الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم و البحث العلمي
Ministère de l'Enseignement et de la Recherche Scientifique

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

Département : GENIE CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

BATIMENT ADMINISTRATIF (R+5) A OSSATURE METALLIQUE

Proposé par : E.N.C.C

Etudié par : R. BAKIR, R. ALLAOUA

Dirigé par : M-H CHENAF

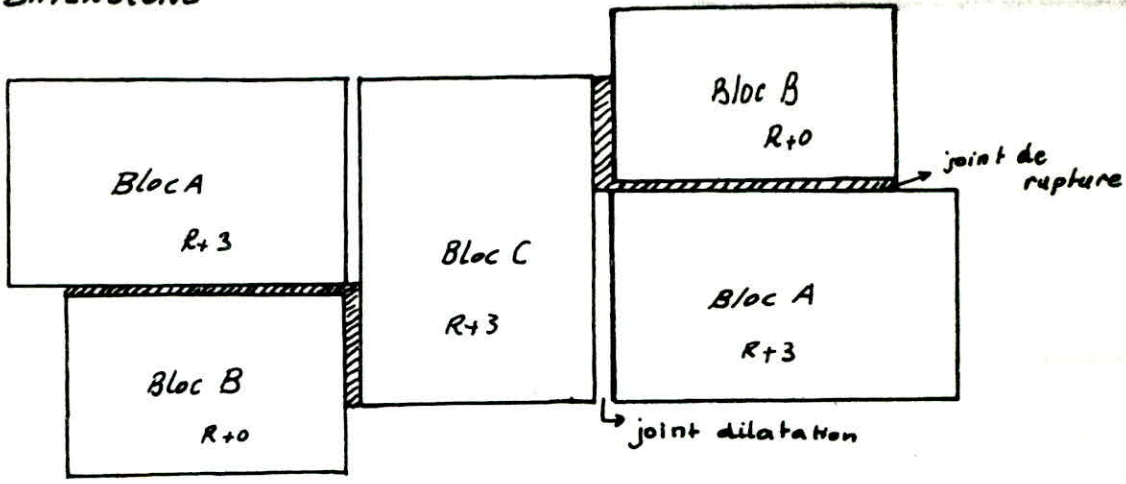
PROMOTION : JANVIER 1985

TABLE DES MATIERES

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

L'objet de notre étude est le calcul des éléments résistants d'un batiment administratif (R+3) dont le rez de chaussée est aménagé en Laboratoires. Le maître de l'ouvrage est l'ENOPHARM (ex P.C.A d'ORAN)
Ce batiment est constitué de 5 blocs (3R+3 et 2 Rdc-terrasse) liés par des joints de dilatation et de rupture (entre les Bloc Rdc et R+3).
Ce batiment sera implanté à ES-SENIA (zone sismique II). Groupe d'usage 2

DIMENSIONS



Cet construction est fondée sur un sol ferme dont le taux de travail est :

$\bar{\sigma}_s = 2\ daN/cm^2$ à 1,5 m d'ancrage

Ce batiment est muni de 2 cages d'escaliers.
- escaliers interieurs en Béton Armé
- escaliers extérieures métalliques

Les portiques de ce batiment sont autostables (ils reprennent la totalité des efforts horizontaux).
Les poteaux sont encastrés à la base compte tenu de la nature du sol : (bonne portance).

Planchers :
ils sont constitués par une dalle pleine en B.A d'épaisseur 8cm reposant sur une tôle nervurée reposant elle-même sur des poutrelles métalliques.

Revêtements :
les murs des laboratoires de chimie sont revêtues de faience sur toute la hauteur, le sol anti-acide faux plafond recouvert d'un coupe feu.
Pour la salle stocks de reactifs et solvants le sol est anti-acide, faux plafond recouvert d'un coupe feu + revêtement mural.

Murs extérieurs : En double cloisons, avec revêtement extérieur et intérieur.

CARACTERISTIQUES des MATERIAUX

CARACTERISTIQUES DES MATERIAUX

Aciers profilés :
on utilise de l'acier de nuance E24, de limite d'élasticité inférieure $\sigma_e = 2400\ daN/cm^2$
on utilisera pour les solives des IPE, pour les poutres des (IPE, HEA) et des HEA ou des HEB pour les poteaux.
et des UAP pour les poutres d'escaliers.

Tôles fortes : pour les escaliers extérieurs, et pour les planchers (TN40), l'épaisseur de la tôle doit être supérieur à 5mm
on utilisera la tôle striée qui est disponible sur le marché en feuilles

Cornières : laminés à 2 branches ⊥, on utilisera des cornières à ailes égales

Assemblages

1. Boulons ordinaires

Qualité des vis et des écrous

classe de qualité	4 - 6	4 - 8	5 - 6	5 - 8	6 - 6	6 - 8	6 - 9	8 - 8	10 - 9
σ_e	2400	3200	3000	4000	3500	4800	5400	6400	9000

Principaux diamètres utilisés en charpente métallique

ϕ (Boulon) mm	8	10	12	14	16	18	20	22	24	27	30	40
A mm^2	50,2	78,5	113	154	201	254	314	380	452	573	707	
Ar mm^2	36,6	58	84,3	115	157	192	245	303	353	459	561	

Perçage des trous de boulons d_{tr}

$d_{tr} = \phi + 1\ mm$ pour $d \leq 10\ mm$
$d_{tr} = \phi + 2\ mm$ pour $12 \leq d \leq 22\ mm$
$d_{tr} = \phi + 3\ mm$ pour $d \geq 24\ mm$.

Boulons à haute résistance : Effort précontraint $0{,}8\ \sigma_{eb}\ A_r$

Ø boulon	8	10	12	14	16	18	20	22	24	30
HR 8-8	1874	2970	4316	5888	8033	9830	12544	15514	18074	28723
HR 10-9	2635	4176	6070	8280	11304	13824	17640	21816	25416	40392

2 . Béton

Le Béton utilisé est : - peu contrôlé
- dosé à 350 kg/m³ de Ciment CPA 325

Résistance nominale { de compression à 28 jours $\sigma'_{28} = 270$ daN/cm²
{ de Traction à 28j $\sigma_{28} = 23,2$ daN/cm²

Contrainte admissible de compression $\overline{\sigma}'_b$ (CCBA 68 . Art 9.4).

$$\overline{\sigma}'_b = \rho'_b * \sigma'_{28} \qquad \text{avec } \rho'_b = \alpha\beta\delta\gamma\varepsilon .$$

α : coef. de la classe de ciment . CPA 325 $\Rightarrow \alpha = 1$
β : de la qualité du contrôle . Contrôle atténué $\Rightarrow \beta = \frac{5}{6}$
γ : dependant des épaisseurs relatives des granulats

granulats 5-15 $\Rightarrow h_m > 4\,c_g$ d'où $\gamma = 1$

δ : depend de la nature des sollicitation = { 0,3 en compression simple
{ 0,6 en Flexion simple.

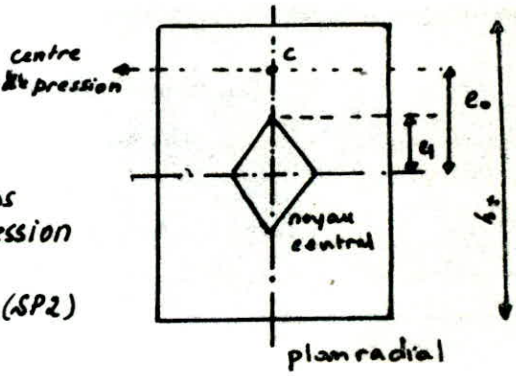
en Flexion composée

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

$\delta = \min\left\{0,6 ; 0,3\left(\frac{1+e_0}{3e_1}\right)\right\}$ si N est une compression

avec e_0 :
excentricité de la résultante des forces extérieures / au c.d.g du beton seul

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



s'il s'agit d'une sollicitation du 2e genre (SP2)
δ est pondéré par 1.25 (RPA 81)

ε : depend de la nature de sollicitation et la forme de la section :

$\varepsilon = \begin{cases} 1 & \text{compression simple} \quad \forall \text{ la forme de la section} \\ 0.5 < \varepsilon < 1 & \text{dans les autres cas avec } \sigma'_m = \frac{F'_b}{B'} \leq \overline{\sigma}'_{b_0} \times \varepsilon \quad (i) \end{cases}$

F' : Résultante des forces de compression
B' : section du béton comprimé

ε : prend la valeur max compatible avec (i).

Contrainte admissible de compression simple

$$\bar{\sigma}'_{b_0} = \alpha\beta\gamma\delta\varepsilon\cdot\sigma'_{28} = 1 * \frac{5}{6} * 1 * 0,3 * 1 * 270 = 67,5 \ \text{daN/cm}^2 \ \text{. Sous } SP_1$$

$$\bar{\sigma}'_{b0} = 1,5 * 67,5 = 101,3 \ \text{daN/cm}^2 \qquad \text{sous } SP_2$$

Contrainte admissible en Flexion simple

SP_1 $\bar{\sigma}'_b = 1 * \frac{5}{6} * 1 * 0,6 * 1 * 270 = 135$ bars (dan/cm²)

Sp_2 $\bar{\sigma}'_b = 1.5 * 135 = 202,5$ daN/cm²

Contrainte de traction de référence (CCBA68 Art 9.5).

cette contrainte est prise égale à une fraction de la résistance nominale de compression σ'_{28} du béton

$$\bar{\sigma}_b = \rho_b \sigma'_{28} \qquad \rho_b = \alpha\beta\gamma\theta$$

α, β, γ sont définis précédemment.

θ : coef dépendant de la résistance nominale du béton

$$\theta = 0.018 + \frac{2.1}{\sigma'_{28}} \text{ avec } \sigma'_{28} = 270 \ \text{dan/cm}^2.$$

a. sous SP1

$$\bar{\sigma}_b = 1 * \frac{5}{6} * 1 \left(0,018 + \frac{2.1}{270}\right) 270 = 5,9 \ \text{daN/cm}^2.$$

b. sous sp_2

$$\bar{\sigma}_b = 1.5 \times 5.9 = 8,8 \ \text{daN/cm}^2$$

Module de déformation du béton (CCBA 68 – Art 9-6).

module de déformation longitudinale

A court terme $E_i = 21000\sqrt{\sigma'_j}$ dureé d'application des charges $< 24h$

A long terme $E_v = 7000\sqrt{\sigma'_j}$

Pour les bétons à base de ciment CPA 325 $\sigma'_j = 1,2\,\sigma'_{28}$

Aciers de ferraillage

i) **Aciers ronds-lisses** $\sigma_{en} = 2350$ bars nuance FeE24.

Contraintes admissibles (en traction et en compression)

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \rho_a \sigma_{en}$$

Pour les sollicitations du 1er genre $\rho_a = 2/3$.

$\bar{\sigma}_a = 2/3 \times 2400 = 1600$ daN/cm² sous SP 1

$\bar{\sigma}_a = \sigma_{en}$. pour SP2.

ii) **Aciers à haute adhérence (HA) Nuance FeE40**

$\sigma_{en} = 4120$ bars $= 4200$ kgf/cm² pour $\phi \leq 20$ mm.

$\sigma_{en} = 3920$ bars $= 4000$ kgf/cm² pour $\phi \geq 20$ mm.

Contrainte admissible de traction ou de compression.

$$\phi \leq 20 \begin{cases} \bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}'_a = \ast\ \sigma_{en} = 4200 \text{ daN/cm}^2 & \text{sous SP2} \\ \bar{\sigma}_a = \dfrac{2\sigma_{en}}{3} = 2800 \text{ daN/cm}^2 & \text{sous SP1.} \end{cases}$$

TREILLIS SOUDÉS : (Grillage de fils tréfilés lisses).

$\sigma_{en} = 5300$ daN/cm² pour $\phi < 6$ mm.

$\sigma_{en} = 4500$ daN/cm² pour $\phi > 6$ mm.

Contraintes admissibles imposées par les conditions de fissuration (A5+4.9 CCBA 68)

$$\bar{\sigma}_a \leq \begin{cases} 2/3\,\sigma_{en}. \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{cases} \quad \text{pour limiter la fissuration.}$$

σ_1 : contrainte de fissuration systématique.

σ_2 : – – accidentelle → dûes aux effets de.

i) variations de température
ii) retrait.

K : Coef. de conséquence de fissuration sur le comportement de l'ouvrage

$$K = \begin{cases} 1{,}5 \ast 10^6 & \text{fissur. peu nuisible} \\ 10^6 & \text{fiss. nuisible} \\ 0{,}5 \times 10^6 & \text{fiss très nuisible} \end{cases}$$

η : coef de fissuration.

$\eta = 1$ barres R.L

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

$\phi = \max \phi_i$ en mm

$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd}$ $\bar{\omega}_f$ Pourcentage de fissuration.

B_f : section de béton fissuré

A : Section totale des armatures tendues

$\bar{\sigma}_b$: contrainte de traction de référence du béton.

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} * \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} \qquad \sigma_2 = 2,4 * \left[\eta \frac{K\bar{\sigma}_b}{\phi}\right]^{1/2}$$

PREDIMENSIONNENT des ELEMENTS:
poteaux - poutres - poutrelles.

PREDIMENSIONNENT DES ELEMENTS

Evaluation de charges : charges permanentes

Plancher terrasse

Protection gravillon (5cm)	0,05 * 1800 =	90 daN/m²
Etancheité multicouche		10
Forme de pente (1,5 %)		110
film pare-vapeur		–
Liège (4cm)	0,04 * 400 =	16
Pare vapeur		5
Dalle en B.A	0,08 x 2500 =	200
TN40		35
faux Plafond en placôplatre (2cm)		28

G = 504 daN/m²

Plancher courant

Carrellage	2000 x 0,02 =	40
sable stabilisé	1800 x 0,03 =	54
Ecran pare-vapeur		–
Dalle en B.armé		200
TN 40		35
cloisons		75
Mortier de pose		35
Faux-Plafond en placo-plâtre		28

G = 477 daN/m²

Surcharges d'exploitation

Pl. Terrasse (inaccessible)	P = 100 daN/m²
Plancher courant	P = 250
Escaliers (Bt à usage de Bureaux)	P = 400

on a pas pris en compte la surcharge climatique de Neige $N_n = 20$, or on a supposé qu'elle n'agit pas en même temps que la surcharge d'exploitation $P = 100$ daN/m².

Prédimensionnement des poutrelles (Blocs A et C.)

les poutrelles sont supposés articulées aux poutres ce qui engendre une surestimation de dimensions de profilés

la poutrelle est soumise à une charge linéairement repartie q

$$q = (G + P)\,l'$$ où l' = Entraxes de 2 poutrelles successives = 1.5 m.

Plancher terrasse

$$q = (504 + 100) * 1.5 = 906 \text{ daN/ml}$$

plancher Courant

$$q = (477 + 250) * 1.5 = 1090.5 \text{ daN/ml}$$

Le prédimensionnement est effectué se le critère de déformabilité :

Pour 1 charge uniformement repartie q

la flèche est donnée par : $f = \frac{5}{384} * \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$ (CM 66. Art 5.251)

$$\Longrightarrow \quad I_x \geqslant \frac{5}{384} * \frac{q l^3}{E} * 300$$

plancher terrasse

$l_I = 4.80$ m $\Rightarrow I_{xI} \geq 1864 \longrightarrow$ IPE 200 ($I_x = 1943$)
$l_{II} = 6.00$ m $\Rightarrow I_{xII} \geq 3640 \longrightarrow$ IPE 240 ($I_x = 3892$)

Plancher courant

$l_I = 4.80$ m $\Rightarrow I_{xI} \geqslant 2243 \longrightarrow$ IPE 220 ($I_x = 2772$)
$l_{II} = 6.00$ m $\Rightarrow I_{xII} \geqslant 4381 \longrightarrow$ IPE 270 ($I_x = 5790$)

Récapitulation

IPE 240 pour le plancher terrasse } Pour l_I et l_{II}
IPE 270 - - - courant }

Calcul de poutrelles Bloc B

$l' = 1$ m

$G + P = 504 + 100 = 604$ daN/m²

$\Longrightarrow \quad q = 604 * 1 = 604$ daN/ml

$$I_x \geqslant \frac{5 * q l^3 * 300}{384 \quad E} = 404.5 \text{ cm}^4$$ Soit des IPE 180

PREDIMENSIONNEMENT des POUTRES

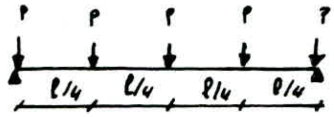
Le prédimensionnement est basé sur le critère de déformabilité. La poutre est supposé simplement appuyée et soumise aux charges verticales (C.p. et S.E) en tenant du poids propre de la poutre elle-même et des solives reposant sur la poutre. Les charges ne sont pas ponderées

charge uniformément repartie $f_1 = \frac{5}{384} \cdot \frac{q l^4}{EI} \leq \frac{l}{300}$

charge concentree au milieu $f_2 = \frac{1}{48} \cdot \frac{Q l^3}{EI} \leq \frac{l}{300}$

Présence simultaneé des 2 charges $f = (f_1 + f_2) \leq \frac{l}{300}$

Remarque Annexe 15.315



On peut considérer ici uniformément repartie les séries d'au moins 5 charges concentrées égales appliquées à la poutre à des intervalles réguliers selon le schéma ci dessus.

POUTRES BLOC - B P' poids des solives /m²

Poutre	G + P daN/m²	P' daN/m²	l' (m)	(G+P+P') l' daN/ml	I_x choisi cm⁴	I_x calculé cm⁴	Profilé IPE
1	604	/	0.5	302	1317	1213.4	180
2	〃	/	0.5	302	171	151.7	100
3	〃	18,8	3	1868.4	1317	938	180
4	〃	18.8	3	1868,4	8356	7506	300
4'	〃	8,1	1.5	918,2	3892	3689	240
5	〃	18,8	6	3786,8	16270	15012	360
5'	〃	18,8 ; 8,1	3;1,5	2786,5	11770	11136	330
6	〃	18,8	6	3736,8	1943	1844	200
	〃	18,8;8,1	3;1,5	3736,8	1943	1399.8	200

Résumé :

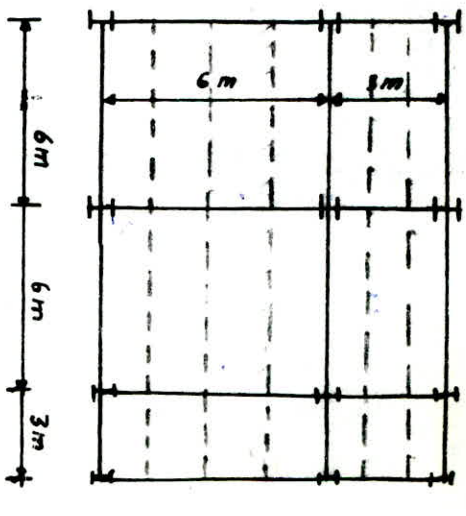
nous avons pris dans le sens transversal

IPE 300 pour $l_1 = 3m$

IPE 360 pour $l_2 = 6m$

sens longitudinal

IPE 220 pour l_1 et l_2.



POUTRES BLOCS A, C : Prédimensionnées selon le critère de déformabilité qui est prépondérant.

Résumé

A	C
Terrasse IPE 360 sens transversal IPE 360 sens longitudinal	Terrasse sens longitudinal IPE 360 IPE 360 sens transversal
Courant : idem	courant sens transversal { IPE 360 l = 6m ; IPE 300 l = 3m sens longit { IPE 360

Prédimensionnement des poteaux Blocs A et C

on se limite au calcul du poteau le + chargé. Tous les autres poteaux seront ~~poteaux~~ identiques à ce dernier.

Le poteau sera dimensionné en flexion composée

$$K\sigma + K_d \sigma_{fx} k_{fx} \leq \sigma_e$$

où σ est la contrainte normale dûes aux C.p et aux S.E

et σ_{fx} est la contrainte de flexion sous la surcharge climatique du vent extrême ⊥ à l'axe x-x si $\sigma_{fx} > \sigma_{fy}$.

on supposera que le poteau est prémuni contre le deversement → $K_d = 1$

Etude au vent préliminaire : Bloc C

H : hauteur totale du batiment = 13.98 m.

$b = 12.40\,m$
$a = 17.89\,m$

$$q = q_0 \, k_s \, k_h \, \delta . \beta . C \quad [daN/m^2]$$

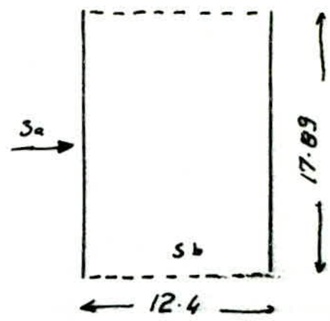
$q_0 = 70\, daN/m^2$

$$K_h = 2{,}5 * \frac{H + 18}{H + 60} = 2.5 * \frac{13.98 + 18}{13.98 + 60} = 1{,}08$$

$K_s = 1$ (site normal)

$H \leq 20\, m \longrightarrow \delta = 0.7$

on considerera dans ce calcul préliminaire que les parois Sa sont fermées, la construction étant masqué de ces côtes Sa.



La paroi Sb est partiellement ouverte

$$\mu = \frac{\text{Surface ouvertures}}{\text{surface totale de la paroi}} = 28,48$$

Pour le vent ⊥ Sa

$$\left.\begin{array}{l} \lambda a = \frac{h}{a} = \frac{13.98}{17,89} = 0.78 \\ \frac{b}{a} = 0,69 \quad , \quad \frac{a}{b} = 1.45 \end{array}\right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

Vent ⊥ Sb

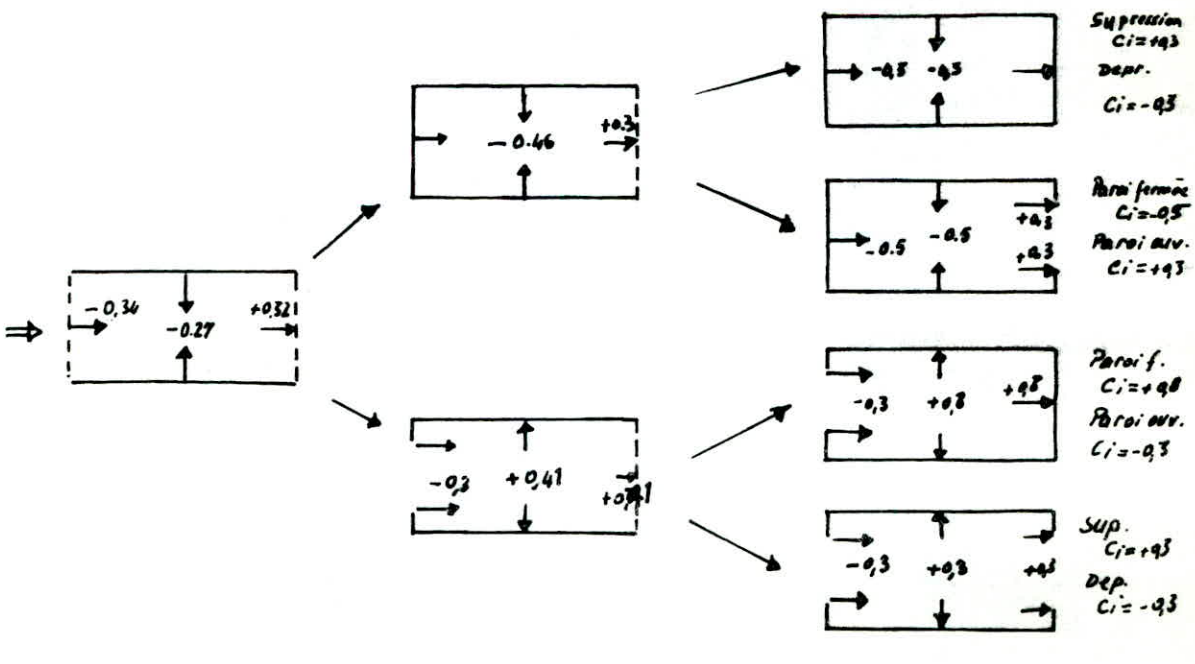
$$\left.\begin{array}{l} \lambda b = \frac{h}{b} = 1.13 \\ \frac{b}{a} = 0.69 , \quad \frac{a}{b} = 1.45 \end{array}\right\} \Rightarrow \gamma_0 = 1$$

Actions extérieures

Vent ⊥ Paroi Sa	face au vent	$Ce = +0,8 \ \forall \ \gamma_0$
	Sous le vent	$Ce = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5$
Vent ⊥ paroi Sb	face au vent	$Ce = +0,8$
	Sous le vent	$Ce = -0,5$

Actions intérieures

on a une construction à base rectangulaire, à 2 parois partiellement ouvertes opposées



interpolations intermédiaires

$$C_i = -0{,}3 - 0{,}20 * \frac{28.48-5}{30}(-0{,}3+0{,}5) = -0{,}46$$

$$C_i = +0{,}3 + (0.8 - 0{,}3) * \frac{35-28.4}{30} = +0{,}41$$

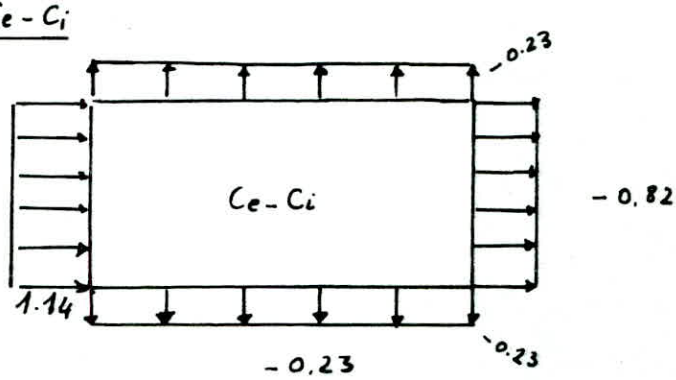
Interpolation finale

Paroi DC $\quad -0{,}3 - (0{,}46 - 0{,}3) \times \frac{35-28.4}{30} = -0{,}34$

AB $\quad +0{,}3 + (0{,}41 - 0{,}3) \times \frac{35-28.4}{30} = +0{,}32$

AD, BC $\quad -0{,}48 + (0{,}41 + 0{,}46) \times \frac{35-28.4}{30} = -0{,}27$

Combinaisons $C_e - C_i$



RESUMÉ $\quad$ Pression : $C = 1.14$
succion : $C = -0.82$

$$q = q_0 \times K_s\, K_h\, \delta \cdot C \cdot \beta \quad [daN/m^2] \qquad q_0 = 70\ daN/m^2$$

on prend $K_s = K_h = \delta = \beta = 1$ → engendre une surestimation des charges du vent

$$q = 70 \times C = 70 \times 1.14 = 79{,}8\ daN/m^2$$

$$F_v = q \cdot b = (79.8 \times 12.40) = 989{,}52\ daN/ml \simeq 990\ daN/ml$$

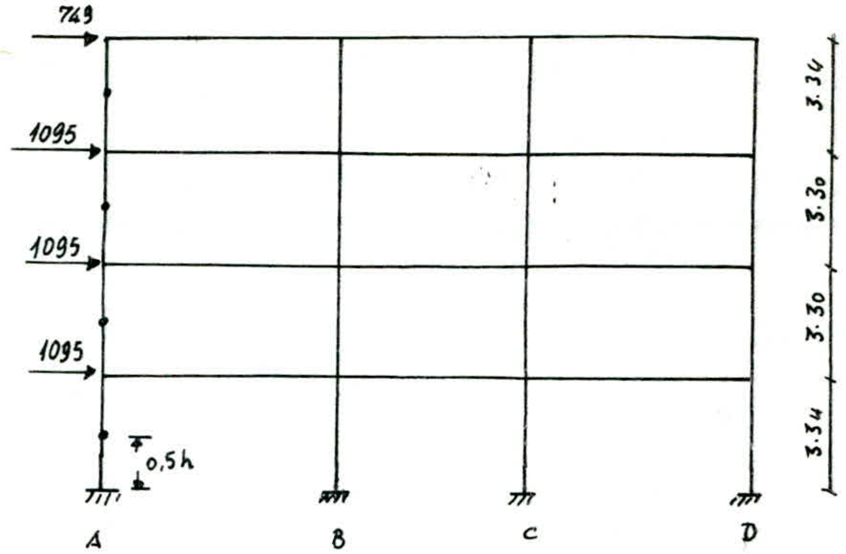
niveau IV $\quad F_4 = (1.67 + 0.6) * 990 = 749$ daN

niv III $\quad F_3 = (1.67 + 1.65) * 990 = 1095$ daN

niv II $\quad F_2 = (1.65 + 1.65) * 990 = 1090$ daN

niv I $\quad F_1 = (1.65 + 1.67) * 990 = 1095$ daN

Nous utiliserons une méthode simplifié de Bowman, avec comme hypothèse : les noeuds d'articulation se trouvent à 0,5 h (CCBA 68 Art 53.12)

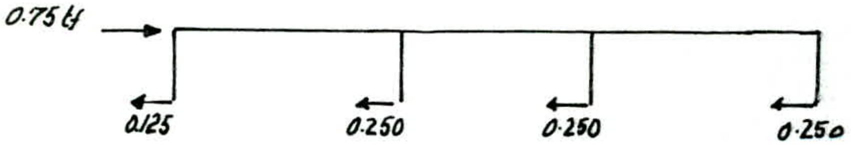


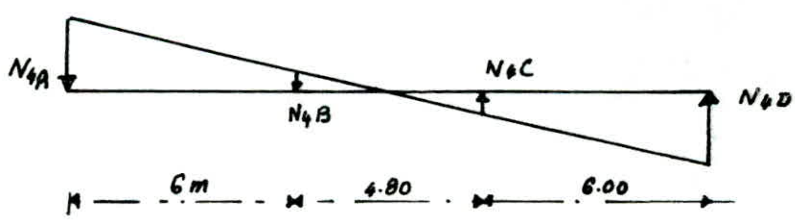
Pour chaque niveau, les poteaux de rive reprennent $\frac{1}{6}F$, et les poteaux centraux reprennent $\frac{F}{3}$.

