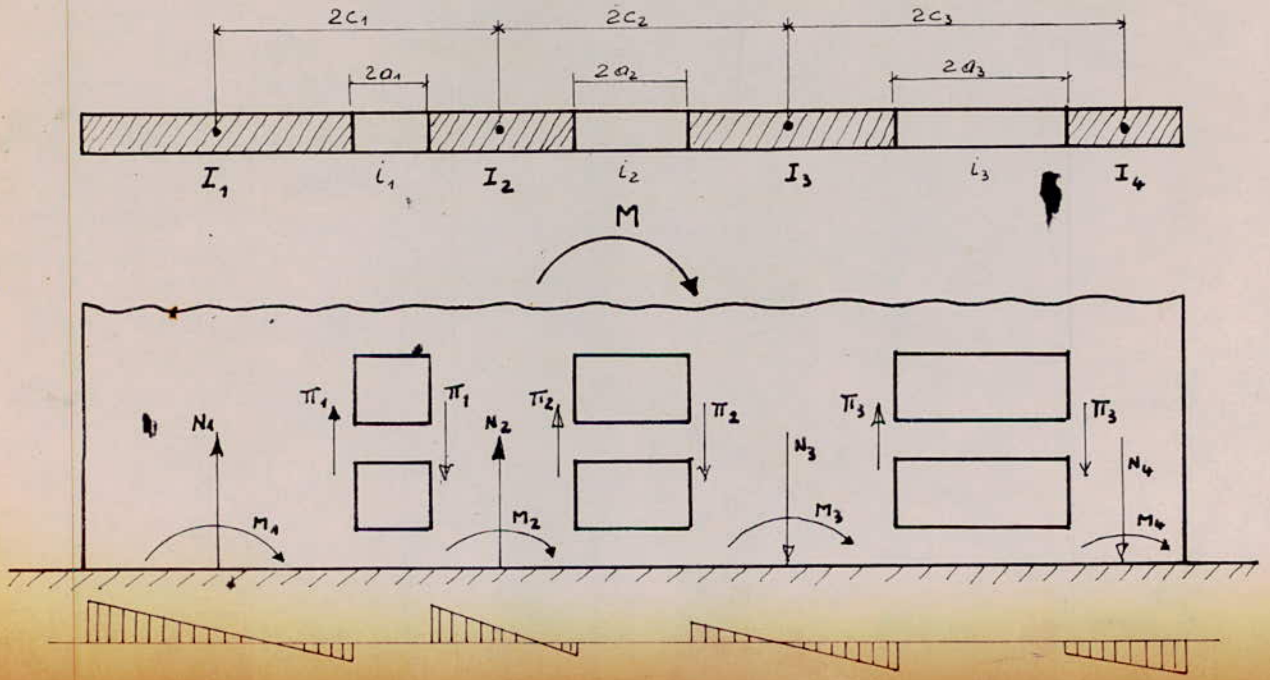
$$M = M_1 + M_2 + 2CN$$ M : moment total à la base du refend

Mais, ayant fait les calculs avec les relation sus-citées, on a trouvé que l'equilibre exterieur est loin d'être verifier. Pour cela on a utilisé une formule qui est plus adaptée au seisme, cette formule a été tirée d'un document du CTC, et qui donne des moments à la base des deux éléments de refend à 1 file d'ouvertures :

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{3}(2+\xi) - \frac{2cm}{I} \cdot \psi \right].$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1+I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{3}(2+\xi) - \frac{2cm}{I} \psi \right].$$

Refends à plusieurs files d'ouvertures:



Efforts dans linteaux

Pour la première série de linteaux : $\Pi_1 = H_0 h \dfrac{i_1 c_1}{2a_1^3\left[\sum \frac{i_i c_i^2}{a_i^3}\right]} \phi$

de même on calcul Π_2, Π_3, ... etc.

ϕ : donné par l'abaque B23a M. Diver en fonction de ξ et α.

Efforts dans les éléments de refend :

- les forces axiales provoquées dans élément de refend par l'action du seisme sont :

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

- les moments dans les éléments de refend sont évalués approximativement par la formule :

$$M_i = \frac{I_i}{\sum I_i} H_0 Z \left[\frac{(1-\xi)^2}{2} - \psi\right]$$

Remarque : comme dans le cas de refends à une file d'ouverture, il faudra verifier l'équilibre exterieur par la relation :

$$M = \sum_{i=1}^{n} M_i + 2 \sum_{i=1}^{n} N_i \left(c_i + c_{i+1} + \cdots\right)$$

ETUDE des refends transversaux :

Contrainte admissible (DTU N° 23.1).

- Dosage du beton est de 350 kg/m³.
- Ciment CPA 325.
- Contrainte de compression nominale ($\sigma'_b = 270$ bars.) à 28 jours.

la contrainte de compression admissible sera donc égale à : $\bar{\sigma}'_{b_0} = \rho'_b \, \sigma'_b$

$$\text{avec} \quad \rho'_b \leq \text{Min} \begin{cases} 0{,}45\,\alpha\,\gamma\,\delta \\ 0{,}50\,\alpha\,\beta\,\gamma\,\delta \end{cases}$$

La valeur de la fraction ρ'_b dépend du defaut de centrage des charges verticales, de la susceptibilité éventuelle du mur au flambement, de l'efficacité du contrôle de la qualité du beton et de l'exécution, ainsi que des réductions de contraintes provenant des sollicitations negligées (retrait différentiel ...).

- le coefficient α est pris égal à $\dfrac{a - 10e/3}{a}$, expression dans laquelle : a = epaisseur du mur

$$e \geq \text{Max} \begin{cases} 1\ \text{cm} \\ l_f/300 \end{cases} \quad \text{avec} \quad l_f = 0{,}7\, l_0$$

où l_0 est la hauteur libre du mur.

- Le coefficient β est donné par la formule :

$$\beta = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} \quad ; \quad \lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

- le coefficient γ peut prendre soit la valeur 1, soit la valeur 0,83 suivant la qualité du béton et de l'exécution.

La valeur 1 n'est retenue que si les circonstances suivantes sont réunies.

$\rho'_b \leq \min\{0{,}45\,\alpha\gamma\delta\ ;\ 0{,}50\,\alpha\beta\gamma\delta\} = \min\{0{,}296\ ;\ 0{,}232\}$

On prend $\rho'_b = 0{,}23 \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 0{,}23 \cdot 270 = 62$ bars

$$\bar{\sigma}'_b = 62 \text{ bars}$$

0,86

ETUDE DU REFEND A :

Fondation et mur en sous-sol :

charges verticales revenant au mur A.

	G (T/ml)	P (T/ml)	$G+\frac{P}{5}$ (T/ml)	S_V (T/ml)	$(1-\sigma_V)(G+P/5)$ (T/ml)
T	2,987	0,345	3,160	0,53	2,657
4	3,02	0,604	3,141	0,48	2,724
3	3,02	"	"	0,385	2,807
2	3,02	"	"	0,288	2,891
1	3,02	"	"	0,190	2,974
R	3,03	"	3,15	0,084	3,066
S/S	0,60	0	0,60	0	0,60
Σ	18,7	3,37	19,47	1,957	17,719

Stabilité du mur :

la stabilité doit être vérifiée pour la combinaison de charges suivante : $G + \frac{P}{5} - S_V + S_H \equiv \left(G+\frac{P}{5}\right)(1-\sigma_V) + S_H$

S_H dans le sens défavorable.

$N_{min} = \left(G+\frac{P}{5}\right)(1-\sigma_V)$ est un effort normal minimal agissant sur le mur (en T/ml).

S_H : produit dans le refend A un moment au niveau des fondations égal à $M = 282{,}37$ t.m $\quad N_{min} = 17{,}719 \times 10{,}57$

$N_{min} = 187,29\,T$

$e = \frac{M}{N} = \frac{282,37}{187,29} = 1,5\ m$

longueur de la semelle $l_S = 11\ m \longrightarrow \frac{l_S}{6} = \frac{11}{6} = 1,84\ m$

$e \doteq 1,5 < \frac{l_S}{6} = 1,84\ m$ Donc le mur est stable dans son ensemble.

CONTRAINTES DANS LE MUR.

- Contraintes sous $\overleftrightarrow{S_H}$, $\sigma = \pm \frac{M}{I} v = \pm \frac{282,37}{14,443} \cdot \frac{10,57}{2} = 103,33\ T/m^2 = 10,33\ kg/cm^2$
- Contraintes sous G, $\sigma = \frac{N}{\Omega}$

$N = 18,7 \times 10,57 = 197,659\ T$ d'où $\sigma = \frac{197,659}{10,57 \times 0,16} = 116,87\ T/m^2 = 11,69\ kg/cm^2$

- Contraintes sous P (surcharges).

$N = 3,37 \times 10,57 = 35,62\ T$ d'où $\sigma = \frac{35,62}{10,57 \times 0,16} = 21\ T/m^2 = 2,1\ kg/cm^2$

- Contraintes sous S_V

$N = 1,957 \times 10,57 = 20,68\ T$ d'où $\sigma = \frac{20,68}{10,5 \times 0,16} = 12,2\ T/m^2 = 1,22\ kg/cm^2$

Combinaisons des Contraintes:

$G + 1,5\,P = 11,69 + 1,5 \cdot 2,1 = 14,84\ kg/cm^2.$

$G + P + S_H + S_V = 10,33 + 11,69 + 2,1 + 1,22 = 25,34\ kg/cm^2.$

$\sigma_{max} = 25,34\ kg/cm^2 < \overline{\sigma}'_{bo} = 62\ kg/cm^2 \times 1,5 = 93\ kg/cm^2$

Le mur est stable ainsi que la contraintes est loin d'être depassée donc on opte pour un ferraillage minimal donné par D.T.U

FERRAILLAGE au % minimal (D.T.U. N° 23.1).

Dans les murs en beton armé trois categories d'armatures se rencontrent:
- Les armatures verticales
- Les armatures horizontales
- Les armatures transversales.

Armatures verticales des murs.

Arrêts et jonctions des armatures verticales.

Les arrêts et jonctions des armatures verticales sont effectués conformement aux indications du CCBA 68.

Distance maximale des armatures entre elles.

L'ecartement des armatures verticales d'une même face ne doit pas depasser deux fois l'épaisseur du mur sans pouvoir excéder 33 cm.

Pourcentage minimal des armatures verticales.

Le pourcentage minimal $\bar{\omega}'_v$ d'une bande verticale de largeur „d" rapporté au volume total de la bande doit être au moins égal à la plus grande des 2 valeurs

$$\frac{A'_m}{a.d} = \bar{\omega}'_v \geq \begin{cases} 0{,}001 \\ \dfrac{2.10}{\sigma_{en}(\text{bars})} \cdot \theta_1 \theta_2 \left(3 \dfrac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - 1\right). \end{cases}$$

A'_m : Section d'armatures dans la section horizontale verifiée

a : L'epaisseur du mur

d : Largeur de la bande considérée

σ'_m : contrainte moyenne de compression agissant dans la bande considérée

$\bar{\sigma}'_{b_0}$: contrainte admissible pour la section horizontale verifiée.

θ_1 : coefficient qui est pris égal à :

1 pour un mur intermediaire.

1,4 pour un mur de rive.

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20}$$

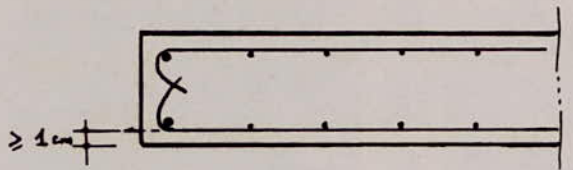
Remarque : la section minimale correspondant au pourcentage $\bar{\omega}_v$ doit être repartie par moitié sur chacune des faces de la bande de mur considérée, en respectant l'intervalle definie plus haut.

Armatures horizontales parallèles aux faces du mur

Disposition des armatures horizontales.

les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.

Elles doivent être retournées aux extrémités du mur et aux bords libres qui limitent les ouvertures et presenter, avec les armatures horizontales de la face opposeé, un recouvrement suffisant.



l'écartement des armatures horizontales ne doit pas ~~depf~~ dépasser 33 cm.

Pourcentage minimal des armatures horizontales.

Ces armatures sont distribuées d'une façon uniforme sur la totalité de la largeur du mur ou de l'élément de mur limité par des ouvertures.

la section minimale de ces armatures, rapportée au volume total du mur ou de l'élément de mur considéré, doit être au moins égale à : $\bar{\omega}_h = \frac{2}{3}\,\bar{\omega}_v$.

Sans toutefois prendre des valeurs inferieures à 0,001.

Armatures transversales perpendiculaires aux faces du mur :

Dispositions et sections de ces armatures :

- Cas où la contrainte effective σ'_b de la bande verticale considérée est inferieure au $\frac{3}{4}$ de la contrainte admissible :

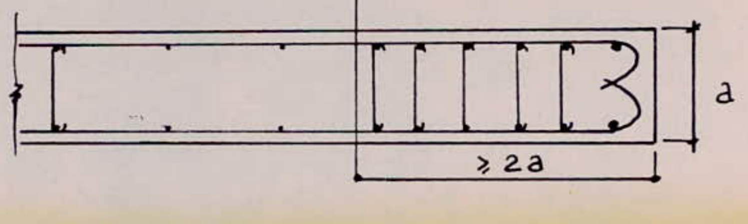
  Dans ce cas les dispositions et les sections de ces armatures sont qui relient les deux nappes d'armatures principales sont determinées de façon qu'elles puissent assurer la fixité des armatures principales pendant l'opération de betonnage.

- Cas ou σ'_b est superieure aux $\frac{3}{4}$ de la contrainte admissible :

  * Si la bande considereé est situeé en bordure du mur, la disposition des armatures transversales doit être prévue de façon à constituer avec les armatures verticales et horizontales un ferraillage analogue à celui d'un poteau, dont la largeur suivant la face du mur est au moins égale à deux fois l'épaisseur du mur.

    L'espacement de ces armatures ne doit pas dépasser 15 fois le diametre ϕ des armatures verticales.

  * Si la bande considéreé n'est pas en bordure du mur, il suffit de disposer des ligatures transversales suivant les noeuds d'une maille dont la plus grande dimension n'excède pas 50 cm.



Application pour le mur A :

$$\bar{\omega}'_v \geq \max\left(0{,}001 \; ; \; \frac{2{,}1}{4200} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \left(3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - 1\right)\right.$$

$\sigma_{en} = 2800 \cdot 1{,}5 = 4200$ bars

σ'_m : On prend pour σ'_m la contrainte max de compression dans le mur

$\sigma'_m = 25{,}34 \cdot 1{,}5$ bars.

$\bar{\sigma}'_{b_0} = 62 \cdot 1{,}5$ bars.

$\theta_1 = 1{,}4$ car le mur A est un mur de rive.

$$\theta_2 = 1 + \frac{\lambda}{20} = 1 + \frac{45{,}47}{20} = 3{,}274.$$

$$\frac{2{,}1}{\sigma_{en}} \theta_1 \theta_2 \left(3 \cdot \frac{\sigma'_m}{\bar{\sigma}'_{b_0}} - 1\right) = \frac{2{,}1}{4200} \cdot 1{,}4 \cdot 3{,}274 \cdot \left(3 \cdot \frac{25{,}34}{62} - 1\right) = 0{,}0005$$

donc $\bar{\omega}'_v = \dfrac{A'_m}{a\,d} = 0{,}001$.

d'où : $A'_m = 0{,}001 \cdot 16 \cdot 100 = 1{,}6$ cm² /ml.

donc on aura sur chaque face du mur $0{,}8$ cm² /ml.

- Section des armatures horizontales parallèles aux faces du mur :

$$\bar{\omega}'_h = \frac{2}{3} \bar{\omega}'_v = \frac{2}{3} \cdot 1{,}6 = 1{,}07 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{pour les deux faces.}$$

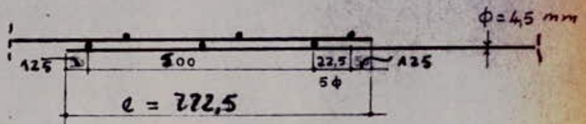
On aura donc $0{,}5$ cm² /ml sur chaque face.

donc on opte pour un treillis soudé 570 U Type A $\dfrac{300}{159}$.

Recouvrement : (CCBA 68 art. 31,14).

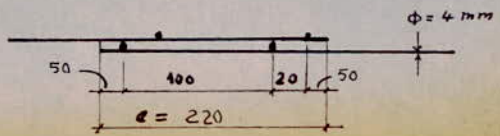
Dans le sens des files porteurs

on prend $e = 80$ cm.



Dans le sens des fils de repartition

on prend $e = 25$ cm.



Calcul des Linteaux et ..alleges:

Efforts dûs au seisme horizontal dans les linteaux.

le linteau le plus sollicité est celui du RDC, les efforts dans celui-ci sont : [car le refend est pratiquement monolithique $\alpha = 20 > 10$].

Effort tranchant : $\pi = \dfrac{H_0 m h}{I} \phi$.

$m = 2{,}015\ m^3$; $h = 2{,}94\ m$; $I = 14{,}053\ m^4$; $H_0 = 22{,}34\ T$

$\phi = f(\xi, \alpha)$ $\quad \xi = \dfrac{3{,}74}{16{,}50} = 0{,}227$ $\quad ; \alpha = 20 \Rightarrow \phi = 0{,}95$

d'où : $\pi = \dfrac{22{,}34 \cdot 2{,}015 \cdot 2{,}94}{14{,}053} \cdot 0{,}95 = 8{,}95\ T$.

Moment d'encastrement :

$M = \pi \cdot a = 8{,}95 \cdot 0{,}78 = 6{,}98\ T.m$.

Ferraillage :

Les efforts dûs au seisme horizontal sont très grands, ils seront repris par l'allège qui a une hauteur plus grande que celle du linteau

ferraillage du linteau :

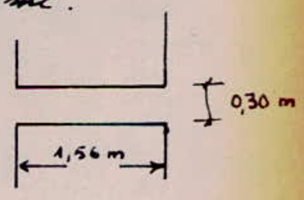
le linteau sera ferraillé sous les charges et surcharges qui lui reviennent.

- charges permanante : dues au plancher $G_1 = 3{,}02\ T/ml$.
  dues au poids propre $G_2 = 0{,}16 \times 2{,}5 \times 0{,}3 = 0{,}12\ T/ml$

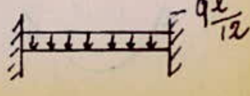
Surcharges $P = 0{,}604\ T/ml$.

$q = G + 1{,}2 P = 3{,}02 + 0{,}12 + 1{,}2 \cdot 0{,}604 = 3{,}87\ T/ml$.

$T = q\dfrac{l}{2} = \dfrac{3{,}87 \times 1{,}56}{2} = 3\ T$



Le moment d'encastrement $M = q\dfrac{l^2}{12} = 0{,}79\ T.m$



$\mu = \frac{15M}{bh^2\bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 0{,}79\ 10^5}{16(28)^2\ 2800} = 0{,}0337 \longrightarrow \varepsilon = 0{,}9211 \longrightarrow K = 48{,}4.$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{48{,}4} = 57{,}85$ Kg/cm². $< \bar{\sigma}'_b$

$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{0{,}79\ 10^5}{0{,}9211 \cdot 28 \cdot 2800} = 1{,}1$ cm² $\longrightarrow$ 2 T 10. filants haut et bas

Armatures transversales $\tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{3\ 10^3}{16\ 0{,}9211 \times 28} = 7{,}27 < \bar{\tau}_b$

on opte pour $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0{,}56$ cm²

$\bar{\tau}_b = 0{,}4\ \bar{\sigma}'_{b0} = 0{,}4 \times 62 = 25$ Kg/cm²

$t = \frac{A_t\ z\ \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0{,}56\ 0{,}9211 \times 28 \cdot 1600}{3\ 10^3} = 7{,}7$ cm

on prend $t = 7$ cm. [ou des T6 ($t = 15$ cm)

Ferraillage de l'allège. Dimensions (177 x 156 x 16)

$T = \Pi = 8{,}95\ T$ d'après les recommandations du C.T.C.

(Compléments aux règles parasismiques) l'effort tranchant de calcul sera $T' = 1{,}5\ \Pi = 1{,}5 \times 8{,}95 = 13{,}425\ T$

le moment de calcul $M = T'a = 10{,}47$ T.m. $\simeq 1{,}05\ 10^4$ Kg.m

- Armatures longitudinales

contrainte admissible deuxième genre:

$\bar{\sigma}'_b = 1{,}5 \times 62 = 93$ Kg/cm².

$\bar{\sigma}_a = 1{,}5 \cdot 2800 = 4200$ Kg/cm².