Niv IV $\quad F_4 = 0.749\ tf \simeq 0.75\ tf.$

$$F_{4A} = F_{4D} = \frac{0.75}{6} = 0.125\ t.f.$$

$$F_{4B} = F_{4C} = \frac{0.75}{3} = 0.250\ t.f.$$





$N_{4A} = N_{4D}$
$N_{4B} = N_{4C}$ $\quad$ & $\quad \dfrac{N_{4D}}{8.40} = \dfrac{N_{AC}}{2.40} \Rightarrow N_{4D} = 3,5\, N_{4C}$

Moment renversant

$$M_R = 0.75 * 1.67 = [3.5 N_{4B} * 8.40 + N_{4B} * 2.40] * 2 \Rightarrow N_{4B} = 0{,}02\ tf$$

$$N_{4A} = N_{4C} = 0.069\ tf$$

$$M_{4d_1} = M_A\,sup = 0.125 * 1.67 = 0.209\ t.f.m$$

$$Mg_B = -N_4A * 6 + 0{,}125 \times 1.67 = 0.205\ tf.m$$

$$Md_B = (0.250 + 0.125) * 1.67 - N_{4B} * 4.80 - N_{4A} * 10.80 = -0.215\ tf.m.$$

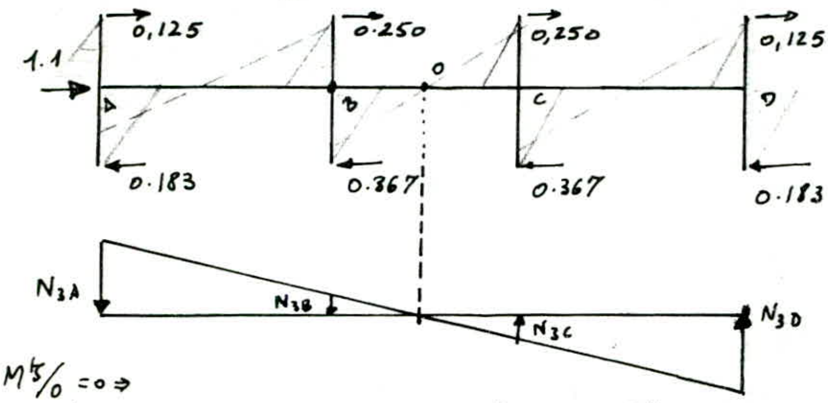
$$M_{BR} = 0.25 * 1.67 = 0.418\ tf.m$$

$M_B\ sup = 0.25 * 1.67 = 0.418\ tf.m$

Niveau III $\quad F_3 = 1095\ daN \simeq 1.1\ tf.$

$$N_{3A} = N_{3D} = 3,5\ N_{3B} = 3,5\ N_{3C}$$

$F_{3A} = F_{3D} = 1,1 * \frac{1}{6} = 0,183\ tf \qquad F_{3B} = F_{3C} = 0,367\ tf.$



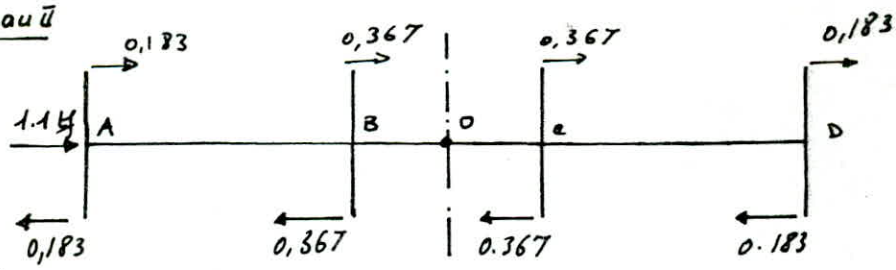
$\Sigma M^t/_o = 0 \Rightarrow$

$N_{3C} * 2.40 + N_{3D} * 8.40 = 0.375 * (1.67) + 0,550 * (1.65) \Rightarrow \begin{cases} N_B = 0,048 \\ N_A = 0,145 \end{cases}$

$M_{An} = 0.125 * 1.67 = 0.209\ tf.m.$
$M_{As} = 0.183 * 1.65 = 0.302\ tf.m.$
$M_{AB} = -(0,209 + 0,302) = -0.511\ tf.m$
$M_{BA} = -0,511 + 0.145 * 6 = 0,359\ tf.m.$

$M_{Bn} = 0,25 \times 1.67 = 0,418\ tf.m.$
$M_{Bs} = 0,367 \times 1.65 = 0,604\ tf.m$
$M_{BC} = 0.604 + 0,418 - 0,359 = 0.663\ tf.m.$

niveau II



noeud A

$M_{As} = M_{An} = 0,183 * 1.65 = 0,302\ tf.m.$
$M_{AB} = -0.302 - 0,302 = -0,604\ tf.m.$

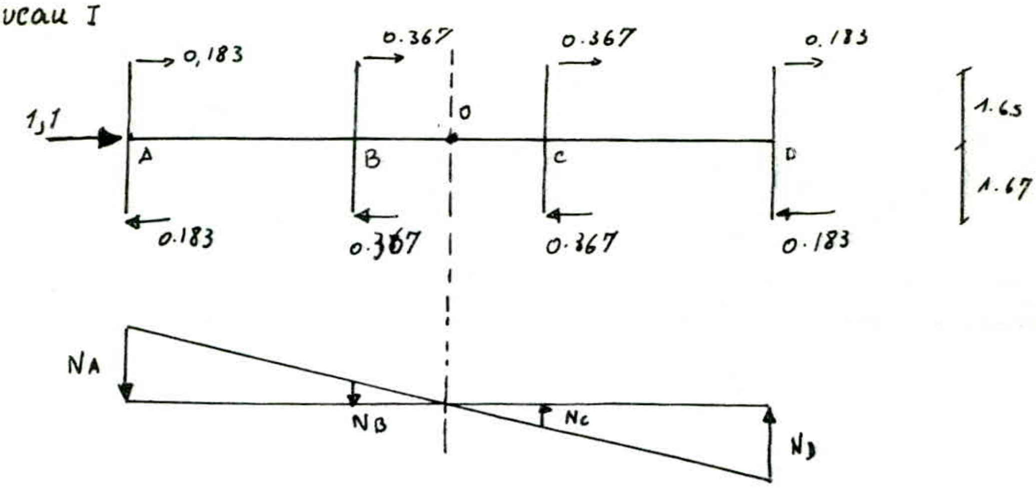
$\Sigma M_t/_o = 0 \Rightarrow (0.183 + 0.367) * 2 \times 1.65 = N_A(8.40) + N_B(2.40)$

$$\Rightarrow N_B = 0,057\ tf \qquad N_A = 0,171\ tf.$$

$$N_A = 3,5\ N_B$$

noeud B : $M_{Bn} = M_{Bs} = 0,367 * 1.65 = 0.604\ tf.m.$
$M_{BA} = -0,604 + 0,171 * 6 = 0,422\ tf.m$
$M_{BC} = -0,422 + 0,604 + 0.604 = 0.786\ tf.m$

niveau I



$$\Sigma M^{ts}/_{O} = 0 \Rightarrow (0.367+0.183)(1.67+1.65) = N_C * 2.4 + 3,5 N_C * 8.4$$

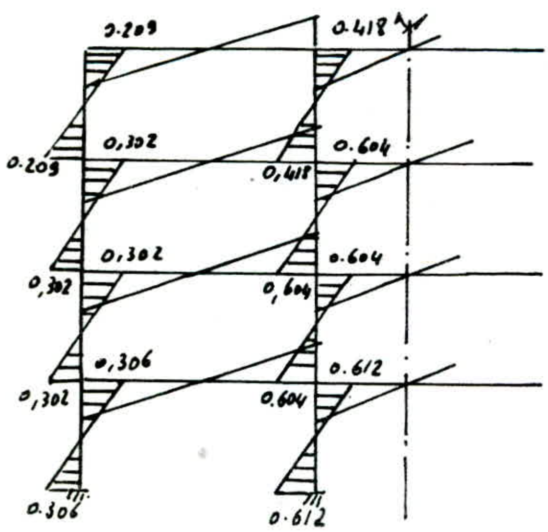
$$\Rightarrow \begin{cases} N_C = 0,055 \text{ tf} \\ N_D = 0,166 \text{ tf} \end{cases}$$

$M_{An} = 0.183 * 1.65 = 0,302$ tf.m
$M_{As} = 0.183 * 1.67 = 0,306$ tf.m
$M_{AB} = -0.608$ tf.m.

$M_{Bn} = 0,367 * 1.65 = 0,604$ tfm.
$M_{Bs} = 0,367 * 1.67 = 0,612$ tf.m.
$|M_{BA}| = -0,608 + 0,166 \times 6 = 0,388$ tfm.

$M_{BC} = -0,388 + 0,612 + 0,604 = 0,828$ tf.m.

Les résultats sont résumées sur le diagramme suivant



Minf = 0,602 tf.m = 602 daN.m

Nous prenons $k_d = 1$

$k_{fy} = 1$

et un coef. de flambement $K = 2$ (proposé par notre promoteur)

Calcul de l'effort normal N

Surface qui revient au poteau : $(6) * (5,4) = 32,4\ m^2$

Niveau terrasse

$G = 504$ daN/m²

+ Poutres = $57 \times 11,4 = 649,8$ daN/m²

+ Poutrelles = $6,1 \times 5,4 \times 3 = 98,8$ daN

$P = 100$ daN/m²

Niveau courant

$G = 477$ daN/m²

Poutres : 649,8 daN

Poutrelles : $7,2 \times 5,4 \times 3 = 116,6$ daN

$P = 250$ daN/m²

$$G = (504 + 3 * 477) * 32,4 + (649,8 + 3 * 649,8) + (98,8 + 3 \times 116.6) = 65742 \text{ daN}$$

$$P = (100 + 3 * 250)\, 32,4 = 27540$$

$$N = \frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P = 128966 \text{ daN}$$

sous vent normal à S_b

$M_{Vn} = 0,612$ tfm.

$M_{Ve} = 1,75 \times 0,612 = 1,071$ tf.m $= 1071$ daN.m.

Stabilité

$$K \frac{N}{A} + K_d K_{fy} \sigma_{fy} \leq \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$K_d = 1$ $K_{fy} = 1$. $K = 2$, nous verifions pour un HEA400

$A = 159\ cm^2$

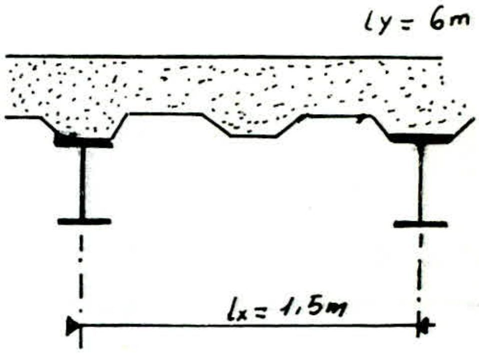
$W_y = 571\ cm^3$

$$\Rightarrow \quad 2 * \frac{128966}{159} + \frac{1071 \times 10^2}{571} = 1810 < 2400$$

Nous prenons un HEB 400 ; or le HEA 400 donne des deplacements inadmissibles des noeuds.

I Panneau de dalle

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{1.5}{6} = 0.25 < 0.4$$



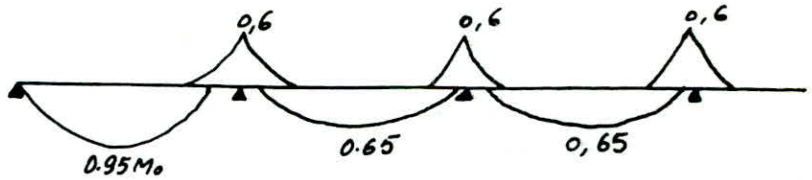
Donc la dalle travaille dans le sens de la plus petite portée : l_x

$$M_x = \frac{q_x l_x^2}{8} = \frac{624 * 1.5^2}{8} = 175,5 \text{ daN.m}$$

$q_x = 504 + 1,2 * 100 = 624$ daN/ml pour le plancher terrasse.

Les moments en travées et en appuis doivent verifier :

$$M_{tx} + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geqslant 1,25\, M_o.$$



Plancher terrasse :

$M_{tx} = 0,95 \times 175,5 = 166,725$ m daN → traveé de rive
$M_{tx} = 0,65 \times 175.5 = 114,075$ m daN → traveé intermédaire
$M_{ax} = 0,6 \times 175,5 = 105,300$ mdaN en appui

Plancher courant : $q = 477 + 1.2 * 250 = 777$ daN/ml. ⇒ $M_{ox} = 218,53$ m.daN

$M_{tx} = 0,95 * \frac{777 * 1.5^2}{8} = 207,60$ m.daN travée de rive.

$M_{tx} = 0,65 * 218,53 = 142,04$ m.daN travée intermédiaire

$M_{ax} = 0,6 * 218,53 = 131,12$ m.daN

FERRAILLAGE DU PANNEAU

i - Panneau derive

Épaisseur de la dalle h_t : 8 cm
Aciers utilisés de $\phi \leq \frac{h_t}{10} = 8$ mm.

Panneaux de plancher courant

$M_{tx} = 207,6$ m.daN
$M_{ax} = 131,12$ m.daN

en traveé : $A = \frac{M_{tx}}{z\, \bar{\sigma}_a} = \frac{207,6 * 10^2}{7/8 * 6 * 2800} = 1,41$ cm²/ml → 5T6/ml. (1,41 cm²/ml)

Sur appui : $A = \frac{131,12 * 10^2}{7/8 * 6 \times 2800} = 0,89$ cm²/ml Appui intermédaire

soit 4T6/ml (1,13 cm²/ml)

Appui de rive $\quad M_{ax} = 0{,}15\ M_o$.

$$A = \frac{0{,}15 \times 218{,}53 \times 10^2}{7/8 \times 6 \times 2800} = 0{,}22 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

soit 2T6 (0,56 cm²/ml).

Panneau intermédaire

$M_{tx} = 142{,}04$ m.daN.

$M_{ax} = 131{,}12$ m.daN

en travée $\quad A = \dfrac{142{,}04 * 10^2}{7/8 * 6 * 2800} = 0{,}96 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit $4T6/_{ml}$ (1,13 cm²/ml)

en appui $\quad$ 4T6/ml.

ferraillage dans l'autre sens.

Panneau de rive $\quad A_y = \dfrac{A_x}{4} = \dfrac{1{,}41}{4} = 0{,}35 \text{ cm}^2/\text{ml}$

Soit 2T6/ml (0,56 cm²/ml)

Panneau intermédiaire:

$$A_y = \frac{A_x}{4} = \frac{0{,}96}{4} = 0{,}24 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

2T6/ml (0,56 cm²/ml)

Condition de non fragilité

$$\frac{A_z}{bh} = \frac{2-\rho}{2} * 0.69 * \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = \frac{2-0.25}{2} * 0.69 * \frac{5.9}{2800} = 0{,}51 \text{ cm}^2$$

$$\begin{matrix} A_{x_1} = 1.41 \\ A_{x_2} = 1.13 \end{matrix} > A_{z\,min} = 0{,}51 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \text{verifiée}$$

Panneaux du plancher terrasse

i- Panneau de rive $\quad M_{tx} = 166{,}725$ m.daN

$M_{ax} = 0{,}15 \times 175{,}5 = 26{,}325$ m.daN.

ferraillage: $\quad$ en travée : $A = \dfrac{M}{7/8 h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{166{,}725 * 10^2}{7/8 \times 6} = 1{,}134 \text{ cm}^2/\text{ml}$

soit $5T6/_{ml}$ (1.41 cm²/ml)

en appui $\quad A = \dfrac{M}{7/8 h \bar{\sigma}_a} = \dfrac{26{,}325 \times 10^2}{7/8 \times 6 \times 2800} = 0{,}18 \text{ cm}^2/\text{ml}$

soit 2T6/ml (0,56 cm²/ml).

Panneau intermédiaire $M_{tx} = 144.075$ mdaN

$M_{ax} = 105,300$ mdaN appui de rive

en travée : $A = \dfrac{144.075 \times 10^2}{7/8 \times 6 \times 2800} = 0,98$ cm²/ml → 4T6/ml (1,13 cm²/ml)

sur appui (intermédiaire) $A = \dfrac{105,3 \times 10^2}{7/8 \times 6 \times 2800} = 0,72$ cm²/ml → 3T6/ml

Armatures dans l'autre sens : $A_y = \dfrac{A_x}{4} = 0,245$ → 2T6/ml (0,56 cm²/ml)

Résumé

nous adopterons le même ferraillage pour tous les panneaux

- Sens l_x : 5T6/ml.
- Sens l_y : 2T6/ml
- sur appuis : 4T6/ml.

Vérification à l'Effort tranchant

Niveau courant $q = 777$ daN/ml $b = 100$ cm (1 bande de 1m)

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{777 \times 1.5}{2} = 582,75 \text{ daN}$$

contrainte tangentielle $\tau = \dfrac{T}{bz} = \dfrac{582.75}{100 \times \frac{7}{8} \times 6} = 1,11$ daN/cm² $< 1,15\,\bar{\sigma}_b = 6,8$ daN/cm²

Pas d'armatures transversales

Vérification à la fissuration

$K = 1,5 \times 10^6$ fissur. peu nuisible

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

$\sigma_{en} = 4200$ daN/cm²

$\phi = 6$ mm

$\bar{\omega}_f = \dfrac{A}{B_f} = \dfrac{A}{2bd} = \dfrac{1,41}{2 \times 2 \times 100} = 3,52 \times 10^{-3}$ Pourc. de fissuration.

$$\sigma_1 = 1,5 \times 10^6 \times \frac{1,6}{6} \times \frac{3,52 \times 10^{-3}}{10 \times 3,52 \times 10^{-3} + 1} = 1360 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4\sqrt{\frac{K\eta\bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \times \sqrt{\frac{1,5 \times 10^6 \times 1,6 \times 5,9}{6}} = 3687 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\begin{Bmatrix} \frac{2}{3}\sigma_{en} \\ \max(\sigma_1, \sigma_2) \end{Bmatrix} = \underline{2800} \text{ daN/cm}^2$$

vérifiée

Calcul de flèches

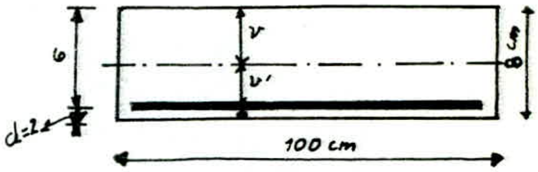
Moments sous G et S.E

$$M_{G+P} = \frac{0.95 * (250 + 477)(1.5)^2}{8} = 194,24 \ m.daN/ml.$$

$$M_G = \frac{0.95 * (477)(1.5)^2}{8} = 127,45 \ m\,daN/ml.$$

<u>inertie totale</u>

1. position de l'axe neutre



$$v = \frac{15 * 1,41 * 6^2 + 100 \times 8 \times \frac{8}{2}}{15 * 1.41 + 100 * 8} = 4,82\,cm$$

$$v' = h_t - v = 3,18\,cm$$

2. inertie totale

$$I_t = \frac{100 \times 4.82^3}{3} + \frac{100 * 3,18^3}{3} + 15 * 1,41 * (1,18)^2 = 4834\ cm^4$$

<u>Valeurs de λ et μ.</u>

$$\overline{\omega} = \frac{A}{bh} = \frac{1.41}{6 \times 100} = 0,235\ \%$$

a) Charge de faible durée d'application

$$\lambda_i = \frac{\overline{\sigma}_b}{72\left(2 + 3\frac{b_0}{b}\right)\overline{\omega}} \qquad b_0 = b \ (\text{dalle})$$

$$= \frac{5,9}{72\left(2 + 3 * \frac{b}{b}\right)0,235 * 10^{-2}} = 6,974.$$

b) charge de longue durée d'application

$$\lambda_v = \frac{\lambda_i}{2.5} = 2.789$$

$$\overline{\sigma}_a = \frac{M_1}{Z A_a} = \frac{194,24 \times 100}{7/8 \times 6 \times 1,41} = 2624\ daN/cm^2$$

$$\mu = 1 - \frac{5\,\overline{\sigma}_b{}^b}{4\overline{\omega}\,\sigma_a + 3\overline{\sigma}_b} = 1 - \frac{5 * 5.9}{4 * 0,235 * 10^{-2} * 2624 + 3 * 5,9} \geq 0$$

$$= 0,30 > 0$$

Module de déformation du béton pour des charges de longue durée :

$$E_v = 7000\,(1,2\,\sigma'_{28})^{1/2} = 126\,000\ daN/cm^2$$

Le module de déformation de courte durée

$$E_i = 3E_v = 378\,000\ daN/cm^2$$

Flèches - CCBA 68 . Art 61

$f_{g\infty}$: flèche dûe au déformations instantanées et differées sous G
f_{q_0} - - - sous G et q
f_{g_0} : - sous G.

1°) $I_{fv} = \dfrac{I_t}{1+\lambda_v\mu} = \dfrac{4834}{1+2{,}789 * 0{,}3} = 2631{,}89 \ cm^4$

$$f_{g\infty} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_{fv}} = \frac{127{,}45 * 100 * \overline{150}^2}{10 * 126\,000 \times 2631{,}89} = 0{,}086 \ cm$$

2°) $I_{fi} = \dfrac{I_t}{1+\lambda_i\mu} = \dfrac{4834}{1+6{,}974 * 0{,}3} = 1563{,}29$

$$f_{g_0} = \frac{M_g l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{127{,}45 * 100 \times \overline{150}^2}{10 \times 378000 \times 1563{,}39} = 0{,}049 \ cm.$$

3°) f_{q_0} $I_{fi} = \dfrac{I_t}{1+\lambda_i\mu} = 1563{,}29$

$$f_{q_0} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_{fi}} = \frac{194{,}24 * 100 \times \overline{150}^2}{10 * 378\,000 \times 1563{,}29} = 0{,}074 \ cm$$

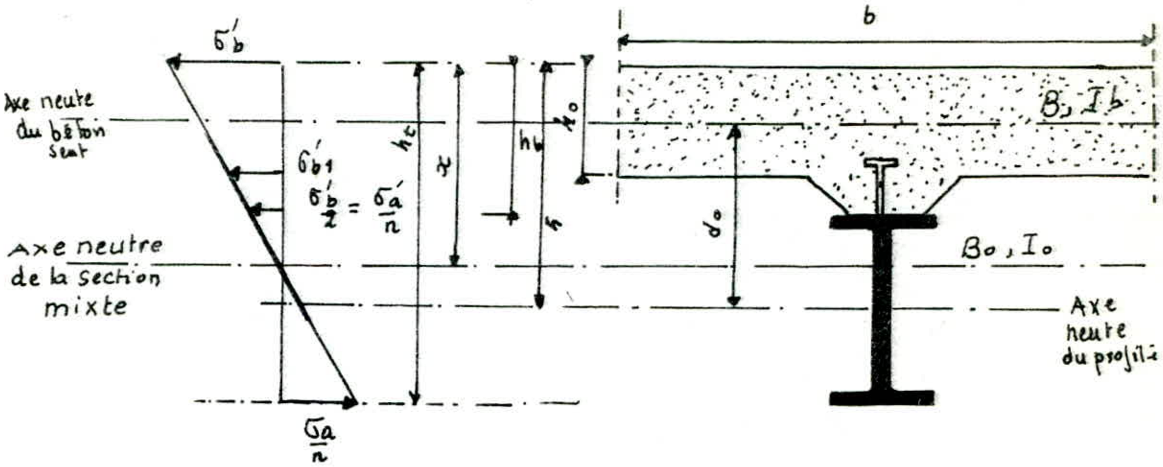
$$\Delta f_{totale} = f_{g\infty} + f_{q_0} - f_{g_0} = 0{,}086 + 0{,}074 - 0{,}049 = 0{,}11 \ cm \ll \frac{l}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = 1{,}3 \ cm$$

La <u>flèche est donc verifiée</u>.

PLANCHER COLLABORANT

Etude de la poutre mixte



Les relations entre les 7 paramètres sont définies comme suit :

$$h = \frac{h_o}{2} + d_o$$

$$B = b\,h_o \qquad\qquad I_b = \frac{b\,h_o^3}{12}$$

$$B_o = B + n\,A$$

2 cas peuvent se présenter.

a) l'axe neutre passe en dessous de la section du béton seul (dalle)

on a dans ce cas $\dfrac{B}{nA} \leq \dfrac{2(h-h_o)}{h_o}$

la position de l'axe neutre est donnée par :

$$X = \frac{h_o}{2} + \frac{d_o\,n\,A}{B_o}$$

b) l'axe neutre passe dans la dalle

dans ce cas $\dfrac{B}{nA} > \dfrac{2(h-h_o)}{h_o}$

la position de l'axe neutre est donnée par $X = \dfrac{2h}{1+\sqrt{1+\dfrac{2bh}{nA}}}$

Application

$h_o = 8$ cm
poutrelle IPE 270 (Plancher courant) $\Rightarrow h_p = 27$ cm
hauteur des nervures : 4 cm
$\Rightarrow d_o = \frac{h_o}{2} + 4 + \frac{h_p}{2} = 4 + 4 + 13{,}5 = 21{,}5$ cm
$h = d_o + \frac{h_o}{2} = 25{,}5$ cm

b : largeur de la dalle callaborante

« ℓ' » : entraxe de solives
« ℓ » portée de la solive

$$b = \min \begin{cases} \ell'/2 \\ \ell/10 \\ \frac{3}{4}\,(\text{distance section considérée à l'appui le + proche}) \end{cases}$$

$$b = \min \begin{cases} 75\,cm \\ 60\,cm,\ 40\,cm \\ \frac{3 \times 150}{4} \end{cases} = (60, 48)\,cm$$ pour des solives de portées resp^t 6 m et 4 m.

* largeur moyenne de la nervure du béton ou du renformis = 12 cm

* Les nervures du platelage sont orientés parrallèlement aux porteuses.

Pour b = 48 cm

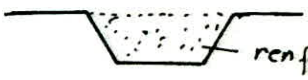
$$\frac{B}{nA} = \frac{48 * 8}{15 * 45,9} = 0,558$$

$$\frac{2(h-h_o)}{h_o} = \frac{2(25,5-8)}{8} = 4,375$$

$$\frac{B}{nA} < \frac{2(h-h_o)}{h_o}$$

donc l'axe neutre tombe en dessous de la dalle

Section du renformis : $4 \times 12 = 48\ cm^2$



renformis

$$B_o = B + nA$$

$$B = b h_o + 48 = 48 \times 8 + 48 = 432\ cm^2$$

$$B_o = 432 + 15 * 45,9 = 1120.5\ cm^2$$

$$x = \frac{h_o}{2} + d_o * \frac{nA}{B_o} = 4 + \frac{21,5 * 15 * 45,9}{1120,5} = 17,2\ cm$$

La transmission des forces de glissement de la poutrelle vers le béton se fait par des connecteurs dont la capacité a été determiné par des essais.
Il existe plusieurs types de connecteurs, les + importants

1) goujon à tête de capacité $\overline{Q} = 42\,d\,\sqrt{d\,\sigma_j'}$ d : diamètre du goujon

2) Cornières – – $\overline{Q} = 40\,(2 + \sqrt{d})\,\sqrt{d\,b\,\sigma_j'}$

b : largeur de la cornière
d : epaisseur de l'aile.

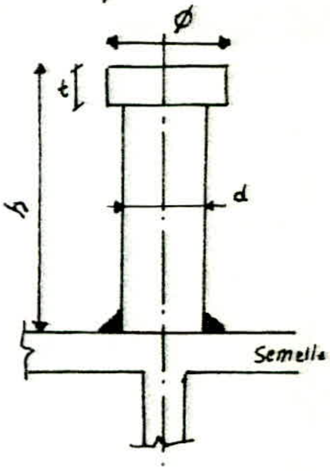
Ces connecteurs doivent assurer une solidarité aussi efficace que possible
Ils doivent s'opposer au soulèvement de la dalle et surtout au glissement de la dalle en limitant les deplacements relatifs de l'acier et du béton à une valeur suffisament faible pour ne pas entacher d'une erreur appréciable les resultats de calcul basés sur la solidarisation complète des 2 matériaux.

Espacement des connecteurs Art 3.32 CTICM.

L'espacement des connecteurs ne peut en aucun cas dépasser 10 fois l'épaisseur de la dalle

$$t_c \leq 10 h_o = 80 \text{ cm}.$$

On utilisera des connecteurs : goujons à tête cylindriques



La capacité d'un connecteur :

$$\overline{Q} = 42\, d \sqrt{d\, \sigma_j'} \quad (1) \quad (\text{CTICM Art } 3.422)$$

d (cm)

$\overline{Q}$ en daN

$\sigma_j' = 270$ daN/cm²

La relation (1) n'est valable que si les dimensions vérifient :

$1 \text{ cm} \leq d \leq 3{,}2 \text{ cm}$

$0{,}6 d \leq t \leq d$

$h \geq 4d$

$1{,}2 d \leq Ø \leq 1{,}4 d$

- Les connecteurs offrent la m̂ résistance dans les 2 sens.
- Les résistances de plusieurs connecteurs situés sur une même section s'additionnent quels que soient leurs écartements

On considère pour nos calculs un goujon dont les dimensions sont :

$d = 1{,}6$ cm
$t = 1{,}2$ cm
$h = 7$ cm
$Ø = 2$ cm.

} Toutes les conditions sont vérifiées

$$\overline{Q} = 42 \times 1{,}6 \sqrt{1{,}6 \times 270} = 1396{,}7 \text{ daN}.$$

Action de l'effort tranchant (CTICM Art 2.41)

L'effort tranchant T provoque un effort de glissement (de la dalle sur solive) / unité de longueur : T_1

$$T_1 = \frac{T \cdot S^*}{I_o} \quad (2) \quad \text{si} \quad x \geq h_o \qquad \text{(valable pour notre cas)}$$

Avec

$\boxed{S^* = d_o \cdot \frac{nAB}{B_o}}$ Moment statique (/à l'axe neutre) d'une partie de la section mixte située d'un côté de la ligne contact acier-béton.

$\boxed{I_o = I_b + nI_a + S^* d_o}$ Moment d'inertie de la section homogénisée / à l'axe neutre de la section mixte

$\boxed{I_b = \frac{bv_o^3}{3} + \frac{bv_o'^3}{3} + \left(\frac{we^3}{12} + 48\,v_o''^2\right)}$ moment d'inertie de la section du béton (renformis compris)

- I_a moment d'inertie du profilé

- $A = 45{,}9\ cm^2$
- $I_b = \frac{48 \times 4{,}66^3}{3} + \frac{48 \times \overline{3{,}34}^3}{3} + \left(\frac{12 * 4^3}{12} + 12*4 \times \overline{5{,}34}^2\right) = 3648\ cm^4$
- $B = bh_o + 12*4 = 432\ cm^2$
- $B_o = B + nA = 1120{.}5\ cm^2$
- $I_a = 5790\ cm^4$

$I_o = 3648 + 15*5790 + S^* * 21{,}5 = \underline{213200{,}3\ cm^4}$

$S^* = 21{,}5 \times 15 \times 45{,}9 \times \frac{432}{1120{,}5} = \underline{5707\ cm^3}$

$T_1 = \frac{TS^*}{I_o}$

<u>Selon CTICM - Art 2.413) on admet que</u> $T = \frac{ql}{2.4}$

$q = (477 + 1{,}2 * 250) * 0{,}48 = 372{,}96\ daN/mL$

$T = \frac{372{,}96 * 4{,}8}{2{,}4} = 745{,}92\ daN$

$T_1 = (\text{effort de glissement}) = \frac{T\,S^*}{I_o} = \frac{745{,}92 \times 5707}{213200{,}3} = 19{,}967\ daN/cml$

Nous prenons un espacement entre les goujons : $t' = 30cm$.

effort revenant au goujon $= 19{,}967 \times 30 = 599\ daN < \overline{Q} = 1396{,}7\ daN$

il n'aura pas de glissement entre la dalle et la solive.

Vérification au cisaillement de l'âme de solive (IPE 270)

$q = (G + 1{,}2\,P)\,b$ avec $b = 1{,}5$ m
$G = 477$ dan/m²
$P = 250$ daN/m²

$q = 1165{,}5$ daN/ml

d'où l'effort tranchant max : $T = q\dfrac{\ell}{2} = 1165{,}5 \times \dfrac{4{,}8}{2} = 2797{,}2$ daN

contrainte tangentielle engendrée par T :

$$\tau = \frac{T^{max}\,S^{x-x}}{I_{x-x}\,e_a} * \frac{A_a^{brut}}{A_a^{nette}}$$

IPE 270 → $\begin{cases} I_{x-x} = 5790\ \text{cm}^4 \\ S^{x-x} = 242\ \text{cm}^3 \\ e_a = 0{,}66\ \text{cm} \\ A_a^{br} = 14{,}52\ \text{cm}^2 \end{cases}$

nous prenons un boulon ordinaire $\phi 12 \Rightarrow d_{tr} = 1{,}4$ cm

$A_{ame}^{nette} = 14{,}52 - 1{,}4 \times 0{,}66 = 13{,}596\ \text{cm}^2$

$$\tau = \frac{2792{,}2}{5790} * \frac{242}{0{,}66} * \frac{14{,}52}{13{,}596} = 188{,}84\ \text{daN/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1{,}54}$$ vérifié.

Vérifications des contraintes dans la section mixte

1. Contrainte dans le béton :

$$\sigma'_b = \frac{M\,x}{I_0} \qquad M = \frac{q\ell^2}{8} = \frac{1165{,}5 \times 4{,}8^2}{8} = 3356{,}64\ \text{m daN}$$

$$\sigma'_b = \frac{335640 \times 17{,}2}{213200{,}3} = 27{,}1\ \text{daN/cm}^2 < \frac{3}{4}\bar{\sigma}'_b$$ vérifié.

2. Contrainte dans l'aile (de l'acier) supérieure

$$\sigma'_a = \frac{n\,M\,(x - h_b)}{I_0} = \frac{15 \times 335664\,(17{,}2 - 12)}{213200{,}3} = 122{,}8 < 2100\ \text{daN/cm}^2\ \left(\frac{7}{8}\sigma_e\right)$$

vérifié

3. Contrainte de l'acier dans l'aile inférieure

$$\sigma_a = \frac{n\,M\,(h_t - x)}{I_0} = \frac{15 \times 335664\,(39 - 17{,}2)}{213200{,}3} = 514{,}8 < \frac{3}{4}\sigma_e = 1800\ \text{daN/cm}^2$$

vérifié

Contraintes dûs au retrait

$$\sigma_b' = \rho E_b \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h + \frac{I_b + nI_a}{nAd_o} \right) - 1 \right] = 4 \times 10^{-4} \times 14 \times 10^{4} \left[\frac{5707}{213200{,}3} \left(25{,}5 + \frac{3648 + 15 * 5790}{15 * 45{,}9 * 21{,}5} \right) - 1 \right]$$

$= -8{,}61$ daN/cm²

$$\sigma_a' = \rho E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h - h_b + \frac{I_b + nI_a}{nAd_o} \right) \right] = 4 \times 10^{-4} \times 21 \times 10^{5} \left[\left(25{,}5 - 12 + \frac{3648 + 15 * 5790}{15 * 45{,}9 * 21{,}5} \right) \frac{5707}{213200{,}3} \right]$$

$= 441$ daN/cm²

$$\sigma_a = -\rho E_a \left[\frac{S^*}{I_o} \left(h_t - h - \frac{I_b + nI_A}{nAd_o} \right) \right] = -4 \times 10^{-4} \times 21 \times 10^{5} \left[\frac{5707}{213200{,}3} \left(39 - 25{,}5 - \frac{3648 + 15 * 5790}{15 * 45{,}9 * 21{,}5} \right) \right]$$

$= -166$ daN/cm².

Contraintes totales dans la section mixte :

$\sigma_b' = 27{,}1 + 8{,}61 = 35{,}71$ daN/cm² $< \frac{3}{4} \bar{\sigma}_b'$

$\sigma_a' = 122{,}8 + 441 = 563{,}8 < \frac{7}{8} \sigma_e = 2100$ daN/cm² CTICM. 1.31

$\sigma_a = 514{,}8 + 166 = 680{,}8 < \frac{3}{4} \sigma_e = 1800$ daN/cm² CTICM. 1.31

<u>Verification de la flèche : section homogène (mixte)</u>

$$f = \frac{\rho S^* \ell^2}{8 I_o} = \frac{4 \times 10^{-4} * 5707 * \overline{480}^2}{8 * 213200{,}3} = 0{,}31 \text{ cm} < \frac{\ell}{500} = 0{,}96 \text{ cm}$$

verifié.

- Les connecteurs sont les mêmes pour le plancher terrasse et courant, pour des solives de longueurs 6 m ; 4,8 m ou 3 m.

- Nous n'avons pas utilisé des étais sous la solive, alors il n'y a pas lieu de tenir compte du p. propre de la solive.

- les armatures de la dalle ont été negligées dans le calcul des inerties.

CALCUL DE L'ACROTÈRE

hauteur de l'acrotère : 60 cm

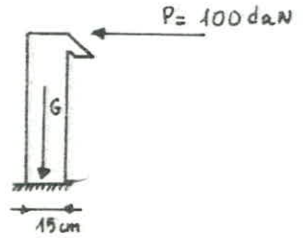
Forces agissantes : – Force horizontale P (main courante)
– Poids propre G

l'acrotère est assimilée à une console encastrée à sa base

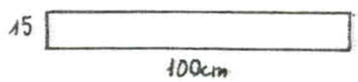
$G = 0.60 * 0.15 * (1m) * 2,5 = 0.225$ tf/ml = 225 daN/ml

$N = G = 225$ daN/ml (compression)

$M = 1,2 \times P \times h = 1,2 \times 0,1 \times 0,6 = 0,072$ tf.m = 72 m.daN

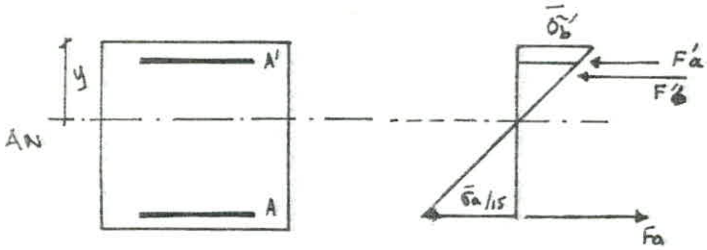


Section à considerer pour le calcul



Excentricité $e_0 = \frac{M}{N} = \frac{72 \times 10^2}{225} = 32$ cm.
$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 2,5$ cm

$e_0 > e_1 \Rightarrow$ Section partiellement comprimée



Moment fictif : $M_a = N \cdot f_a$ f_a : distance du cdg des Aciers tendus au centre de pression

$f_a = e_0 + (\frac{h_t}{2} - d) = 32 + (\frac{15}{2} - 2) = 37,5$ cm.

$M_a = 225 * 0,375 = 84,375$ mdaN

Moment résistant du béton :

$$M_{rb} = F'_b * z = \frac{1}{2} b y \bar{\sigma}'_b z \qquad \text{avec } z = h - \frac{Y}{3}$$

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

d'où $M_{rb} = 358610$ daN.cm $= 3586,1 > M_a$ Pas d'aciers comprimés

$A = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h}$ ferraillage selon méthode charon

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 * 8437,5}{2800 * 100 * 13^2} = 0,0031 \Rightarrow \begin{cases} K = 182 \\ \varepsilon = 0,9746 \\ \alpha = 0,0761 \end{cases}$$

$$A_1 = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_E \cdot h} = \frac{8437{,}5}{2800 * 0{,}9746 * 13} = 0{,}24 \ cm^2/ml$$

Section finale des aciers tendus

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a} = 0{,}24 - \frac{225}{2800} = 0{,}16 \ cm^2$$

on adoptera la section min donnée par la condition de non fragilité

$$A \geqslant 0{,}69 \ b h \ \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} \qquad \bar{\sigma}_b = 5{,}9 \ daN/cm^2 \qquad \sigma_{en} = 4200 \ daN/cm^2$$

$b = 100 \ cm \qquad h = 13 \ cm.$

$$A \geqslant 0{,}69 * 100 * 13 * \frac{5{,}9}{4200} = 1{,}26 \ cm^2/ml.$$

soit <u>5T6 /ml</u> $(A = 1{,}41 \ cm^2)$.

<u>Fissuration</u>

$K = 10^6$ fissuration préjudiciable

$\phi = 6 \ mm$

$\eta = 1{,}6$ Acier Tor $\qquad \bar{\sigma}_b = 5{,}9 \ daN/cm^2$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1{,}41}{2 \times 100 \times 2} = 0{,}0035$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} = 901{,}8 \ daN/cm^2$$

$$\sigma_2 = 2{,}4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2{,}4 \sqrt{10^6 * \frac{1{,}6}{6} \times 5{,}9} = 3010{,}4 \ daN/cm^2$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) = \sigma_2 = 3010{,}4 > \bar{\sigma}_a = 2800$ Pas de risque de fissuration

<u>vérification à l'E.T.</u>

$$A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M_a}{z} \qquad z = \frac{7}{8} \times 13 = 11{,}4 \ cm$$

$T = 1{,}2 \ P = 120 \ daN$

$$T + \frac{M_a}{z} = 120 - \frac{8437{,}5}{11{,}4} = -620{,}13 \ daN$$

$A \cdot \bar{\sigma}_a = 1{,}41 * 2800 = 3948 \ daN > T + \frac{M_a}{z}$ vérifié

<u>seisme local de l'acrotère</u> (RPA 81) Art 3.39

L'acrotère sera vérifiée sous l'action de la force horizontale : $F_p = Z \, I \, C_p \cdot W_p$

W_p : poids de l'élément $= G = 225 \ daN$ (bande de 1m)

$$Z = \frac{A\,(Gr.2,\ Zone\ II)}{A\,(Gr.2,\ Zone\ III)} = \frac{0{,}15}{0{,}25} = 0{,}6$$

A : coef d'accélération des zones Tableau 3.3.1.1 RPA81

$C_p = 0{,}8$ pour une console

$$I = \frac{A(\text{Groupe d'usage de batiment})}{A(\text{Groupe d'usage 2})} = \frac{A(Gr2)}{A(Gr2)} = 1$$

d'où $F_b = 0{,}6 * 1 * 0{,}8 \times 225 = 108 \ daN < 1{,}2P$

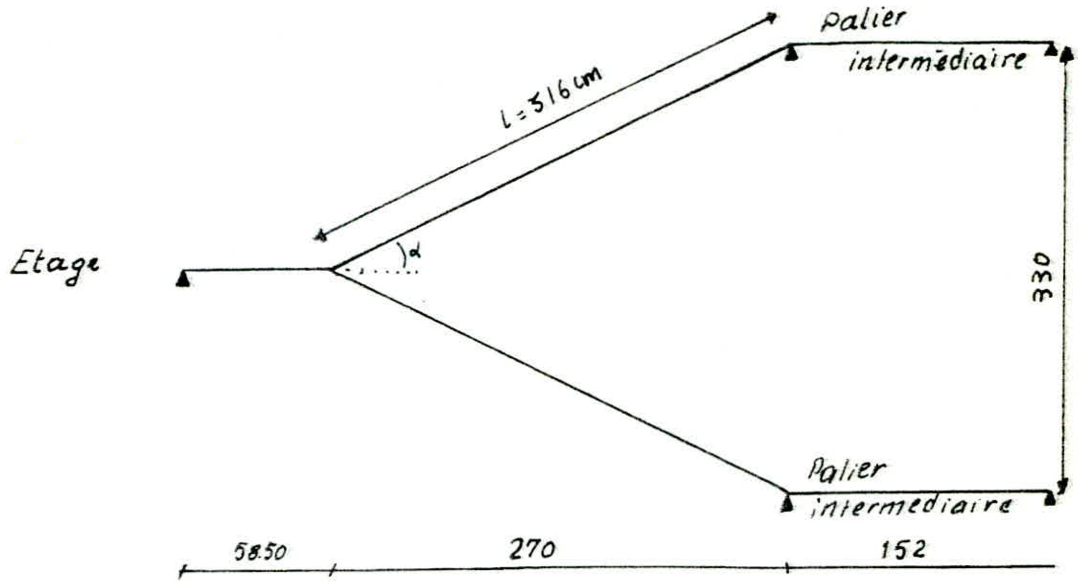
Donc cette force peut être reprise par l'acrotère qui a été calculée pour une surcharge $= 1{,}2P = 120 \ daN. > F_p$.

Le seisme local est donc vérifié.

ESCALIERS INTERIEURS (en béton armé)

Constitués de 2 poutres dalles inclinées, 2 paliers d'étage et un palier intermédiaire à mi-hauteur d'étage.

Schéma statique de calcul



largeur d'une marche : $g = 30\ cm$
hauteur d'une marche : $h = 16{,}5\ cm$ $\qquad g + 2h = 63\ cm$

Relation de Blondel $60 < g + 2h < 64$ vérifiée.

$tg\alpha = \frac{165}{270} = 0{,}61 \Rightarrow \alpha = 31{,}4°$ $\qquad Sin\alpha = 0{,}521$ $\qquad cos\alpha = 0{,}853$

$\ell = \frac{270}{cos\alpha} = \frac{270}{0{,}853} = 316\ cm$

epaisseur de la dalle de la paillasse est generalement comprises entre 6 et 12 cm. pour notre cas : $ht = 8\ cm$

Evaluation des charges.

I. Palier

P. propre palier : $2500 \times 0{,}08 = 200\ daN/m^2$
Mortier de pose : $2200 \times 0{,}02 = 44\ daN/m^2$
Marbre (3cm) : $2600 \times 0{,}03 = 78\ daN/m^2$

$G = 322\ daN/m^2$

surcharge (bt administratif) $P = 400\ daN/m^2$

$G + 1{,}2P = 922\ daN/m^2$

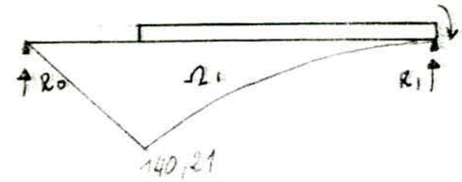
II. Paillasse ($Cos\alpha = 0{,}853$)

p.p. paillasse : $\frac{2500 \times 0{,}08}{0{,}853} = 234{,}5\ daN/m^2$
Mortier de pose 44
Marbre 78
P.p. marches $\frac{2200 \times 0{,}165}{2} = 181{,}5\ daN/m^2$

$G = 538\ daN/m^2$

$G + 1{,}2P = 1138\ daN/m^2$

II



$R_0 + R_1 = 216 * 2{,}7 = 583{,}2$ daN

$R_0 = \dfrac{583{,}2 \times \frac{2{,}7}{2}}{3{,}285} = 239{,}67$ daN

$R_1 = 343{,}53$ daN

l'équation des 3 moments se réduit à : $2M_1 * 4{,}805 = -6\dfrac{\Omega_1 a_1}{l_1}$

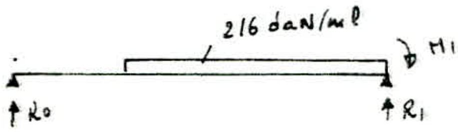
détermination du c.d.g de Ω_1

$$x = \frac{\frac{1}{2} \times 0{,}585 \times 140{,}21 * \frac{2}{3} * 0{,}585 + \frac{1}{3} * 2{,}7 * 140{,}21 * \left(\frac{1}{4} \times 2{,}7 + 0{,}585\right)}{\frac{1}{2} \times 140{,}21 \times 0{,}585 + \frac{1}{3} \times 2{,}7 \times 140{,}21}$$

$= 1{,}047$ m à partir de R_0

$\Rightarrow M_1 = -33{,}26$ m daN

(i)

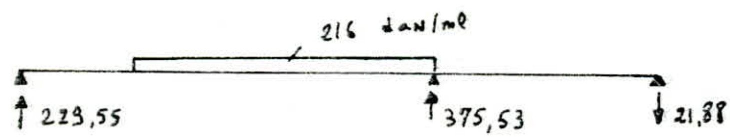


$\Rightarrow$ $R_0 = 229{,}55$ daN
$R_1 = 353{,}65$ daN

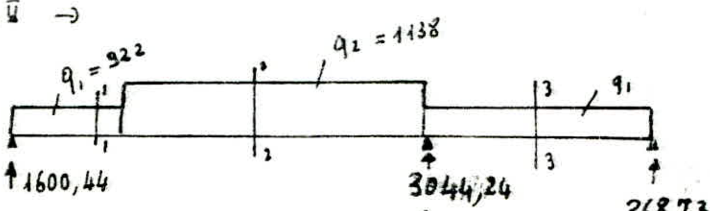
(ii)

$\Rightarrow$ $R_1' = 21{,}88$ daN
$R_2 = -21{,}88$ daN

(i) ; (ii) → II



I + II →



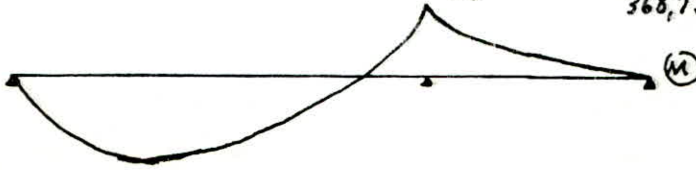
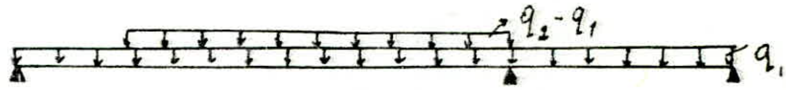
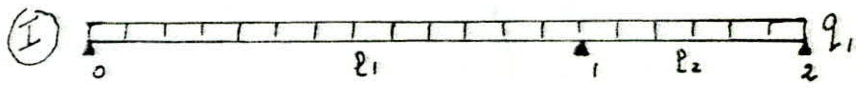


schéma statique de calcul.



on décompose cette poutre en 2 poutres continues :

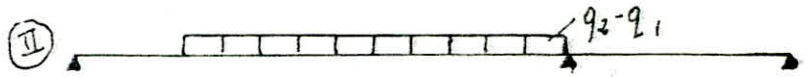
$q_1 = 922 \times 1m$
$= 922$ daN/ml



⊕

$q_2 = 1138 \times 1m$
$= 1138$ daN/ml

$q_2 - q_1 = 216$ daN/ml



(I) on calcule cette poutre par la méthode des 3 moments :

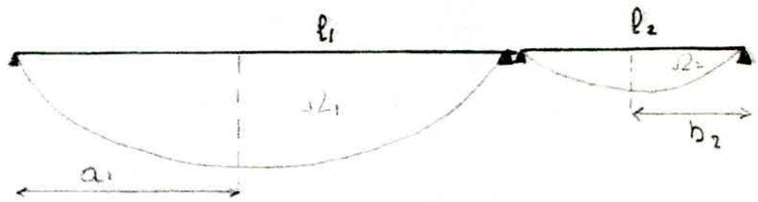
$$M_0 l_1 + 2M_1(l_1 + l_2) + M_2 l_2 = -6\left[\frac{\Omega_1 a_1}{l_1} + \frac{\Omega_2 b_2}{l_2}\right]$$

$$M_0 = M_2 = 0$$

$$\Rightarrow 2M_1(l_1 + l_2) = -6\left[\frac{\Omega_1 a_1}{l_1} + \frac{\Omega_2 b_2}{l_2}\right]$$

$\frac{a_1}{l_1} = \frac{1}{2}$

$\frac{b_2}{l_2} = \frac{1}{2}$



$$2M_1(4,805) = -6\left[\frac{1}{2} * q_1 \times \frac{\overline{3,285}^2}{8} + \frac{1}{2} q_1 \frac{\overline{1,52}^2}{8}\right] = -\frac{6}{16} * 922\left[\overline{3,285}^2 + \overline{1,52}^2\right]$$

$$\Rightarrow M_1 = -471,37 \text{ mdaN}$$

$\Sigma M/R_1$

$$R_0 \times 3,285 - 922 \times \frac{\overline{3,285}^2}{2} + 471,37 = 0 \Rightarrow R_0 = 1370,89 \text{ daN}$$

d'où $R_1 = 1657,88$ daN

$$1,52 * R_2 + M_1 - q_1 * \frac{\overline{1,52}^2}{2} = 0 \Rightarrow R_2 = 390,61$$

$$R'_1 = +1010,83$$

(I)

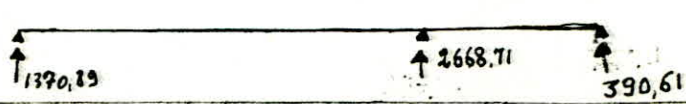


Diagramme des moments

Section 1-1 $\quad M_1(x) = 1600{,}44\,x - \frac{922}{2}x^2 \Rightarrow M_1(0) = 0$

$M_1(0{,}585) = 778{,}49$ mdaN

Section 2-2 $\quad M_2(X) = 1600{,}44\,x - 922\,\frac{x^2}{2} - 216\,\frac{(x-0{,}585)^2}{2} \Rightarrow M_2(0{,}585) = 778{,}49$

$M_2(3{,}285) = -504{,}61$

Section 3-3 $\quad M_3(X) = 368{,}73\,x - 922\,\frac{x^2}{2} \Rightarrow M_3(0) = 0$

$M_3(1{,}52) = -504{,}62$ m daN

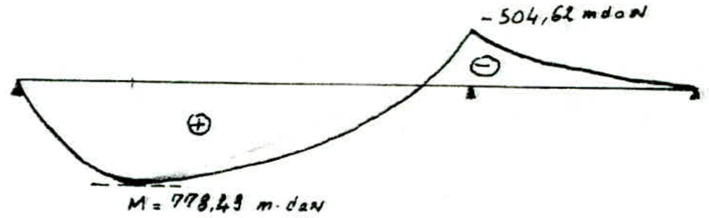


Diagramme des efforts tranchants :

$T_1(x) = 1600{,}44 - 922\,x \rightarrow T_1(0) = 1600{,}44$ daN

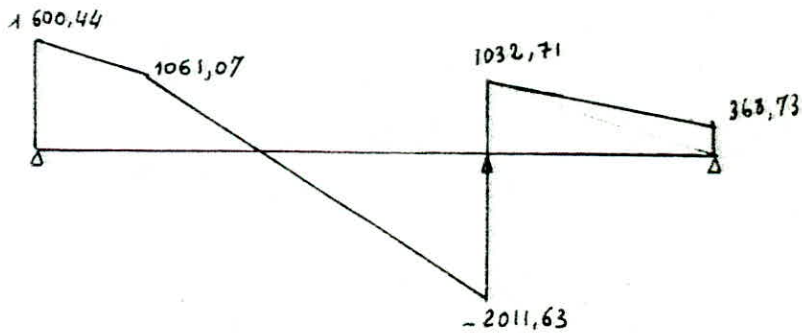
$T_1(0{,}585) = 1061{,}07$ daN

$T_2(x) = 1600{,}44 - 922\,X - 216(x-0{,}585) \Rightarrow T_2(0{,}585) = 1061{,}07$

$T_2(3{,}285) = -2011{,}63$

$T_3(X) = -368{,}73 + 922\,X \rightarrow T_3(0) = -368{,}73$ daN

$T_3(1{,}52) = +1032{,}71$ daN



FERRAILLAGE $\quad$ (Méthode charron)

$$\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} \rightarrow \begin{matrix} K \\ \varepsilon \end{matrix} \text{ (Tableaux).} \rightarrow A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a}$$

i) En travée $\quad M_{max} = 778{,}49$ m. daN

$$\mu = \frac{15 \times 77849}{2800 \times 100 \times 6^2} = 0{,}1158 \rightarrow \begin{matrix} K = 22{,}5 \\ \varepsilon = 0{,}8666 \end{matrix} \qquad \phi \leq \frac{80}{10} = 8\text{ mm.}$$

$$A = \frac{77849}{0{,}8666 \times 6 \times 2800} = 5{,}35\ \text{cm}^2/\text{ml}$$

Soit ~~7 T10/ml (5,49 cm²)~~

11 T8/ml (5,52 cm²)

Armatures de repartition

$$A_r \geq \frac{A}{4} = \frac{5,35}{4} = 1,34 \text{ cm}^2/ml$$

soit 3T8 /ml (1,50 cm²).

Sur appui $M_{a\,max} = 504,62$ m daN

$$\mu = \frac{15 * 504,62 * 10^2}{2800 * 100 * 6^2} = 0,0751 \rightarrow \begin{array}{l} K = 29,75 \\ \varepsilon = 0,8882 \end{array}$$

$$A = \frac{M}{\varepsilon h \bar{\sigma}_a} = \frac{50462}{0,8882 * 6 * 2800} = 3,38 \text{ cm}^2/ml$$

soit $\cancel{7}$T8/ml (A = 3,51 cm²).

Verifications des contraintes

en travée $\sigma_a = \frac{M}{A\varepsilon h} < \bar{\sigma}_a$ $\sigma_a = \frac{77849}{0,8666 * 6 * 5,52} = 2712,3 < 2800$ daN/cm²

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2712,3}{22,5} = 120,55 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ daN/cm}^2$$

en appui $\sigma_a = \frac{M}{A\varepsilon h} = \frac{50462}{0,8882 * 3,51 * 6} = 2697,7 < 2800 \text{ daN/cm}^2$

$$\sigma'_b = \frac{2697,7}{29,75} = 90,7 < 135 \text{ daN/cm}^2.$$

Condition de non fragilité : CCBA 68 Art. 52

$$A \geq 0,69\, b\, h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \times 100 \times 6 \times \frac{5,9}{4200} = 0,58 \text{ cm}^2$$

verifiée

Verification de la flèche : $\frac{A}{bh} \leq \frac{43}{\sigma_{en}}$.
CCBA 68. Art 61.21

$$\left.\begin{array}{l} \frac{A}{bh} = 0,0092 \\ \frac{43}{\sigma_{en}} = 0,0102 \end{array}\right\} \Rightarrow \frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}}$$

verifiée.
inutile de verifier la flèche.