$\alpha = \frac{n\sigma'_b}{n\sigma'_b + \sigma_a} = \frac{15 \cdot 93}{15 \cdot 93 + 4200} = 0{,}25.$

$\gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 1 - \frac{0{,}25}{3} = 0{,}92.$

$M_{RB} = \frac{1}{2}\ \bar{\sigma}'_b\ \alpha \cdot \gamma \cdot b_0\ h^2 = \frac{1}{2} \cdot 93 \cdot 0{,}25 \cdot 0{,}92 \cdot 0{,}16\ (170)^2 = 5 \cdot 10^4$ Kg.m

$M_E = 1{,}05\ 10^4$ Kg.m

$M_{RB} > M_E$ d'où $A = \frac{M}{\gamma h\ \bar{\sigma}_a} = \frac{10{,}5\ 10^5}{0{,}92 \cdot 170 \cdot 4200} = 1{,}6$ cm².

$\Rightarrow$ 2 T 12. filants haut et bas, possibilité d'inversion de signe de l'effort tranchant

Armatures transversales :

Pour le calcul à l'effort tranchant la contrainte tangentielle

est $\tau_b = \dfrac{T}{b\,z} = \dfrac{13,425 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 170} = 5,64 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$

On opte pour des T6 → $A_t = 0,56 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}_{at} = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 170 \cdot 4200}{13,425 \cdot 10^3} = 26 \text{ cm}.$$

Remarques :

- Les armatures transversales de l'allège peuvent être remplacées par les armatures verticales du treillis soudé.
- Les armatures du treillis soudé parallèles aux faces du mur joueront le rôle d'armatures de peau pour l'allège.
- Pour les armatures longitudinales, on prend 2T12 filant haut et bas pour l'allège, ainsi, que pour le linteau.

Etude du refend B

Charges verticales revenant au mur B :

	G (T/ml)	P (T/ml)	$G+\frac{P}{5}$ (T/ml)	S_v (T/ml)
T	3,675	0,495	3,774	0,601
4	3,761	0,866	3,935	0,522
3	3,761	0,866	3,935	0,418
2	3,761	0,866	3,935	0,318
1	3,761	0,866	3,935	0,209
R	3,476	0,866	3,378	0,090
S/s	0,60	0,00	0,60	0
Σ	22,795	4,825	23,492	2,152

Charges dûes aux G. corps :

$\sigma_{v\,moy} = 0,0928$

Garde-corps 1 :

$G_1 = 1,29 \cdot 5/2 = 3,225\,T$

$S_{v_1} = 3,225 \cdot 0,0928 = 0,299\,T$

Garde-corps 2 :

$G_2 = 1,635 \cdot 5/2 = 4,087\,T$

$S_{v_2} = 4,087 \cdot 0,0928 = 0,379\,T$

Efforts dûs au seisme horizontal dans les trumeaux et les linteaux :

Caracteristiques :

$I_1 = 1,853\ m^4$

$\alpha = 5,98.$

$I_2 = 4,853\ m^4$

$I_1 + I_2 = 6,706\ m^4$

$2c = 7,18\ m$

$m = 3,348\ m^3$

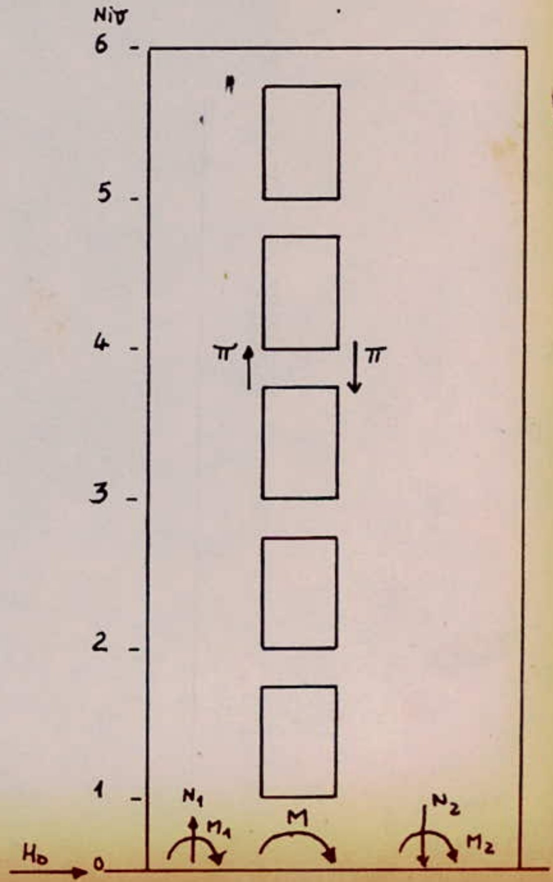
$H_0 = 40,95\ T$

$M = 445,97\ T.m$

$Z = 16,50\ m$

$h = 2,94\ m$

$I = 31,468\ m^4$



Niv	ξ	Φ	Ψ	$\Pi = 13{,}19\,\Phi$	$\frac{(1-\xi)^2}{3}(2+\xi)$	$\frac{2cm}{I}\Psi$	Δ	$M_1 = 186{,}7\,\Delta$	$M_2 = 489{,}9\,\Delta$
6	1	0,28	0	3,694	0	0	0	0	0
5	0,82	0,38	0,04	5,013	0,030	0,031	-0,001	-0,186	-0,489
4	0,64	0,58	0,13	7,651	0,114	0,102	0,012	2,240	5,868
3	0,47	0,66	0,24	8,706	0,230	0,190	0,04	7,468	19,559
2	0,29	0,69	0,37	9,102	0,380	0,290	0,09	16,803	44,007
1	0,12	0,41	0,47	5,409	0,550	0,370	0,18	35,47	88,015
0	0	0	0,51	0	0,670	0,400	0,27	50,4	132,02
				39,5					

$$\Pi = \frac{H_0 m h}{I}\,\Phi = \frac{40{,}95 \cdot 3{,}448 \cdot 2{,}94}{31{,}468} = 13{,}19\,\Phi$$

$$\Delta = \frac{(1-\xi)^2}{3}(2+\xi) - \frac{2cm}{I}\,\Psi$$

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1+I_2} H_0 Z \cdot \Delta = 186{,}7\,\Delta$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1+I_2} H_0 Z \cdot \Delta = 489{,}9\,\Delta$$

$$N_1 = N_2 = N = \Sigma\,\Pi = 39{,}5\ T$$

Verification de l'equilibre exterieur :

$M = M_1 + M_2 + 2NC$?

on a à la base : $M_1 + M_2 + 2NC = 50{,}4 + 132{,}02 + 7{,}18 \cdot 39{,}5 = 466$ T.m.

$M = 456 \simeq 466$. Verifié. car l'erreur est de 2% ce qui est acceptable, du moment que cette erreur et dans le sens de la securité.

Stabilite du mur B

$M = 605,11$ T.m moment au niveau des fondations.

$N = 21,339 \cdot 13,34 = 284,66\ T$ charge minimale sur B.

$$e = \frac{M}{N} = \frac{605,11}{284,66} = 2,13\ m$$

$$\frac{L}{6} = \frac{13,34}{6} = 2,22\ m$$

donc $e < \frac{L}{6}$ le mur est stable.

Etude des elements de refend

le refend B est composé de deux éléments:

(1) $5,18 \times 0,16$

(2) $7,14 \times 0,16$

Contraintes dûes au seisme horizontal :

Sous l'effet du seisme horizontal, un élément i du refend est sollicité en fléxion composée, soit N_i l'effort normal et M_i le moment fléchissant sur cette élément.

Pour les éléments du refend B ces efforts au niveau du RDC, sont : $N_1 = -N_2 = 39,5\ T$

$M_1 = 35,47$ T.m

$M_2 = 88,02$ T.m

$$\sigma = \frac{N}{\Omega} \mp \frac{M}{I} v \qquad \text{(N peut changer de signe).}$$

Elément 1 $\qquad \sigma = \mp \dfrac{39,5 \cdot 10^3}{518 \cdot 16} \mp \dfrac{35,47 \cdot 10^5}{1,853 \cdot 10^8} \cdot \dfrac{518}{2} = \mp 4,77 \mp 4,96$

$\sigma = 9,73$ kg/cm²	$\sigma = 0,19$ kg/cm²
ou $\sigma = -0,19$ "	$\sigma = -9,73$ "

Element 2

$$\sigma = \frac{N}{\Omega_2} \mp \frac{M_2}{I_2} v = \mp \frac{39{,}5 \cdot 10^3}{714 \cdot 16} \mp \frac{88{,}02 \cdot 10^5}{4{,}853 \cdot 10^8} \cdot \frac{714}{2} = \mp 3{,}46 \mp 6{,}47$$

$\sigma = 9{,}93$ kg/cm²	$\sigma = 3{,}02$ kg/cm²
$\sigma = -3{,}02$ "	$\sigma = -9{,}93$ "

Contraintes dûes au seisme vertical. (Sv)

- Elément 1 : $N = 2{,}152 \cdot 5{,}18 + 0{,}379 = 11{,}53\ T$

$$\sigma = \frac{N}{\Omega_1} = \frac{11{,}53 \cdot 10^3}{518 \cdot 16} = 1{,}4 \text{ kg/cm}^2.$$

- Elément 2 : $N = 2{,}152 \cdot 7{,}14 + 0{,}299 = 15{,}66\ T$

$$\sigma = \frac{N}{\Omega_2} = \frac{15{,}66 \cdot 10^3}{714 \cdot 16} = 1{,}37 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes dûes aux charges permanentes : (G)

- Elément 1 : $N = 22{,}795 \cdot 5{,}18 + 4{,}087 = 122{,}17\ T$

$$\sigma = \frac{122{,}17 \cdot 10^3}{518 \cdot 16} = 14{,}74 \text{ kg/cm}^2.$$

- Elément 2 : $N = 22{,}795 \cdot 7{,}14 + 3{,}225 = 165{,}98\ T$

$$\sigma^* = \frac{165{,}98 \cdot 10^3}{714 \cdot 16} = 14{,}53 \text{ kg/cm}^2.$$

Contraintes dûes aux surcharges : (P)

- Elément 1 : $N = 4{,}825 \cdot 5{,}18 = 25\ T$

$$\sigma = \frac{25 \cdot 10^3}{518 \cdot 16} = 3{,}02 \text{ kg/cm}^2.$$

- Elément 2 : $N = 4{,}825 \cdot 7{,}14 = 34{,}45\ T$

$$\sigma = \frac{34{,}45 \cdot 10^3}{714 \cdot 16} = 3{,}02 \text{ kg/cm}^2.$$

Verification si les éléments de refend sont tendus:

$$\text{sous } G + \frac{1}{5}P - S_H - S_V .$$

_ Elément 1 : $14,74 + \frac{3,02}{5} - 9,73 - 1,4 = 4,214$ kg/cm² > 0

_ Elément 2 : $14,53 + \frac{3,02}{5} - 9,93 - 1,37 = 3,834$ kg/cm² > 0

Donc les éléments de refend ne sont pas tendus, ils sont entièrement comprimés.

Verification des contraintes :

$$\text{sous } G + P + S_H + S_V .$$

_ Elément 1 : $14,74 + 3,02 + 9,73 + 1,4 = 28,89 < 93$ kg/cm² verif.

_ Element 2 : $14,53 + 3,02 + 9,93 + 1,37 = 28,85 < 93$ kg/cm² verif.

Ferraillage :

Elément 1 : l'élément etant raidi donc il n'y a pas risque de flambement. On ferraille l'élément comme un poteau soumis à une compression sous une contrainte moyenne égale à

$$2/3\ \sigma_{max} = \frac{2}{3} \cdot 28,89 = 19,26 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$A = \frac{1,25}{1000}\ \theta_1 \theta_2 \theta_3\ \frac{N'}{\bar{\sigma}'_{b_0}}$$

$$\theta_1 = 1,8$$

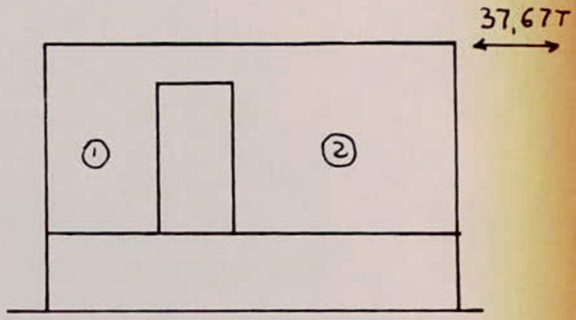
$$\theta_2 = 1 + \frac{l_c}{4a - 2c} = 1 + \frac{(270-30)/2}{4 \cdot 16 - 4} = 3$$

$$\theta_3 = 1 + \frac{2160}{\sigma_{en}} = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514$$

$$N' = 19,26 \cdot 16 \cdot 518 = 159,627 \text{ T} \quad ; \quad \bar{\sigma}'_{b_0} = 93 \text{ kg/cm}^2 .$$

$$A = 1,8 \cdot \frac{1,25}{1000} \cdot 3 \cdot 1,514 \cdot \frac{19,26}{93} \cdot 16 \cdot 518 = 17,54 \text{ cm}^2 .$$

effort tranchant :



$$T = \frac{I_1}{I_1+I_2} \cdot H = \frac{1,853}{6,706} \cdot 37,67 = 10,41 \text{ T}$$

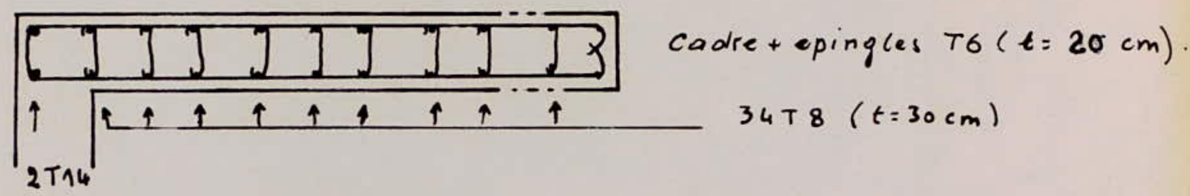
$$\tau_b = \frac{T}{bz} = \frac{10,41 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 518} = 1,4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0,4 \cdot 93 = 37,2 \text{ kg/cm}^2.$$

$$T6 \rightarrow A_t = 0,56 \text{ cm}^2 \rightarrow t = \frac{A_t \cdot z\, \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{0,56 \cdot 7/8 \cdot 518 \cdot 4200}{10,41 \cdot 10^3} = 100 \text{ cm}.$$

l'effort tranchant étant faible on opte pour des T6 ($t = 20$ cm).

donc pour les armatures verticales, on aura $2(17\,T8 + 1\,T14)$.



<u>Elément 2</u> : Comme l'élément 1, l'élément 2 ne risque pas de flamber. On le ferraille comme un poteau soumis à une compression, sous une contrainte moyenne de $\frac{2}{3} \cdot 28,85 = 19,24$ kg/cm².

$$A = 1,8 \cdot \frac{1,25}{1000} \cdot 3 \cdot 1,514 \cdot \frac{19,24}{93} \cdot 16 \cdot 714 = 24,15 \text{ cm}^2.$$

$A = 1,7$ cm²/ml / face du mur. $\rightarrow$ T8 ($t = 30$ cm).

effort tranchant : $T = \frac{4,853}{6,706} \cdot 37,67 = 27,26$ T.

Pour les armatures transversales (parallèles et perpendiculaires aux faces du mur), on met des T6 ($t = 20$ cm)

Ferraillage des linteaux :

On s'intéresse au linteau le plus sollicité, qui est celui du RDC, ayant les dimensions (16 . 64 . 102).

Efforts dûs au seisme horizontal :

effort tranchant $\pi = 9,1\,T \rightarrow T = 1,5 \cdot 9,1 = 13,65\,T$

moment d'encastrement $M = T.a = 13,65 . 0,51 = 6,95\ T.m.$

Efforts dûs charges permanentes :

Poids propre $0,16 \cdot 0,64 \cdot 2,5 = 0,256\ T/ml$

$\Rightarrow G = 2,906\ T/ml.$

Poids plancher $0,535 \cdot 9,90 \cdot \frac{1}{2} = 2,65\ T/ml$

effort tranchant $T = \frac{GL}{2} = \frac{2,906 . 1,02}{2} = 1,482\ T$

moment à l'appui $M = \frac{GL^2}{12} = \frac{2,906 . (1,02)^2}{12} = 0,252\ Tm.$

Efforts dûs aux surcharges :

$P = 0,175 \cdot 9,9 \cdot \frac{1}{2} = 0,87\ T/ml$

effort tranchant $T = \frac{PL}{2} = \frac{0,87 \cdot 1,02}{2} = 0,44\ T$

moment d'encastrement $M = \frac{PL^2}{12} = \frac{0,87 . (1,02)^2}{12} = 0,08\ Tm.$

Efforts dûs au seisme vertical :

$q = (G + \frac{P}{5})\, \sigma_{v\,moy} = (2,906 + \frac{1}{5} . 0,87) \cdot 0,0928 = 0,286\ T/ml$

effort tranchant $T = \frac{qL}{2} = \frac{0,286 . 1,02}{2} = 0,146\ T$

moment d'encastrement $M = \frac{qL^2}{12} = \frac{0,286 . (1,02)^2}{12} = 0,025\ Tm.$

le linteau sera ferraillé sous $G + P + S_v + S_H$.

On aura donc, sous cette combinaison :

$\bar{\sigma}_a = 2800 \cdot 1,5 = 4200\ kg/cm^2$; $\bar{\sigma}'_b = 137 \cdot 1,5 = 205,5\ kg/cm^2.$

$T = 13,65 + 1,482 + 0,44 + 0,146 = \underline{15,718\ T}$

$M = 6,95 + 0,252 + 0,08 + 0,025 = \underline{7,307\ Tm}.$

ferraillage :

$$\mu = \frac{15M}{bh^2\bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 7{,}307 \cdot 10^5}{16 \cdot (60)^2 \cdot 4200} = 0{,}0454 \rightarrow \varepsilon = 0{,}9101 \; ; \; k = 40{,}6 .$$

$$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{40{,}6} = 103{,}45 < \bar{\sigma}'_b = 205{,}5 \text{ kg/cm}^2$$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaires. $(A' = 0)$.

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{7{,}307 \cdot 10^5}{0{,}9101 \cdot 60 \cdot 4200} = 3{,}2 \text{ cm}^2 \rightarrow 2\,T\,16$$

ancrés dans les éléments du mur d'une longueur :

$\ell \geq 50\,\phi \rightarrow \ell = 80$ cm.

effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b\,z} = \frac{15{,}718 \cdot 10^3}{16 \cdot 0{,}9101 \cdot 60} = 18 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0{,}4\,\bar{\sigma}'_b = 0{,}4 \cdot 205{,}5 = 82{,}20 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b$$

aciers transversaux : T 8

$A_t = 1 \text{ cm}^2$; $\bar{\sigma}_{at} = 4200 \text{ kg/cm}^2$; $z = \varepsilon h = 0{,}9101 \cdot 60$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} = \frac{1 \cdot 0{,}9101 \cdot 60 \cdot 4200}{15{,}718 \cdot 10^3} = 14{,}6 \text{ cm}.$$

donc on prend l'espacement $t = 10$ cm.

ETUDE du refend C :

5,18	1,02	2,24	0,92	4,01
I	1	II	2	III

hauteurs linteaux : $h_1 = h_2 = 0,64\ m$.

$a_1 = 0,51\ m$; $c_1 = 2,365\ m$; $i_1 = i_2 = 0,0035\ m^4$; $I_1 = 1,850\ m^4$

$a_2 = 0,46\ m$; $c_2 = 2,022\ m$; $I_2 = 0,150\ m^4$; $I_4 = 0,860\ m^4$;

$\Sigma I = 2,86\ m^4$; $I = 30,95\ m^4$; $\alpha = 7,59$; $H_0 = 40,95\ T$; $M = 368,69\ T.m$

$$\pi_i = H_0\, h \, \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \left[\sum \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right]}\, \phi$$

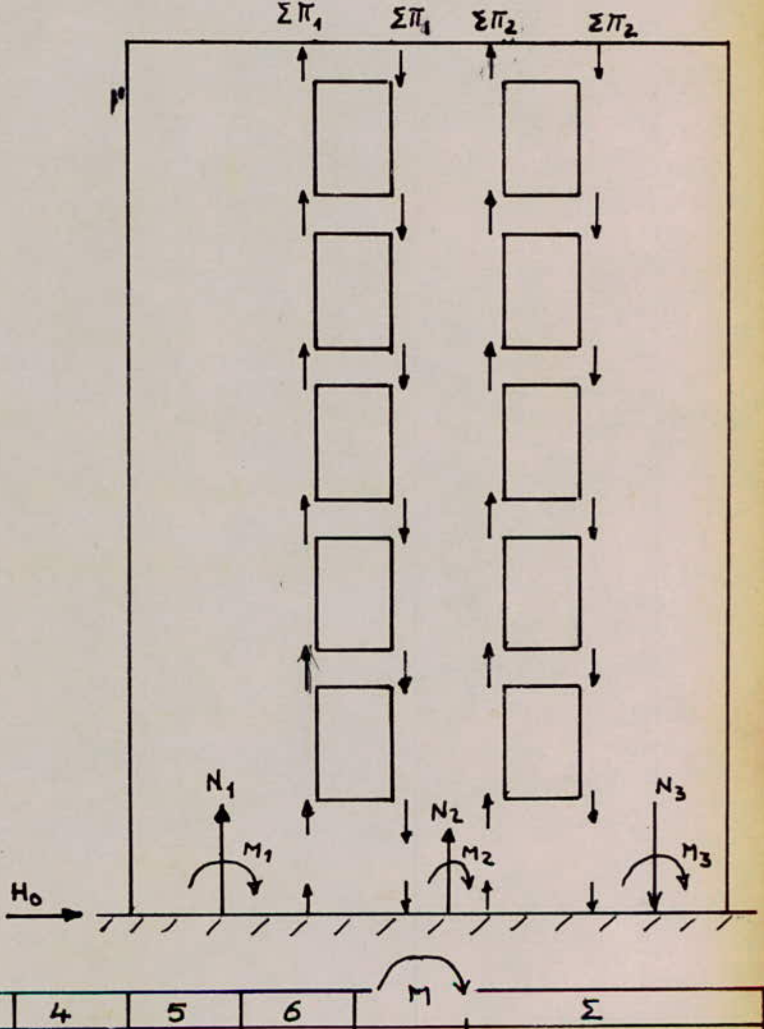
$\pi_2 = 12,75\ \phi$

$\pi_1 = 14,857\ \phi$

$N_1 = \Sigma \pi_1$

$N_2 = \Sigma \pi_2 - \Sigma \pi_1$

$N_3 = -\Sigma \pi_3$.



Niveau	0	1	2	3	4	5	6	M	Σ
ξ	0	0,12	0,29	0,47	0,64	0,82	1		
ϕ	0	0,50	0,76	0,72	0,56	0,34	0,22		
π_2	0	6,375	9,69	9,18	7,14	4,335	2,805		39,525
π_1	0	7,23	11,291	10,697	8,32	5,051	3,268		46,055

Au niveau du rez de chaussée, on a :

$\Sigma \pi_2 = 33,15\,T$; $\Sigma \pi_1 = 38,825\,T$

d'où :

$N_3 = -\Sigma \pi_2 = -33,15\,T$; $N_2 = \Sigma\pi_2 - \Sigma\pi_1 = -5,675\,T$; $N_1 = +\Sigma\pi_1 = +38,825\,T$

On doit avoir : $M = 294,98 = \Sigma M_i + 2\{N_1(c_1+c_2) + N_2 c_2\}$

d'où : $\Sigma M_i = M - 2\left(N_1(c_1+c_2) + N_2 c_2\right)$

$\Sigma M_i = -294,98 - 2\left[-38,825 \cdot 4,387 + 5,675 \cdot 2,022\right] = +18,83\,T.m.$

$$M_i = \frac{I_i}{\Sigma I_i} \cdot \Sigma M_i = + \frac{18,83}{2,86} \cdot I_i = +5,584\, I_i$$

$M_1 = +5,584 \cdot 1,85 = +12,18\,Tm$

$M_2 = +5,584 \cdot 0,15 = +0,988\,Tm$

$M_3 = +5,584 \cdot 0,86 = +5,662\,Tm$

<u>Charges verticales revenant au mur C :</u> (idem que B)

charges permanentes : $G = 22,707\,T/ml$

Surcharges : $P = 4,825\,T/ml$

charge sismique verticale : $S_v = 2,152\,T/ml$,

charge sismique minimale : $21,339\,T/ml$

charges dûes aux garde-corps (1 et 2)

- charges permanentes : $G_1 = 3,225\,T$; $G_2 = 4,087\,T$
- charges sismiques : $S_{v_1} = 0,299\,T$; $S_{v_2} = 0,379\,T$

<u>Stabilité du mur en sous-sol :</u>

Moment au niveau des fondations : $M = 417,83\,Tm$

charge minimale : $N = 21,339 \cdot 13,34 + 3,225 + 4,087 - 0,299 - 0,379 = 291,3\,T$

$$\frac{M}{N} = \frac{417,83}{291,3} = 1,434\,m < \frac{L}{6} = 2,22\,m \Rightarrow \text{le mur est stable.}$$

Calcul des éléments de refend :

Le refend C est composé de trois éléments :

(1) $5,18 \cdot 0,16$

(2) $2,24 \cdot 0,16$

(3) $4,01 \cdot 0,16$

Elément 1 :

$N_1 = (22,707 + 4,825) \cdot 5,18 + 4,087 \mp 0,379 \mp 33,15 \mp 2,152 = 146,7 \mp 2,531 \mp 33,15$

$M_1 = -12,18$ Tm.

a) $S_v \uparrow$; $S_H \curvearrowright$ $N = 111,02$ T ; $M = 12,18$ Tm

$\frac{M}{N} = \frac{12,18}{111,02} = 0,11 \text{ m} < \frac{L}{6} = \frac{5,18}{6} = 0,86 \text{ m}$. Section entier^t comp.

b) $S_v \uparrow$; $S_H \curvearrowleft$ $N = 177,319$ T ; $M = 12,18$ Tm

$\frac{M}{N} = 0,069 < \frac{L}{6} = 0,86 \text{ m}$ Section entièrement comprimée.

c) $S_v \downarrow$, $S_H \curvearrowright$ $N = 116,081$ T, $M = 12,18$ Tm.

$\frac{M}{N} = 0,105 \text{ m} < \frac{L}{6} = 0,86 \text{ m}$ Section entièrement comprimée

d) $S_v \downarrow$, $S_H \curvearrowleft$ $N = 182,381$ T, $M = 12,18$ Tm

$\frac{M}{N} = 0,067 < \frac{L}{6} = 0,86 \text{ m}$ Section entièrement comprimée.

donc dans tous les cas la section est entièrement comprimée.

le cas le plus défavorable, est le cas d.

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} v = \frac{182,381 \cdot 10^3}{518 \cdot 16} \mp \frac{12,18 \cdot 10^5}{1,85 \cdot 10^8} \cdot \frac{518}{2} = 22 \mp 1,71$$

$\sigma'_{b\,max} = 23,71$ kg/cm².

Stabilité au flambement :

L'élément 1 étant raidi il n'y a pas de risque de flambement.

Contrainte admissible de compression :

hauteur libre $h = 2{,}70$ m

$l'_f = 0{,}85\,h = 0{,}85 \cdot 2{,}70 = 2{,}295$ m.

$l_f = \dfrac{l'_f}{1 + \left(\frac{l'_f}{b}\right)^2} = \dfrac{2{,}295}{1 + \left(\frac{2{,}295}{5{,}18}\right)^2} = 1{,}92$ m.

$\lambda = \dfrac{l_f\sqrt{12}}{a} = \dfrac{1{,}92 \cdot \sqrt{12}}{0{,}16} = 41{,}57$

$\alpha = 0{,}79$; $\beta = \dfrac{1}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 0{,}743$; $\gamma = 0{,}83$; $\delta = 1$

$\rho'_b \leq \min\left\{0{,}45 \cdot 0{,}79 \cdot 0{,}83 \cdot 1 \,;\, 0{,}50 \cdot 0{,}79 \cdot 0{,}743 \cdot 0{,}83 \cdot 1\right\} = 0{,}243$

$\overline{\sigma}'_b = 0{,}243 \cdot 270 = 65{,}61$ kg/cm².

Pour sollicitation 2e genre $\overline{\sigma}'_b = 1{,}5 \cdot 65{,}61 = 98{,}4$ kg/cm².

la contrainte max de compression dans l'élément 1 est

$\sigma'_{b\,max} = 23{,}71$ kg/cm² $< \overline{\sigma}'_b = 98{,}4$ kg/cm².

Ferraillage : l'élément sera ferraillé comme un poteau soumis à une compression, sous une contrainte moyenne de

$\frac{2}{3}\,\sigma'_{max} = 15{,}81$ kg/cm².

$A = \dfrac{1{,}25}{1000} \cdot \theta_1 \cdot \theta_2 \cdot \theta_3 \, \dfrac{N'}{\overline{\sigma}'_{b_0}}$ avec $\theta_1 = 1{,}8$; $\theta_2 = 1 + \dfrac{1{,}92}{4 \cdot 16 - 4} = 4{,}2$; $\theta_3 = 1{,}514$

$A = \dfrac{1{,}25}{1000} \cdot 1{,}8 \cdot 4{,}2 \cdot 1{,}514 \cdot \dfrac{15{,}81}{98{,}4} \cdot 518 \cdot 16 = 19{,}05$ cm².

$A = 1{,}84$ cm²/ml / face $\rightarrow$ T8 ($t = 25$ cm).

effort tranchant :

$T = H_{R0} \cdot \dfrac{I_1}{\Sigma I_i} = 29{,}07 \cdot \dfrac{1{,}85}{2{,}86} = 18{,}8$ T faible.

cadres et épingles T6 ($t = 20$ cm).

<u>etude de l'element 2 :</u>

- contrainte de compression admissible et stabilité au flambement :

hauteur libre $h = 2{,}70\ m.$ $\rightarrow$ $l'_f = 0{,}85\,h = 0{,}85 \cdot 2{,}70 = 2{,}295\ m$

$l_f = \dfrac{2{,}295}{1+\left(\dfrac{2{,}295}{2{,}24}\right)^2}$. ou $l_f = \dfrac{b}{2} = 1{,}12\ m$ car $l'_f > b = 2{,}24\ m.$

$\lambda = \dfrac{1{,}12 \cdot \sqrt{12}}{0{,}16} = 24{,}25 \rightarrow \beta = \dfrac{1}{1+2\left(\dfrac{24{,}25}{100}\right)^2} = 0{,}895$; $\alpha = 0{,}79$; $\gamma = 0{,}83$; $\delta = 1$

$\rho'_b \leqslant \min\left\{0{,}45 \cdot 0{,}79 \cdot 0{,}83\ ;\ 0{,}50 \cdot 0{,}79 \cdot 0{,}895 \cdot 0{,}83\right\} = 0{,}295$

$\bar{\sigma}'_b = 0{,}295 \cdot 270 \cdot 1{,}5 = 79{,}65 \cdot 1{,}5 = 119{,}5\ kg/cm^2.$

le mur, ou bien l'élément de mur 2 étant raidi, il n'y a pas risque de flambement.

- efforts dans l'élément 2 :

$N = (22{,}795 + 4{,}825) \cdot 2{,}24 \mp 2{,}152 \mp 5{,}675 = 61{,}87 \mp 2{,}152 \mp 5{,}675$

il est clair que dans tous les cas, l'élément sera entièrement comprimé, car on a $M = -0{,}988\ Tm$ negligeable ; et on aura dans tous les cas $\dfrac{M}{N} < \dfrac{L}{6} = \dfrac{2{,}24}{6} = 0{,}374\ m.$

On a une compression maximale pour $N = 69{,}697\ T.$

d'où $\sigma = \dfrac{N}{S} \mp \dfrac{M}{I}\,v = \dfrac{69{,}697 \cdot 10^3}{224 \cdot 16} \mp \dfrac{0{,}988 \cdot 10^5}{0{,}15 \cdot 10^8} \cdot \dfrac{224}{2} = 19{,}45 \mp 0{,}74$

$\sigma'_{b\,max} = 20{,}19\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b$.

- Ferraillage : de même l'element 2 sera ferraillé comme un poteau soumis à une compression, sous une contrainte moyenne de $\dfrac{2}{3}\sigma'_{b\,max} = \dfrac{2}{3} \cdot 20{,}2 = 13{,}47\ kg/cm^2.$

$A = \dfrac{1{,}25}{1000} \cdot \theta_1\,\theta_2\,\theta_3\,\dfrac{N'}{\bar{\sigma}'_b}$ avec $\theta_1 = 1$, $\theta_2 = 1 + \dfrac{1{,}12}{4 \cdot 0{,}16 - 0{,}04} = 2{,}87$; $\theta_3 = 1{,}514$

$A = \dfrac{1{,}25}{1000} \cdot 1 \cdot 2{,}87 \cdot 1{,}514 \cdot \dfrac{13{,}47}{119{,}5} \cdot 224 \cdot 16 = 2{,}2\ cm^2 = 0{,}5\ cm^2/ml/face.$

T8 ($t = 30\ cm$).

effort tranchant : $T = \frac{0,15}{2,86} \cdot 29,07 = 1,5\,T$

Cadres et epingles T6 (t=20).

Etude de l'élément 3 :

— contrainte admissible de compression et stabilité au flombement :

$\ell'_f = 2,295\,m \qquad \ell_f = \frac{2,295}{1+\left(\frac{2,295}{4,01}\right)^2} = 1,73\,m.$

$\lambda = \frac{1,73\sqrt{12}}{0,16} = 37,46. \qquad \beta = \frac{1}{1+2(0,3746)^2} = 0,781$

$\rho'_b \leq \min\{0,45 \cdot 0,79 \cdot 0,83\ ;\ 0,50 \cdot 0,79 \cdot 0,781 \cdot 0,83\} = 0,256.$

$\bar{\sigma}'_b = 0,256 \cdot 270 \cdot 1,5 = 69,12 \cdot 1,5 = 103,68\ kg/cm^2.$

l'élément ne risque pas de flamber, car, il est raidi.

— efforts dans l'élément 3 :

$N = (22,795 + 4,825) \cdot 4,01 + 3,225 \mp (2,152 + 0,299) \mp 38,825$

$N = 113,98 \mp 2,451 \mp 38,825\ T$

$M = 5,662\ Tm.$

dans tous les cas, $\frac{M}{N} < \frac{L}{6}$, donc l'élément 3 est antierement comprimé dans tous les cas.

$\sigma = \frac{N_{max}}{S} \mp \frac{M}{I} v = \frac{155,256 \cdot 10^3}{401 \cdot 16} \mp \frac{5,662 \cdot 10^5}{0,86 \cdot 10^8} \cdot \frac{401}{2} = 24,2 \mp 1,32$

$\sigma'_{b\,max} = 25,52\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b.$

— Ferraillage : comme poteau, sous une contrainte moyenne de

$\frac{2}{3}\sigma_{max} = \frac{2}{3} \cdot 25,52 = 17$

$A = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \frac{N'}{\bar{\sigma}'_b} \qquad \theta_1 = 1,4\ ;\ \theta_2 = 1 + \frac{1,73 \cdot 10^2}{4 \cdot 16 - 4} = 3,884\ ;\ \theta_3 = 1,514$

$A = \frac{1,25}{1000} \cdot 1,4 \cdot 3,884 \cdot 1,514 \cdot \frac{17}{103,68} \cdot 401 \cdot 16 = 18,83\ cm^2 = 1,35\ cm^2/ml/face.$

T8 (t = 25cm)

aciers transversaux T6 (t = 20 cm).

Ferraillage des Linteaux :

On s'intéresse au linteau le plus sollicité, qui celui du RDC, et appartenant à la deuxième file d'ouvertures.

Les dimensions de ce linteau sont (16 . 64 . 92)

efforts sous seisme horizontal :

$T' = 11,29\ T \rightarrow T = 1,5 \cdot 11,29 = 16,935\ T$

$M = T \cdot a = 16,935 \cdot 0,46 = 7,79\ T.m.$

efforts sous seisme vertical :

$q = 0,8\ T/ml \ ; \ T = \frac{ql^2}{2} = \frac{0,8 \cdot 0,92}{2} = 0,368\ T \ ; \ M = \frac{ql^2}{12} = 0,056\ Tm.$

efforts sous charges permanentes :

$q = 2,65 + 0,256 = 2,906\ T/ml \ ; \ T = 1,338\ T \ ; \ M = 0,205\ Tm$

efforts sous les surcharges :

$q = 0,87\ T/ml \ ; \ T = 0,87 \cdot \frac{0,92}{2} = 0,4\ T \ ; \ M = 0,06\ Tm.$

* le linteau sera ferraille sous $G + P + S_H + S_V$.

$\bar{\sigma}_a = 2800 \cdot 1,5 = 4200 \ ; \ \bar{\sigma}'_b = 137 \cdot 1,5 = 205,5\ kg/cm^2.$

Efforts sous $G + P + S_H + S_V$:

$T = 16,935 + 0,368 + 1,338 + 0,4 = 19,041\ T$

$M = 7,79 + 0,056 + 0,205 + 0,06 = 8,111\ Tm.$

$\mu = \frac{15 M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 8,111 \cdot 10^5}{16 \cdot (60)^2 \cdot 4200} = 0,0502 \rightarrow k = 32,6 \ ; \ \varepsilon = 0,895$

$\sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{4200}{32,6} = 128,84\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 205,5\ kg/cm^2.$

donc les aciers comprimés ne sont pas nécessaire. ($A' = 0$)

$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{8,111 \cdot 10^5}{0,895 \cdot 60 \cdot 4200} = 3,6\ cm^2 \rightarrow 2\ T16$

Ancrés dans les éléments du refend d'une longueur $l = 50\phi = 80\ cm.$

effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b\,z} = \frac{19{,}041 \cdot 10^3}{16 \cdot \frac{7}{8} \cdot 60} = 22{,}67 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 0{,}4\ \bar{\sigma}'_b = 0{,}4 \cdot 205{,}5 = 82{,}2 \text{ kg/cm}^2 > \tau_b .$$

$T8 \rightarrow A_t = 1 \text{ cm}^2 \quad \bar{\sigma}_{at} = 4200 \text{ kg/cm}^2.$

$$t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}_{at}}{T} \qquad z = \frac{7}{8} \cdot h = \frac{7}{8} \cdot 60$$

$$t = \frac{1 \cdot 4200 \cdot 7 \cdot 60}{8 \cdot 19041} = 11 \text{ cm}$$

d'où $T8$ ($t = 10$ cm).

ETUDE DU refend D

Charges verticales revenant au mur D :

	G (T/ml)	P (T/ml)	$G+\frac{P}{5}$ (T/ml)	S_v (T/ml)
T	2,987	0,345	3,056	0,487
4	3,020	0,638	3,141	0,417
3	3,020	0,638	3,141	0,333
2	3,020	0,638	3,141	0,249
1	3,020	0,638	3,141	0,167
R	3,026	0,604	3,147	0,084
S/S	0,60	0,00	0,60	0
Σ	18,693	3,501	19,367	1,737

Stabilité du mur :

charge minimale sur le mur $N_{min} = 19,367 - 1,737 = 17,63$ T/ml.

$N_{min} = 17,63 \cdot 10,57 = 186,349$ T

Moment au niveau des fondation $M = 299,97$ T.m.

$$\frac{M}{N} = \frac{299,97}{186,349} = 1,61 < \frac{L}{6} = \frac{10,8}{6} = 1,8 \text{ m}.$$

donc le mur est stable.

Contrainte max dans le mur :

$N_{max} = (18,693 + 3,501 + 1,737) \cdot 10,57 = 252,951$ T ; $M = 299,97$ Tm

$$\sigma = \frac{N}{S} \mp \frac{M}{I} \cdot v = \frac{252,95\,10^3}{1057 \cdot 16} \mp \frac{299,97 \cdot 10^5}{16 \cdot (1057)^2} \cdot 6 = 14,96 \mp 10,07$$

$\sigma_{max} = 25,03$ kg/cm². $< \bar{\sigma}'_b = 93$ kg/cm².

Ferraillage : même ferraillage que A.

A. Etude des mur en sous-sol :

Contrainte admissible : le cas le plus defavorable est celui du mur E.

$\ell_0 = 2{,}85\ m$; $\ell'_f = 0{,}7 \cdot 2{,}85 = 1{,}995\ m < b = 2{,}84\ m \rightarrow$

$$\ell_f = \frac{\ell'_f}{1+\frac{1}{2}\left(\frac{\ell'_f}{b}\right)^2} = 1{,}60\ m \rightarrow \lambda = \frac{\ell_f\sqrt{12}}{a} = \frac{1{,}60\sqrt{12}}{0{,}16} = 34{,}64$$

$$\beta = \frac{1}{1+2\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 0{,}81 \ ; \ \alpha = \frac{a-10e/3}{a} = \frac{16-10\cdot 1/3}{16} = 0{,}79$$

$\gamma = 0{,}83$; $\delta = 1$.

$$\rho'_b \leq \min\{0{,}45\,\alpha\gamma\delta\ ;\ 0{,}50\,\alpha\gamma\delta\beta\} = \min\{0{,}295\ ;\ 0{,}266\} = 0{,}266$$

$\bar{\sigma}'_b = 0{,}266 \cdot 270 = 71{,}82\ kg/cm^2$ au seisme $\bar{\sigma}'_b = 1{,}5 \cdot 71{,}82 = 107{,}7\ kg/cm^2$

$$\bar{\sigma}'_b = 107{,}70\ kg/cm^2.$$

Problème de mur instable :

Soit un mur soumis à un effort de compression N et un moment de renversement M.