Armatures transversales

$$T_{max} = 2011,63 \text{ daN}$$

$$\tau_{b\,max} \text{ (contrainte de cisaillement)} = \frac{T_{max}}{b\, z} = \frac{2011,63}{100 \times \frac{7}{8} \times 6} = 3,83 \text{ daN/cm}^2 < 1,15\bar{\sigma}_b$$

$$\tau_{b\,max} < \bar{\tau}_b = 1,15\,\bar{\sigma}_b.$$

vérification de l'effort tranchant aux appuis :

$$A\bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{z} = 2011,63 - \frac{504,62 \times 10^2}{7/8 \times 6} = -7600,2 < 0$$

$$5,52 \times 2800 > T + \frac{M}{z} \quad \text{vérifiée}$$ la section d'armatures peut équilibrer $T+\frac{M}{z}$

La section d'armatures inférieures n'est soumise à aucune traction.

fissuration

$K = 1,5 * 10^6$ fiss. peu nuisible

$\eta = 1,6$ $\phi = 8mm$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2bd} = \frac{5,52}{4 \times 100} = 1,38 \times 10^{-2}$$

$$\sigma_1 = \frac{K\eta}{\phi} * \frac{\bar{\omega}_f}{1+10\bar{\omega}_f} = 3638$$

$$\sigma_2 = 2,4 \left(\frac{K\eta \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi} \right)^{1/2} = 3193$$

$\max(\sigma_1, \sigma_2) > \bar{\sigma}_a = 2/3\, \sigma_{en}$ fissuration limitée

Poutre palière

on considère une section $20 \times 30\ cm^2$

Charges revenant à la poutre : poids propre : $0,2 \times 0,3 \times 2500 = 150\ \frac{daN}{ml}$

Réaction : $2011,63\ \frac{daN}{ml}$

Tot : $2161,63\ \frac{daN}{ml}$

Moment isostatique : $M_o = \frac{q\,l^2}{8} = \frac{2161,63 * \overline{2,68}^2}{8} = 1940,7\ m\,daN$

En tenant compte d'un faible encastrement à l'appui :

$M_{travée} = 0,85\, M_o = 1649,6\ m.daN$

$M_{appui} = 0,3\, M_o = 582,2\ m.daN$

ces moments vérifient : $M_t + \frac{|M_w + M_e|}{2} \geqslant 1,15\, M_o$

Ferraillage

- en travée $\mu = \frac{15M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 * 164960}{2800 \times 20 \times \overline{27}^2} = 0,0606 \rightarrow \varepsilon = 0,8980$, $K = 34$

Armatures tendues : $A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \varepsilon h} = \frac{164960}{2800 * 0,8980 * 27} = 2,45\ cm^2$

soit 2T14 (3,08 cm²). (3,08 cm²)

$K = 34 > \bar{K} = 20,4$ Armatures comprimées non nécessaires.
prendre 2T10 (Armatures de montage)

Sur appui

$M_a = 582{,}2 \ m \cdot daN$

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \frac{15 \times 582{,}2}{2800 \times 20 \times 27^2} = 0{,}0214 \rightarrow \begin{array}{l} \varepsilon = 0{,}9359 \\ K = 63 \end{array}$$

$K = 63 > \bar{K} = 20.4$ Armatures comprimeés non necessaires

Armatures tendues :

$$A = \frac{582{,}2 * 10^2}{2800 * 0{,}9359 * 27} = 0{,}82 \, cm^2 \quad \text{soit } 2T10 \, (1{,}57 \, cm^2)$$

Condition de non fragilité

$$A \geqslant 0{,}69 * 20 * 27 \times \frac{5{,}9}{4200} = 0{,}52 \, cm^2 \quad \text{verifiée}$$

Vérification des contraintes

en travée : $\sigma_a = \frac{M}{A \varepsilon h} = \frac{164960}{27 * 0{,}8980 * 3{,}08} = 2209 < 2800 \ daN/cm^2$

$$\sigma_b' = \frac{2209}{K} = \frac{2209}{34} = 65 \ daN/cm^2 < \bar{\sigma}_b'$$

Aux appuis : $\sigma_a = \frac{M}{\varepsilon h A} = \frac{58220}{0{,}9359 * 27 * 1{,}57} = 1467{,}5 \ daN/cm^2$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = 23{,}3 \ daN/cm^2.$$

Verification à l'effort tranchant.

Appui : $A \bar{\sigma}_a \geqslant T + \frac{M}{z}$

La section d'armatures inf qui traverse l'appui devra équilibrer l'effort $T + \frac{M}{z}$ (M pris avec son signe)

La poutre étant de faible longueur, on n'arrête pas les barres inférieures. d'où $A = 3{,}08 \, cm^2$

$A \cdot \bar{\sigma}_a = 8624 \, daN$ $\quad T = 3044{,}24 \ daN$, $M = -582{,}2 \ m \cdot daN$

$T + \frac{M}{z} = 3044{,}24 - \frac{582{,}2 * 10^2}{7/8 \times 27} = 2464 \ daN$

Les armatures inférieures qui traversent l'appui equilibrent l'effort de traction $T + \frac{M}{z}$.

Verification de la flèche : il est inutile de justifier la flèche si la relation suivante est verifiée : $\frac{A}{bh} < \frac{43}{\sigma_{en}}$

$$\frac{A}{bh} = \frac{3{,}08}{20 \times 27} = 0{,}0057 < \frac{43}{\sigma_{en}} = 0{,}0102$$

verifiée

ARMATURES TRANSVERSALES

$$\tau_b^{max} = \frac{T^{max}}{b \cdot z} = \frac{3044,24}{20 \times \frac{7}{8} \times 27} = 6,44 \text{ daN/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 3,5\,\bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ daN/cm}^2$$

$\Rightarrow \tau_{max} < \bar{\tau}_b$ Des armatures droites suffisent. 1 cadre $\phi 8$

$$\sigma_{at} = \rho_{at}\,\sigma_{en} \qquad \text{avec } \rho_{at} = \max\left(\frac{2}{3},\ 1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}\right) = 0,9$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,9 * 2400 = 2160 \text{ daN/cm}^2 \qquad \text{(Armatures lisses)}.$$

Espacement des armatures : $A_t = 2\phi 8$ (cadre $\phi 8$) $= 2 * 0,5 \text{ cm}^2 = 1 \text{ cm}^2$

$$t \leq A_t \cdot \frac{\bar{\sigma}_{at}}{T} \cdot z = 2 * 0.50 * \frac{2160}{3044,24} * \frac{7}{8} \times 27 = 16,8 \text{ cm}.$$

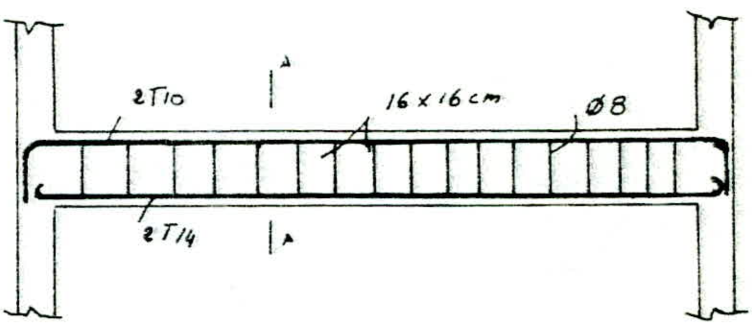
espacement admissible $\bar{t}$

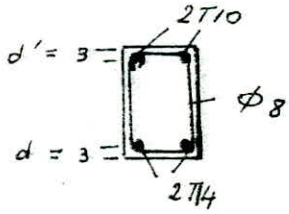
$$\bar{t} = \max\left(0,2h\ ;\ h\left(1 - 0,3\frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}\right)\right) = \max(5,4\ ;\ 19,6) = 19,6 \text{ cm}$$

$$t < \bar{t}$$

on prend un espacement $t = 16$ cm. soit 17 cadres $\phi 8$

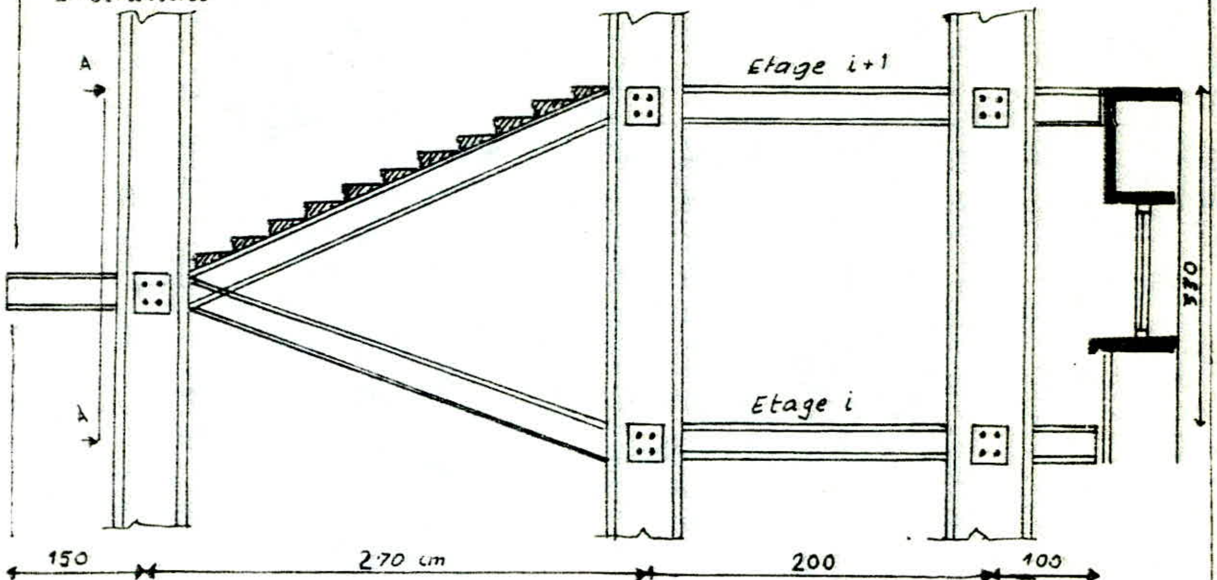
→ 256 cm t est constant



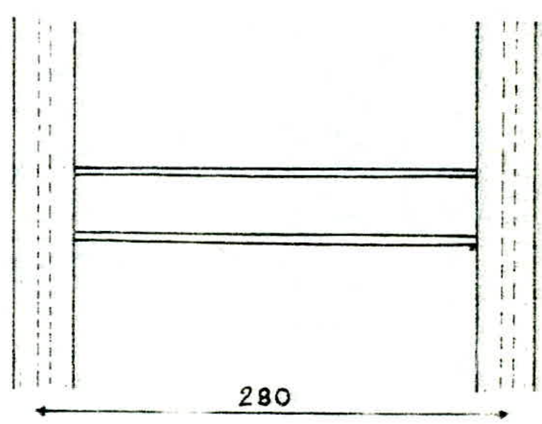


ESCALIERS EXTERIEURES
(metalliques)

I. Structure



Coupe A-A



Les echelles ne sont pas respectées

Poutre de la paillasse $\sqsubset$AP

$$q_0 = \frac{G+P}{\cos\alpha} = \frac{544}{0,853} \simeq 638 \text{ daN/m}^2$$

$$q = q_0 \times \frac{1,36}{2} = 433,9 \text{ daN/ml} \qquad l = 2,7 \text{ m}$$

$$I_x \geqslant \frac{5 \times 433,9 \times 2,7^3 \times 300 \times 10^4}{2,1 \times 10^6 \times 384} \simeq 159 \text{ cm}^4$$

soit un $\sqsubset$AP 100 $(I_x = 209,5 \text{ cm}^4)$

Vérification de la résistance : 1- Porte à faux.

$G = 144$ daN/m²
$P = 400$ daN/m²
IPE 120 $p = 10,4$ daN/ml $\qquad W_x = 53$ cm³

$$q = \left(\frac{4}{3} \times 144 + \frac{3}{2} \times 400\right) \times 0,7 + \frac{4}{3} \times 10,4 = 568,27 \text{ daN/ml}$$

$$M_{max} = \frac{q l^2}{2} = 639,3 \text{ m.daN}$$

$$T_{max} = q l = 852,4 \text{ daN.}$$

- résistance à la flexion simple : $\frac{M^{max}}{W_x} = 1206,2$ daN/cm² < 2400 vérifiée
- Cisaillement

$$\tau = \frac{T \cdot S^{x-x}}{I_x \cdot e_a} = \frac{852,4 \times 30,4}{318 \times 6,3} = 12,93 < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

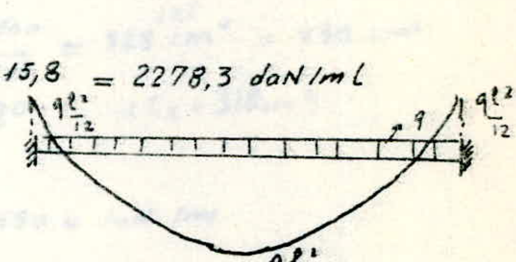
ou d'après CM66 Art $\quad \tau = \frac{T}{A_a}$
(vérifiée pour IPE)

2 - Poutre Palière

IPE 160 $\begin{cases} p = 15,8 \text{ daN/ml} \\ W_x = 109 \text{ cm}^3 \end{cases}$ $\qquad l = 2,8$ m.

$$q = \left(\frac{4}{3} \times 144 + \frac{3}{2} \times 400\right) 2,85 + \frac{4}{3} \times 15,8 = 2278,3 \text{ daN/ml}$$

$$M_{max} = \frac{q l^2}{12} = 1488,5 \text{ m daN}$$



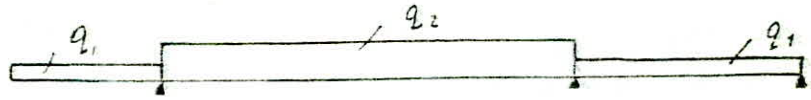
Vérification en Flexion simple

$$\sigma_f = \frac{M_{max}}{W_x} = 1365,6 \text{ daN/cm}^2 < 2400$$

$$T_{max} = q l = 6379,2 \text{ daN}$$

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{6379,2}{0,5 \times 12,7} = 1004,6 < \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558 \frac{\text{daN}}{\text{cm}^2}$$

schéma statique



caracteristiques geometriques : hauteur d'une marche = 16,5 cm
largeur = 30 cm.

$tg\alpha = 0,61 \longrightarrow \alpha = 31,4^\circ \qquad \sin\alpha = 0,521 \qquad \cos\alpha = 0,853$

Evaluation de la charge permanente : G

Mortier de pose	2200 * 0,02	= 44	daN/m²
Carrellage et mode de fixation	2000 * 0,03	= 60	-
Tôle striée 0,5 cm		40	-
		G = 144 daN/m²	

Surcharge d'exploitation $P = 400\ daN/m^2$

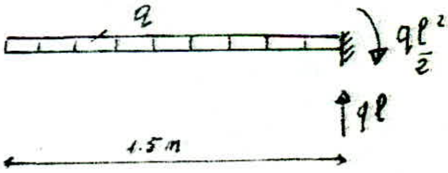
Les marches sont constituées par des cornières de tôle striée et d'un revêtement.

$$q = (544) * \frac{0.30}{2} = 81\ daN/ml$$

flèche : $f = \frac{5}{384} * \frac{ql^4}{EI} \leqslant \frac{l}{300} \Rightarrow I \geqslant \frac{300 * 5 * ql^3}{384\ E} = 4,13\ cm^4$

cornières 45x45x5, $I = 5,43\ cm^4$

Palier intermediaire en porte à faux
écartement des poutrelles : 0,7 m



$$f_{max} = \frac{ql^4}{8EI_x}$$

$q = 0,7 * 544 = 380,8$

$$I_x \geqslant \frac{ql^3 \times 300}{8 \times E} = \frac{0,7 \times 544 \times (1,5)^3 \times 10^4 \times 300}{8 \times 2,1 \times 10^6} \simeq 328\ cm^4 \times 0,7 = 230\ cm^4$$

soit un IPE 120 $(I_x = 318\ cm^4)$

Poutre palière : $l = 2,8\ m$

$$q = 544\left(1,5 + \frac{2,7}{2}\right) = 1550,4\ daN/ml$$

$f_{max} = \frac{5ql^4}{384EI_x}$ Pour une charge uniformement repartie poutre articulée (cas le + défavorable)

$$\bar{f} = \frac{l}{300}$$

$$\Rightarrow I \geqslant \frac{5ql^3}{384\ E} * 300 = 633\ cm^4 \Rightarrow IPE\ 160 \quad (I_x = 869\ cm^4)$$

3. Marches (cornières 45 x 45 x 5) $\left\{\begin{array}{l} p = 3{,}35 \\ W_x = 2{,}49\ cm^3 \end{array}\right.$

$$q = \left(\frac{4}{3} * 144 + \frac{3}{2} * 400\right) * \frac{0{,}30}{2} + 3{,}35 = 122{,}15\ daN/ml$$

$$M_{max} = \frac{122{,}15 \times \overline{1{,}36}^2}{8} = 28{,}24\ m.daN$$

$$T_{max} = \frac{122{,}15 * 1{,}36}{2} = 83{,}06\ daN$$

Résistance à la Flexion simple : $\sigma = \dfrac{28{,}24 \times 10^2}{2{,}49} = 1134{,}1\ daN/cm^2 < \sigma_e$

4 - POUTRE DE LA PAILLASSE

[AP 100 $\left\{\begin{array}{l} p = 10{,}5\ daN/ml \\ W_x = 41{,}9\ cm^3 \end{array}\right.$ $\cos\alpha = 0{,}853$ S^x

$$q = \left(\frac{4}{3} * 144 + \frac{3}{2} * 400\right)\frac{1}{0{,}85} * 0{,}68 + \frac{4}{3} \times 10{,}5 = 645{,}4\ daN/ml$$

cette poutre en pente est encastrée à ses 2 extremités :

$$M_{max} = \frac{q\ell^2}{12} = \frac{645{,}4 * \overline{2{,}7}^2}{12} = 392{,}1\ m\ daN$$

$$T_{max} = q\ell = 1742{,}8\ daN$$

résistance à la flexion : $\sigma = \dfrac{M_{max}}{W_x} = 935{,}7\ daN/cm^2 < \sigma_e$

cisaillement $\tau = \dfrac{T S^x}{e_a I_x} = 4{,}03 \ll \dfrac{\sigma_e}{1{,}54}$

Dimensionnement des poteaux de la cage d'escalies

Les poteaux sont articulés à leurs bases.

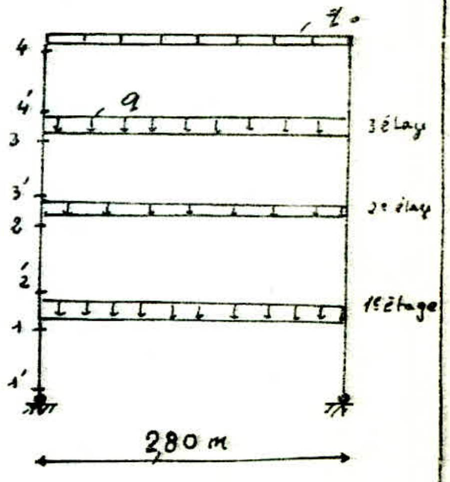
Le poteau est dimensionné en compression simple.

Evaluation de la charge / etage.

$$G = \underbrace{15{,}8}_{\text{p.propre poutre palière}} + \underbrace{4 * 1{,}35 * 10{,}5}_{\text{p.propre poutre en pente}} + \underbrace{5 * 10{,}4 * 1{,}5}_{\text{p.p portes à faux}} + 144 * 2{,}85 = 560{,}9\ daN/ml.$$

$P = 400 \times 2{,}85 = 1140\ daN/ml$

Etage courant : $q = 2458\ daN/ml$
$\left(\frac{4}{3} G + \frac{3}{2} P\right)$



Terrasse :

$G = 15{,}8 + 4 \times 1{,}35 \times 10{,}5 + 5 \times 10{,}4 \times 1{,}5 + G_0$

$G_0 = (40 * 2{,}85) = 114\ daN/ml \Rightarrow q_0 = 265\ daN/ml.$

Tôle striée en pente

Surcharge : $N_n = 30\ daN/m^2$

$q_n = 30 \times 2{,}85 = 85{,}5\ daN/ml$

Descente de charges :

Niveau 4 $\quad g = 265 * 1{,}4 = 371$ daN $\quad N_n = 85{,}5 * 1{,}4 \simeq 120$ daN

Niveau 3, 2, 1 $\quad g = 560{,}9 \times 1{,}4 = 785$ daN $\quad p = 1140 * 1{,}4 = 1596$ daN

$$N_4 = \left(\frac{4}{3} g + \frac{3}{2} N_n\right) = 675 \text{ daN}$$

$$N_3 = N_2 = N_1 = \left(\frac{4}{3} g + \frac{3}{2} p\right) = 3441 \text{ daN}$$

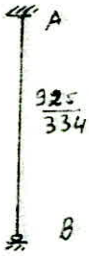
$$N_{1'} = 675 + 3 * 3441 = 10998 \text{ daN}$$

en tenant compte du poids propre du poteau (HEA 180) : $p = 35{,}5$ daN/ml

$$N_{TOTAL} = 10998 + 35{,}5 * 13{,}38 = 11473 \text{ daN}$$

Determination de la longueur de flambement du poteau RDC

$$K_A = \frac{\sum K_{poutres}}{\sum K_{pot}} = \frac{\frac{869}{280}}{\frac{869}{280} + \frac{925}{334} + \frac{925}{334}}$$



$$\frac{925}{334} = \frac{I_y}{h}$$

$K_A = 0{,}36$

$K_B = 0$

$$\frac{\ell_f}{\ell_0} = \sqrt{\frac{1{,}6 + 2{,}4 K_A}{K_A}} = 2{,}616$$

$$\Rightarrow \ell_f = 874 \text{ cm}$$

Verification de la contrainte Normale $\quad \frac{kN}{A} \leq \sigma_e$.

$$\lambda_x = \frac{\ell_{fx}}{i_x} = \frac{874}{7{,}45} = 117{,}3$$

$$\lambda_y = \frac{\ell_{fy}}{i_y} = \frac{874}{4{,}52} = 193{,}4$$

$$\Rightarrow \lambda = 193{,}4 \qquad \text{d'où } K = 5{,}90$$

CM66 -

résistance à la compression simple

$$\sigma = \frac{KN}{A} = 5{,}9 * \frac{11473}{45{,}3} = 1494 < \sigma_e$$

Tous les poteaux de la cage d'escaliers sont des HEA 180

- Assemblages des elements des escaliers exterieurs :-

- Assemblage console (IPE 120) - Poutre Palière (IPE 220)

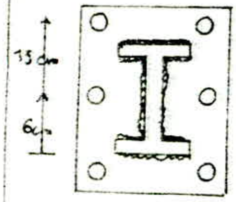
On prevoit un assemblage frontal, on prend une platine d'epaisseur $e_p = 3mm$ ce qui amene a prendre un diametre $\phi 10 \longrightarrow d_{trou} = 11 mm$

$$\begin{cases} M = 639,3 \ m.daN \\ T = 852,4 \ daN \\ N = 0 \end{cases}$$

Conditions de distances :-

$16,5mm < \delta_t , \delta_\ell < 27,5 mm$ on prend $\begin{cases} \delta_t = \delta_\ell = 17mm \\ \delta = 70mm \end{cases}$

$33mm < \delta < 110mm$



effort dû au moment : $F_1 = \dfrac{M d_1}{\sum d_i^2} = \dfrac{639,3.10^2 \cdot 1,3}{(\overline{6}^2 + \overline{13}^2)} = 2205,07 \ daN$

l'effort pour 1 boulon : $F_1^* = \dfrac{F_1}{2} = 1102,53 \ daN$, $T^* = \dfrac{T}{6} = 142,07 \ daN$

Boulon H.R 8-8 : $\sigma_{en} = 6400 \ daN/cm^2$, $N_0 = 0,8 A_r \sigma_{en} = 2969,60 \ daN$.

effet de T : $T^* = 142,07 \leq 1,1 \varphi N_0 = 979,97 \ daN$.

effet de M : $F_1^* = 1102,53 \leq N_0 = 2969,60 \ daN$.

Verification des soudures :- [art. 4.312.62 CM66]

on prend une epaisseur $a = 4 mm \longrightarrow a\alpha = 0,4 cm$

$\ell_1 = 4,8 cm$ - pour cordons de semelles :

$\ell_2 = 9,14 cm$ $\quad 1,18 \left[\dfrac{M.h}{h^2 \ell_1 a\alpha + 2(h-2e)^2 \ell_2 a\alpha} \right] = 2241,69 \ daN/cm^2 < \sigma_e = 2400 \ \dfrac{daN}{cm^2}$

$\ell_3 = 1,38 cm$

- cordons de l'aine

$$\sqrt{1,8} \cdot \frac{T}{2\ell_3 a\alpha} = 1055,88 \ daN/cm^2 < \sigma_e = 2400 \ daN/cm^2$$

- Assemblage poutre paliere (IPE 220) - Poteau (HEA 200) :-

vue que l'inertie de la poutre est egal a 3 fois l'inertie du poteau donc on a un encastrement partiel, pour le calcul d'assemblage on prend un encastrement parfait qui est le cas le plus defavorable.

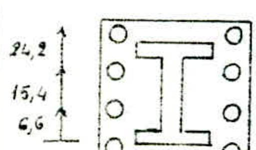
$$\begin{cases} M = \dfrac{q\ell^2}{12} = 1497,55 \ daNm \\ T = 3209,04 \ daN. \\ M_T = \dfrac{3M_0}{2} = 958,95 \ daN.m \end{cases}$$

en adopte le même type d'assemblage :

$e_p = 5mm$ $\quad \phi 14 \rightarrow d = 15mm$ $\quad HR_{10.9}$.

$\delta_t = \delta_\ell = 23mm$, $\delta = 88mm$

$N_0 = 0,8 \varphi \sigma_e = 8280 \ daN$



$F_{M_T}^* = \dfrac{M_T}{2r}$. effet de T et M_T :

$r = 8,8.3 = 26,4 cm$ $\quad T^* = \sqrt{\left(\dfrac{T}{8}\right)^2 \left(\dfrac{M_T}{2.r}\right)^2} = 1859,44 \ daN < 1,1 \varphi N_0 = 2732,4 \ daN.$

effet de M :

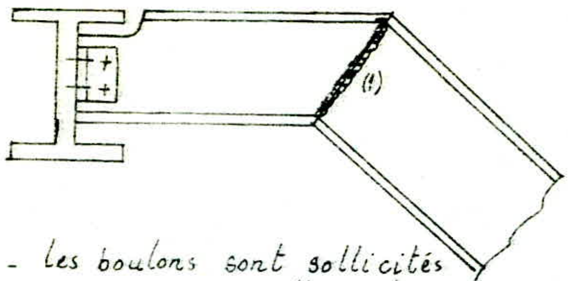
$$F_1^* = \frac{1497,55.10^2 \cdot 24,2}{(\overline{6,6}^2 + \overline{15,4}^2 + \overline{24,2}^2)} = 4183,10 \ daN < N_0 = 8280 \ daN$$

Verifications des soudures

de la meme façon que precedemment on trouve que ces contraintes sont bien verifiees pour $a = 4mm$.

- Assemblage poutre de la paillasse (CAP100) – Poutre paliere (IPE 220)

On realise une articulation



$T = 871{,}29$ daN.

On prend une corniere $35 \times 35 \times 3$
d'où on prend : $\phi 10 \rightarrow d = 11$ mm
(Boulons ordinaires)
on prend : $\delta_t = 20$ mm , $\delta = 20$ mm

- les boulons sont sollicités en cisaillement : $1{,}54 \cdot \frac{T}{A_r} \leq \sigma_e$

$$1{,}54 \cdot \frac{871{,}29}{0{,}58 \cdot 4} = 578{,}36 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

la soudure (1) doit être realiseé le plus proche de l'appui pour eviter un grand moment

ETUDE AU VENT

Les surcharges climatiques ont un effet très important sur les differentes constructions, surtout sur constructions metalliques. De ce fait l'étude de la resistance et la stabilité d'une construction sous ces surcharges est obligatoire.

ACTION GLOBALE DÛE AU VENT :- l'action globale est donneé par

$$q = q_0 \, K_S \, K_h \, \delta \, C \, \beta \quad [\,daN/m^2\,]$$

avec q_0 : pression dynamique de base qui dépend de la région du lieu d'implantation de la construction.

$$q_0 = \frac{v^2}{1630} \qquad q_0 \text{ en } daN/m^2 \text{ et } v \text{ en } m/s$$

pour notre cas : Lieu d'implantation : ESSENIA (ORAN) $\rightarrow q_0 = 70 \frac{daN}{m^2}$

Cas extrême : $q_0 * 1{,}75$.

Définitions et calcul des différents coefficients

K_S : coef de site , Site normale $K_S = 1$ (NV 65 1.242).

K_h : effet de la hauteur au dessus du sol
l'action du vent est une f^{t} de l'altitude du point étudié / au sol environnant :

q_H : Pression dynamique à la hauteur H au dessus du sol.

q_{10} : Pression dynamique agissante à 10 m de hauteur

Pour $0 < H < 500\,m$, on donne $K_h = 2{,}5 \, \frac{H+18}{H+60}$

N.B Pour des batiments de faible hauteur, K_h est pris égal à la valeur calculée au sommet du batiment (cas le plus défavorable)

$$K_h = 2{,}5 * \frac{13.98+18}{13{,}98+60} = 1{,}081$$

δ : effet de dimensions :
les pressions dynamiques de base s'exerçant sur un element de construction peuvent être affecteés d'un coef de réduction δ

δ = f^{t} (plus grande dimension exposeé au vent)

D'après NV 65 . Fig R III-2 , pour $H \leq 30\,m$: $\delta = 0{,}70$

C : forme de la construction :
Notre batiment est assimilé à une construction à base rectangulaire en contact avec le sol.

Surpression : $C > 0$
Depression : $C < 0$

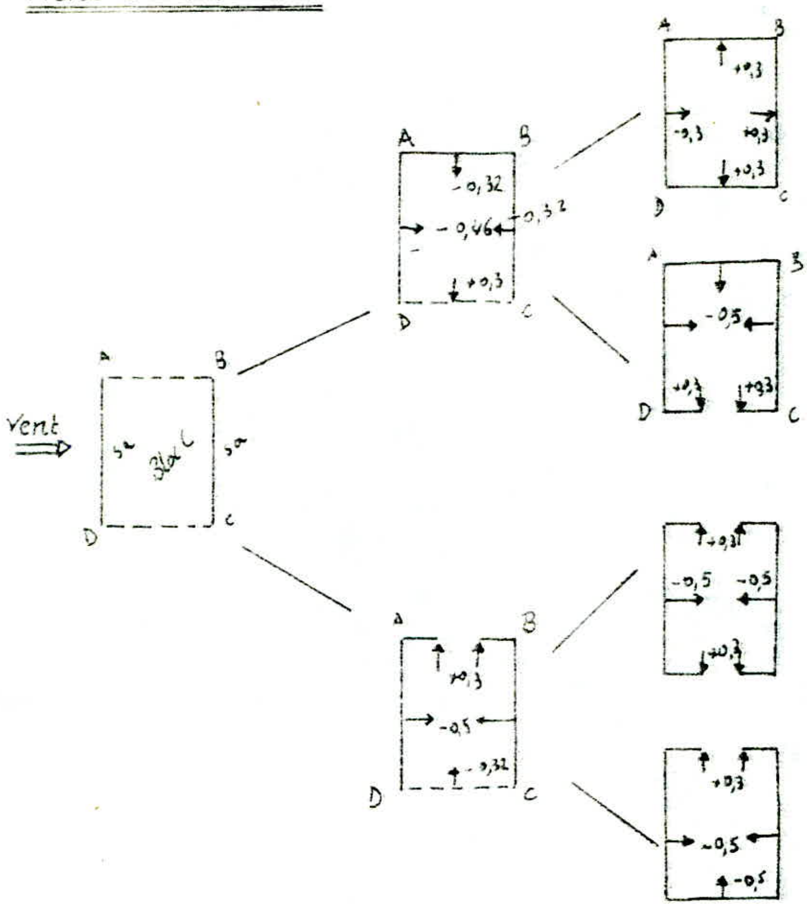
\- Calcul de $C = C_e - C_i$

Actions extérieures $\rightarrow C_e$ BLOC "C"

Face au vent $C_e = +0,8 \; \forall \gamma_0$

Face sous le vent $C_e = -(1,3\gamma_0 - 0,8) = -0,5$

Actions intérieures



Interpolations

Paroi AB, BC

$C_i = 0,3 + (-0,5 - 0,3)\dfrac{28,4-5}{30}$

$= -0,32$

Paroi AD

$C_i = -0,3 + (-0,5 + 0,3)\dfrac{28,4-5}{30}$

$= -0,46$

Paroi CD

$C_i = +0,3$

Paroi AB

$C_i = +0,3$

Paroi CD

$C_i = -0,32$

Parois AD, BC

$C_i = -0,5$

interpolation finale

Paroi au vent (AD) : $C_i = -0,46 + (-0,5 + 0,46)\dfrac{28,4-5}{35-5} = -0,49$

Parois sous vent (AB, DC) $C_i = +0,3 + (-0,32 - 0,3)\dfrac{28,4-5}{35-5} = -0,18$

$\rightarrow C_i = -0,3$ NV65 Art.

(BC) $C_i = -0,32 + (-0,5 + 0,32)\dfrac{28,4-5}{35-5} = -0,46$

Actions résultantes à retenir $C_e - C_i$

Surpression : $C = C_e - C_i = 0,8 - (-0,49) = 1,29$

Dépression : $C = C_e - C_i = -0,5 + 0,3 = -0,2$

Le bloc C est abrité des 2 côtés S_a, ce qui introduit l'effet de masque. pour le vent agissant sur S_a, on ne tiendra compte de 0,6 C.

Surpression $\frac{6}{10} \times 1,29 = 0,78$

Dépression $\frac{6}{10} \times 0,20 = -0,12$

Mais cette effet est rarement pris en compte surtout lorsqu'il s'agit de constructions indépendantes. En effet mêmes s'il est totalement à l'abri du vent, il reste soumis à des effets d'instabilité, de defaut de verticalité de vébration, de freinage, dont les conséquence sont les mêmes. Donc on retient les premières actions resultantes pour le vent transversal.

$C = 1{,}29$ surpression

$C = -0{,}2$ Depression.

β : Coef. de majoration dynamique : $\beta = \theta(1 + \xi\tau)$ avec

* ξ : Coef de réponse en fonction de la periode T du mode fondamental d'oscillation, et du type de la structure.

Cas normal : $T = 0{,}1 \dfrac{H}{(L)^{\frac{1}{2}}} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0{,}323\,s \rightarrow \xi_x = 0{,}34\,s \\ T_y = 0{,}380\,s \rightarrow \xi_y = 0{,}38 \end{cases} \rightarrow \xi = \max(\xi_i) = 0{,}38$

Fig. . NV65

Cas extrême : $\beta' = \left(\dfrac{\theta}{2} + 0{,}5\right)\theta(1 + \xi\tau)$ $H = 13{,}98\,m \Rightarrow \begin{cases} \tau = 0{,}355 \\ \theta = 0{,}7 \end{cases}$

NV65

cas normal : $\beta = 0{,}7\,(1 + 0{,}38 * 0{,}355) = 0{,}794 < 1$

cas extrême : $\beta' = \left(\dfrac{0{,}7}{2} + 0{,}5\right)0{,}7\,(1 + 0{,}38 * 0{,}355) = 0{,}675 < 1$

on prend $\beta = 1$

Action globale : $q = q_0 * k_s k_h \delta \beta C = 70 * 1 * 1{,}081 * 0{,}7 * 1{,}29 * 1 = 68{,}33$ daN/m²

vent transversal : $\begin{cases} \text{sens transversal } (L_y = 12{,}4) \rightarrow 847{,}29 \text{ daN/ml} = q_n \\ \text{sens longitudinal } (L_x = 17{,}83) \rightarrow 1222{,}42 \text{ daN/ml} = q_n \end{cases}$

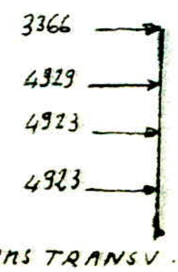
<u>cas extrême</u> : sens transv : $q_e = 1{,}75\, q_n = 1482{,}8$ daN/ml

sens longit $q_e = 1{,}75\, q_n = 2139{,}1$ daN/ml

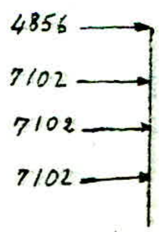
Forces concentrées au niveau des planchers :

niv IV $= 1482{,}8 * (0{,}6 + 1{,}67) = 3366$ daN
niv III, II, I $= 1482{,}8\,(1{,}65 + 1{,}67) = 4923$ daN
} sens transv.

niv IV = 4856 daN
niv III, II, I = 7102 daN
} sens longitudinal

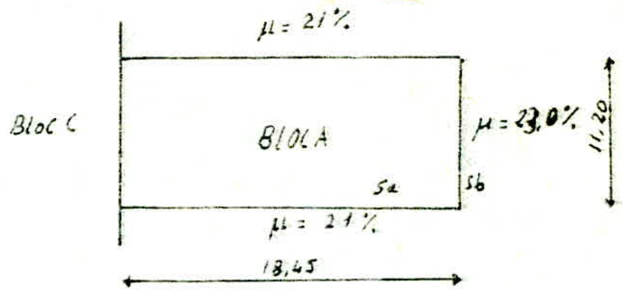


sens TRANSV.



sens LONGIT.

ETUDE AU VENT : BLOC A



$\gamma_0 = f(\lambda_a, \lambda_b, \frac{a}{b})$

$\lambda_a = \frac{13,98}{18,45} = 0,76$

$\lambda_b = \frac{13,98}{11,20} = 1,25$

Vent $\perp$ Sa : $\lambda_a > 0,5$ $\quad \frac{b}{a} = \frac{11,20}{18,45} = 0,60 \Rightarrow \gamma_0 = 1$

Vent $\perp$ Sb : $\lambda_b > 0,5$ $\quad \frac{b}{a} = 0,6 \Rightarrow \gamma_0 = 1$

Actions exterieures $C_e = +0,8$ face au vent
$C_e = -0,5$ face sous le vent

Actions intérieures : ce cas n'étant pas exposé dans le NV65, on assimile cette construction à une construction fermée qui est le cas le plus défavorable
$C_i = -0,3$ depression
$C_i = +0,3$ surpression.

Actions résultantes $C_e - C_i = C$ face au vent $C = 1,1$
face sous le vent $C = -0,8$

Action globale : $q = q_0 K_s K_h \delta C \beta$ $\quad K_s = 1$ (site normale)
$K_h = 1,081$
$= 58,7$ daN/m² $\quad H < 30$ m , $\delta = 0,7$
$-42,7$ daN/m² $\quad \beta$ et $\beta' < 1 \Rightarrow$ prendre $\beta = 1$
$C \begin{cases} 1,1 \\ -0,8 \end{cases}$

Sous vent normal

Face au vent $\begin{cases} q_l = 58,7 \times 18,45 = 1083 \text{ daN/ml} \\ q_t = 58,7 \times 11,20 = 657,5 \text{ daN/ml} \end{cases}$

Sous le vent $\begin{cases} q'_l = 42,7 \times 18,45 = 787,8 \text{ daN/ml} \\ q'_t = 42,7 \times 11,20 = 478,3 \text{ daN/ml} \end{cases}$

Force concentrée au niveau de chaque plancher
Sous vent extrême $q_l \times 1,75 = 1895$ daN/ml.

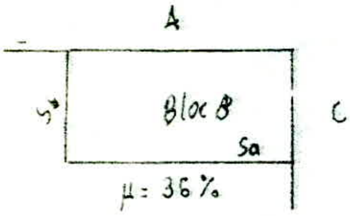
Sens longit. – Force concentrée niveau 3,2,1 $F_v = 1895 \times 3,32 = 6292$ daN
niveau 4 $F_v = 1895 \times 2,27 = 4302$ daN

Sens transversal : – sous vent extrême $q_e = 1,75 \times 657,5 = 1151$ daN

Niveau 4 : $F_v = 2613$ daN
niveau 3, 2, 1 $F_v = 3821$ daN

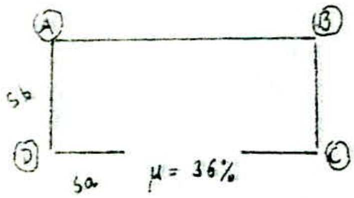
ETUDE AU VENT. BLOC RDC-Terrasse (B)

Dimensions $L_x = 9{,}6$ m Face Sb
$L_y = 15{,}9$ m Face Sa
$h = 4{,}04$ m (Acrotère comprise).



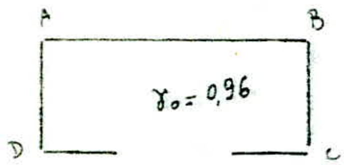
$\lambda_a = 0{,}25 < 0{,}5$ → $\gamma_o = 0{,}96$
$\lambda_b = 0{,}43 < 0{,}5$ → $\gamma_o = 1$

Ce bloc comporte 3 parois fermées $\mu < 5\%$ et une paroi ouverte $\mu = 36\%$



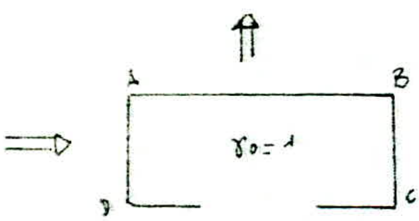
Actions exterieures :
face au vent $Ce = +0{,}8$ $\forall \gamma_o$
Face sous vent $\begin{cases} Ce = -0{,}45 & \gamma_o = 0{,}96 \\ Ce = -0{,}5 & \gamma_o = 1 \end{cases}$

Actions interieures
Vent ⊥ Sa



Parois fermées $Ci = +0{,}8$

Paroi ouverte $Ci = -0{,}6(1{,}3\gamma_o - 0{,}8) = -0{,}27$
(NV65_Annexe 5_221)



Parois fermées : $Ci = -(1{,}3\gamma_o - 0{,}8) = -0{,}5$

Paroi ouverte : $Ci = 0{,}6(1{,}8 - 1{,}3\gamma_o) = +0{,}3$

Actions résultantes $(Ce - Ci = C)$ à retenir $C = -1{,}25$ Depression
$C = +1{,}30$ surpression

$\delta = 0{,}7$, $k_h = 0{,}862$, $\beta = 1$ $C = \begin{cases} 1{,}30 \\ -1{,}25 \end{cases}$, $k_s = 1$, $q_0 = 70$ daN/m²

Actions globales $q_n = \begin{cases} 54{,}9 \text{ daN/m}^2 & \text{surpression} \\ -52{,}8 \text{ daN/m}^2 & \text{depression} \end{cases}$

$q_e = 1{,}75 \begin{cases} 54{,}9 \\ -52{,}8 \end{cases} = \begin{cases} 96 \text{ daN/ml} \\ -92{,}4 \text{ daN/ml} \end{cases}$ pour le vent extrême

répartition / portiques $\begin{cases} q_l = 96 * 9{,}6 = 921{,}6 \text{ daN/ml} \\ q_t = 96 * 15{,}9 = 1526{,}4 \text{ daN/ml} \end{cases}$ pour la surpression

Forces concentrées au niveau du plancher :

sens longitudinal
$F = 3723$ daN

sens transversal
$F = 6165$ daN

ETUDE AU SEISME

INTRODUCTION : Une grande partie de l'ALGERIE est susceptible d'être soumise à d'importantes secousses sismiques pouvant provoquer des désordres dans les ossatures des batiments et même la ruine totale, il est donc necessaire une etude au seisme afin d'assurer un seuil minimal de protection des biens et des personnes

RECOMMENDATIONS POUR LA CONCEPTION DES BATIMENTS DANS LES ZONES SISMIQUES :

- Reduire le plus que possible la hauteur du batiment et le rapport entre la hauteur et la largeur $\frac{H}{\ell}$
- Eviter les grandes ouvertures
- Eviter les élements de construction mal liées à la superstructure
- Eviter les constructions presentant des changements importants de rigidité entre les étages
- Prevoir des fondations bien chaînées et bien ancrées dans le sol, pour reprendre les efforts de soulèvement sismique.
- realiser des noeuds rigides pour la superstructure
- Assurer l'indéformabilité de l'ensemble.

REGLEMENT UTILISÉ : l'etude au seisme est basée sur les règles parasismiques algeriennes (RPA81) issue d'analyse et d'observations sur la sismicite de l'Algerie faites par des experts qui ont contribué à l'elaboration de ce document.

Les R.P.A 1981 sont applicables à toutes les constructions courantes de configuration simple et reguliere dans les zones sismiques II et III
Le système de contreventement des batiments doit être le même dans les 2 sens.

Principe de calcul

Méthode Statique [3.2.12] : Dans la conception du present reglement les forces réelles dynamiques qui se devellopent dans la construction sont remplacées par un système de forces fictives statiques dont les effets sont considérées équivalents aux effets de l'action sismique.

3.2.1.3 Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales sont considérées appliquees successivement suivant 2 directions orthogonales caractéristiques choisies à l'avance par le projeteur.

Dans le cas general ces deux directions orthogonales sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Cette méthode statique ne peut être utiliseé que si :

- le bloc etudié a une hauteur au plus egale a :
  - 30 m en zone III (Forte sismicité)
  - 45 m en zone II (moyenne ")
- la forme en plan doit être simple, proche d'un rectangle avec des decrochements ne dapassant 25% des dimensions globales conformement à l'article 2.3.1.1
- les decrochements eventuels en elevation ne doivent pas avoir une variation des dimensions > 25% entre 2 niveaux adjacents et ne s'effectue que dans le sens d'une reduction à hauteur croissante.
- La distance entre le centre de masse et le centre de torsion ne dépasse à aucun niveau 20% de la largeur effective du Bloc
- le bloc étudié présente un d° d'amortissement voisin à tous les niveaux, et en particulier des ossatures autostables. avec remplissage en maçonnerie.
- la structure ne presente pas plusieurs d° de liberté dans un même plan horizontal pour chacune des 2 directions étudiées.
- la rigidité de 2 niveaux successifs ne doit pas varier de plus de 25% dans chaque direction.

3.2.1.4 Il faut soulligner toutefois que les forces sismiques équivalentes donneés par la méthode statique sont inférieures aux forces reelles qui se produisaient dans la structure élastique sous l'action du seisme extrême.

C'est pourquoi, l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructuvies garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante
- la capacité de dissiper l'energie induite par le mouvement du sol.

Action sismique

Force sismique minimum (Art 3.3)

Tout bâtiment sera conçu et construit pour résister aux forces sismiques horizontales totales agissant non simultanément dans la direction de chacun des axes principaux de la structure, conformément à la formule:

$$\boxed{V = A \cdot D \cdot B \cdot Q \cdot W}$$ avec

A : coef. d'accéleration des zones.
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
B : Facteur de comportement de la structure
Q : facteur de qualité
W : poids de la structure

CALCUL DE RIGIDITÉS - METHODE MUTO

Le calcul des efforts sous les charges horizontales sera fait par la methode de muto.

Exposé de la méthode

La methode de muto est une méthode approchée qui nous permet de calculer les contraintes dans les les differents élements d'une structure composée de portiques et sollicitée par des forces horizontales.

Principe de la methode

En premier lieu l'effort tranchant d'étage est distribueé aux differents portiques proportionnellement à leur rigidité de niveau, puis l'effort tranchant de niveau du portique sera distribué à son tour aux différents poteaux, on déduit les contraintes dans les poteaux et dans les poutres.

Conditions d'application

- Cette methode est applicable pour les batiments à étage rigides dans leur plan, ayant une ossature composée de portiques autostables.
- Les charges sont supposeés concentrées au niveau des planchers.
- Le diagramme de répartition des charges en elevation est soit rectangulaire (pour le vent) ou triangulaire (cas du seisme).
- Pour obtenir une précision convenable, il faut que la raideur I/l des poutres ne soit pas trop faible devant (I/h) des poteaux, on doit avoir $k \geq 0{,}2$ pour tous les noeuds de l'ossature.
- Les raideurs ($\frac{I}{l}$) des travées adjacentes d'une même poutre ne doivent pas être trop différentes (rapport entre 0,5 et 2)
- la raideur (I/h) d'un poteau ne doit trop varier entre 2 étages adjacents (rapport compris entre 0,5 et 2).
- on ne doit avoir de variation brusque de rigidité entre 2 niveaux adjacents
- les poteaux tels que $k < 0{,}2$ doivent être consideres comme faisant pas partie de l'ossature résistante aux charges horizontales

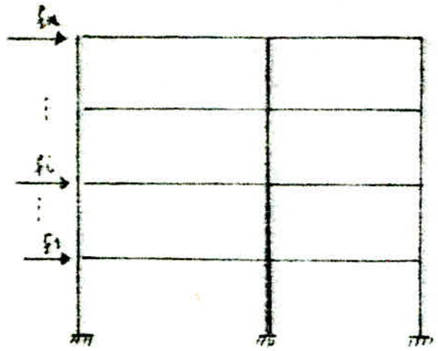
Etapes de calcul

- Calcul des rigidités linéaires de chaque poteau : $k_p = \frac{I}{h}$ et de chaque poutre $\frac{I}{l}$
- calcul du coef. $\bar{k}$, et du coef de correction a_j.
- calcul des raideurs corrigées des poteaux.
- Calcul de rigidités de niveau.
- determination du centre de torsion
- Calcul des efforts tranchants de niveau

- Determination de l'E.T revenant à chaque portique.
- Calcul des moments dans les poutres et les poteaux.
- Calcul des efforts tranchants et des efforts normaux dans les poteaux et poutres.

<u>Effort tranchant de niveau j</u> : C'est la somme des forces agissantes sur un portique au dessus du niveau (j)

$$T_j = \sum_{i=1}^{n} f_i$$



<u>Deplacement relatif</u> : c'est le deplacement du plancher (j) par rapport au plancher immédiatement inférieur (j-1)

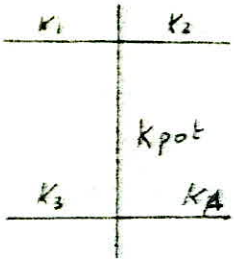
Calcul de rigidités de niveau R_j, du coefficient de correction a_j
on appelle rigidité de niveau produit un deplacement relatif de niveau égal à l'unité

$$R_j = \frac{T_j}{\delta_j}$$

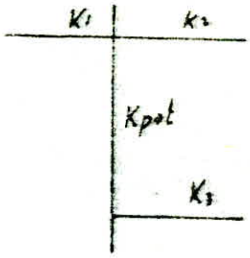
Un portique à plusieurs niveaux soumis à des forces horizontales à une déformation qui peut être décomposée en 3 parties : $\delta_j = \delta_j^A + \delta_j^B + \delta_j^C$

Coef. a_j donné par MUTO

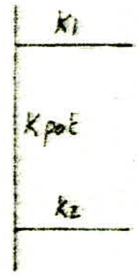
Etage courant : $a_j = \dfrac{\bar{k}}{2 + \bar{k}}$



$\bar{k} = \dfrac{K_1 + K_2 + K_3 + K_4}{2\,K_{pot}}$

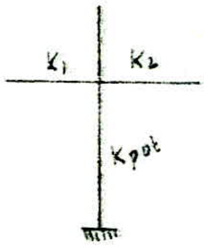


$\bar{k} = \dfrac{K_1 + K_2 + K_3}{2\,K_{pot}}$

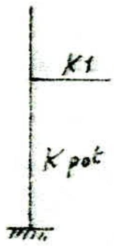


$\bar{k} = \dfrac{K_1 + K_2}{2\,K_{pot}}$

R.D.C : $a_j = \dfrac{0{,}5 + \bar{k}}{2 + \bar{k}}$



$\bar{K} = \dfrac{K_1 + K_2}{K_{pot}}$



$\bar{K} = \dfrac{K_1}{K_{pot}}$

Relation entre R_j et la rigidité r_j d'un poteau de ce niveau

Soit : $t_j^{(i)}$ l'effort tranchant du niveau (j) revenant au poteau (i)

$r_j^{(i)} = \dfrac{t_j^{(i)}}{\delta_j}$, or on a : $T_j = \sum_{i=1}^{m} t_j^{(i)}$ si on a m poteaux

$$\rightarrow \quad R_j = \frac{T_j}{\delta_j} = \frac{\sum_{i=1}^{m} t_j^{(i)}}{\delta_j} = \sum_{i=1}^{m} r_j^{(i)} \quad \Rightarrow \quad R_j = \sum_{i=1}^{m} r_j^{(i)}$$

Calcul de rigidité corrigée d'un poteau i

soit : $r_j^{(i)\infty}$ la rigidité d'un poteau (i) supposé encastré à ses 2 extrémités par des poutres infiniment rigides

$$r_j^{(i)\infty} = \frac{t_j^{(i)}}{\delta_j} = \frac{12\,E\,I_j^{(i)}}{h_j^3} = \frac{12E}{h_j^2} \cdot \frac{I_j^{(i)}}{h_j} = \frac{12E}{h_j^2} \cdot K_j^{(i)}$$

$$E = E_i = 21000\sqrt{\sigma_j'}$$

$r_j^{(i)} = a_j^{(i)}\, r_j^{\infty} \implies r_j^{(i)} = \dfrac{12E}{h_j^2}\, a_j^{(i)} K_j^{(i)}$ or $R_j = \sum r_j^{(i)} \Rightarrow R_j = \sum \dfrac{12E}{h_j^2}\, a_j^{(i)} K_j^{(i)}$

Pour un même étage, on a h_j = constante $\Rightarrow R_j = \dfrac{12E}{h_j^2} \sum a_j^{(i)} K_j^{(i)}$

avec $\underbrace{D_j = \sum a_j^{(i)} K_j^{(i)}}$

CALCUL SISMIQUE

Coeficient d'accélération des zones : A

il depend du groupe d'usage et la zone sismique.

Notre construction est à usage de bureaux → Groupe d'usage 2.

Lieu d'implantation : ESSENIA → Zone II

Le tableau (1) du RPA 81 donne $A = 0{,}15$

Facteur d'amplification dynamique moyen : D :

il depend du type du sol et de la periode T du batiment.

Pour un sol ferme : $D = 2\sqrt{\frac{0{,}3}{T}}$ Fig 4. RPA 81

$T = 0{,}1 \frac{H}{\sqrt{L}}$ Pour une construction à ossature metallique à usage de bureaux

Sens longitudinal : $T_\ell = 0{,}1 \times \frac{13{,}38}{\sqrt{17{,}89}} = 0{,}321\ s \rightarrow D = 1{,}927$

sens transversal : $T_t = 0{,}1 \times \frac{13{,}38}{\sqrt{12{,}40}} = 0{,}380\ s \rightarrow D = 1{,}777$

Facteur de comportement de la structure : B

il depend de la structure et la nature du contreventement :

structure contreventeé par portiques autostables : $B = 0{,}25$

Facteur de qualité $Q = 1 + \sum_{q=1}^{6} P_q \qquad 1 \leq Q \leq 1{,}6$.

P_q : facteur de penalité qui depend de l'observation ou non du critère de qualité q. $P_q = 0$ critère observé $P_q = q$ non observé

P_q	sens transvers.	sens longitudinal
P_1 : critère de files porteuses	0,1	0,1
P_2 : critère de surabondance en plan	0,1	0,1
P_3 : critère de symetrie en plan	0,1	0
P_4 : critère de regularité en elevation	0,1	0
P_5 : Critère de contrôle de qualité des matériaux	0,1	0,1
P_6 : Critère de contrôle de la qualité de construction	0,1	0,1
	0,6	0,4

Transversalement $Q = 1{,}6$

longitudinalement $Q = 1{,}4$

Sens transversal : $V_t = 0{,}15 \times 0{,}25 \times 1{,}777 \times 1{,}6\ W$

Sens longitudinal : $V_\ell = 0{,}15 \times 0{,}25 \times 1{,}927 \times 1{,}4\ W$

POIDS DE STRUCTURE soumis à l'action sismique - Bloc C

TERRASSE : Surface 213,28 m^2 périmètre 59,2 m

Poids propre plancher	504 × 213,28	=	107490 daN
Acrotère	0,15 × 0,6 × 59,2 × 2500	=	13320 daN
$\frac{1}{2}$ cloisons	$\frac{1}{2}$ × 0,075 × 213,28	=	8000 daN
$\frac{1}{2}$ Murs façade	$460 \times 17,83 \times (3,3-1,2) \times \frac{1}{2}$	=	8,310 daN
$\frac{1}{2}$ poteaux	1,65 × 0,155 × 14	=	3580 daN
Poutres longit	(3×16,80 + 4,80) 0,057	=	3150 daN
Poutres transv.	(4×12) × 0,057	=	2730 daN

$G = \boxed{146580}$ daN

$$\frac{P}{2} = \frac{100 \times 213,28}{2} = 10660 \text{ daN}$$

$$W_{II} = G + \frac{P}{2} = 157240 \text{ daN}$$

ETAGE COURANT

P. propre plancher 477 × 213,28 =	101730	daN
Poutres	5880	daN
Poteaux	7160	daN
cloisons	16000	daN
Murs façade	16620	daN

$G = \boxed{147390}$ daN

$P = 250 \times 213,28$

$$W_{II} = W_{I} = W_{2} = G + \frac{P}{2} = 174050 \text{ daN}$$

Niveau Roc. référence $W_0 = \frac{1}{2}$ poteaux inférieur $= 1,67 \times 0,155 = 3620$ daN

Distribution en hauteur des forces latérales : La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum_{i=1}^{n} F_i$$

où F_t : force concentrée au sommet de la structure, donnée par :

$F_t = 0,07T.V$ si $T > 0,7$ s

$F_t = 0$ si $T \leq 0,7$ s

La partie restante de l'effort horizontal total V doit être distribuée sur la structure suivant la formule :

$$F_K = \frac{(V - F_t) W_k h_k}{\sum_{i=1}^{n} W_i h_i}$$ avec : W_k : charge au niveau k

F_k : Effort horizontal au niveau k

$T_x < 0{,}7\ s \rightarrow F_{tx} = 0$

$T_y < 0{,}7\ s \rightarrow F_{ty} = 0$

La distribution des forces se faite suivant la formule : $F_k = \dfrac{V_o W_k h_k}{\sum W_k h_k}$

Sens longitudinal

Niveau	W_k (daN)	h_k (m)	$W_k h_k$	F_k	F_k^c
IV	157 240	13,38	2103870	25 850	25850
III	174 050	10,04	1747460	21 470	47320
II	174 050	6,74	1173100	14 420	61 740
I	174050	3,44	598730	7350	69100
			$\sum W_k h_k = 5623160$	m.daN.	