Si $e = \frac{M}{N} < \frac{\ell}{6}$ le mur est stable

Si $e = \frac{M}{N} > \frac{\ell}{6}$ le mur est instable

Dans ce deuxième cas il y a décollement de la semelle d'un coté, pour l'éviter, on mobilise des forces stabilisatrices V et V' dans les murs perpendiculaires.

Pour la determination de ces forces on utilise la methode exposée par Albiges et Goulet dans les annales de l'IBTP.

Exposé de la methode :

Soit N la charge verticale directement appliquée sur la semelle propre du refend, et M le moment de renversement au niveau des fondations.

Les forces stabilisatrices inconnues V et V' seront determinées par deux conditions relatives à la semelle du refend qui sont :

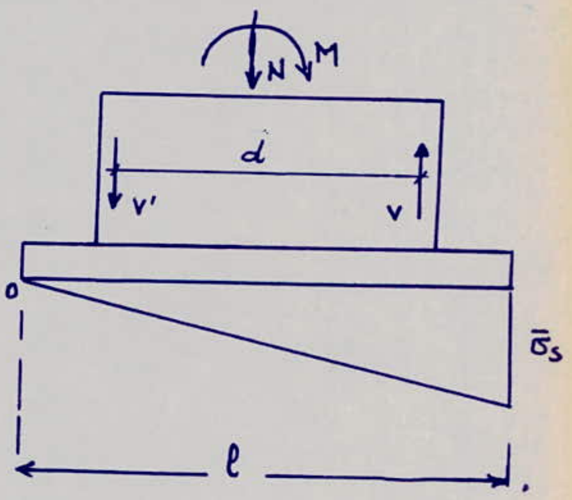
1. la contrainte admissible sur le sol n'est pas dépassée sur au bord le plus chargé.

2. Il n'y a pas decollement de la semelle à l'autre bord.

Soit :

S = la surface de la semelle propre du refend.

I/v = Son module de resistance.



Les conditions ci-dessus s'expriment ainsi :

$$\frac{N-(V-V')}{S} + \frac{M-\frac{d}{2}(V+V')}{I/v} = \bar{\sigma}_s \qquad (1)$$

$$\frac{N-(V-V')}{S} - \frac{M-\frac{d}{2}(V+V')}{I/v} = 0 \qquad (2)$$

d'où l'on tire :

$$V-V' = N - S\,\frac{\bar{\sigma}_s}{2}$$

$$V+V' = \frac{2}{d}\left[M - \frac{I}{v}\cdot\frac{\bar{\sigma}_s}{2}\right]$$

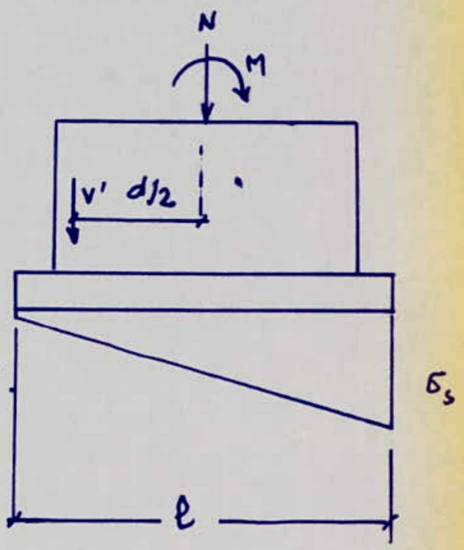
La resolution de ce systeme, nous donne les forces inconnues V et V'.

Remarque :

Si la resolution du système, nous donne une force négative (ce qui n'est pas conforme aux hypothèses), on considère que cette force est nulle, et on determine l'autre par les conditions d'equilibre exterieur avec en plus $e = \frac{M'}{N'} = \frac{\ell}{6}$.

Ex : Si on trouve $V < 0$; on pose $V = 0$

et on écrit que :



$N' = N + V'$ (1)

$M' = M - V' \cdot \frac{d}{2}$ (2)

$\frac{M'}{N'} = e = \frac{\ell}{6}$ (3)

Ce qui nous permettra de determiner V'.

$$\sigma_s = \frac{2(N+V')}{S} = \frac{2N'}{S}.$$

Etude du mur E :

charges verticales revenant au mur E :

Niv	G (T/ml)	P (T/ml)	$G+\frac{P}{5}$ (T/ml)	S_v (T/ml)	N_{min} (T/ml)
T	0,903	0,05	0,904	0,144	0,760
4	1,444	0,088	1,462	0,194	1,268
3	1,444	0,088	1,462	0,155	1,307
2	1,444	0,088	1,462	0,116	1,346
1	1,444	0,088	1,462	0,078	1,384
RDC	1,456	0,088	1,474	0,039	1,435
S/S	0,60	0	0,60	0	0,60
Σ	8,735	0,490	8,826	0,726	8,10

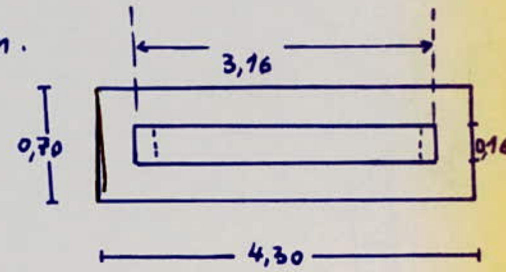
seisme horizontal :

Le seisme horizontal dirigé dans le sens longitudinal produit dans E, au niveau des fondations un moment $M = 28,618$ T.m.

Stabilité du mur :

$M = 28,618\ T.m$; $N_{min} = 8,10 \cdot 3,00 = 24,3\,T$

$$\frac{M}{N} = \frac{28,618}{24,3} = 1,178\ m > \frac{l}{6} = \frac{4,30}{6} = 0,70\ m.$$



le mur est instable.

calcul des forces stabilisatrices :

$S = 4,30 \cdot 0,7 = 3,01\ m^2$

$$I/v = \frac{0,7 \cdot (4,3)^2}{6} = 2,16\ m^3.$$

$\bar{\sigma}_s = 2,5 \cdot 1,75 = 43,75\ T/m^2.$

$$V - V' = N - \frac{S\bar{\sigma}_s}{2} = 24,3 - \frac{3,01 \cdot 43,75}{2} = -41,54$$

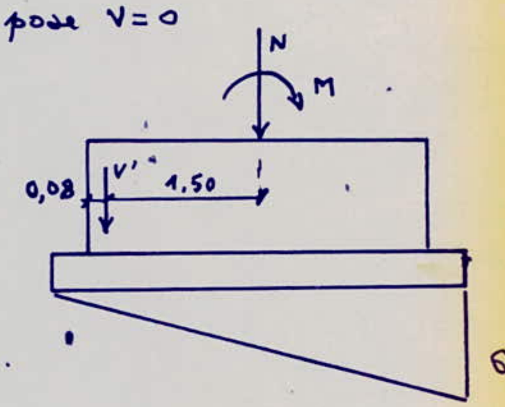
$$V + V' = \frac{2}{d}\left(M - \frac{I}{v} \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{2}\right) = \frac{2}{3,00}\left(28,618 - 2,16 \cdot \frac{43,75}{2}\right) = -12,42$$

$2V = -(41,54 + 12,42) \Rightarrow V < 0$ on pose $V = 0$

d'où $N' = N + V'$

$M' = M - V' \cdot \frac{d}{2}$ avec $\frac{d}{2} = 1,5\,m$

$e = \frac{M'}{N'} = \frac{l}{6}$ avec $l = 4,30\ m.$



on tire : $V' = \dfrac{M - N\frac{l}{6}}{\frac{d}{2} + \frac{l}{6}}$ $\quad \frac{l}{6} = 0,70\ m.$

$$V' = \frac{28,618 - 0,70 \cdot 24,3}{1,50 + 0,70} = 5,28\ T$$

$$\sigma_s = \frac{2(N + V')}{S} = \frac{2(24,3 + 5,28)}{3,01} = 19,65\ T/m^2$$

calcul du mur en flexion composée :

$e = \frac{M}{N} = 1,178\ m$; $c = \frac{h_t}{2} - e = \frac{3,16}{2} - 1,178 = 0,404\ m$

$$\mathcal{M} = \frac{h_t}{2} N + M = 1,5 \cdot 24,3 + 28,618 = 65,068\ Tm.$$

$$K_h = \frac{h}{\sqrt{M/b}} = \frac{3,08 \cdot 10^2}{(65,068 \cdot 10^5/20)^{1/2}} = 0,54\ cm\ kg^{-1/2}$$

$\ell' = k_h^2 \cdot \bar{\sigma}_a = (0{,}54)^2 \cdot 4200 = 1224{,}65$

d'où $k' = 86{,}3$; $k_{y_1} = 0{,}148$; $k_z = 0{,}9807$

donc $y_1 = k_{y_1} \cdot h = 0{,}148 \cdot 3{,}08 = 0{,}456$ m

$z = k_z \cdot h = 0{,}9807 \cdot 3{,}08 = 3{,}02$ m

$\sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{k'} = \dfrac{4200}{86{,}3} = 48{,}66$ kg/cm² < 107,7 kg/cm².

$F = \dfrac{\mathcal{M}}{z} - N = \dfrac{65{,}068}{3{,}020} - 24{,}3 = 21{,}54 - 24{,}54 < 0$

On trouve une section d'aciers tendus négative, parce que on a supposée que ces aciers travaillent à leur contrainte admissible, et qu'en réalité ils travaillent à une contrainte inferieure.

On passe donc au calcul exact en flexion (resolution de l'equation du 2ième degré. $y_2^3 + y_2 \cdot \ell + q = 0$.

d'où l'on tire $y_1 = y_2 + c$.

$\ell = -3c^2 + \dfrac{6nA}{b}(h_t - d - c) - \dfrac{6nA'}{b}(c - d')$

$q = -2c^3 - \dfrac{6nA}{b}(h_t - d - c)^2 - \dfrac{6nA'}{b}(c + d')^2$

On posant $A = 2T12 = 2{,}26$ cm² ; $A' = 0$,

On trouve $\ell = -0{,}15$; $q = -1{,}04$

donc $y_2^3 - 0{,}15\, y_2 - 1{,}04 = 0 \rightarrow y_2 = 1{,}063$ m.

$y_1 = y_2 + c = 1{,}063 + 0{,}404 = 1{,}467$ m

$I = \dfrac{b\, y_1^3}{3} + nA'(y_1 - d')^2 + nA(h_t - d - y_1)^2 =$

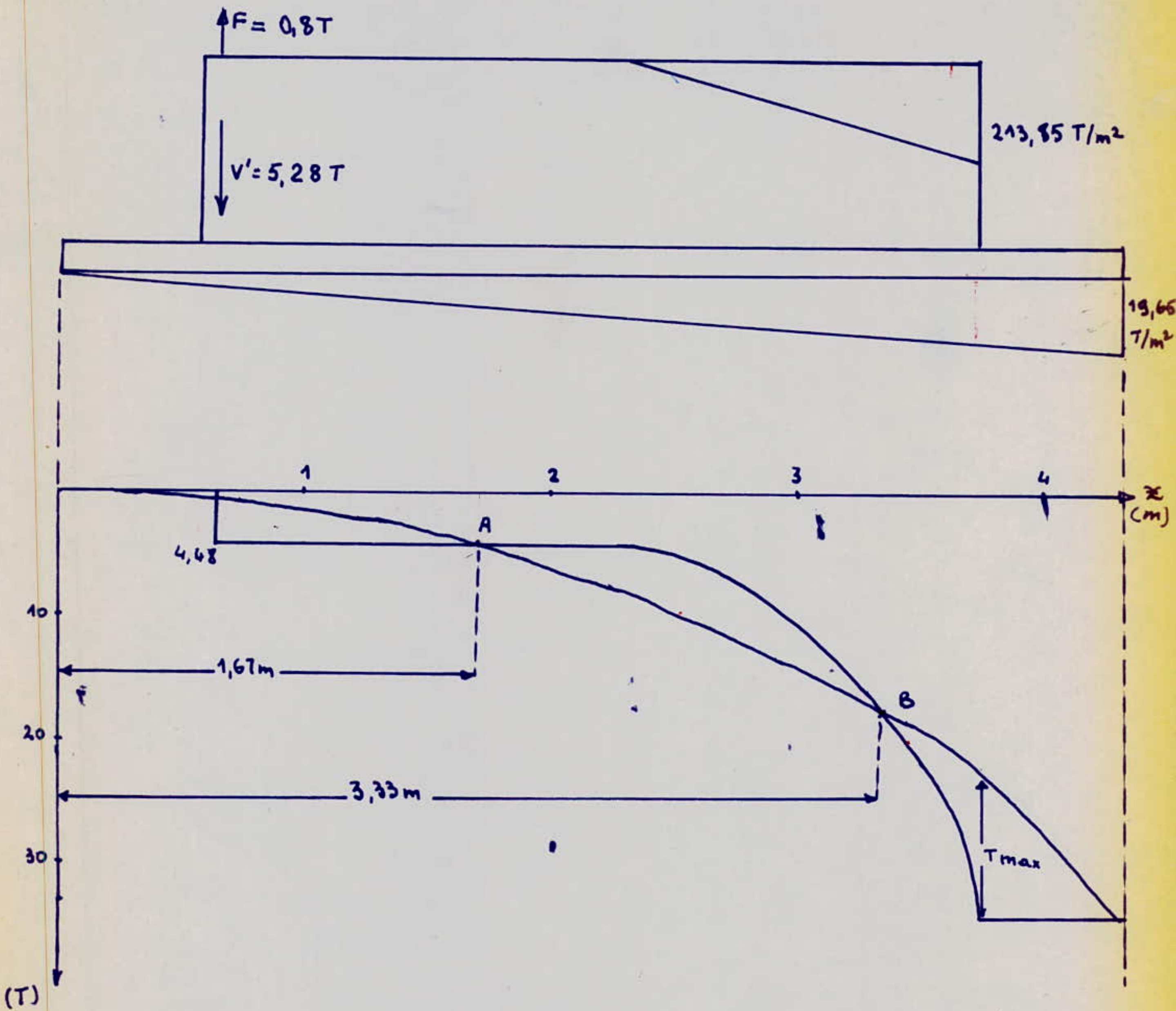
$= \dfrac{0{,}16 \cdot (1{,}467)^3}{3} + 0 + 15 \cdot 2{,}26 \cdot 10^{-4}(3{,}16 - 0{,}08 - 1{,}467)^2 = 0{,}177$ m⁴

$k = \dfrac{N y_2}{I} = \dfrac{24{,}3 \cdot 1{,}063}{0{,}177} = 145{,}773$ T/m³

$\sigma'_b = k y_1 = 145{,}773 \cdot 1{,}467 = 213{,}85$ T/m² < $\bar{\sigma}'_b = 107{,}7$ kg/cm²

$\sigma_a = n K (h_t - d - y_1) = 3526{,}98$ T/m² < 4200 kg/cm² → $F = A\sigma_a = 0{,}8$ T.

Diagrammes des charges sur le mur en S-sol et la semelle :



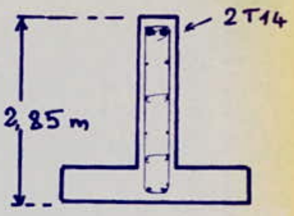
Les points d'intersection (A et B) des 2 diagrammes sont les points d'efforts tranchants nuls, donc des points de moment max.

L'effort tranchant max est donné par la distance max entre les 2 courbes. dans notre cas : $T_{max} = 2{,}3 \cdot 5 = 11{,}5\ T$

$T_A = 0 \rightarrow M_A = -4{,}48 \cdot 1{,}02 + 1{,}6\,(1{,}67)^2 \cdot \frac{1{,}67}{3} = -2{,}09\ T \cdot m$

$T_B = 0 \rightarrow M_B = -4{,}48 \cdot 2{,}68 - 1{,}6\,(3{,}33)^2 \cdot \frac{3{,}33}{3} + 11{,}66\,(3{,}33 - 2{,}833)^3 \cdot \frac{1}{3} = -31{,}22\ Tm$

Ferraillage du mur :



$$A_{sup} = \frac{M}{\bar{z}\,\bar{\sigma}_a} = \frac{31,22 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 280 \cdot 4200} = 3,034\ cm^2 \rightarrow 2T14$$

Aciers tranversaux :

$$T = 11,5\ T \rightarrow \tau_b = \frac{T}{b_0 z} = \frac{11,5 \cdot 10^3}{\frac{7}{8} \cdot 280 \cdot 16} = 2,93\ kg/cm^2 < 3,5\,\bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20\ kg/cm^2$$

$$\bar{t} = \max\left\{ h\left(1 - \frac{0,3\,\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right) ; 0,2h \right\} = \max\{23,8\ cm ; 56\ cm\} = 56\ cm.$$

$t \leq \bar{t}$ on prend $t = 30$ cm.

On prend donc pour les armatures transversales des T8 ($t = 30$ cm).

Pour les armatures de peau, on prend des T6 ($t = 30$ cm).

Ferraillage du mur en RDC :

$\sigma'_b = 21,385$ kg/cm². On ferraille la partie comprimée comme un poteau soumis à compression simple sous une contrainte moyenne de $\frac{2}{3}\sigma'_b = \frac{2}{3} \cdot 21,385$ kg/cm².

$$A_v = \frac{1,25}{1000} \cdot \theta_1 \theta_2 \theta_3 \cdot \frac{2}{3}\,\frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_b}\, b\, h_t \qquad h_t : \text{longueur comprimée} = y_1.$$

$$\theta_1 = 1 \;;\; \theta_2 = 1 + l_f/4a - 2c = 3,579 \;;\; \theta_3 = 1 + \frac{2160}{4200} = 1,514.$$

$$A_v = \frac{1,25}{1000} \cdot 1 \cdot 3,579 \cdot 1,514 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{21,385}{71,82} \cdot 16 \cdot 146,7 = 3,16\ cm^2.$$

$A_v = 1,1$ cm²/face/ml. $A_H = 0,5$ cm²

donc on prend soit un treillis soudé TS 570U.

Soit ~~des~~ : pour A_v des T8 ($e = 30$ cm) et pour A_H des T6 ($e = 20$ cm).

Stabilité au flambement :

Le mur étant raidis par deux extrémite, donc il ne risque pas de flamber.

Etude du mur sous façade F_a :

charge verticales revenant aux murs sous façades :

Niv.	G (T/ml)	P (T/ml)	$G+\frac{P}{5}$ (T/ml)	S_v (T/ml)	N_{min} (T/ml)	Cumule
T	1,478	0,100	1,498	0,238	1,259	1,259
4	1,780	0,175	1,815	0,241	1,574	2,833
3	"	"	"	0,192	1,622	4,455
2	"	"	"	0,144	1,670	6,125
1	"	"	"	0,096	1,718	7,843
RDC	1,738	"	1,793	0,048	1,745	9,588
S/S	0,60	0	0,60	0	0,60	10,188
Σ	10,956	0,975	11,150	0,959	10,188	

Rem : $N_{min} = (1-\sigma_v)(G+\frac{P}{5})$.

Seisme horizontal sens longitudinal : produit au niveau des fondations sous Fa un moment de renversement $M = 1106,62$ T.m.

Stabilité du mur :

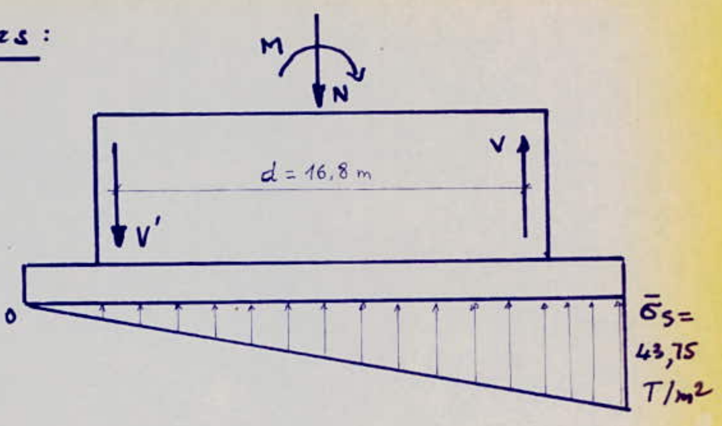
$M = 1106,62$ T.m ; $N_{min} = 10,188 \cdot 16,80 = 171,16$ T

$$\frac{M}{N} = \frac{1106,62}{171,16} = 6,465 \text{ m} > \frac{l}{6} = \frac{17,8}{6} = 2,97 \text{ m}.$$

Le mur n'est pas stable dans son ensemble, il y a decollement de la semelle du bord le moins chargé, pour l'eviter on mobilise des forces stabilisatrices dans les murs perpendiculaires.

Rem : L'effet du seisme horizontal est le même dans les
deuxsens ↔
deux sens ↔ .

Calcul des forces stabilisatrices :



$$V+V' = N - S\frac{\bar{\sigma}_s}{2}$$

$$= 171,16 - 12,46 \cdot \frac{43,75}{2}$$

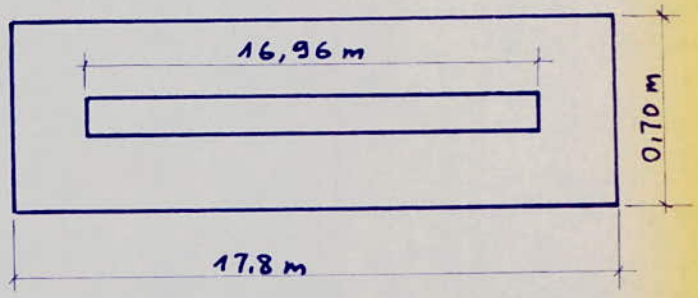
$$= -101,4 \ T$$

$$V+V' = \frac{2}{d}\left(M - \frac{I}{v}\cdot\frac{\bar{\sigma}_s}{2}\right)$$

$$= \frac{2}{16,8}\left(1106,62 - 36,96\cdot\frac{43,75}{2}\right)$$

$$= 35,49 \ T$$

$$2V = -65,91 \ T \rightarrow V < 0$$



Alors on pose $V = 0$ et on calcul V' : (fig. ci dessous)

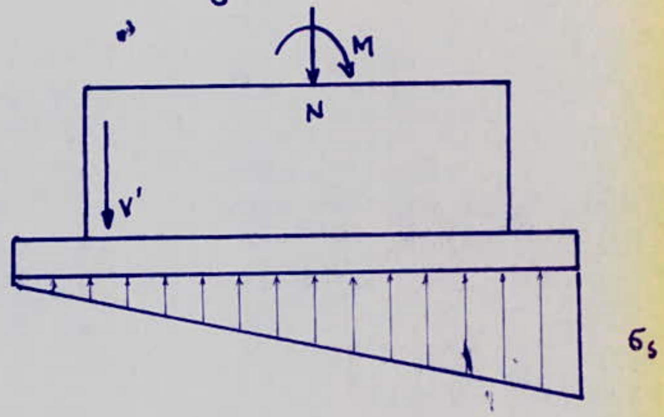
$$S = 17,80 \cdot 0,7 = 12,46 \ m^2$$

$$I/v = \frac{0,7\cdot(17,8)^2}{6} = 36,96 \ m^3$$

$$V' = \frac{M - N\,\ell/6}{\frac{d}{2} + \ell/6}$$

$$= \frac{1106,62 - 171,16\cdot 2,97}{8,40 + 2,97}$$

$$= 52,62 \ T$$



$$\sigma_s = \frac{2(N+V')}{S}$$

$$= \frac{2(171,16 + 52,62)}{12,46} = 35,92 \ T/m^2.$$

Calcul du mur en flexion composée :

$$\mathcal{M}_f = 1106,62 + 171,16\cdot\frac{16,6}{2} = 2527,25 \ T.m \qquad k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{\mathcal{M}_f}{b}}}$$

$$k_h = \frac{h = 1680}{\sqrt{\frac{2527,25\cdot 10^5}{20}}} = 0,4726$$

$$\rho' = k_h^2 \cdot \bar{\sigma}_a = \overline{0,4726}^2 \cdot 4200 = 938,10 \quad \text{d'où} \begin{cases} k' = 74,3 \\ k_{y_1} = 0,1675 \\ k_3 = 0,940 \end{cases}$$

donc : $\sigma'_b = \dfrac{4200}{74,3} = 56,527\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 107,7\ kg/cm^2$.

$y_1 = K_{y_1} \cdot h = 16,60 \cdot 0,1675 = 2,7805\ m$

$z = k_z \cdot h = 0,940 \cdot 16,60 = 15,60\ m$.

d'où $F_z = \dfrac{M_t}{z} - N = \dfrac{2527,25}{15,60} - 171,16 < 0$.

donc il faire travailler L'acier à une contrainte un peu inferieure à sa contrainte admissible.

on a : $h_t = 16,96\ m$; $b = 0,20\ m$; $c = \dfrac{h_t}{2} - e = \dfrac{16,96}{2} - 6,465 = 2,015\ m$

$d = 0,08\ m$ et on pose $A = 2T20 = 6,28\ cm^2$; $A' = 0$

$p = -3c^2 + \dfrac{nA}{b}(h_t - d - c) = -7,78\ m^2$

$q = -2c^3 - \dfrac{nA}{b}(h_t - d - c)^2 = -78,8\ m^3$

$y_2^3 + p y_2^2 + q = 0 \rightarrow y_2^3 - 7,78\, y_2 - 78,8 = 0 \Rightarrow y_2 = 4,888\, m.$
$y_1 = 6,90\ m$

$I = \dfrac{b\, y_1^3}{3} + nA(h_t - d - y_1)^2 = 22,84\ m^4$

$k = \dfrac{N y_2}{I} = \dfrac{171,16 \cdot 4,8885}{22,84} = 36,63\ T/m^3$.

$\sigma'_b = k\, y_1 = 36,63 \cdot 6,9 = 252,75\ T/m^2 < \bar{\sigma}'_b = 107,7\ kg/cm^2$.

$\sigma_a = 15 \cdot k(h_t - d - y_1) = 548,35\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 4200\ kg/cm^2$.

d'ou $F = A\sigma_a = 548,35 \cdot 6,28 = 3440\ kg = 3,44\, T$

<u>Diagrammes des charges sur le mur et La samelle :</u>

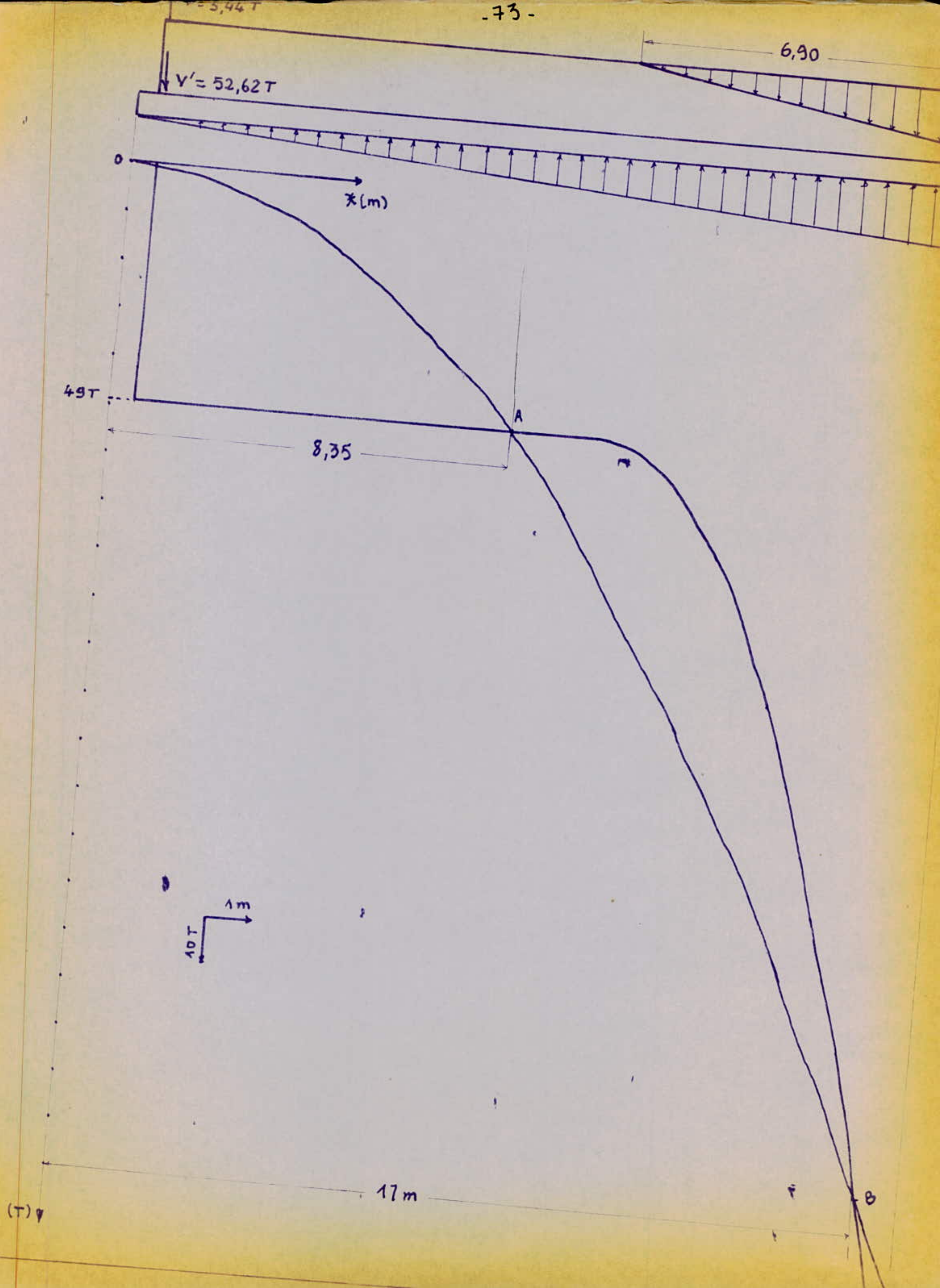
d'apres cés diagrammes (page suivante) on tire :

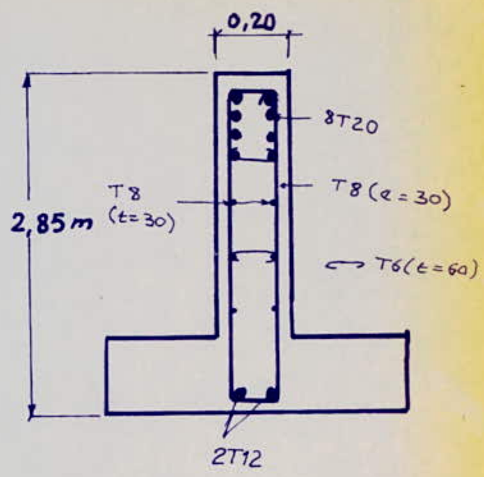
$T_{max} = 49\, T$

$T_A = 0 \rightarrow M_A = 0,7063 \cdot \overline{8,35}^3 \cdot \frac{1}{3} - 49,18 \cdot 7,85 = -249\ T.m.$

$T_B = 0 \rightarrow M_B = 0,7063 \cdot (17)^3 \cdot \frac{1}{3} - 49,18 \cdot 16,50 - 3,663(6,94)^3 \cdot \frac{1}{3} = -63\ T.m.$

d'où $M_{max} = Max\{M_A, M_B\} = 249\ Tm$.


V = 5,44 T
6,90
V' = 52,62 T
0
x (m)
49 T
A
8,35
1 m
10 T
17 m
(T)
B



Ferraillage du mur :

On a $M_{max} = 249$ T.m

$h = 285 - 5 = 280$ cm.

$z = \frac{7}{8} h = \frac{7}{8} . 280 = 245$ cm.

$\bar{\sigma} = 4200$ kg/cm².

$$A = \frac{M}{z \bar{\sigma}_a} = \frac{249.10^5}{245.4200} = 24{,}2 \text{ cm}^2.$$

8T20 = 25,13 cm² > 24,2 cm².

Pour les aciers de montage on prend 2T12

Pour les aciers transversaux on prend des T8 (cadres).

donc $A_t = 2T8 = 1$ cm²; $\bar{\sigma}_{a_t} = 2400$ kg/cm² ; $T = T_{max} = 49$ T

L'espacement de ces cadres sera :

$$t = \frac{A_t . z . \bar{\sigma}_{a_t}}{T} = \frac{1.245.4200}{49000} = 21 \text{ cm}$$

On laisse $t = 20$ cm.

Pour les armatures de peau, on met des T8 éspacées de 30 cm. les épingles seront en T6 espacées de 60 cm.

Stabilite au flambement :

le mur en sous-sol sous la façade F_a étant raidis en six points, donc il n'y a pas de risque de flambement.

ETUDE DU MUR SOUS FAÇADE F_{12} OU F'_{12} :

Charges verticales revenant au mur :

(voir tableau du mur sous F_a)

Seisme horizontal sens longitudinal :

Produit au niveau de la semelle du mur un moment $M = 184,98$ T.m

Stabilité du mur :

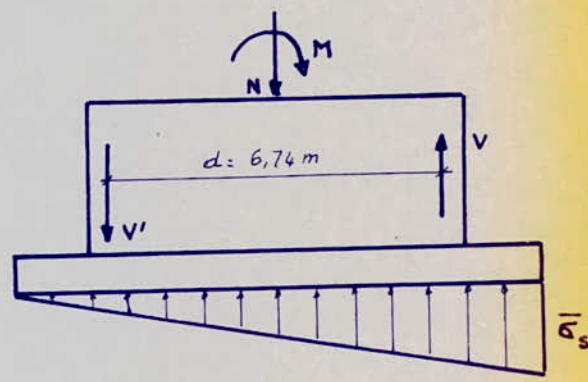
$M = 184,98$ T.m ; $N_{min} = 10,188 \cdot 6,9 = 70,297$ T

$e = \frac{M}{N} = \frac{184,98}{70,297} = 2,63 \text{ m} > \frac{\ell}{6} = \frac{7,2}{6} = 1,20 \text{ m}$

ℓ : 7,20 m = longueur de la semelle.

$e > \frac{\ell}{6}$ donc le mur n'est pas stable.

Calcul des force stabilisatrices :



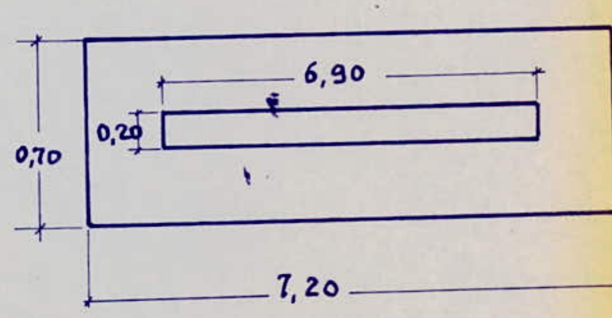
$V - V' = N - S \frac{\bar{\sigma}_s}{2}$

$V + V' = \frac{2}{d}\left(M - \frac{I}{v} \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{2}\right)$

$S = 7,20 \cdot 0,70 = 5,04 \text{ m}^2$

$I/v = \frac{0,70\,(7,2)^2}{6} = 6,05 \text{ m}^3$

$\bar{\sigma}_s = 1,75 \cdot 2,5 = 43,75 \text{ T/m}^2$

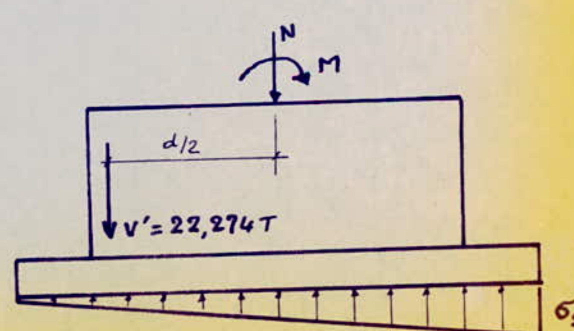


d'où $V - V' = -39,953$ T

$V + V' = 15,62$ T

$2V = -43,33 \rightarrow V < 0$

On pose don $V = 0$ et on calcul V' :



$V' = \frac{M - \frac{\ell}{6} \cdot N}{\frac{\ell}{6} + \frac{d}{2}} = \frac{184,98 - 1,2 \cdot 70,297}{1,2 + \frac{6,74}{2}}$

$V' = 22,274$ T

$\sigma_s = \frac{2(N + V')}{S} = 36,74 \text{ T/m}^2$.

Calcul du mur en flexion composée :

$\mathcal{M}_f = 184,98 + 70,297 \cdot 3,4 = 423,966$ T.m

$$k_h = \frac{h}{\sqrt{\frac{\mathcal{M}_f}{b}}} = 680 / \sqrt{\frac{423,966 \cdot 10^5}{20}} = 0,467 \text{ cm / kg}^{1/2}$$

$\rho' = k_h^2 \cdot \bar{\sigma}_a = 916,149 \rightarrow k' = 73,43$; $k_{y_1} = 0,1675$; $k_z = 0,9434$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{73,43} = 57,19 < 107,7 \text{ kg/cm}^2.$$

$y_1 = k_{y_1} \cdot h = 0,1675 \cdot 680 = 113,9$ cm $= 1,139$ m.

$z = k_z \cdot h = 0,9434 \cdot 680 = 641,5$ cm $= 6,415$ m.

$$F = \frac{\mathcal{M}_f}{z} - N = \frac{423,966}{6,415} - 70,297 < 0$$

donc il faut faire travailler l'acier à une contrainte inferieure à sa contrainte admissible.

On a $e = 2,63$ m ; $c = \frac{h_t}{2} - e = \frac{6,9}{2} - 2,63 = 0,82$ m.

$d = 0,02$ m ; $b = 0,20$ m ; $h_t = 6,90$ m. on pose $A = 2T12 = 2,26$ cm^2

d'où : $p = -3c^2 + \frac{nA}{b}(h_t - d - c) = -1,4$

$q = -2c^3 - \frac{nA}{b}(h_t - d - c)^2 = -4,84$

$y_2^3 + p y_2 + q = 0 \rightarrow y_2 = 1,966$ m $\rightarrow y_1 = 2,786$ m.

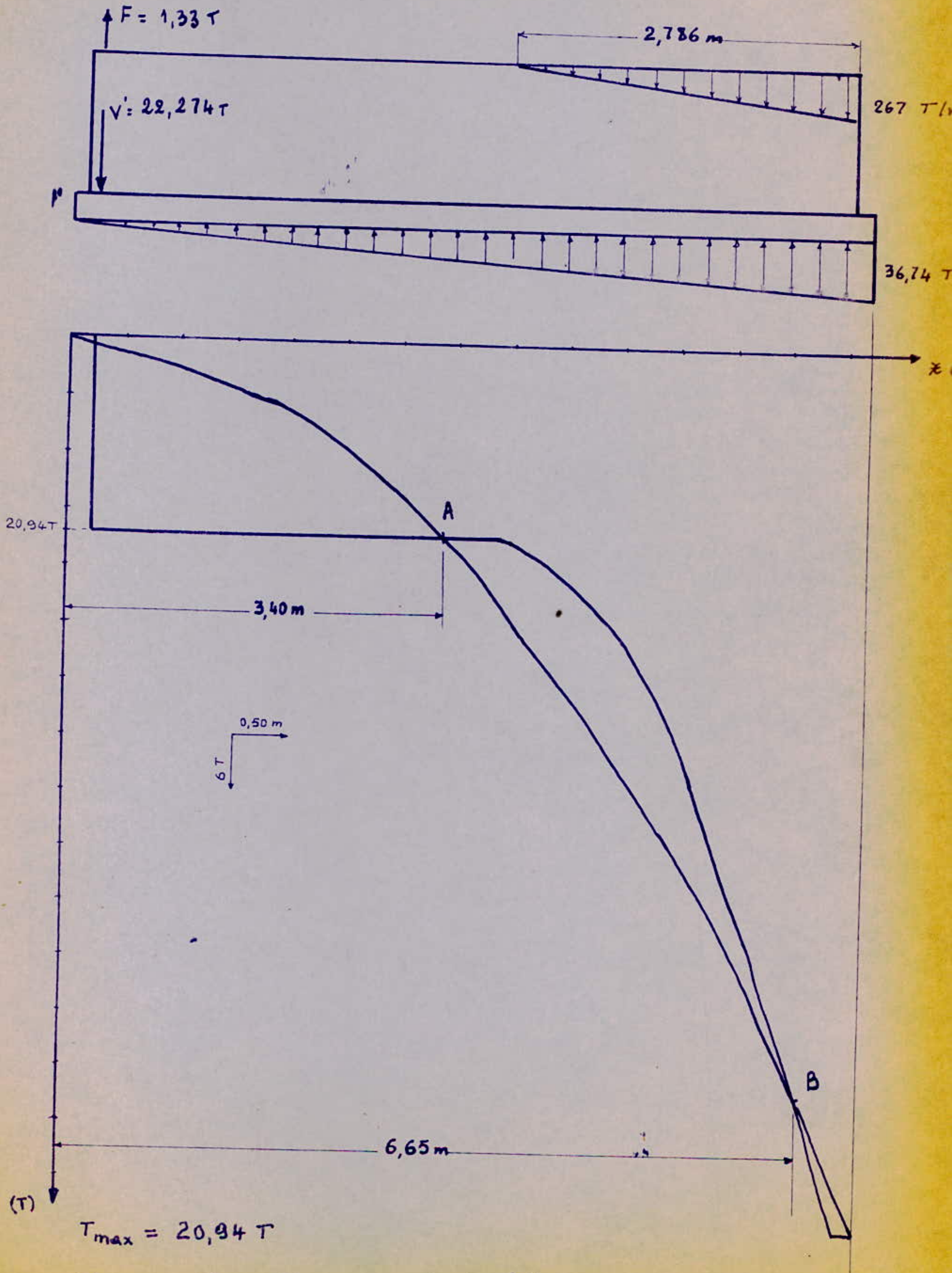
$$I = \frac{0,20 \cdot (2,786)^3}{3} + 15 \cdot 2,26 \cdot 10^{-4} (6,9 - 0,02 - 2,786)^2 = 1,442 \text{ m}^4$$

$$K = \frac{N y_2}{I} = \frac{70,297 \cdot 1,966}{1,442} = 95,84 \text{ T/m}^3.$$

$\sigma'_b = k y_1 = 95,84 \cdot 2,786 = 267$ T/m^2 $< \bar{\sigma}'_b$.