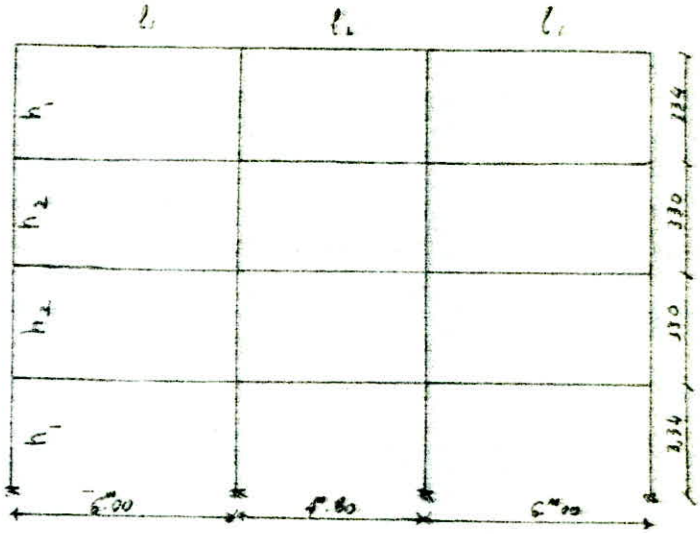
Sens transversal

niveau	W_k (daN)	h_k (m)	$W_k h_k$	F_k	F_k^c
IV	157 240	13, 38	2103870	27250	27250
III	174 050	10, 04	1747460	22620	49870
II	174 050	6, 74	1173100	15190	65060
I	174 050	3, 44	598 730	7750	72810
			$\sum W_k h_k = 5623160$		

APPLICATION Bloc C

_Portiques longitudinaux 1, 2, 4

Calcul de raideurs :



POUTRES

$$K_1 = \frac{I_x}{l_1} = 27,12$$

$$K_2 = \frac{I_x}{l_2} = 33,90$$

POTEAUX

$$K_{p_1} = \frac{I_y}{h_1} = 32,33$$

$$K_{p_2} = \frac{I_y}{h_2} = 32,73$$

niveau	file de pot.	$\bar{k}$	a	$a\,k_p \times 10^3$	rj	R_j	$10^6\,D_j$
I - R	A; D B; C	0,84 1,88	0,47 0,61	15,22 19,76	343,81 446,37	1580,36	63,96
I - II à II - III	A; D B; C	0,83 1,86	0,29 0,48	9,51 15,74	220,07 364,23	1168,60	50,50
III - IV	A; D B; C	0,84 1,88	0,30 0,49	9,72 15,87	219,57 358,50	1156,14	51,18

Portique longitudinal : 3

niveau	files de pot.	$\bar{k}$	a	$a\,k_p \cdot 10^3$	rj	Rj	10^6 DJ
I - R	B; C	1,05	0,51	16,52	373,18	746,36	33,04
I - II à II - III	B; C	1,03	0,34	11,15	258,02	516,04	22,30
III - IV	B; C	1,05	0,34	11,01	248,71	497,42	22,02

Calcul des rigidités relatives d'étages : R_j
sens longitudinal R_j^l

$$R_j^l \begin{cases} 746,36 + 3 * 1580,36 = 5487,44 \; t/m & \text{niv I} \\ 516,04 + 3 * 1168,60 = 4021,84 \; t/m & \text{niv II, niv III} \\ 497,42 + 3 * 1156,14 = 3965,84 \; t/m & \text{niv IV} \end{cases}$$

_ Calcul de déplacements

niveau	F_k^l	R_j^l	δ_j	δ_j^l	observations
IV	25,85	3965,84	0,65	4,61	
III	47,32	4021,84	1,17	3,96	
II	61,74	4021,84	1,53	2,79	
I	69,10	5487,44	1,26	1,26	

$\Sigma W_j \delta_j^{c^2} = 7702,1 \quad kdaN.cm^2$

$\Sigma F_j^c \delta_j^c = 565,88 \quad kdaN.cm \qquad g = 981 \; cm/s^2$

La formule de Railegh donne (RPA 81) : $T = 2\pi \sqrt{\dfrac{\Sigma W_j \delta_j^{c^2}}{g \, \Sigma F_j^c \delta_j^c}}$

Mode fondamental de vibration

$T = 0,74 \, s \quad > 0,7 \, s$

$D = 2\sqrt{\dfrac{0,3}{T}} = 1,273$ d'où $V = ADBQW = 0,15 \times 0,25 \times 1,273 \times 1,4 \times 683,01$

$V = 45,65 \quad kdaN$

$F_t = 0,07 \, T \, V = 0,07 \times 0,74 \times 45,65 \quad kdaN$
$= 2,365 \quad kdaN$

calcul de $\dfrac{V - F_t}{\Sigma w_j h_j} w_j h_i = F_j$

Niveau	$W_j h_j$	F_j	F_j^c	R_j^c	δ_j cm	δ_j^c cm	observ.
IV	2103,87	18,56	18,56	3965,84	0,47	3,12	Admissible
III	1747,46	13,45	32,01	4021,84	0,80	2,65	"
II	1113,10	9,03	41,04	404,84	1,02	1,85	"
I	538,73	4,61	45,65	5487,44	0,83	0,83	"

$\left.\begin{array}{l} \Sigma W_j \delta_j^{c^2} = 3441,34 \quad kdaN.cm^2 \\ \Sigma F_j \delta_j^c = 565,88 \quad kdaN.cm \end{array}\right\} \Rightarrow \quad T = 0,74 \, s.$

<u>Calcul du facteur de contribution du 1er Mode</u>

$\varepsilon^I = \dfrac{(\Sigma W_j \delta_j^c)^2}{(\Sigma m_j)(\Sigma W_j \delta_j^{c^2})}$ (donnée en cours de Mr CRAINIC)

$\Sigma m_j = (157,24 + 174,05 + 174,05 + 174,05) = 679,39 \quad kdaN$

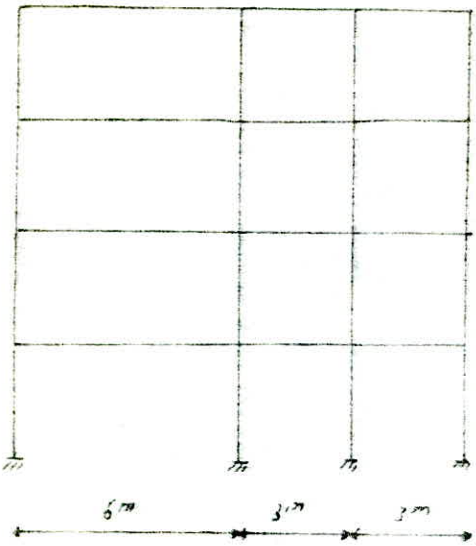
$\Sigma W_j \delta_j^{c^2} = 3441,34 \quad daN.cm^2$

$\Sigma W_j \delta_j^c = 157,24 \times 3,12 + 174,05 \times 2,65 + 174,05 \times 1,85 + 174,05 \times 0,83$
$= 1418,27 \quad kdaN.cm.$

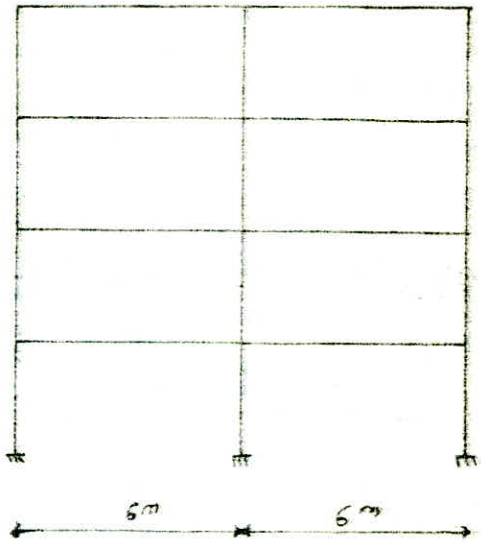
$\Rightarrow \varepsilon_I = 0,86 > 0,8$

le premier mode participe 86 % aux vibrations
reste 14 % pour les autres modes.

PORTIQUES TRANSVERSAUX



Portiques B; C



Portiques A; D

Portiques A; D

niveau	files de pot.	10^5 Kp	$\bar{K}$	a	a Kp x 10^6	r_j	R_i	10^6 D_j
I - R	1; 4 2	169,65	0,16 0,32	0,31 0,35	52,53 59,38	1187,88 1341,37	3717,15	164,56
I - II II - III	1; 4 2	179,39	0,15 0,30	0,07 0,13	12,24 22,72	283,24 525,75	1092,23	47,20
III - IV	1; 4 2	169,65	0,16 0,32	0,07 0,14	11,88 23,75	268,36 536,50	1073,22	47,51

Portiques B, C

niveau	files de pot.	10^6 Kp	$\bar{K}$	a	a Kp 10^6	r_j	R_j	10^6 D_j
I - R	1 2 3 4	169,65	0,16 0,32 0,33 0,16	0,31 0,35 0,36 0,31	52,53 59,38 61,07 52,53	1187,88 1341,37 1343,54 1187,88	5036,67	225,63
I - II II - III	1 2 3 4	179,39	0,15 0,31 0,31 0,16	0,07 0,13 0,13 0,07	12,24 24,47 24,47 12,24	283,24 288,56 288,56 283,24	1163,60	73,42
III - IV	1 2 3 4	169,65	0,16 0,33 0,33 0,16	0,07 0,14 0,14 0,07	11,88 23,75 23,75 11,88	268,36 536,50 536,50 268,36	3819,44	77,26

Rigidités relatives d'étages : $\mathcal{R}_j$

sens transversal $\mathcal{R}_j^t$

$$\mathcal{R}_j^t = \sum_A^D R_j^t$$

Niv I : $\left\{ 2\,(3713{,}13 + 5096{,}67) \right\} = 17616{,}9$ kdaN/m

Niv II ; III : $\left\{ 2\,(1092{,}23 + 1143{,}60) \right\} = 4471{,}66$ kdaN/m

Niv IV : $\{ 2\,(8585{,}32)$ kdaN/m $= 2\,(1073{,}22 + 3219{,}44)$.

Niveau	F_j^c	$\mathcal{R}_j^t$	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)	observations
IV	27.25	8585,32	0,32	3,30	
III	49,87	4471,66	1,12	2,98	
II	65,06	4471,66	1,45	1,86	
I	72,81	17619,60	0,41	0,41	

$\sum W_j \overline{\delta_j^c}^2 = 3993{,}94$ kdaN.cm²

$\sum F_j^c \delta_j^c = 399{,}50$ kdaN.cm

$g = 981$ cm/s²

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_j \overline{\delta_j}^2}{g \sum F_j^c \delta_j^c}} = 0{,}63\,s < 0{,}7$$

$\Rightarrow F_t = 0$

et $D = 2\sqrt{\frac{0{,}3}{T}} = 1{,}38$

$V = ABDQW$

$= 0{,}15 * 0{,}25 * 1{,}38 * 1{,}6 * 683{,}01 = 56{,}56$ kdaN

d'où $F_K = \dfrac{V * W_j h_j}{\sum W_j h_j}$ $\qquad \sum W_j h_j = 5623{,}16$

niv	$W_j h_j$	F_j	F_j^c	$\mathcal{R}_j^t$	δ_j (cm)	δ_j^c (cm)	observations
IV	2103,87	21,96	21,16	8586,32	0,25	2,57	Admissible
III	1747,46	17,58	38,74	4471,66	0,87	2,32	Admissible
II	1173,10	11,80	50,54	4471,66	1,13	1,45	Admissible
I	598,73	6,02	56,56	17619,60	0,32	0,32	Admissible

$\sum W_j \overline{\delta_j^c}^2 = 2359{,}12$

$\sum F_j \delta_j^c = 235{,}64$

$T = 0{,}63\,s$.

Facteur de contribution du 1er mode

$$\varepsilon^I = \frac{\left(\sum W_j \delta_j^c\right)^2}{\left(\sum m_j\right)\left(\sum W_j \overline{\delta_j^c}^2\right)}$$

$\left(\sum W_j \delta_j^c\right)^2 = 1245391{,}942$

$\sum m_j = 679{,}39$

$\sum W_j \delta_j^{c\,2} = 2359{,}12$

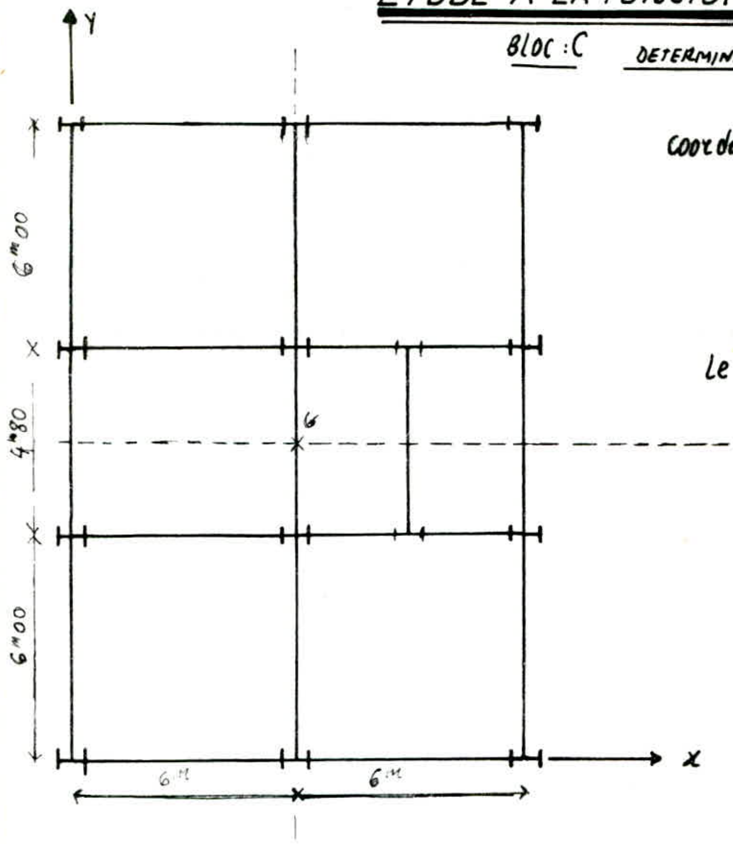
$\varepsilon^I = 0{,}79 \simeq 0{,}80$

le 1er mode contribue avec 79% dans les vibrations.

ETUDE A LA TORSION

BLOC : C

DETERMINATION DU CENTRE DE MASSE ET LE CENTRE DE TORSION



Coordonnées du centre de masse G :

$X_G = 6$

$Y_G = 8{,}40$

Le centre de torsion c est donné par:

$$\underline{\underline{X_C}} = \frac{\sum R_j^l X_j^l}{R_j^l}$$

$$\underline{\underline{Y_C}} = \frac{\sum R_j^t Y_j^t}{R_j^t}$$

R_j^l (kdaN/m) $\begin{cases} 5487{,}44 & \text{niv I} \\ 4021{,}84 & \text{niv II, III} \\ 3965{,}84 & \text{niveau IV} \end{cases}$

R_j^t (kdaN/m) $\begin{cases} 17619{,}6 & \text{niveau I} \\ 4471{,}66 & \text{niv II, III} \\ 8585{,}32 & \text{niv IV} \end{cases}$

calcul des coordonneés des portiques / au centre de Torsion (Xc)

portique longitudinaux	1	2	3	4
Niveau I	-6,41	-0,41	2,59	5,59
niveaux II & III	-6,38	-0,38	2,62	5,62
niveau IV	-6,38	-0,38	2,62	5,62

$R_j^l = \begin{cases} 746{,}36 \text{ kdaN/m} & \text{niv I} \\ 516{,}04 & \text{II, III} \\ 497{,}42 & \text{IV} \end{cases}$

Portique 3

$R_j^l \begin{cases} 1580{,}36 \text{ kdaN/m} \\ 1168{,}6 \\ 1156{,}14 \end{cases}$

Port. 1, 2, 4

niv. I : $X_C = \dfrac{1580{,}36(0+3+6) + 746{,}36\,(9)}{5487{,}44} = \underline{\underline{6{,}41}}$ m

niv II, III : $X_C = \dfrac{1168{,}6\,(0+6+12) + 516{,}04\,(9)}{4021{,}84} = \underline{\underline{6{,}38}}$ m

niv IV : $X_C = \dfrac{1166{,}14\,(0+6+12) + 497{,}42\,(9)}{3965{,}84} = \underline{\underline{6{,}38}}$ m

Portiques transversaux :

Port A, D

$$R_j^t \ (\mathrm{kdaN/m}) = \begin{cases} 3717{,}13 & \text{niv I} \\ 1092{,}23 & \text{niv II, III} \\ 1073{,}22 & \text{niv IV} \end{cases}$$

Port. B, C

$$R_j^t \ (\mathrm{kdaN/m}) = \begin{cases} 5096{,}67 & \text{niv I} \\ 1143{,}60 & \text{niv II, III} \\ 3219{,}44 & \text{niv IV} \end{cases}$$

niv I

$$Y_c = \frac{3717{,}13\,(0+16{,}80) + 5096{,}67\,(6+10{,}80)}{17619{,}6} = 8{,}40\ m$$

niv II, III

$$Y_c = \frac{1092{,}23\,(0+16{,}80) + 1143{,}60\,(6+10{,}80)}{4471{,}66} = 8{,}40\ m.$$

niv IV

$$Y_c = \frac{1073{,}22\,(0+16{,}80) + 3219{,}44\,(6+10{,}80)}{8585{,}32} = 8{,}40\ m$$

coordonnées des portiques /centre de torsion

PORT. TRANSV.		A	B	C	D
Y_m	niv I	-8,40	-2,40	2,40	8,40
	niv II, III	-8,40	-2,40	2,40	8,40
	niv IV	-8,40	-2,40	2,40	8,40

on remarque de $Y_C = Y_G$.

Calcul de l'excentricité du centre de torsion /centre de masse.

niveau	X_G	X_C	$\lvert X_G - X_C \rvert$	Y_G	Y_C	$\lvert Y_G - Y_C \rvert$
I	6	6,41	0,41 m	8,40	8,40	0
II, III	6	6,38	0,38	8,40	8,40	0
IV	6	6,38	0,38	8,40	8,40	0

Excentrité dûe à la torsion : $e_x = 0{,}41\ m = 41\ cm < 5\%\ L_x$

$e_y = 0$

Mais le R.P.A 81 preconise une excentricité accidentelle de 5% de la longueur du batiment. $5\%\ L_x = \frac{5 \times 16.80}{100} = 84\ cm$

Determination de l'effort tranchant revenant à chaque portique

Portiques longitudinaux : $T_{jY}^{\ell} = \underbrace{\mathcal{T}_{jY}^{\ell}\,\frac{R_{jY}^{\ell}}{R_j^t}}_{\text{Terme de Translation}} + \underbrace{\mathcal{T}_{jY}^{\ell}\,\frac{R_{jY}^{\ell}}{R_{j\theta}}\,x_j^{\ell}\cdot e_x}_{\text{Terme de rotation}}.$

Portiques transversaux $T_{jx}^{t} = \mathcal{T}_{jx}^{t}\cdot\frac{R_{jx}^{t}}{R_j^{t}} + \mathcal{T}_{jx}^{t}\cdot\frac{R_{jx}^{t}}{R_{j\theta}}\cdot y_j^{t}\cdot e_y.$

calcul de la rigidité de ~~à~~ la torsion : $R_{j\theta}$

La rigidité à la torsion de l'étage (j) est donné par :

$$\mathcal{R}_{j\theta} = \sum R_{jy}^{l} (x_j^{l})^2 + \sum R_{jx}^{t} (y_j^{t})^2$$

où x et y sont les coordonnées des portiques / repère xcy.

Niv IV

$$\mathcal{R}_{j\theta} = 1156,14(\overline{6,38}^2 + \overline{0,38}^2 + \overline{5,62}^2) + 497,42(\overline{2,62}^2) + 1073,22\times 2(\overline{8,40}^2) + 3219,44\times 2(\overline{2,40}^2)$$
$$= \underline{238610,22} \text{ kdaN.m.}$$

Niv III ; II

$$\mathcal{R}_{j\theta} = 1143,60\times 2\times \overline{2,40}^2 + 1092,23\times 2\times \overline{8,40}^2 + 516,04\times \overline{2,62}^2 + 1168,6(\overline{6,38}^2 + \overline{0,38}^2 + \overline{5,62}^2)$$
$$= \underline{251955,21} \text{ kdaN.m.}$$

Niv I.

$$\mathcal{R}_{j\theta} = 1580,36(\overline{6,41}^2 + \overline{0,41}^2 + \overline{5,59}^2) + 746,36(\overline{2,59}^2) + 2\times 3717,13(\overline{8,40}^2) + 2\times 5096,97(\overline{2,40}^2)$$
$$= \underline{702864,58} \text{ kdaN.m}$$

D'autre part :

$\mathcal{T}_j^{l}$ (kdaN)	18,56	32,01	41,04	45,65
Niveau	IV	III	II	I

Portiques longitudinaux sous $\vec{S_1}$:

- répartition des efforts tranchants de niveau aux portiques

Port	niv	R_{jy}	$\mathcal{R}_{jy}$	$\mathcal{R}_{j\theta}$	$\mathcal{T}_{jy}$	e_x	x_j	T_{jy} (kdaN)
1	IV	1156,14	3965,84	238610,22	18,56	0,84	−6,38	4,93
	III	1168,60	4021,84	251955,21	32,01	0,84	−6,38	7,91
	II	1168,60	4021,84	251955,21	41,04	0,84	−6,38	10,90
	I	1580,36	5487,44	702864,58	45,65	0,84	−6,41	12,59
2	IV	1156,14	3965,84	238610,22	18,56	0,84	−0,38	5,38
	III	1168,60	4021,84	251955,21	32,01	0,84	−0,38	9,26
	II	1168,60	4021,84	251955,21	41,04	0,84	−0,38	11,86
	I	1580,36	5487,44	702864,58	45,65	0,84	−0,41	13,11
3	IV	1156,14	3965,84	238610,22	18,56	0,84	2,62	2,41
	III	1168,60	4021,84	251955,21	32,01	0,84	2,62	4,25
	II	1168,60	4021,84	251955,21	41,04	0,84	2,62	5,45
	I	1580,36	5487,44	702864,58	45,65	0,84	2,59	6,31
4	IV	1156,14	3965,84	238610,22	18,56	0,84	5,62	5,83
	III	1168,60	4021,84	251955,21	32,01	0,84	5,62	10,00
	II	1168,60	4081,84	251955,21	41,04	0,84	5,62	12,82
	I	1580,36	5487,44	702864,58	45,65	0,84	5,59	13,63

Portiques transversaux sous $\vec{S_i}$

Distribution des efforts de niveau dans les portiques

Niv	IV	III	II	I
$\mathcal{R}_{j\theta}$ (kdaN.m)	238610,22	251955,21	251955,21	702864,58

$$\boxed{T_{jy} = \tau_{jx} \frac{R_{jx}}{\mathcal{R}_{jx}} + \mathcal{T}_{jx} \cdot \frac{R_{jy}}{\mathcal{R}_{j\theta}} \cdot y_j \, e_y}$$

Port	Niv	R_{jx}	$\mathcal{R}_{jx}$	$\mathcal{R}_{j\theta}$	$\mathcal{T}_{jx}$	e_y	y_j	T_{jx} (kdaN)
A	IV	1073,22	8585,32	238610,22	21,16	0,84	-8,40	1,97
	III	1092,23	4471,66	251955,21	38,74	0,84	-8,40	8,28
	II	1092,23	4471,66	251955,21	50,54	0,84	-8,40	10,80
	I	3717,13	17619,60	702864,58	56,56	0,84	-8,40	9,82
B	IV	3219,44	8585,32	238610,22	21,16	0,84	-2,40	7,36
	III	1143,60	4471,66	251955,21	38,74	0,84	-2,40	9,55
	II	1143,60	4471,66	251955,21	50,54	0,84	-2,40	12,46
	I	5096,67	17619,60	702864,58	56,56	0,84	-2,40	15,53
C	IV	3219,44	8585,32	238610,22	21,16	0,84	2,40	8,51
	III	1143,60	4471,66	251955,21	38,74	0,84	2,40	10,26
	II	1143,60	4471,66	251955,21	50,54	0,84	2,40	13,39
	I	5096,67	17619,60	702864,58	56,56	0,84	2,40	17,19
D	IV	1073,22	8585,32	238610,22	21,16	0,84	8,40	3,32
	III	1092,23	4471,66	251955,21	38,74	0,84	8,40	10,65
	II	1092,23	4471,66	251955,21	50,54	0,84	8,40	13,89
	I	3717,13	17619,60	702864,58	56,56	0,84	8,40	14,04

Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau.

$$t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} k_j^{(i)}}{D_j} \cdot T_j \quad \text{en kdaN} \quad \text{(détail ci-dessous)}$$

		Portique long.	Portique 1		Portique 2		Portique 4			Portique 3	
niv.	file	$\frac{a_j k_j}{D_j}$	T_y	t_y	T_y	t_y	T_y	t_y	$\frac{a_j k_j}{D_j}$	T_y	t_y
IV	A-D	0,190	4,93	0,937	5,38	1,022	5,83	1,108		2,41	
IV	B-C	0,310	4,93	1,528	5,38	1,668	5,83	1,807	0,5	2,41	1,205
III	A-D	0,188	7,71	1,449	9,25	1,739	10,00	1,880		4,25	
III	B-C	0,312	7,71	2,406	9,25	2,886	10,00	3,120	0,5	4,25	2,125
II	A-D	0,188	10,90	2,049	11,86	2,230	12,82	2,410		5,45	
II	B-C	0,312	10,90	3,401	11,86	3,700	12,82	4,000	0,5	5,45	2,725
I	A-D	0,218	12,59	2,745	13,11	2,858	13,63	2,971		6,31	
I	B-C	0,282	12,59	3,550	13,11	3,697	13,63	3,844	0,5	6,31	3,155

Les deplacements relatifs de niveau δ_j sont calculés précédemment les poteaux d'un même niveau doivent avoir le même déplacement soit :

$$\delta_j^1 = \delta_j^2 = \delta_j^3 = \dots = \delta_j^m \quad \text{si on a } m \text{ poteaux}$$

$$\Rightarrow \frac{t_j^1}{r_j^1} = \frac{t_j^2}{r_j^2} = \frac{t_j^3}{r_j^3} = \dots = \frac{t_j^m}{r_j^m} = \frac{T_j}{R_j}$$

donc on a $t_j^i = \frac{r_j^{(i)}}{R_j} \cdot T_j = \frac{r_j^{(i)}}{\sum_{i=1}^{m} r_j^i} \cdot T_j$

avec :

t_j^i : part de l'effort tranchant revenant au poteau i du niveau j

r_j^i : rigidité corrigée du poteau (i) du niveau (j)

Comme $r_j^{(i)} = \frac{12E}{h_j^2} \cdot a_j^{(i)} \cdot k_j^{(i)}$ et comme h_j = constante

donc $t_j^{(i)} = \frac{a_j^i k_j^i}{\sum_{i=1}^{m} a_j^i k_j^i} \cdot T_j \rightarrow t_j^{(i)} = \frac{a_j^{(i)} k_j^{(i)}}{D_j} \cdot T_j$

EFFORT REVENANT A CHAQUE POTEAU

– Portiques transversaux –

			Portique A		Portique B	
niv.	file	$\alpha_j K_j / D_j$	T_x	t_x	T_x	t_x
IV	1–4	0,250	1,97	0,493	3,32	0,830
IV	2	0,500	1,97	0,985	3,32	1,660
III	1–4	0,259	8,28	2,145	10,65	2,758
III	2	0,481	8,28	3,983	10,65	5,123
II	1–4	0,259	10,80	2,797	13,89	3,598
II	2	0,481	10,80	5,195	13,89	6,681
I	1–4	0,320	9,82	3,142	14,04	4,493
I	2	0,361	9,82	3,545	14,04	5,068

			Portique B		Portique C	
niv.	file	$\alpha_j K_j / D_j$	T_x	t_x	T_x	t_x
IV	1	0,167	7,36	1,23	8,51	1,42
	2	0,333	7,36	2,45	8,51	2,83
	3	0,333	7,36	2,45	8,51	2,83
	4	0,167	7,36	1,23	8,51	1,42
III	1	0,167	9,55	1,59	10,26	1,71
	2	0,333	9,55	3,18	10,26	3,42
	3	0,333	9,55	3,18	10,26	3,42
	4	0,167	9,55	1,59	10,26	1,71
II	1	0,167	12,46	2,08	13,39	2,24
	2	0,333	12,46	4,15	13,39	4,46
	3	0,333	12,46	4,15	13,39	4,46
	4	0,167	12,46	2,08	13,39	2,24
I	1	0,233	15,53	3,62	17,19	4,01
	2	0,263	15,53	4,08	17,19	4,52
	3	0,271	15,53	4,21	17,19	4,66
	4	0,233	15,53	3,62	17,19	4,01

Calcul de l'effort tranchant revenant à chaque poteau :

calcul des deplacements relatifs d'étages

$$\delta_j = \frac{T_j}{R_j} \leq \bar{\delta}_j$$

$\bar{\delta}_j$: Deplacement relatif d'etage admissible. (RPA · Art 3.3.7.1)

$$\bar{\delta}_j = 0,0075\ h_j$$

h_j : hauteur d'étage

Ce qu'on doit vérifier (d'après le même article) $\frac{1}{2B}\ \delta_j \leq 0,0075 h_j$

soit pour notre cas $2\ \delta_j \leq 0,0075\ h_j = 25\ mm$

Portiques transversaux

niv	Portique A			Portique B			Portique C			Portique D		
IV	1073,22	1,97	1,84	3219,44	7,36	2,29	3219,44	8,51	2,64	1073,22	3,2	2,98
III	1092,23	8,28	7,58	1143,6	9,55	8,35	1143,6	10,26	8,97	1092,23	10,65	9,75
II	1092,23	10,80	9,89	1143,6	12,46	10,90	1143,6	13,39	11,71	1092,23	13,89	12,72
I	3717,13	9,82	2,64	5096,67	15,53	3,05	5096,67	17,19	3,37	3717,13	14,04	3,78
	R_j	T_j	δ_j (mm)	R_j	T_j	δ_j (mm)	R_j	T_j	δ_j (mm)	R_j	T_j	δ_j (mm)

Portiques longitudinaux.