$\sigma_a = n k (h_t - d - y_1) = 15 \cdot 95,84 \cdot (6,9 - 0,02 - 2,786) = 5885,5$ T/m^2

$F = A \cdot \sigma_a = 2,26 \cdot 10^{-4} \cdot 5885,5 = 1,33$ T

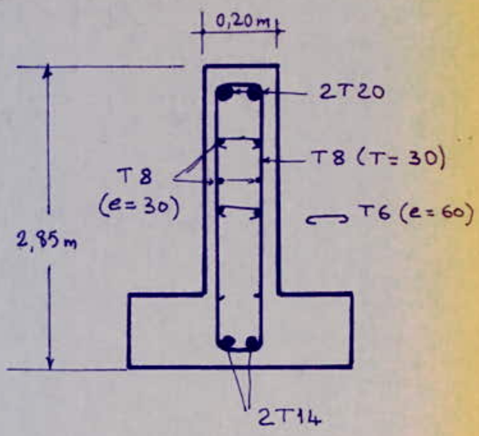


$T_{max} = 20,94\ T$

$T_A = 0 \rightarrow M_A = -20,94 \cdot 3,4 + 20,63 \cdot \frac{3,4}{3} = -47,815\ T.m$

$T_B = 0 \rightarrow M_B = -20,94 \cdot 6,65 + \frac{33,93 \cdot 6,65 \cdot 0,7}{2} \cdot 0,2 + 52,10 = -16\ T.m$

Ferraillage du mur :



On a $M = 47,815$ T.m

$$A_{sup} = \frac{M}{z\bar{\sigma}_a} = \frac{47,815}{\frac{7}{8}.2,8.4,2} = 4,64 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow$ 2T20 .

Aciers de montage 2T14 .

Aciers transversaux : $T = 20,94$ T

T8 $\rightarrow A_t = 1 \text{cm}^2$; $\bar{\sigma}_{a_t} = 4200$ kg/cm²

$$t = \frac{z \cdot \bar{\sigma}_{a_t} \cdot A_t}{T} = \frac{1.4200.7.280}{8 \cdot 20,94.10^3} = 40 \text{ cm}$$

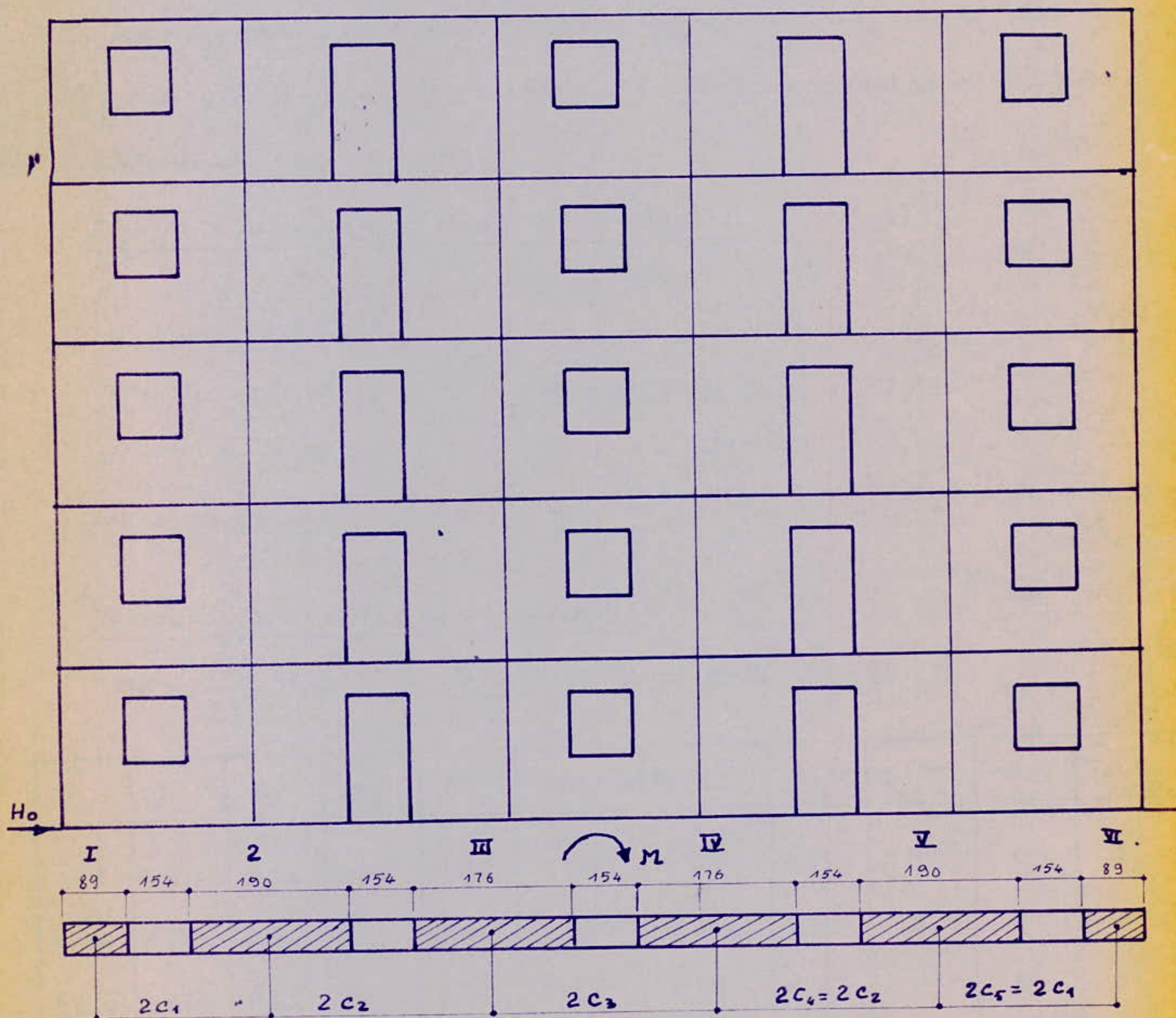
on prend des T8 (t = 30 cm) et des T6 (e = 60 cm) pour les epingles au niveau des armature de peau qui seront aussi en T8 (e=30 cm)

Stabilité au flambement :

le mur étant raidis en 3 points, donc il n'y a pas le risque de flambement.

B. ETUDE DES PANNEAUX DE FAÇADES.

Panneaux de la façade F_a :



$c_1 = c_5 = 1,4675\ m$ $\qquad i_1 = i_3 = i_5 = 0,0123\ m^4$ $\qquad \alpha = 24,15$

$c_2 = c_4 = 1,685\ m$ $\qquad i_2 = i_4 = 12.10^{-4}\ m^4$ $\qquad \omega = 1,65\ m^{-1}$

$c_3 = 1,650\ m$ $\qquad a_1 = a_2 = a_3 = a_4 = a_5 = 0,77\ m$

$I_1 = I_6 = 82 \cdot 10^{-4}\ m^4$ $\qquad \Sigma I_i = 0,152\ m^4 \times 2 = 0,3\ m^4$ $\qquad m =$

$I_2 = I_5 = 0,08\ m^4$ $\qquad H_o = 82,448\ T$

$I_3 = I_4 = 0,0636\ m^4$ $\qquad M = 836,62\ T.m.$

Efforts dûs au seisme horizontal dans les linteaux et les trumeaux:

Les efforts pourront être evalués d'une manière approchée en négligeant l'influence de l'effort normal dans les elements de refend (Trumeaux). d'après Annales de l'ITBTP. (batiments peu elevés).

Efforts tranchants dans les linteaux:

$$\pi_i = H_0 h \frac{i_i c_i}{2a_i^3 \left[\frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right]} \phi_i = 761\, \phi_i\, c_i\, i_i \qquad \text{d'où :}$$

$\pi_1 = \pi_5 = 13{,}73\ \Phi_1$ $\qquad \Phi_i = f(\alpha, \xi_i)$

$\pi_2 = \pi_4 = 1{,}54\ \Phi_2$ $\qquad$ Pour F_a : $\alpha = 25$

$\pi_3 = 15{,}44\ \Phi_1$ $\qquad \xi_i = \frac{\gamma_i}{2}$

Moments dans les trumeaux :

$$M_i = \frac{I_i}{\Sigma I_i} H_0 Z \Theta_i = \frac{7973{,}59}{2} I_i \Theta_i = 3986{,}8\, I_i \Theta_i$$

ξ_1	ξ_2	Φ_1	Φ_2	Θ	$\pi_1=\pi_5$ (T)	$\pi_2=\pi_4$ (T)	π_3 (T)	$M_1=M_6$ (T.m)	$M_2=M_5$ (T.m)	$M_3=M_4$ (T.m)
0,98	0,986	0,02	0,02	0,00	0,27	0,03	0,31	0	0	0
0,824	0,786	0,32	0,37	0,00	4,39	0,57	4,94	0	0	0
0,624	0,586	0,62	0,64	0,00	8,51	0,98	9,57	0	0	0
0,424	0,386	0,82	0,84	0,00	11,26	1,29	12,66	0	0	0
0,224	0,186	0,95	0,94	0,00	13,04	1,44	14,67	0	0	0
0	0	1	1	0,04	13,73	1,54	15,44	1,30	12,75	10,14

Panneaux de la façade F_{12} ou F'_{12} :

$c_1 = 1,4675\ m$; $c_2 = 1,51\ m$.

$i_1 = 0,0123\ m^4$; $i_2 = 12 \cdot 10^{-4}\ m^4$.

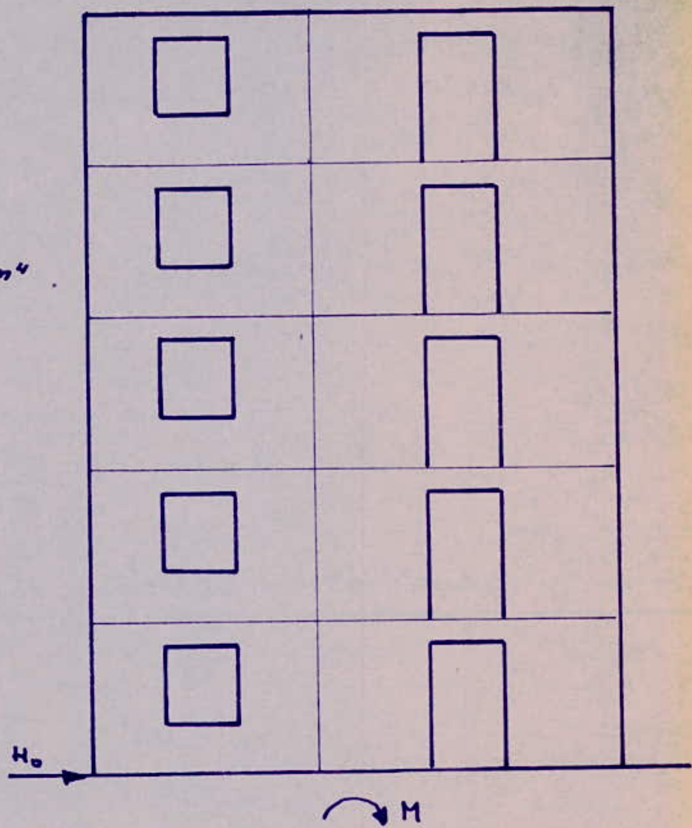
$I_1 = 82 \cdot 10^{-4}\ m^4$; $I_2 = 800 \cdot 10^{-4}\ m^4$

$I_3 = 124 \cdot 10^{-4}\ m^4$; $\Sigma I_i = 10,06 \cdot 10^{-2}\ m^4$.

$a_1 = a_2 = 0,77\ m$.

$\alpha = 18 \rightarrow \infty$

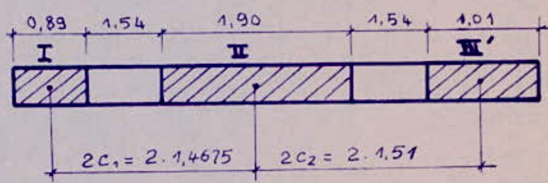
$H_o = 14,043\ T$.



$$\Pi_i = H_o R \frac{i_i c_i}{2 a_i^3 \left[\Sigma \frac{i_i c_i^2}{a_i^3} \right]} \Phi_i$$

$\Pi_1 = 11,446\ \Phi_1$

$\Pi_2 = 1,28\ \Phi_2$



$$M_i = \frac{I_i}{\Sigma I_i} H_o Z \Theta$$

$M_1 = 16,82\ \Theta$

$M_2 = 164,16\ \Theta$

$M_3 = 25,44\ \Theta$

ζ_1	ζ_2	Φ_1	Φ_2	Θ	Π_1 (T)	Π_2 (T)	M_1 (T.m)	M_2 (T.m)	M_3 (T.m)
0,98	0,986	0,02	0,02	0	0,23	0,026	0	0	0
0,824	0,786	0,32	0,37	"	3,66	0,47	"	"	"
0,624	0,586	0,62	0,64	"	7,10	0,82	"	"	"
0,424	0,386	0,82	0,84	"	9,39	1,08	"	"	"
0,224	0,186	0,95	0,94	"	10,87	1,20	"	"	"
0	0	1	1	0,04	11,45	1,28	0,67	6,57	1,02

Effort tranchant sur chaque element de la facade F_a:

Element I et VI :

$$T = H_o \cdot \frac{I_1}{\Sigma I_i} = 82,448 \cdot \frac{82.10^{-4}}{2.0,152} = 2,22\ T$$

Element II et V :

$$T = H_o \cdot \frac{I_2}{\Sigma I_i} = 82,448 \cdot \frac{0,08}{2.0,152} = 21,70\ T$$

Element III et IV :

$$T = H_o \frac{I_3}{\Sigma I_i} = 82,448 \cdot \frac{0,0636}{2.0,152} = 17,25\ T$$

Effort tranchant sur chaque élément de la façade F_{12} ou F_{12}'

Element I :

$$T = H_o \frac{I_1}{\Sigma I_i} = 14,043 \cdot \frac{77.10^{-4}}{989.10^{-4}} = 1,1\ T$$

Element II :

$$T = H_o \frac{I_2}{\Sigma I_i} = 14,043 \cdot \frac{788.10^{-4}}{989.10^{-4}} = 11,19\ T$$

Element III :

$$T = H_o \frac{I_3}{\Sigma I_i} = 14,043 \cdot \frac{124.10^{-4}}{9,89.10^{-2}} = 1,76\ T$$

Remarque :

Les efforts tranchants de calcul des differents éléments sont ceux qui agissent sur les éléments de la façade F_a.

Effort sur chaque trumeau de chaque élement

- le moment dans un trumeau sera pris égal au maximum des deux moments :
  1. Moment d'encastrement dans le linteau. (M_{enc})
  2. la part du moment agissant à la base d'un élément, qui revient à ce trumeau. (M_{el}).
- l'effort tranchant agissant sur chaque trumeau sera égal à la fraction qui lui revienne de l'effort tranchant agissant sur un élément. (T)
- l'effort normal sur un trumeau = N_{min} (T/ml) sur la façade au niveau du RDC multiplier par la largeur du trumeau.

Remarque :

M_{enc} et M_{el} maxim. sont ceux calculés pour la facade F_a.

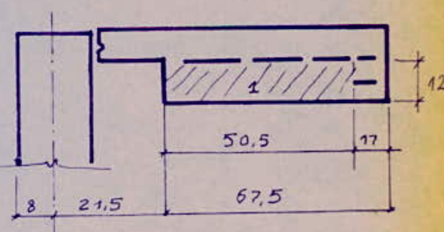
Trumeau 1 de l'élement I :

$$M_{enc} = 13{,}04 \cdot 0{,}77 = 10{,}04 \ T.m$$

$$M_{el} = 1{,}3 \cdot \frac{\overline{50{,}5}^3}{\overline{21{,}5}^3 + \overline{50{,}5}^3} = 1{,}21 \ T.m$$

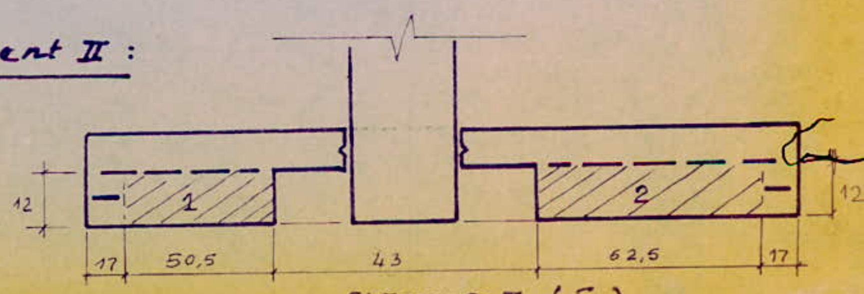
$$T = 2{,}22 \cdot \frac{\overline{50{,}5}^3}{\overline{21{,}5}^3 + \overline{50{,}5}^3} = 2{,}06 \ T$$

$$N = 10{,}188 \cdot 0{,}505 = 5{,}145 \ T$$



ELEMENT I (F_a)

Trumeau 1 de l'élément II :



ELEMENT II (F_a)

$$M_{enc} = 13{,}04 \cdot 0{,}77 = 10{,}04 \ T\,m.$$

$$M_{el} = 12{,}75 \cdot \frac{\overline{50{,}5}^3}{\overline{50{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{62{,}5}^3} = 0{,}225 \ T.m$$

$$T = 21{,}70 \cdot \frac{\overline{50{,}5}^3}{\overline{50{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{62{,}5}^3} = 6{,}185 \ T$$

$$N = 10{,}188 \cdot 0{,}505 = 5{,}145 \ T$$

Trumeau 2 de l'élément II :

$$M_{el} = 12{,}75 \cdot \frac{\overline{62{,}5}^3}{\overline{50{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{62{,}5}^3} = 6{,}885 \ T.m$$

$$M_{enc} = 1{,}54 \cdot 0{,}77 = 1{,}19 \ T.m.$$

$$T = 21{,}70 \cdot \frac{\overline{62{,}5}^3}{\overline{50{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{62{,}5}^3} = 11{,}718 \ T$$

$$N = 10{,}188 \cdot 0{,}625 = 6{,}37 \ T$$

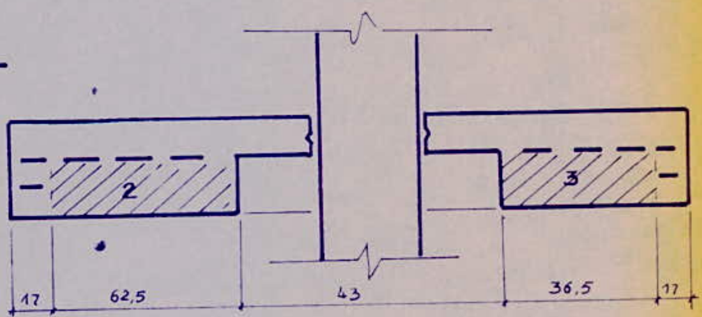
Trumeau 2 de l'élément III :

$$M_{enc} = 1{,}54 \cdot 0{,}77 = 1{,}19 \ T.m$$

$$M_{el} = 10{,}14 \cdot \frac{\overline{62{,}5}^3}{\overline{62{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{36{,}5}^3} = 6{,}65 \ T.m$$

$$T = 17{,}25 \cdot \frac{\overline{62{,}5}^3}{\overline{62{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{36{,}5}^3} = 11{,}31 \ T$$

$$N = 6{,}37 \ T.$$



ELEMENT III. (F_a)

Trumeau 3 de l'élément III :

$$M_{enc} = 14{,}67 \cdot 0{,}77 = 11{,}29 \ T.m$$

$$M_{el} = 10{,}14 \cdot \frac{\overline{36{,}5}^3}{\overline{36{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{62{,}5}^3} = 1{,}32 \ T.m$$

$$T = 17{,}25 \cdot \frac{\overline{36{,}5}^3}{\overline{36{,}5}^3 + \overline{43}^3 + \overline{62{,}5}^3} = 2{,}253 \ T$$

$$N = 10{,}188 \cdot 0{,}365 = 3{,}72 \ T.$$

Efforts de calcul des trumeaux :

Trumeau 1 :

$M = 10{,}04\ T.m$; $N = 5{,}145\ T$; $T = 6{,}185\ T$; $h_t = 50{,}5\ cm$

Trumeau 2 :

$M = 6{,}885\ T.m$; $N = 6{,}37\ T$; $T = 11{,}718\ T$; $h_t = 62{,}5\ cm$

Trumeau 3 :

$M = 11{,}29\ T.m$; $N = 3{,}72\ T$; $T = 2{,}253\ T$; $h_t = 36{,}5\ cm$.