	Portique 1			Portique 2			Portique 3			Portique 4		
niv	R_j	T_j	δ_j (mm)	R_j	T_j	δ_j	R_j	T_j	δ_j (mm)	R_j	T_j	δ_j (mm)
IV	1156,14	4,93	4,26	1156,14	5,38	4,65	497,42	2,41	4,85	1156,14	5,83	5,04
III	1168,6	7,71	6,60	1168,60	9,25	7,92	516,04	4,25	8,24	1168,6	10,00	8,56
II	1168,6	10,90	9,33	1168,60	11,86	10,15	516,04	5,45	10,56	1168,6	12,82	10,97
I	1580,36	12,59	7,97	1580,36	13,11	8,30	746,36	6,31	8,45	1580,36	13,63	8,62

Résumé des flèches : $f_{TOT} = \Sigma f_i < \Sigma f_i ad = 1cm$

PORT.	A	B	C	D	1	2	3	4	observations
flèche (cm)	2,195	2,459	2,669	2,816	3,102	3,202	3,210	3,319	Admissibles

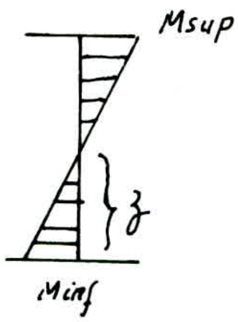
Les flèches sont verifiées.

CALCUL DES MOMENTS DANS LES POTEAUX :

1. Portique transversal D

niveau	file	$\bar{K}$	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	$z = Y h$	$h-z$ (m)	$T_x(t)$ kdaN	$t_x(t)$ kdaN	Msup (kdaN.m)	Minf (kdaN.m)
4	1;4	0,16	0,13	0	0	0	0,13	0,44	2,90	3,32	0,83	2,41	0,365
	2	0,32	0,21	0	0	0	0,21	0,70	2,64	3,32	1,66	4,38	1,16
3	1;4	0,15	0,35	0	0	0	0,35	1,16	2,14	10,65	2,76	5,91	3,20
	2	0,30	0,35	0	0	0	0,35	1,16	2,14	10,65	5,12	10,96	5,94
2	1;4	0,15	0,65	0	0	0	0,65	2,15	1,15	13,89	3,60	4,141	7,74
	2	0,30	0,55	0	0	0	0,55	1,82	1,48	13,89	6,68	9,89	12,16
1	1;4	0,16	1,05	0	0	0	1,05	3,51	-0,17	14,04	4,49	-0,76	15,76
	2	0,32	0,81	0	0	0	0,81	2,71	0,59	14,04	5,07	2,99	13,74

La position du point d'inflexion est donné en fonction des caractéristiques du portique :



$$M_{sup} = t_j^{(i)} (h - z)$$

$$M_{inf} = t_j^{(i)} \cdot z \quad \text{avec } z = y h$$

$$\text{où } Y = Y_0 + Y_1 + Y_2 + Y_3$$

Y_0 : est donnée par des tableaux en fonction de $\bar{K}$, du nombre de niveaux et du numéro de niveau

Y_1 : terme de correction dû à la variation de rigidité linéaire des poutres supérieures et des poutres inférieures, il est donné en fonction de

$$\alpha_1 = \frac{K_1 + K_2}{K_3 + K_4}$$

K_1, K_2 raideurs des poutres supérieures
K_3, K_4 raideurs des p. inférieures.

Y_2 : terme de correction dû à la variation de la hauteur d'étage i à la hauteur de l'étage $i+1$
il est donné en fonction de $\alpha_2 = \frac{h_{sup}}{h}$ ($Y_2 = 0$ pour le dernier niveau)

Y_3 : terme de correction dû à la variation de hauteur d'étage (i) à la hauteur d'étage $(i-1)$. Il est donné en fonction de $\alpha_3 = \frac{h_{inf}}{h}$
($Y_3 = 0$ pour le premier niveau.

Ces différents coefficients Y_0, Y_1, Y_2, Y_3 sont données dans les tableaux du bulletin n° 5 du CTC

CALCUL DES MOMENTS DANS LES POTEAUX : PORTIQUE TRANSVERSAL : C et B

Niv	file	$\bar{k}$	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$z=yh$	t_y	$h-z$	T_x	Msup	Minf
IV	1	0,16	0,13	0	0	0	0,13	0,44	1,42	2,90	8,51	4,12	962
	2	0,32	0,21	0	0	0	0,21	0,70	2,83	2,64	8,51	7,47	1,98
	3	0,33	0,21	0	0	0	0,21	0,70	2,82	2,64	8,51	7,44	1,97
	4	0,16	0,13	0	0	0	0,13	0,44	1.42	2,90	8.51	4.12	0.62
III	1	0,15	0,35	0	0	0	0,35	1,16	1.71	2,14	10,26	3,66	1,98
	2	0,31	0,35	0	0	0	0,35	1,16	3,42	2,14	10,26	7,32	3,97
	3	0,31	0,35	0	0	0	0,35	1,16	3,42	2,14	10,26	7,32	3,97
	4	0,16	0,35	0	0	0	0,35	1,16	1,71	2,14	10,26	3,66	1,98
II	1	0,15	0,65	0	0	0	0,65	2,15	2,24	1,15	13,39	2,58	4,82
	2	0,31	0,55	0	0	0	0,55	1,82	4,46	1,48	13,39	6,60	8,12
	3	0,31	0,55	0	0	0	0,55	1,82	4,46	1,48	13,39	6,60	8,12
	4	0,16	0,65	0	0	0	0,65	2,15	2,24	1,15	13,39	2,58	4,82
I	1	0,16	1,05	0	0	0	1,05	3,51	4,01	-0,17	17,19	-0,68	14,08
	2	0,32	0,81	0	0	0	0,81	2,71	4,52	0,59	17,19	2,67	12,25
	3	0,33	0,81	0	0	0	0,81	2,71	4,66	0,59	17,19	2,75	12,25
	4	0,16	1,05	0	0	0	1,05	3,51	4,01	-0,17	17,19	-0,68	14,08
UNITÉS								(m)	kdaN	m	kdaN	kdaN.m	kdaN.m

Cal des moments dans les portiques longitudinaux (4,3)
Portique 4.

N/v	files	$\bar{k}$	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$z=yh$	T_x	$h-z$	t_y	Msup	Minf
IV	A, D	0,84	0,35	0	0	0	0,35	1.17	5,83	2,17	1,108	2,40	1,30
	B, C	1,88	0,44	0	0	0	0,44	1.47	5,83	1,87	1,807	3,38	2,66
III	A, D	0,83	0,45	0	0	0	0,45	1,49	10,00	1,81	1,88	3,40	2,80
	B, C	1,86	0,45	0	0	0	0,45	1,49	10,00	1,81	3,12	5,65	4,65
II	A, D	0,83	0,50	0	0	0	0,50	1,65	12,82	1,65	2,41	3,98	3,98
	B, C	1,86	0,50	0	0	0	0,50	1,65	12,82	1,65	4,00	6,60	6,60
I	A, D	0,84	0,68	0	0	0	0,68	2,27	13,63	1,07	2,911	3,18	6,74
	B, C	1,88	0,56	0	0	0	0,56	1,87	13,63	1,47	3,844	5,65	7,19
unités								m	kdaN	m	kdaN	kdaN.m	kdaN.m

Portique 3

Niv	files	$\bar{k}$	y_0	y_1	y_2	y_3	y	$z=yh$	T_y	$h-z$	t_y	Msup	Minf
IV	B, C	1,05	0,40	0	0	0	0,40	1.34	2,41	2,00	1,205	2,41	1,61
III	B, C	1,03	0,45	0	0	0	0,45	1,49	4,25	1,81	2,125	3,85	3,17
II	B, C	1,03	0,50	0	0	0	0,50	1,65	5,45	1,65	2,725	4,50	4,50
I	B, C	1,05	0,65	0	0	0	0,65	2,17	6,31	1,17	2,155	3,69	6,85
unités								m	kdaN	m	kdaN	kdaN.m	kdaN.m

les schemas des portiques du Bloc C sont données dans la page suivante :

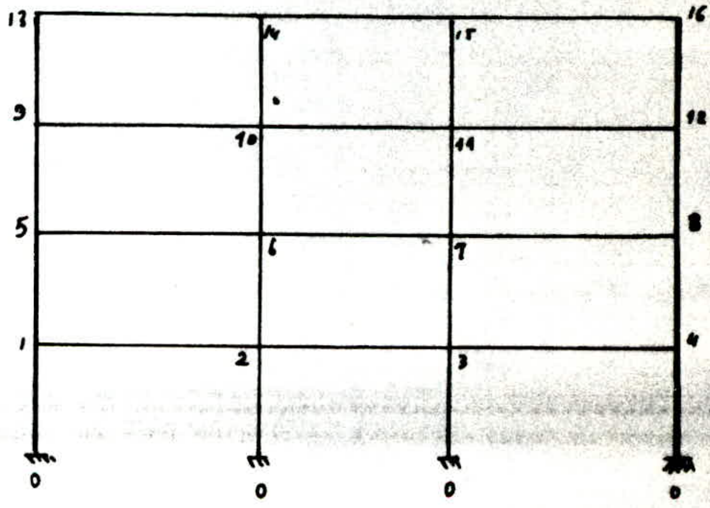
CALCUL DES MOMENTS DANS LES POUTRES

Moments dûs à $\vec{Si}$ dans les poutres du portique 4 (longitudinal)

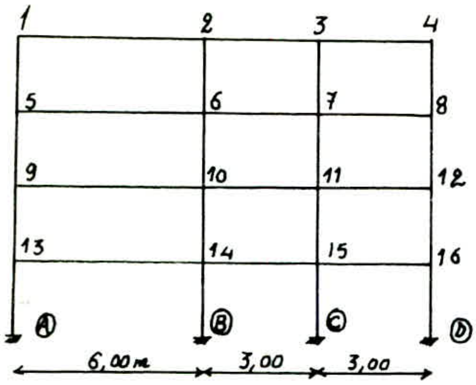
$$M_1 = \frac{k_1}{k_1 + k_2}(Ma + Mb) \quad , \quad M_2 = \frac{k_1}{K_1 + K_2}(Ma + Mb)$$

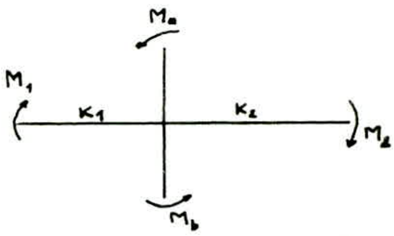
$$Mt = \frac{Mw - Me}{2}$$

NIV	Noeud	Ma	Mb	M_1	M_2	MW KdaN.m	Me KdaN.m	M_t (travée) K.daN.m	T poutre KdaN
IV	13	2,40	0	0,00	2,40				
	14	3,38	0	1,50	1,88	2,40	1,50	0,450	– 0,650
	15	3,38	0	1,88	1,50	1,88	1,88	0	– 0,783
	16	2,40	0	2,40	0,00	1,50	2,40	– 0,450	– 0,650
III	9	3,40	1,30	0,00	4,70				
	10	5,65	2,66	3,69	4,62	4,70	3,69	0,505	– 1,398
	11	5,65	2,68	4,62	3,69	4,62	4,62	0	– 1,925
	12	3,40	1,30	4,70	0,00	3,69	4,70	– 0,505	– 1,398
II	5	3,98	2,80	0,00	6,78				
	6	6,60	4,65	5,00	6,25	6,78	500	0,890	– 1,963
	7	6,60	4,65	6,25	5,00	6,25	6,25	0	– 2,604
	8	3,98	2,80	6,78	0,00	5,00	6,78	– 0,890	– 1,963
I	1	3,18	3,98	0,00	7,16				
	2	5,65	6,60	5,44	6,81	7,16	5,44	0,860	– 2,100
	3	5,65	6,60	6,81	5,44	6,81	6,81	0	– 2,858
	4	3,18	3,98	7,16	0,00	5,44	7,16	– 0,860	– 2,100



Portique transversal " C "



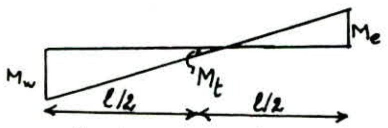


- Calcul des efforts dans les poutres :–

$$\begin{cases} M_1 = \dfrac{K_1}{K_1+K_2}\cdot(M_a+M_b) \\ M_2 = \dfrac{K_2}{K_1+K_2}\,(M_a+M_b) \end{cases}$$

– dans un noeud, le moment resultant des poteaux aboutissant à ce noeud sera reparti entre les poutres proportionnellement à leur rigidités lineaires.

• Moment à mi-travée :



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

• Efforts tranchants :–

A partir des moments dans les noeuds, on peut calculer les efforts tranchants.

$$T = \frac{dM}{dx} = -\,\frac{M_e + M_w}{l}$$

• efforts normaux dans les poutres sont nuls.

Niv.	noeud	M_a	M_b	M_1	M_2	M_w	M_e	M_t	T
IV	1	4,12	0	0	4,12	4,12	3,69	0,215	-1,302
	2	7,47	0	3,69	3,78	3,78	3,72	0,030	-2,500
	3	7,44	0	3,72	3,72	3,72	4,12	-0,200	-2,613
	4	4,12	0	4,12	0				
III	5	3,66	0,62	0	4,28	4,28	4,59	-0,155	-1,478
	6	7,32	1,98	4,59	4,71	4,71	4,65	0,030	-3,120
	7	7,32	1,97	4,65	4,65	4,65	4,28	0,185	-2,977
	8	3,66	0,62	4,28	0				
II	9	2,58	1,98	0	4,56	4,56	5,21	-0,325	-1,628
	10	6,60	3,97	5,21	5,36	5,36	5,29	0,070	-3,550
	11	6,60	3,97	5,29	5,29	5,29	4,56	0,365	-3,283
	12	2,58	1,98	4,56	0				
I	13	-0,68	4,82	0	4,14	4,14	5,32	-0,590	-1,577
	14	2,67	8,12	5,32	5,47	5,47	5,40	0,035	-3,623
	15	2,67	8,12	5,40	5,40	5,40	4,14	-0,630	-3,180
	16	-0,68	4,82	4,14	0				

Les efforts dans les poutres "Portique transv. D"

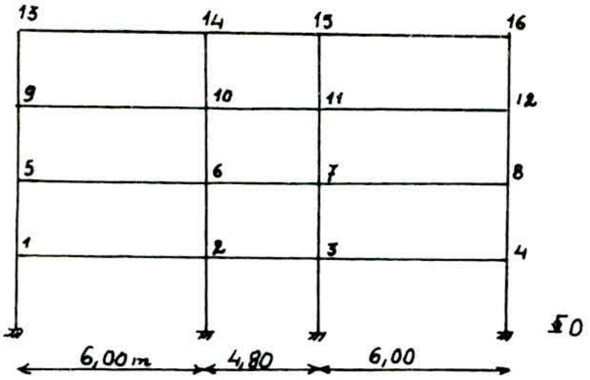
Niv.	noeud	M_a	M_b	M_1	M_2	M_w	M_e	M_t	T
IV	1	2,41	0	0	2,41				
	2	4,38	0	2,19	2,190	2,410	2,190	0,11	-0,767
	3	2,41	0	2,41	0	2,190	2,410	-0,11	-0,767
III	4	5,91	0,11	0	6,020				
	5	10,96	1,16	6,06	6,060	6.020	6,060	-0,02	-2,013
	6	5,91	0,11	6,02	0	6.060	6,020	0,02	-2,013
II	7	4,14	3,20	0	7,340				
	8	9,89	5,94	7,915	7,915	7,340	7,915	-0,288	-2,543
	9	4,14	3,20	7,34	0	7,915	7,340	0,288	-2,543
I	10	-0,76	7,74	0	6,980				
	11	2,99	12,16	7,575	7,575	6,980	7,575	-0,408	-2,426
	12	-0,76	7,74	6,98	0	7,575	6.980	0,408	-2,426

"Portique longitudinal 3"

Niv.	Noeud	M_a	M_b	M_1	M_2	M_w	M_e	M_t	T
IV	1	2,41	0	0	2,41	2,41	2,41	0	-1,004
	2	2,41	0	2,41	0				
III	3	3,85	1,61	0	5,46	5,46	5,46	0	-2,275
	4	3,85	1,61	5,46	0				
II	5	4,50	3,17	0	7,67	7,67	7,67	0	-3,196
	6	4,50	3,17	7,67	0				
I	7	3,69	4,50	0	8,19	8,19	8,19	0	-3,413
	8	3,69	4,50	8,19	0				

- Efforts tranchants et normaux dans les poteaux "Port. longitu. 4"

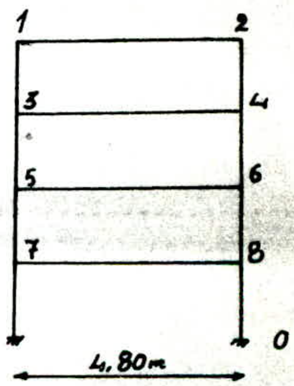
l'effort normal dans le poteau : $N_i = -(T_{ie} - T_{iw})$



niv.	Pot.	M_{sup}	M_{inf}	T	N	N^c
IV	13-9	2,40	1,30	-1,108	-1,108	-1,108
	14-10	3,38	2,66	-1,808	-0,722	-0,722
	15-11	3,38	2,66	-1,808	0	0
	16-12	2,40	1,30	-1,108	0,722	0,722
III	5-9	3,40	2,80	-1,879	-1,856	-2,964
	6-10	5,65	4,65	-3,121	-1,265	-1,987
	7-11	5,65	4,65	-3,121	0	0
	8-12	3,40	2,80	-1,879	1,265	1,987
II	1-5	3,98	3,98	-2,412	-2,383	-5,347
	2-6	6,60	6,60	-4,000	-1,617	-3,604
	3-7	6,60	6,60	-4,000	0	0
	4-8	3,98	3,98	-2,412	1,617	3,604
I	0-1	3,18	6,74	-2,970	-2,970	8,317
	0-2	5,65	7,19	-3,844	-0,921	-4,525
	0-3	5,65	7,19	-3,844	0	0
	0-4	3,18	6,74	-2,970	0,921	4,525

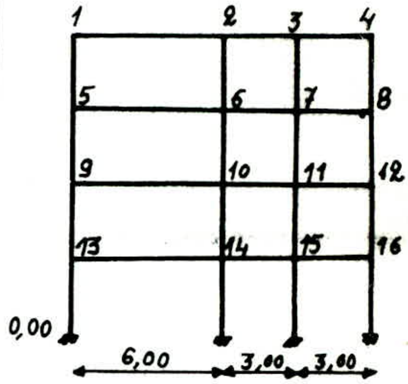
- Efforts tranchants et normaux dans les poteaux "Port. longit. 3"

niv.	Pot.	M_{sup}	M_{inf}	T	N	N^c
IV	1-3	2,41	1,61	-1,204	-1,204	-1,204
	2-4	2,41	1,61	-1,204	0	0
III	3-5	3,85	3,17	-2,127	-2,127	-3,331
	4-6	3,85	3,17	-2,127	0	0
II	5-7	4,50	4,50	-2,727	-2,727	-6,058
	6-8	4,50	4,50	-2,727	0	0
I	7-0	3,69	6,85	-3,156	-3,156	-9,214
	8-0	3,69	6,85	-3,156	0	0



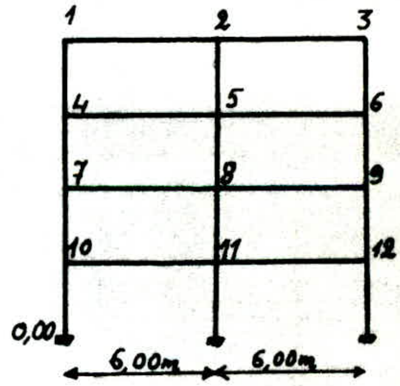
Efforts tranchants et normaux dans les poteaux "Port. tran. C"

Niv.	Pot.	Msup	Minf.	T	N	N'
IV	1-5	4,12	0,62	-1,420	-1,420	-1,419
	2-6	7,47	1,98	-2,830	-1,410	-1,410
	3-7	7,44	1,97	-2,830	0,012	0,012
	4-8	4,12	0,62	-1,420	1,398	1,398
III	5-9	3,66	1,98	-1,709	-1,709	-3,128
	6-10	7,32	3,97	-3,421	-1,712	-3,122
	7-11	7,32	3,97	-3,421	0	0,012
	8-12	3,66	1,98	-1,709	1,712	3,110
II	9-13	2,58	4,82	-2,240	-2,242	-5,370
	10-14	6,60	8,12	-4,460	-2,219	-5,341
	11-15	6,60	8,12	-4,460	0	0,012
	12-16	2,58	4,82	-2,240	2,219	5,329
I	0-13	-0,68	14,08	-4,020	-4,012	-9,382
	0-14	2,67	12,25	-4,480	-0,455	-5,796
	0-15	2,67	12,25	-4,480	0	0,012
	0-16	-0,68	14,08	-4,020	0,455	5,784



- Portique transversal "D"

Niv.	Pot.	Msup.	Minf.	T	N	N'
IV	1-4	2,41	0,11	-0,830	-0,754	-0,754
	2-5	4,38	1,16	-1,659	-0,905	-0,905
	3-6	2,41	0,11	-0,830	0,905	0,905
III	4-7	5,91	3,20	-2,761	-2,761	-3,515
	5-8	10,96	5,94	-5,121	-2,360	-3,265
	6-9	5,91	3,20	-2,761	2,360	3,265
II	7-10	4,14	7,74	-3,600	-3,600	-7,115
	8-11	9,89	12,16	-6,682	-3,082	-6,347
	9-12	4,14	7,74	-3,600	3,082	6,347
I	10-0	-0,76	15,76	-4,491	-4,491	-11,606
	11-0	2,99	13,74	-5,009	-0,518	-6,865
	12-0	-0,76	15,76	-4,491	0,518	6,865

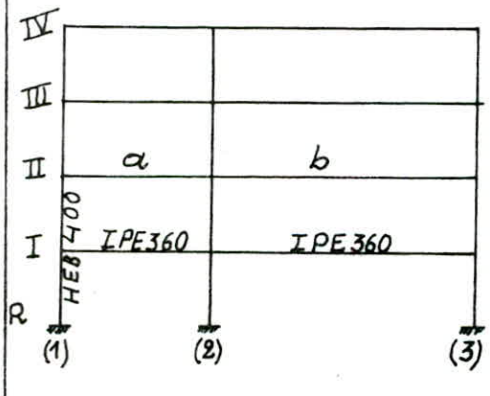


CALCUL au SEÏSME BLOC A

- On prendra pour les poteaux des HEB400, deja trouvé pour le bloc C. ainsi que les poutres des IPE360 dans tous les sens

Portiques transversaux : _ calcul de rigidités de niveau des portiques

niv.	files	h (m)	$I_p \times 10^6$ [m^4]	$K_p \times 10^6$ m^3	$\bar{K}$	α	[m^3] $\alpha \times K_p.10^6$	r_j (t/m)	R_j (t/m)	D_j
I-R	1	3,34	576,8	172,69	0,196	0,320	55,26	1248,30	3823,05	$169,24.10^{-6}$
	2	3,34	576,8	172,69	0,353	0,360	62,17	1404,39		
	3	3,34	576,8	172,69	0,157	0,300	51,81	1170,36		
II - III / I - II	1	3,30	576,8	174,79	0,194	0,090	15,73	364,00	1253,98	$54,19.10^{-6}$
	2	3,30	576,8	174,79	0,349	0,150	26,22	606,74		
	3	3,30	576,8	174,79	0,155	0,070	12,24	283,24		
III - IV	1	3,34	576,8	172,69	0,196	0,089	15,37	347,20	1217,12	$53,88.10^{-6}$
	2	3,34	576,8	172,69	0,353	0,150	25,90	585,07		
	3	3,34	576,8	172,69	0,157	0,073	12,61	284,85		



calcul des raideurs : _

Poutre a $\Rightarrow K = 33,90.10^{-6} m^3$

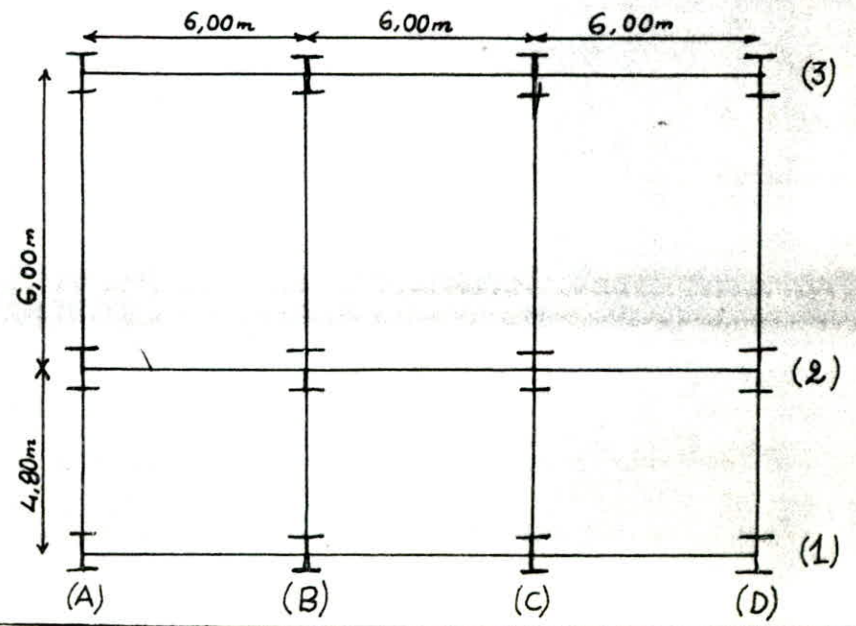
Poutre b $\Rightarrow K = 27,12.10^{-6} m^3$

Poteaux : $K_{p_1} = \dfrac{I}{h_1} = \dfrac{576,8}{3,30} = 174,79 \times 10^{-6} m^3$

$K_{p_2} = \dfrac{I}{h_2} = \dfrac{576,8}{3,34} = 172,69 . 10^{-6} m^3$

vue en plan

"BLOC A"

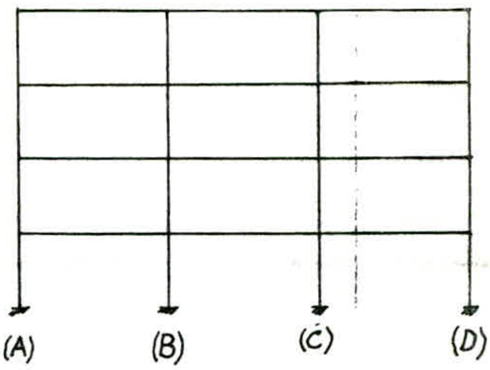


Portiques longitudinaux :-

rigidités lineaires :-

$K(\text{poutres}) = 27,12 \cdot 10^{-6} m^3$

$h = 3,34 \longrightarrow K_{poteau} = 32,39 \cdot 10^{-6} m^3$
$h = 3,30 \longrightarrow K_p = 32,79 \cdot 10^{-6} m^3$



niv.	files	h [m]	$I_{pot} \times 10^6$ [m^4]	$K_p \times 10^6$ [m^3]	$\bar{K}$	a	$a \times K_p \cdot 10^6$ [m^3]	r_j (t/m)	R_j (t/m)	D_j [m^3]
I-R	A-D	3,34	108,20	32,39	0,84	0,47	15,22	343,81	1551,80	$68,66 \cdot 10^{-6}$
	B-C	3,34	108,20	32,39	1,67	0,59	19,11	431,69		
I-II / II-III	A-D	3,30	108,20	32,79	0,83	0,29	9,51	220,07	1123,24	$48,54 \cdot 10^{-6}$
	B-C	3,30	108,20	32,79	1,65	0,45	14,76	341,55		
III-IV	A-D	3,34	108,20	32,39	0,84	0,30	9,72	219,57	1123,30	$49,24 \cdot 10^{-6}$
	B-C	3,34	108,20	32,39	1,67	0,46	14,90	336,58		

Calcul des rigidités relatives d'etage :-

sens transversal :- ≡ 4 portiques ident

$$R_j^t = \begin{cases} 4 \times 3823,05 = 15292,20 & \text{pour le niveau I} \\ 4 \times 1253,98 = 5015,92 & \text{pour niveau II et III} \\ 4 \times 1217,12 = 4868,48 & \text{pour niveau IV} \end{cases}$$

sens longitudinal :- 3 portiques identique

$$R_j^l = \begin{cases} 3 \times 1551,80 = 4655,40 \\ 3 \times 1123,24 = 3369,7 \\ 3 \times 1123,30 = 3369,90 \end{cases}$$

Calcul sismique :- bloc A

calcul des poids d'etages

W_{IV} = Poids du plancher terrasse + 1/2 poteaux superieurs + 1/2 S. dexpl.