Ferraillage des trumeaux :

Contrainte admissible :

La contrainte admissible la plus faible est celle de l'element I, on l'a maintiendra pour le calcul des autres élements (cas defavorable).

$\ell_0 = 2{,}70\ m \ , \ \ell'_f = 0{,}7\,\ell_0 = 0{,}70 \cdot 2{,}70 = 1{,}89 > b = 0{,}89\ m$ d'ou

$$\ell_f = \frac{b}{1{,}5} = \frac{0{,}89}{1{,}5} = 0{,}60\ m.$$

$$\lambda = \frac{\ell_f \sqrt{12}}{a} = \frac{0{,}60 \cdot \sqrt{12}}{0{,}12} = 17{,}15 \qquad \gamma = 0{,}83 \ ; \ \delta = 1.$$

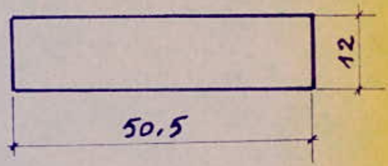
$$\beta = \frac{1}{1 + 2\left(\frac{\lambda}{100}\right)^2} = 0{,}94 \ ; \qquad \alpha = \frac{12 - 10 \cdot 13}{12} = 0{,}72$$

$$\rho'_b \leq \text{Min} \begin{cases} 0{,}45\,\alpha\gamma\delta = 0{,}269 \\ 0{,}50\,\alpha\gamma\delta\beta = 0{,}28 \end{cases} = 0{,}269$$

$$\bar{\sigma}'_b = \rho'_b \cdot \sigma'_{28} = 0{,}269 \cdot 270 = 72{,}63\ kg/cm^2$$

au seisme $\bar{\sigma}'_b = 108{,}95\ kg/cm^2$.

ferraillage du trumeau 1 :



$M = 10{,}04\ Tm$; $N = 5{,}145\ T$; $T = 6{,}185\ T$

$$\frac{M}{N} = \frac{10{,}04}{5{,}145} = 1{,}95 > \frac{h_t}{6} = \frac{0{,}505}{6} = 0{,}08\ m$$

donc la section est partiellement comprimée.

$$\frac{M}{N} = 1{,}95 > \frac{h_t}{2} = 0{,}25\ m \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\,\bar{\sigma}'_{b_0} = 217{,}9\ kg/cm^2$$

$$M_f = 10{,}04 + 5{,}145\left(\frac{0{,}505}{2} - 0{,}02\right) = 11{,}24\ Tm$$

$$\sigma'_b = \bar{\sigma}'_b = 217{,}9\ kg/cm^2 \quad \text{et} \quad \sigma_a = \bar{\sigma}_a = 4200\ kg/cm^2 \rightarrow$$

$$\alpha = \frac{15\,\bar{\sigma}'_b}{15\,\bar{\sigma}'_b + \bar{\sigma}_a} = 0{,}4376 \qquad \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0{,}8541 \quad \text{d'où :}$$

$$M_R = \frac{1}{2}\, b\, \bar{\sigma}'_b\, \alpha\, \gamma\, h^2 = 0{,}5 \cdot 12 \cdot 217{,}9 \cdot 0{,}4376 \cdot 0{,}8541 \cdot (48{,}5)^2 = 11{,}49\ T.m > M_f$$

$$A'_1 = 0 \quad ; \quad A_1 = \frac{M_f}{\gamma h\, \bar{\sigma}_a} = \frac{11{,}24 \cdot 10^5}{0{,}8541 \cdot 48{,}5 \cdot 4200} = 6{,}50\ cm^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 6{,}50 - \frac{5{,}145}{4{,}2} = 5{,}30\ cm^2 \rightarrow 4T14$$

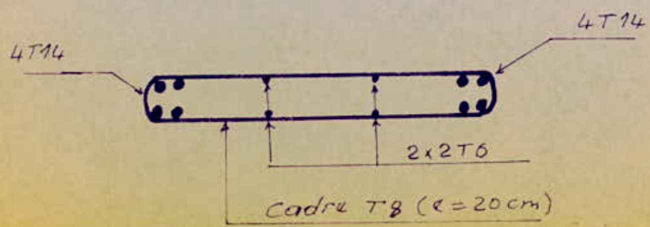
on prend 4T16 de chaque extremite de la section (possibilité de changement de signe du moment)

Aciers transversaux :

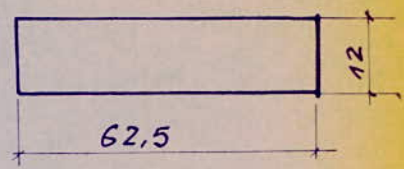
Cadres T8 $\rightarrow$ $A_t = 1\ cm^2$; $\bar{\sigma}_{at} = 4200\ kg/cm^2$

$$e = \frac{A_t \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot \gamma}{T} = \frac{1 \cdot 4200 \cdot 0{,}8541 \cdot 48{,}5}{6{,}185 \cdot 10^3} = 28\ cm$$

on prend des T8 ($e = 20\ cm$).



ferraillage du trumeau 2 :



$M = 6,885 \; Tm \;\; ; \; N = 6,37 \, T \; ; \; T = 11,718 \, T$

$$\frac{M}{N} = \frac{6,885}{6,37} = 1,08 > \frac{h_t}{2} = 0,31 \, m$$

la section est partiellement comprimée

de plus $\bar{\sigma}'_b = 2\,\bar{\sigma}'_{b_0} = 217,9 \, kg/cm^2$.

$$M_f = 6,885 + 6,37\left(\frac{0,625}{2} - 0,02\right) = 8,75 \; T.m$$

$$\alpha = \frac{15 \cdot 217,9}{15 \cdot 217,9 + 4200} = 0,4376 \;\; ; \; \gamma = 0,8541$$

$$M_R = 0,5 \cdot 12 \cdot 217,9 \cdot 0,4376 \cdot 0,8541\,(60,5)^2 = 17,88 \; Tm > M_f .$$

$$A'_1 = 0 \quad \text{et} \quad A_1 = \frac{M_f}{\gamma h \bar{\sigma}_a} = \frac{8,75 \cdot 10^5}{0,8541 \cdot 60,5 \cdot 4200} = 4,04 \; cm^2$$

Pour la section en flexion composée on aura :

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 4,04 - \frac{6,37}{4,2} = 2,53 \; cm^2 \rightarrow 2T14$$

on prend 2T14 de chaque extrémité de la section

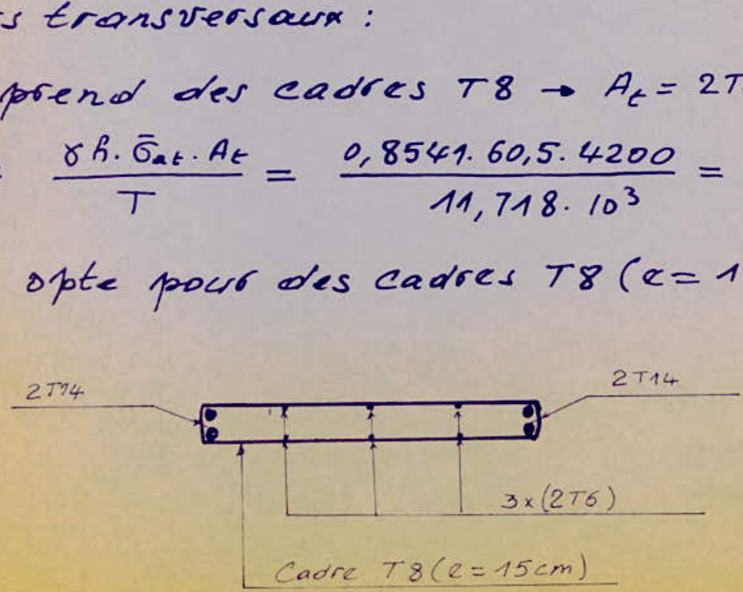
(possibilité de changement du signe du moment).

Aciers transversaux :

on prend des cadres T8 $\rightarrow A_t = 2T8 = 1 cm^2, \bar{\sigma}_{at} = 4200 \, kg/cm^2$

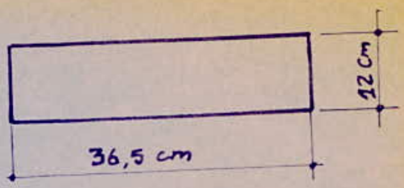
$$e = \frac{\gamma h \cdot \bar{\sigma}_{at} \cdot A_t}{T} = \frac{0,8541 \cdot 60,5 \cdot 4200}{11,718 \cdot 10^3} = 18 \; cm$$

on opte pour des cadres T8 (e = 15 cm).



ferraillage du trumeau 3 :

$M = 11,29\ Tm$; $N = 3,72\ T$; $T = 2,26\ T$



$\frac{M}{N} > \frac{h_t}{6}$ section partiellement comprimée.

$M_f = 11,29 + 3,72\left(\frac{0,365}{2} - 0,02\right) = 11,89\ T.m.$

$\frac{M}{N} > \frac{h_t}{2} \rightarrow \bar{\sigma}'_b = 2\,\bar{\sigma}'_{b_0} = 217,9\ kg/cm^2.$

$$\alpha = \frac{15 \cdot 217,9}{15 \cdot 217,9 + 4200} = 0,4376 \rightarrow \gamma = 1 - \frac{\alpha}{3} = 0,8541$$

$$M_R = \frac{1}{2} \cdot 12 \cdot 217,9 \cdot 0,4376 \cdot 0,8541 \cdot (34,5)^2 = 5,81\ Tm < M_f$$

$\Delta M = 6,08\ T.m.$

$$\sigma'_a = 15 \cdot 217,9\left(1 - \frac{2}{0,4376 \cdot 34,5}\right) = 2835,5\ kg/cm^2$$

$$A'_1 = \frac{6,08 \cdot 10^5}{2835,5 \cdot 32,5} = 6,59\ cm^2.$$

$$A_1 = \frac{10^5}{4200}\left[\frac{6,08}{32,5} + \frac{5,81}{0,8541 \cdot 34,5}\right] = 9,14\ cm^2$$

Section en flexion composée on aura :

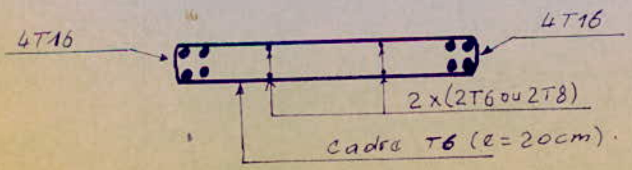
$A' = 6,59\ cm^2$; $A = 9,14 - \frac{3,72}{4,2} = 8,2\ cm^2.$

on prend $A' = A = 8,2\ cm^2$ (possibilité de changement de signe du moment. → 4T16 .

Pour les cadres on prend des T8 →

$$e = \frac{1 \cdot 0,8541 \cdot 34,5 \cdot 4200}{2,26 \cdot 10^3} = 54\ cm$$ on prend $e = 20\ cm$.

on poura prendre des T6 ($e = 20\ cm$).



Ferraillage des linteaux et allèges :

Remarque : l'effet des charges permanentes, des surcharges et du seisme vertical sur les linteaux est négligeable.

Les linteaux seront donc ferraillés, uniquement sous le seisme horizontal.

Linteaux et allèges de F 2000 :

le linteau fictif le plus sollicité est celui du panneau situé au RDC, l'effort tranchant dans ce linteau est de $\pi = 13{,}04\ T$.

L'effort tranchant de calcul sera $T = 1{,}5\,\pi = 19{,}56\ T$

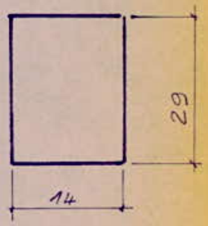
Effort repris par l'allège : $T_1 = \dfrac{h_a^3}{h_a^3 + h_l^3} \cdot T = 19{,}11\ T$

Effort repris par le linteau : $T_2 = 19{,}56 - 19{,}11 = 0{,}45\ T$.

ferraillage du linteau :

$T = 0{,}45\ T$; $M = 0{,}45 \cdot 0{,}77 = 0{,}35\ T.m.$

$$\mu = \frac{15M}{b h^2 \bar{\sigma}_a} = \frac{15 \cdot 0{,}35 \cdot 10^5}{14 \cdot (27)^2 \cdot \bar{\sigma}_a} = 0{,}0122 \quad \begin{cases} \varepsilon = 0{,}9507 \\ k = 86{,}5 \end{cases}$$

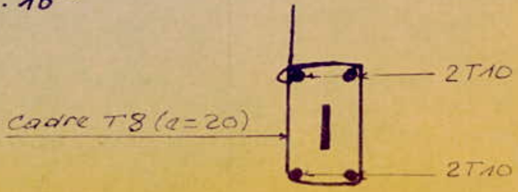


$$\sigma'_b = \frac{4200}{86{,}5} = 48{,}55\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{0{,}35 \cdot 10^5}{0{,}9507 \cdot 27 \cdot 4200} = 0{,}33\ cm^2 \rightarrow 2T10.$$

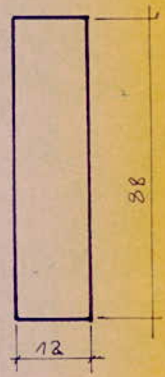
donc 2T10 filant haut et bas.

cadres en T8 $\rightarrow e = \dfrac{1 \cdot 0{,}9507 \cdot 27 \cdot 4200}{0{,}45 \cdot 10^3} = 230$ donc on prend des T8 (e = 20 cm).



ferraillage de l'allège :

$T = 19{,}11\ T \quad ; \quad M = 19{,}11 \cdot 0{,}77 = 14{,}715\ Tm.$



$$\mu = \frac{15 \cdot 14{,}715 \cdot 10^5}{12 \cdot (86)^2 \cdot 4200} = 0{,}0592 \begin{cases} \varepsilon = 0{,}899 \\ k = 34{,}5 \end{cases}$$

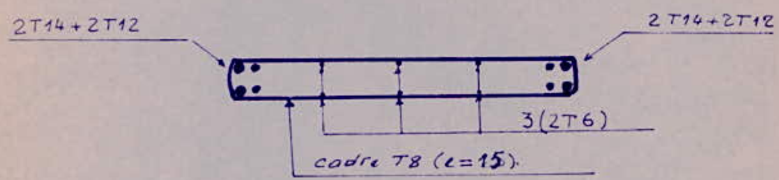
$$\sigma'_b = \frac{4200}{34{,}5} = 121{,}74 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2. \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{14{,}715 \cdot 10^5}{0{,}899 \cdot 86 \cdot 4200} = 4{,}53\ cm^2 \rightarrow 2T14 + 2T12$$

filant haut et bas.

aciers transversaux :

$$\text{cadres } T8 \rightarrow e = \frac{0{,}899 \cdot 86 \cdot 4200}{19{,}11 \cdot 10^3} = 17\,cm \quad \text{on prend } e = 15\,cm.$$



Linteau de F 2001 :

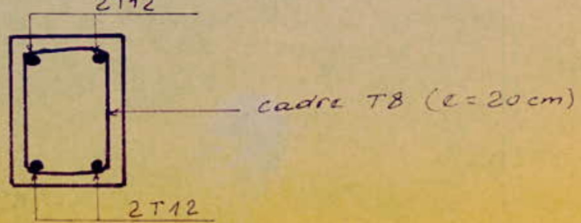
$T = 1{,}54\ T \rightarrow T = 1{,}5 \cdot 1{,}54 = 2{,}31\ T \quad ; \quad M = 2{,}31 \cdot 0{,}77 = 1{,}78\ Tm.$

$$\mu = \frac{15 \cdot 1{,}78 \cdot 10^5}{14 \cdot (27)^2 \cdot 4200} = 0{,}0623 \begin{cases} \varepsilon = 0{,}8968 \\ k = 33{,}45 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{33{,}45} = 125{,}56 < \bar{\sigma}'_b = 137\ kg/cm^2. \quad A' = 0$$

$$A = \frac{1{,}78 \cdot 10^5}{0{,}8968 \cdot 27 \cdot 4200} = 1{,}75\ cm^2 \rightarrow 2T12 \text{ filant haut bas.}$$

$$\text{cadre } T8 \rightarrow e = \frac{0{,}8968 \cdot 27 \cdot 4200}{2{,}31 \cdot 10^3} = 44 \quad \text{on prend } e = 20\ cm.$$



Linteaux et allèges de F 2002

ferraillage des linteaux : $\pi = 0,34\ T$

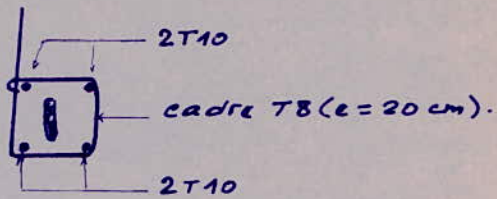
$T = 1,5 \cdot 0,34 = 0,51\ T$; $M = 0,51 \cdot 0,77 = 0,40\ Tm.$

$$\mu = \frac{15 \cdot 0,4 \cdot 10^5}{14 \cdot (27)^2 \cdot 4200} = 0,0140 \begin{cases} \varepsilon = 0,9474 \\ k = 80 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{80} = 52,5 < 137\ kg/cm^2 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{0,4 \cdot 10^5}{0,9474 \cdot 27 \cdot 4200} = 0,373\ cm^2 \quad \text{on prend } 2T10$$

$$\text{cadres en } T8 \rightarrow e = \frac{0,9474 \cdot 27 \cdot 4200}{0,51 \cdot 10^3} = 200 \quad \text{on prend } e = 20\ cm.$$



même ferraillage que celui du panneau F2000.

ferraillage allège :

$\pi = 14,33\ T$; $T = 14,33 \cdot 1,5 = 21,5\ T$; $M = 21,5 \cdot 0,77 = 16,55\ Tm.$

$$\mu = \frac{15 \cdot 16,55 \cdot 10^5}{12 \cdot (86)^2 \cdot 4200} = 0,0666 \begin{cases} \varepsilon = 0,8938 \\ k = 32,1 \end{cases}$$

$$\sigma'_b = \frac{4200}{32,1} = 131 < 137 \rightarrow A' = 0$$

$$A = \frac{16,55 \cdot 10^5}{0,8938 \cdot 86 \cdot 4200} = 5,13\ cm^2 \rightarrow 2T14 + 2T12 \text{ filant haut et bas.}$$

aciers transversaux :

$$\text{cadres } T8 \rightarrow e = \frac{0,8938 \cdot 86 \cdot 4200 \cdot 1}{14,33 \cdot 1,5 \cdot 10^3} = 15\ cm.$$

même ferraillage que l'allège du panneau F2000.

épingles de liaison entre panneau et banches:

Au niveau de chaque liaison, on a un effort de cisaillement π, qui devra être repris par des épingles.

la liaison la plus sollicité est la liaison entre le panneau F2002 et le refend B ou C.

l'effort de cisaillement agissant sur cette liaison est de $\pi = 15,44\ T$.

on mettra 5 epingles → chaque epingle va reprendre un effort de $\frac{15,44}{5} = 3,088\,T$

donc avec des épingles T8 → $\sigma_a = 3088\ kg/cm^2 < \bar{\sigma}_a = 4200$

et avec des épingles $\phi 8$ → $\sigma_a = 3088\ kg/cm^2 > \bar{\sigma}_a = 2400$

Dans ce cas (cas des ⊂ $\phi 8$) travaillant à leur contrainte admissible $\bar{\sigma}_a = 2400\ kg/cm^2$, il y aura un suplément d'effort de $(3088-2400).5.1 = 3440\ kg = 3,44\ T$.

ce suplément d'effort (3,44T) qui correspond à une section d'acier de $0,82\ cm^2$, sera repris par les aciers concentrés dans le chainage horizontal, dont le minimum de section est de $2T12 = 2,26\ cm^2 > 0,82\ cm^2$.

Conclusion:

On opte pour des épingles $\phi 8$ pour tous les panneaux.

VI. ETUDE DES EFFORTS DUS AU seisme DANS LE PLANCHER.

_ Calcul des chainages horizontaux _

A. Seisme transversal :

D'après le calcul en étage courant et au RDC qui ont la même disposition d'éléments de contreventement, on constate que la resultante des efforts prise par ces derniers dans la hauteur de l'étage N est à 5 mm de la position du centre de gravité de la masse du plancher. (E. Parasismique)

La conséquence, des efforts encaissés par les éléments transversaux dans la hauteur N-1 seront superieurs bien entendu à ceux de l'étage N, ce qui fait que le plancher travaillant en poutre horizontale ne sera soumis qu'à des efforts dûs à l'effort horizontal provoqué par le seisme affectant sa masse propre.

Ainsi dans notre cas, c'est l'etage le plus haut qui sera le plus sollicité, on verifie donc le plancher haut du 3ième étage qui est le plus sollicité, car il presente le vide du à la cage d'escalier.

Pour notre cas la force sismique de 29,23T agissant au niveau du plancher haut du 3ième étage est dûe à la masse propre du plancher et celle des murs situés par moitié du dessus et du dessous. Il nous faut donc déduire la part apportée par les $\frac{1}{2}$ murs transversaux du dessus et du dessous.

les $\frac{1}{2}$ murs transversaux du dessus ayant même inertie que les murs du dessous leurs masses provoquent des forces qui passent directement dans les murs, sans affecter le plancher ; ainsi, de l'effort ci-dessus on peut déduire ce qui est dû à la masse du mur de hauteur d'étage.

- Masse des éléments verticaux transversaux par hauteur d'étage :

Element	A	B	C	D	4 H	Σ
Masse (T)	11,022	13,560	11,815	11,415	4 · 1,318	53,84

- Force sismique agissant sur ces éléments :

$F_V = \Sigma M \cdot \sigma = 53,84 \cdot 0,1327 = 7,044\ T.$

- Force sismique agissant sur le plancher seul :

$F_p = F_T - F_V = 29,23 - 7,044 = 22,186\ T$

- Réactions de F_p dûes aux éléments transversaux sur le plancher :

$R_i = F_p \cdot \frac{I_i}{\Sigma I_i} \rightarrow R_A = 4,38\ T\ ;\ R_B = 7,39\ T\ ;\ R_C = 5,70\ T\ ;\ R_D = 4,72\ T.$

- On admet que la force sismique F_p est uniforment répartie le long du plancher, donc on aura en quelque sorte une poutre de grande hauteur chargée uniformement d'une force $q = \frac{22,186}{16,96} = 1,307\ T/ml$, s'appuyant sur 4 appuis (éléments transversaux)

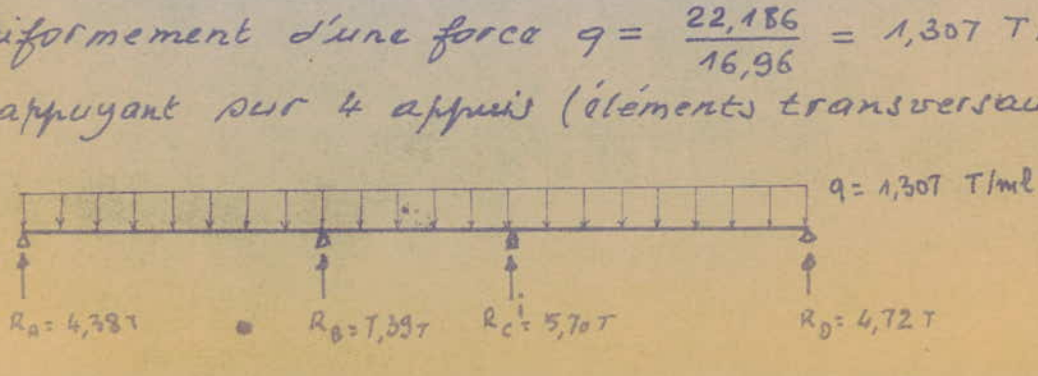
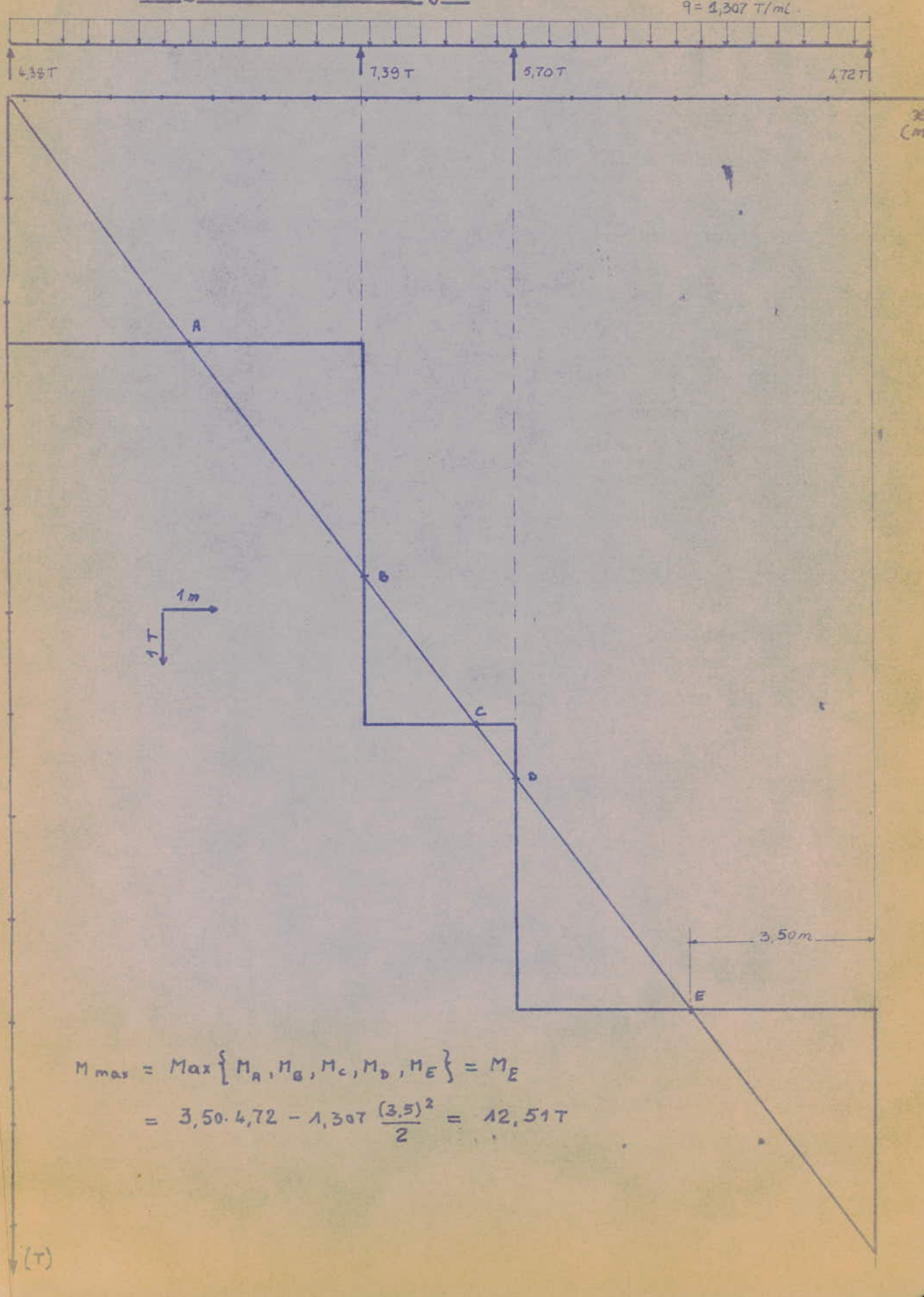


Diagramme des charges.



$$M_{max} = Max\{M_A, M_B, M_C, M_D, M_E\} = M_E$$

$$= 3{,}50 \cdot 4{,}72 - 1{,}307\,\frac{(3{,}5)^2}{2} = 12{,}51\ T$$

<u>chainages horizontaux le long des refends transversaux:</u>

le moment maximal $M = 12,51\,T$ se produit au droit du refend H, à ce niveau la hauteur de la poutre horizontale (plancher) à considérer est de 10,2 m

Dans le cas où ce moment est pris au niveau du vide de la cage d'escalier (cas défavorable), on aura $h = 4,90\ m$.

d'où $A = \dfrac{M}{3\,\overline{\sigma}_a} = \dfrac{12,51 \cdot 10^5}{\frac{7}{8} \cdot 4,90 \cdot 4,2 \cdot 10^5} = 0,70\ cm^2$.

hors le minimum à prendre pour les hainages horizontaux est de $2T12 > 0,70\ cm^2$. Donc on prend 2T12.

<u>B. Saisme longitudinal:</u>

H_i : Valeurs des réactions des murs de contreventement du 3ième étage sous la force de 100T.

R_i': réactions des murs de contreventement du 3ième étage sous la force de 29,23T $\rightarrow R_i' = \dfrac{H_i \cdot 29,23}{100}$

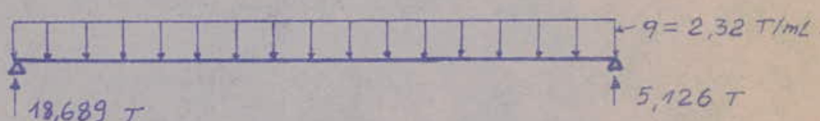
Repere	F_a	F_{12}	F_{12}'	E
H_i (T)	72,86	12,41	12,41	2,32
R_i' (T)	21,297	3,627	3,627	0,678.

La force de 29,23 T étant due à l'action seisme sur la masse propre du plancher et celle des murs situés par moitié du dessus et du dessous, il nous faut donc déduire les réaction R_i sur la masse propre du plancher uniquement.

Reactions R_i sous la force sismique due à la masse du plancher seul.

Element	Masse (T)	σ	R_i'' (T)	R_i' (T)	$R_i = R_i' - R_i''$ (T)
F_a	19,658	0,1327	2,608	21,297	18,689
F_{12}	8,017	0,1327	1,064	3,627	2,563
F_{12}'	8,017	0,1327	1,064	3,627	2,564
E	3,240	0,1327	0,429	0,678	0,249

On néglige l'action de E dont $R_i = 0{,}249\,T \simeq 0$.



le diagramme des charges (page suivante), donne un moment max à 7,90 m de la façade F_a, ce moment est de 75,25 T.m. il se produit au droit de la cage d'escalier donc la hauteur de la poutre à considérer est de 6,90 m.

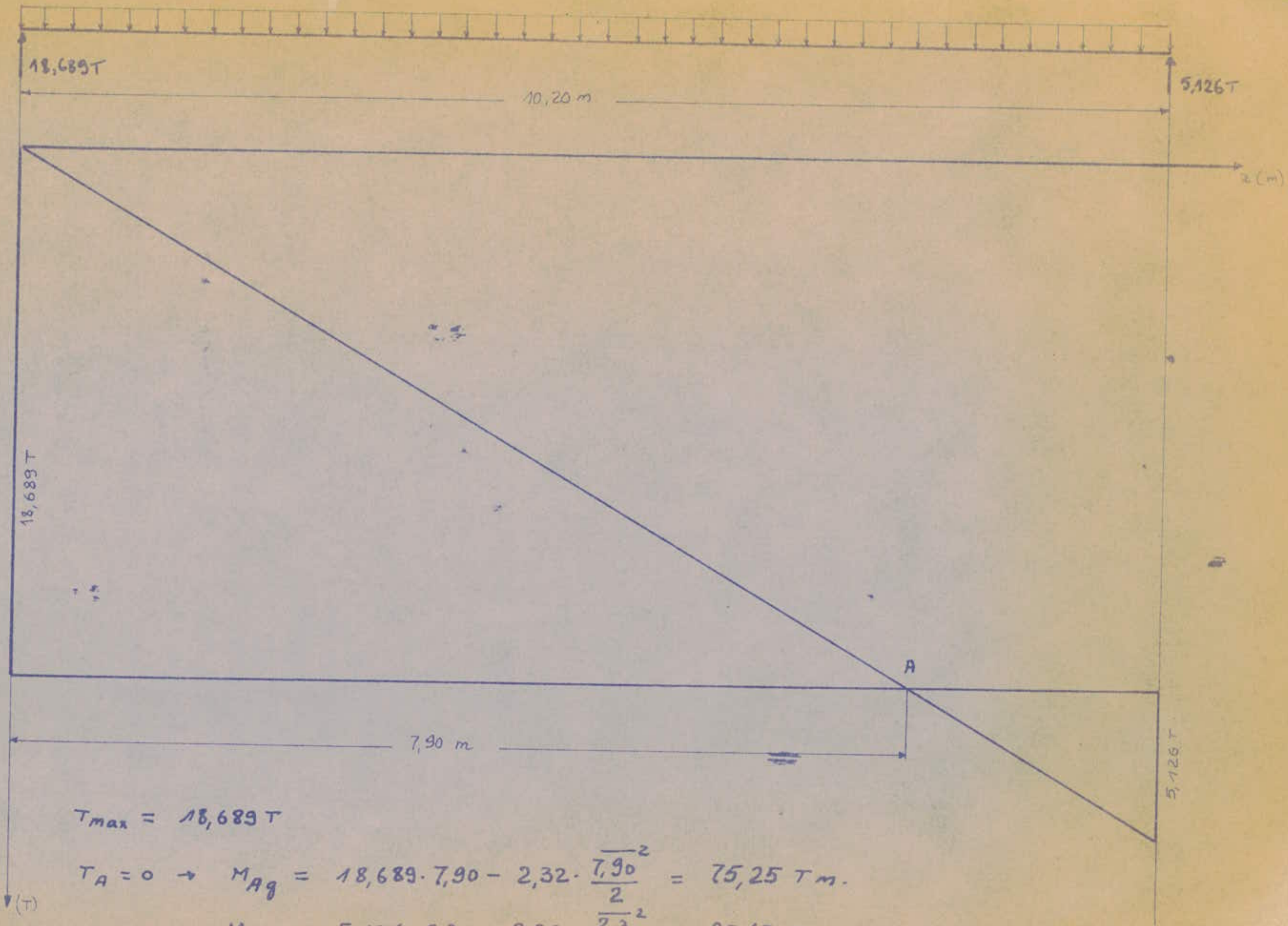
d'où : $A = \dfrac{M}{\frac{7}{8} h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{75{,}25}{7/8 \cdot 6{,}90 \cdot 4{,}2} = 2{,}97\ cm^2 \longrightarrow 2T\,14.$

$T_{max} = 18{,}689\,T$ (voir diagramme);

b epaisseur de la poutre (18 cm).

d'où : $\tau = \dfrac{T}{b\,z} = \dfrac{18{,}689 \cdot 10^3}{7/8 \cdot 690 \cdot 18} = 1{,}71\ kg/cm^2 < \bar{\tau}_{ad}.$

Diagramme des charges.



$T_{max} = 18,689\ T$

$T_A = 0 \rightarrow M_{Ag} = 18,689 \cdot 7,90 - 2,32 \cdot \frac{\overline{7,90}^2}{2} = 75,25\ Tm.$

$M_{Ad} = 5,126 \cdot 2,3 - 2,32 \cdot \frac{\overline{2,3}^2}{2} = 27,63\ Tm.$

d'où $M_{max} = M_{Ag} = 75,25\ Tm.$

VII - Calcul des chainages verticaux :

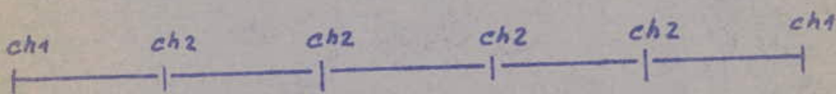
chainages des panneaux de la façades F_a :

- Efforts H, M et N aux differents niveaux :

niveau / Effort	$4^{\underline{iém}}$	$3^{\underline{iém}}$	$2^{\underline{iém}}$	$1^{\underline{ier}}$	RDC
H (T)	22,856	44,156	61,180	73,924	82,448
M (T.m)	67,197	197,007	376,88	594,22	836,62
N_{min}(T)	47,60	74,850	102,90	131,76	171, 16

- chainages au niveau du RDC :

on laisse 2T20 à chaque extremité de Fa et 4T14 dans chaque chainage intermediaire.



Pour 2T20 aux extremités : $y_1 = 6,9m \Rightarrow$ deux chainages seulement qui sont comprimés (ch1 et ch2).

condition de non glissement :

$$\alpha = \frac{H}{N} = \frac{82,448}{171,16} = 0,48 > 0,35$$

$$\text{donc } A = \frac{(\alpha - 0,2)\,N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{(0,48-0,2).\,171,16}{4,2} = 11,5 \text{ cm}^2$$

$A = 11,5 \text{ cm}^2 < 2T20 + 4T14 \Rightarrow$ verifiée.

- chainages au niveau du 1^{er} étage :

Pour deux chainages comprimés et pour $y = 6,90$ m.

$$\alpha = \frac{73,924}{131,76} = 0,561 > 0,35 \rightarrow A = \frac{(0,56-0,2).\,131,76}{4,2} \doteq 11,3 \text{ cm}^2$$

2T20+4T12 (2T20 aux extremités et 4T12 aux ch. interieurs)

- chainage au niveau du 2ième étage :

$\alpha = \dfrac{61,18}{102,9} = 0,594 > 0,35 \rightarrow A = 9,67\ cm^2$ (2T16 + 4T12)

2T16 sur chaque chainage d'extrémité et 4T12 sur chaque chainage interieur.

- Chainage au niveau du 3ièm étage :

$\alpha = \dfrac{44,156}{74,85} = 0,59 \rightarrow A = 6,95\ cm^2$

Pour deux chainages comprimés → 2T14 + 412

2T14 sur chaque chainage d'extrémité et 4T12 sur chaque chainage interieur.

- chainages au niveau du 4ième etage.

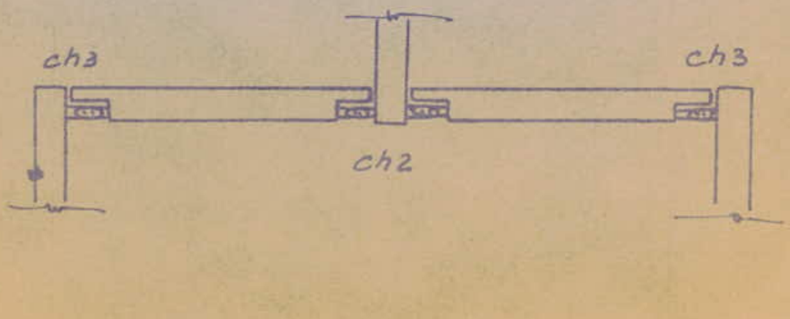
$\alpha = \dfrac{22,856}{47,60} = 0,48 > 0,35 \rightarrow A = 3,18\ cm^2$

2T12 aux extremités et 4T12 à l'interieur .

Chainages des panneaux de la façade F_{12} ou F'_{12} :

- efforts sur F_{12} aux differents niveaux :

niveau / effort	4ième	3ièm	2ièm	1er	RDC .
H (T)	3,893	7,52	10,421	12,591	14,043
N_{min} (T)	19,55	30,74	42,26	54,12	70,29



chainages au niveau du RDC :

ch3 → 2T14 ; ch2 → 4T14

Condition de non-glissement :

$\alpha = \frac{14,043}{70,29} = 0,20$ → Les chainages ci-dessus suffisent.

chainages au niveau du 1er et étages superieurs :

Il seront constitués par des barres T12.

La condition de nonglissement est verifiée à chaque niveau.

Autres chainages :

- chainages des gardes-corps aux refends
- chainages des façades considérées comme ne participant pas au contreventement.

ces chainages seront constitués par des barres T8 aux différents niveaux.