G = $0{,}504 \times 11{,}60 \times 18{,}45 = \ldots\ 107{,}87$
Acrotere : $59{,}2 \times 0{,}15 \times 0{,}6 \times 2{,}5 = \ldots\ 13{,}32$
Poutres : $94 \times 0{,}0571 = \ldots\ 5{,}37$
1/2 Poteaux : $1{,}65 \times 0{,}155 \times 12 = \ldots\ 3{,}07$
1/2 cloisons : $1/2 \times 0{,}075 \times 214{,}02 = \ldots\ 8{,}03$
1/2 Mur façade : $1/2 \times 0{,}46 \times 48{,}50 \times 2{,}1 = 23{,}43$

1/2 S. d'exploitation $= \frac{1}{2} \times 0{,}100 \times 214{,}02 = 10{,}70$

$$W_{IV} = 172$$

Etage courant :-

Plancher : $0{,}477 \times 214{,}02 = 102{,}09$
Poutres : $\ldots\ 5{,}37$
Poteaux : $= 3{,}07 \times 2 = \ldots\ 6{,}14$
mur façade $= \ldots\ 52{,}51$

1/2 S. d'expl. : $\frac{1}{2} \cdot 0{,}25 \times 214{,}02 = \ldots\ 26{,}75$

$$W_{III} = W_{II} = W_I = 192{,}86$$

$W_{TOT} = 750{,}58$

Comme pour le bloc C :

$A = 0{,}15 \qquad B = 0{,}25 \qquad Q = \begin{cases} 1{,}6 \longrightarrow \text{sens transv} \\ 1{,}4 \longrightarrow \text{sens longitud.} \end{cases}$

sens transv. :-

en 1° approximation on applique la formule forfaitaire : $T = 0{,}1 \frac{H}{\sqrt{l}}$

$T_t = 0{,}1 \cdot \frac{13{,}38}{\sqrt{11{,}60}} = 0{,}393\,s \longrightarrow$ le sol est ferme $D = 2\sqrt{\frac{0{,}3}{T}} = 1{,}747$

sens longitud.

$T_l = 0{,}1 \cdot \frac{13{,}38}{\sqrt{18{,}45}} = 0{,}312\,s \longrightarrow \qquad D = 2\sqrt{\frac{0{,}3}{0{,}312}} = 1{,}961$

- sens transversal

$V_t = ADBQW = 0,15 \times 1,6 \times 0,25 \times 1,747 \times 750,58 = 78,68$

Cette force est appliquée sur le batiment, il faut le repartir sur les differents niveaux, comme suit ;

$$F_k = V \cdot \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i} \qquad (T_t < 0,7\,s)$$

on calcule après les deplacements selon ; $\delta_j = \frac{F_j^c}{R_j}$ (portique)

niveau	h [m]	$W_k(t)$	$W_k h_k$ [t.m]	$F_k[t]$	$F_k^c[t]$	R_j^t [t/m]	δ_j [mm]	δ_j^c [mm]
IV	13,38	172,00	2301,36	29,20	29,20	4868,48	6,00	35,88
III	10,04	192,86	1936,31	24,57	53,77	5015,92	10,72	29,88
II	6,74	192,86	1299,88	16,49	70,26	5015,92	14,01	19,16
I	3,44	192,86	663,44	8,42	78,68	15292,20	5,15	5,15
			$\Sigma = 6201$					

Ces deplacements sont relatifs aux niveaux, on passe maintenant au calcul de la periode par la formule figurant dans le R.P.A 81 : –

$$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^{c\,2}}{g \sum F_i^c \delta_i^c}}$$

$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{4695,32}{440,57.981}} = 0,65\,s \longrightarrow$ donc on passe a une autre iteration

$T = 0,65\,s \longrightarrow D = 2\sqrt{\frac{0,3}{0,65}} = 1,359$ comme precedemment :

$V = 61,21 \qquad (T < 0,7\,s)$

niveau	V(t)	$F_k(t)$	$F_k^c(t)$	R_j^t [t/m]	δ_j [cm]	δ_j^c [cm]
IV	61,21	22,72	22,72	4868,48	0,47	2,79
III		19,11	41,83	5015,92	0,83	2,32
II		12,83	54,66	5015,92	1,09	1,49
I		6,55	61,21	15292,20	0,40	0,40

donc la periode : $T = 2\pi \sqrt{\frac{2835,94}{266,36.981}} = 0,65\,s$

on arrête les iterations

- sens longitudinal

$$V = ADBQW = 0,15 \times 0,25 \times 1,4 \times 1,961 \times 750,58 = 77,27\,t$$

il faut le repartir sur les niveaux :-

$$F_k = \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i} \cdot V \qquad (T < 0,7\,s)$$

et on calcule les deplacements par la formule : $\delta_j = \frac{F_j^c}{R_j}$

niveau	h [m]	W_k [t]	$W_k h_k$ [t.m]	F_k [t]	F_k^c [t]	R_j^l [t/m]	δ_j [mm]	δ_j^c [mm]
IV	13,38	172,00	2301,36	28,68	28,68	3369,90	8,51	61,26
III	10,04	192,86	1936,31	24,13	52,81	3369,72	15,67	52,75
II	6,74	192,86	1299,88	16,20	69,01	3369,72	20,48	37,08
I	3,44	192,86	663,44	8,27	77,28	4655,40	16,60	16,60

calculons la nouvelle periode ;

$$T = 2\pi \sqrt{\frac{\sum W_i \delta_i^{c2}}{g \sum F_i^c \delta_i^c}} = 2\pi \sqrt{\frac{15004,37}{981.838,44}} = 0,85\,s \quad \text{donc}$$

on va faire une autre iteration

$T = 0,85\,s \longrightarrow D = 2\sqrt{\frac{0,3}{0,85}} = 1,188 \Rightarrow V = 46,81\,t$ appliqué sur tout le Batiment.

on doit le repartir sur les niveaux par la formule :

$$F_k = (V - F_t) \cdot \frac{W_k h_k}{\sum W_i h_i} \qquad \text{avec } F_t = 0,07 \times T \times V = 2,79\,t \quad (T > 0,7\,s)$$

Niveau	F_k	F_k^c	R_j^l	δ_j [cm]	δ_j^c [cm]
IV	19,13	19,13	3369,90	0,57	3,81
III	13,75	32,88	3369,90	0,98	3,24
II	9,23	42,11	3369,90	1,25	2,26
I	4,71	46,82	4655,40	1,01	1,01

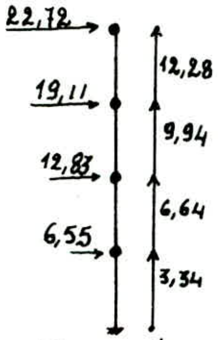
d'où la vraie periode : $T = 2\pi \sqrt{\frac{5703,12}{981.321,87}} = 0,85\,s$

- Tableau récapitulatif des efforts tranchants :-

niveau	IV	III	II	I
τ_j^t (	22,72	41,83	54,66	61,21
τ_j^{el} (	19,13	32,88	42,11	46,82

- Verifications au renversement :-

sens transversal :-



$\sum F_i X_i = 22,72 \times 12,28 + 19,11 \times 9,94 + 12,83 \times 6,64 + 6,55 \times 3,34 = 576,02$ t.m

$\sum F_i = 61,21$ t

$\sum F_i \times z = 6,121$ t

Moment de renversement = 582,14 t.m

Si Moment resistant $= \left(\sum W_i - \sum \sigma_H W_i\right) b \geq 1,5$ Moment renversement

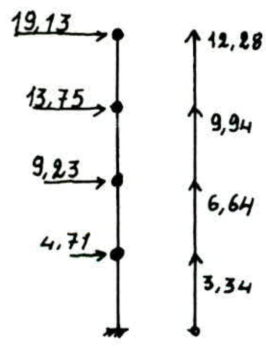
$\longrightarrow$ Stabilité verifiée

$\sigma_H = ADBQ = 0,15 \times 0,25 \times 1,6 \times 1,359 = 0,082$

$b = \frac{11,6}{2}, \quad b(1-0,082)\left(\sum W_i\right) = 3996,38 > 1,5 \times 582,14$

- le bloc est stable dans le sens transversal

sens longitudinal



Moment de renversement :-

$\sum F_i x_i = 19,13 \times 12,28 + 13,75 \times 9,94 + 9,23 \times 6,64 + 4,71 \times 3,34 = 448,61$ t.m

$\sum z F_i = 4,682$ t.m $\qquad M_{renv} = 453,30$ t.m

Moment resistant :-

$\sigma_H = ADBQ = 0,15 \times 0,25 \times 1,4 \times 1,188 = 0,06$

$b(1-0,06) \sum W_i = \frac{19,45}{2} \cdot 0,94 \times 750,58 = 6861$ t.m

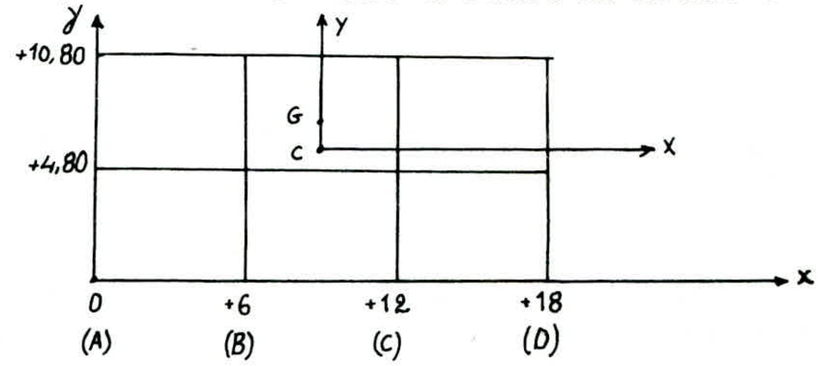
M^t resistant $= 6861$ t.m $> 1,5 \times M^t$ de renver $= 1,5 \times 453,30$ t.m

- le batiment est stable dans le sens longitudinal

Conclusion :- le bloc est stable dans les 2 sens principaux vis à vis au renversement

83

- Determination du centre de masse et centre de torsion :-



le centre de masse : $G \begin{cases} x_G = 9m \\ y_G = 5{,}40m \end{cases}$

determination du centre de torsion :

$$C = \begin{cases} x_c = \dfrac{\sum R_j^t x_j^t}{R_j^t} \\ y_c = \dfrac{\sum R_j^\ell y_j^\ell}{R_j^\ell} \end{cases}$$

$$\mathcal{R}_j^\ell = \begin{cases} 4655{,}40 \ t/m & \longrightarrow \text{pour le niveau I} \\ 3369{,}72 \ t/m & \longrightarrow \text{pour niveau II et III} \\ 3369{,}90 \ t/m & \longrightarrow \text{pour niveau IV} \end{cases}$$

$$R_j^\ell = \begin{cases} 1551{,}80 \ t/m & \longrightarrow \text{pour le niveau I} \\ 1123{,}24 \ t/m & \longrightarrow \text{pour niveau II et III} \\ 1123{,}30 \ t/m & \longrightarrow \text{pour niveau IV} \end{cases}$$

$$\mathcal{R}_j^t = \begin{cases} 15292{,}20 \ t/m & \longrightarrow \text{pour niv. I} \\ 5015{,}92 \ t/m & \longrightarrow \text{niv. II et III} \\ 4868{,}48 \ t/m & \longrightarrow \text{niv. IV} \end{cases}$$

$$R_j^t = \begin{cases} 3823{,}05 \ t/m & \text{niv. I} \\ 1253{,}98 \ " & \text{niv. II et III} \\ 1217{,}12 \ " & \text{niv. IV} \end{cases}$$

- Comme les portiques sont identiques dans les 2 sens donc :-

$$C \begin{cases} x_C = \dfrac{\sum R_j^t x_j^t}{R_j^t} = \dfrac{R_j^t (0+6+12+8)}{4 \times R_j^t} = 9m \\ y_c = \dfrac{R_j^\ell (0+4{,}80+10{,}80)}{4 \times R_j^\ell} = 5{,}2\,m \end{cases}$$

donc pour tous les niveaux : $C \begin{cases} x_c = 9m \\ y_c = 5{,}2m \end{cases}$

- Coordonneés des portiques par/au centre de Torsion :-

Port. transv.		A	B	C	D
X	niv. :- I, II, III IV	-9	-3	-3	+9

Port. longit.		1	2	3
Y	niv. :- I II, III, IV	-5,2	-0,4	5,6

Calcul des excentricitées entre C. de Masse et C. de Torsion

Niv.	x_G	x_c	$\|x_G - x_c\|$	y_G	y_c	$\|y_G - y_c\|$
I, II, III IV	9_m	9_m	0 m	5,4m	5,2m	0,2m

on prend d'après le R.P.A 81 : $e_x = e_y = \frac{5}{100}\, \ell_{max} = \frac{5}{100} . 18 = 0,9\,m > e_{calculé}$

- Determination de l'effort tranchant de niveau revenant à chaque portique :-

pour les portiques transversaux :-

$$T^t_{jy} = \tau^t_{jy} \cdot \frac{R^t_{jy}}{R^t_{jy}} + \tau^t_{jy} \cdot \frac{R^t_{jy}}{R_{j\theta}} \cdot x^t_j \cdot e_x = \text{terme de translation} +$$

avec ; $R_{j\theta}$: rigidité a la torsion :- $R_{j\theta} = \sum_{t=A}^{D} R^t_{jy}\,(x^t_j)^2 + \sum_{\ell=1}^{3} R^\ell_{jx}\,(y^\ell_j)^2$

pour le niveau I :- $R_{j\theta} = 3823,05\,(\bar{9}^2 + \bar{3}^2 + \bar{3}^2 + \bar{9}^2) + 1551,8\,(\overline{5,2}^2 + \overline{0,4}^2 + \overline{5,6}^2) = 779022,4$

niveau II, III :- $R_{j\theta} = 1253,98\,(\bar{9}^2 + \bar{3}^2 + \bar{3}^2 + \bar{9}^2) + 1123,24\,(\overline{5,2}^2 + \overline{0,4}^2 + \overline{5,6}^2) = 291493,33$

niveau IV : - $R_{j\theta} = 1217,12\,(\bar{9}^2 + \bar{3}^2 + \bar{3}^2 + \bar{9}^2) + 1123,3\,(\overline{5,2}^2 + \overline{0,4}^2 + \overline{5,6}^2) = 284862,05$

. dans le sens transversal : on a 4 portiques identiques donc ;

$\frac{R^t_{jy}}{\mathcal{R}^t_{jy}} = \frac{1}{4}$. pour le sens longitudinal :- 3 portiques identiques

donc : $\frac{R^\ell_{jx}}{\mathcal{R}^t_{jx}} = \frac{1}{3}$

85

Portiques longitudinaux sous $\overrightarrow{SH}$

Distribution des efforts de niveau sur les portiques

$$T_{jx}^{\ell} = \tau_{jx}^{\ell} \cdot \frac{1}{3} + \tau_{jx}^{\ell} \cdot \frac{R_{jx}^{\ell}}{R_{j\theta}} \cdot y_j^{\ell} \cdot e_y \cdot$$

Port.	Niv.	R_{jx}	R_{jx}	$R_{j\theta}$	τ_{jx}	y_j	e_y	T_{jx}	δ_j [cm]
1	IV	1123,30	3x 1123,3	284862,05	19,13	-5,2	0,9	6,02	0,54
	III	1123,24	3x1123,24	291493,33	32,88	-5,2	0,9	10,37	0,92
	II	1123,24	3x1123,24	291493,33	42,11	-5,2	0,9	13,28	1,18
	I	1551,8	3x 1551,8	779022,41	46,82	-5,2	0,9	15,17	0,98
2	IV	1123,30	3x1123,3	284862,05	19,13	-0,4	0,9	6,35	0,57
	III	1123,24	3x1123,24	291493,33	32,88	-0,4	0,9	10,91	0,97
	II	1123,24	3x1123,24	291493,33	42,11	-0,4	0,9	13,98	1,24
	I	1551,8	3x1551,8	779022,41	46,82	-0,4	0,9	15,57	1,00
3	IV	1123,30	3x 1123,3	284862,05	19,13	+5,6	0,9	6,76	0,60
	III	1123,24	3x1123,24	291493,33	32,88	+5,6	0,9	10,98	0,98
	II	1123,24	3x1123,24	291493,33	42,11	+5,6	0,9	14,85	1,32
	I	1551,8	3x1551,8	779022,41	46,82	+5,6	0,9	16,08	1,04

Portiques transversaux sous $\overrightarrow{SH}$

Distribution des efforts de niveau sur les portiques

$$T_{jy}^{t} = \frac{\tau_{jy}^{t}}{4} + \tau_{jy}^{t} \cdot \frac{R_{jy}^{t}}{R_{j\theta}} \cdot x_j^{t} \cdot e_x$$

Port.	Niv.	R_{jy}^{t}	$R_{j\theta}$	τ_{jy}	x_j	e_x	T_{jy}	δ_j [cm]
A	IV	1217,12	284862,05	22,72	-9	0,9	4,89	0,40
	III	1253,98	291493,33	41,83	-9	0,9	9,00	0,72
	II	1253,98	291493,33	54,66	-9	0,9	11,76	0,94
	I	3823,05	779022,41	61,21	-9	0,9	12,87	0,34
B	IV	1217,12	284862,06	22,72	-3	0,9	5,42	0,45
	III	1253,98	291493,33	41,83	-3	0,9	9,97	0,80
	II	1253,98	291493,33	54,66	-3	0,9	13,03	1,04
	I	3823,05	779022,41	61,21	-3	0,9	14,49	0,38
C	IV	1217,12	284862,05	22,72	+3	0,9	5,94	0,49
	III	1253,98	291493,33	41,83	+3	0,9	10,94	0,87
	II	1253,98	291493,33	54,66	+3	0,9	14,30	1,14
	I	3823,05	779022,41	61,21	+3	0,9	16,11	0,42
D	IV	1217,12	284862,05	22,72	+9	0,9	6,47	0,53
	III	1253,98	291493,33	41,83	+9	+0,9	11,92	0,95
	II	1253,98	291493,33	54,66	+9	0,9	15,57	1,24
	I	3823,05	779022,41	61,21	+9	0,9	17,74	0,46

Les deplacements des portiques :–

Port.	1	2	3	A	B	C	D
fleches [cm]	3,38	3,53	3,75	2,40	2,67	2,92	3,18

on voit bien que ces valeurs sont inferieures à la fleche admissible donneé par le R.P.A. 81 ;–

$$f_{ad} = 0,0075\ H\ .\ 2B = 0,0075\left[2(330+334)\right]\cdot\frac{1}{2} = 4,98\,cm$$

Distribution des efforts de portiques sur les poteaux :

– Portiques longit. :–

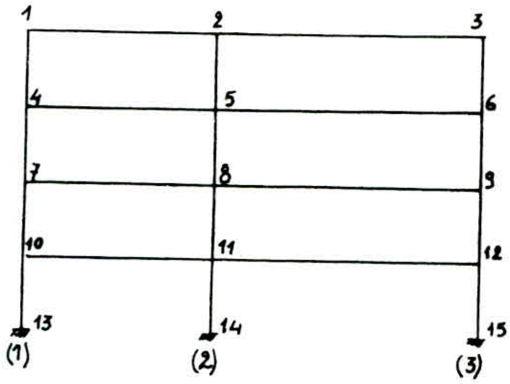
Portiques :–			1		2		3	
Niv.	file	$a_j K_j / D_j$	T_x	t_x	T_x	t_x	T_x	t_x
IV	A-D	0,20	6,02	1,20	6,35	1,27	6,76	1,35
	B-C	0,30	6,02	1,81	6,35	1,91	6,76	2,03
III	A-D	0,20	10,37	2,07	10,91	2,18	10,98	2,20
	B-C	0,30	10,37	3,11	10,91	3,27	10,98	3,29
II	A-D	0,20	13,28	2,66	13,98	2,80	14,85	2,97
	B-C	0,30	13,28	3,98	13,98	4,19	14,85	4,46
I	A-D	0,22	15,17	3,03	15,57	3,11	16,08	3,22
	B-C	0,28	15,17	4,55	15,57	4.67	16,08	4,82

– Portiques transv. :–

Portiques :–			A		B		C		D	
Niv.	file	$a_j K_j / D_j$	T_y	t_y	T_y	t_y	T_y	t_y	T_y	t_y
IV	1	0,29		1,42		1,57		1,72		1,88
	2	0,48	4,89	2,35	5,42	2,60	5,94	2,85	6,47	3,11
	3	0,23		1,12		1,25		1,37		1,49
III	1	0,29		2,61		2,89		3,17		3,46
	2	0,48	9,00	4,32	9,97	4,79	10,94	5,25	11,92	5,72
	3	0,23		2,07		2,29		2,52		2,74
II	1	0,29		3,41		3,78		4,15		4,52
	2	0,48	11,76	5,64	13,03	6,25	14,30	6,86	15,57	7,47
	3	0,23		2,70		3,00		3,29		3,58
I	1	0,33		4,25		4,78		5,32		5,85
	2	0,37	12,87	4,76	14,49	5,36	16,11	5,96	17,74	6,56
	3	0,30		3,86		4,35		4,83		5,32

Calcul des moments dans les poteaux

- Portique transversal "D" sous $\overrightarrow{SH}$ = le portique le plus sollicité.



Niv.	file	$\bar{K}$	y_0	y_1	y_2	y_3	$y=y_0$	$z=y \cdot h$	$h-z$	T_y	t_y	M_{sup}	M_{inf}
IV	1	0,20	0,15				0,15	0,50	2,84		1,88	5,34	2,67
	2	0,35	0,23	0,00	0,00	0,00	0,23	0,77	2,57	6,47	3,11	7,99	2,39
	3	0,16	0,13				0,13	0,43	2,91		1,49	4,34	0,64
III	1	0,19	0,35				0,35	1,16	2,14		3,46	7,40	4,01
	2	0,35	0,38	0,00	0,00	0,00	0,38	1,25	2,05	11,92	5,72	11,73	7,15
	3	0,16	0,35				0,35	1,16	2,14		2,74	5,86	3,18
II	1	0,19	0,60				0,60	1,98	1,32		4,52	5,97	8,95
	2	0,35	0,50	0,00	0,00	0,00	0,50	1,65	1,65	15,57	7,47	12,33	12,33
	3	0,16	0,75				0,75	2,48	0,82		3,58	2,94	8,88
I	1	0,20	0,95				0,95	3,17	0,17		5,85	0,99	18,54
	2	0,35	0,88	0,00	0,00	0,00	0,88	2,94	0,40	17,74	6,56	2,62	19,29
	3	0,16	1,05				1,05	3,51	-0,17		5,32	-0,90	18,67

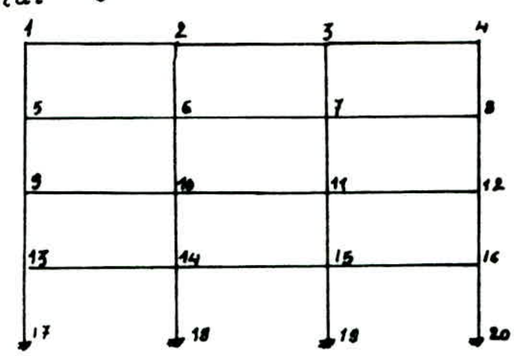
- Calcul des moments dans les poutres :-

Niv.	Nœud	M_a	M_b	M_1	M_2	M_w	M_e	M_t	T
IV	1	5,34	0	0	5,34				
	2	7,99	0	4,44	3,55	5,34	4,44	0,45	-2,04
	3	4,34	0	4,34	0	3,55	4,34	-0,40	-1,32
III	4	7,40	2,67	0	10,07				
	5	11,73	2,39	7,84	6,28	10,07	7,84	1,12	-3,73
	6	5,86	0,64	6,50	0	6,28	6,50	-0,11	-2,13
II	7	5,97	4,01	0	9,98				
	8	12,33	7,15	10,82	8,66	9,98	10,82	-0,42	-4,33
	9	2,94	3,18	6,12	0	8,66	6,12	1,27	-2,46
I	10	0,99	8,95	0	9,94				
	11	2,62	12,33	8,31	6,64	9,94	8,31	0,82	-3,80
	12	-0,90	8,88	7,98	0	6,64	7,98	-0,67	-2,44

- Les efforts dans les poteaux "Portique D"

Niv.	Poteaux	M_{sup}	M_{inf}	T	N	N'
IV	1 – 4	5,34	2,67	2,40	– 2,04	– 2,04
	2 – 5	7,99	2,39	3,11	+ 0,72	0,72
	3 – 6	4,34	0,64	1,49	+ 1,32	1,32
III	4 – 7	7,40	4,01	3,46	– 3,73	– 5,77
	5 – 8	11,73	7,15	5,72	+ 1,60	2,32
	6 – 9	5,86	3,18	2,74	+ 2,13	3,45
II	7 – 10	5,97	8,95	4,52	– 4,33	– 10,10
	8 – 11	12,33	12,33	7,47	+ 1,87	4,19
	9 – 12	2,94	8,88	3,58	+ 2,46	5,91
I	10 – 13	0,99	18,54	5,85	– 3,80	– 13,90
	11 – 14	2,62	19,29	6,56	+ 1,36	5,55
	12 – 15	– 0,90	18,67	5,32	+ 2,44	8,35

- Portique longitudinal "3"



Calcul des moments dans les poteaux :–

Niv.	Pot.	$\bar{K}$	$y = y_0$	$z = yh$	$(h - z)$	T_x	t_x	M_{sup}	M_{inf}
IV	1 – 5	0,84	0,35	1,17	2,17	6,76	1,35	2,93	1,58
	2 – 6	1,67	0,43	1,44	1,90		2,03	3,86	2,92
	3 – 7	1,67	0,43	1,44	1,90		2,03	3,86	2,92
	4 – 8	0,84	0,35	1,17	2,17		1,35	2,93	1,58
III	5 – 9	0,83	0,45	1,49	1,81	10,98	2,20	3,98	3,28
	6 – 10	1,65	0,45	1,49	1,81		3,29	5,95	4,90
	7 – 11	1,65	0,45	1,49	1,81		3,29	5,95	4,90
	8 – 12	0,83	0,45	1,49	1,81		2,20	3,98	3,28
II	9 – 13	0,83	0,50	1,65	1,65	14,85	2,97	4,90	4,90
	10 – 14	1,65	0,50	1,65	1,65		4,46	7,36	7,36
	11 – 15	1,65	0,50	1,65	1,65		4,46	7,36	7,36
	12 – 16	0,83	0,50	1,65	1,65		2,97	4,90	4,90
I	13 – 17	0,84	0,68	2,27	1,07	16,08	3,22	3,45	7,31
	14 – 18	1,67	0,58	1,94	1,40		4,82	6,75	9,35
	15 – 19	1,67	0,58	1,94	1,40		4,82	6,75	9,35
	16 – 20	0,84	0,68	2,27	1,07		3,22	3,45	7,31

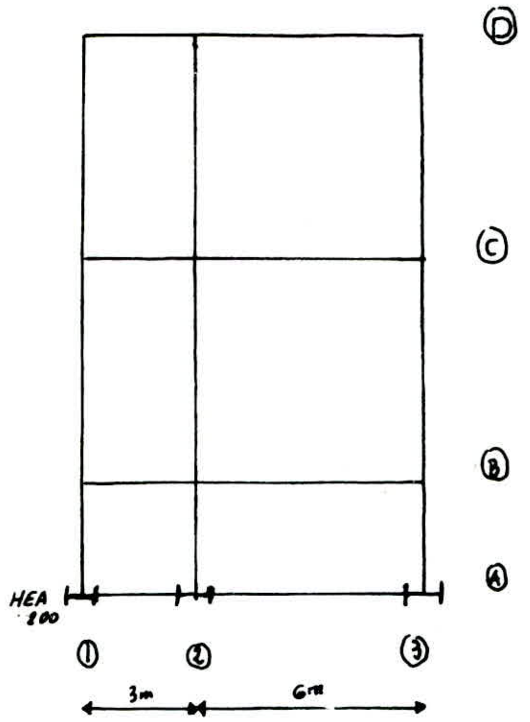
-. Calcul des moments dans les poutres

Niv.	Noeud	M_a	M_b	M_1	M_2	M_w	M_e	M_t	T
IV	1	2,93	0	0	2,93				
	2	3,86	0	1,93	1,93	2,93	1,93	0,50	-0,81
	3	3,86	0	1,93	1,93	1,93	1,93	0	-0,64
	4	2,93	0	2,93	0	1,93	2,93	-0,50	-0,81
III	5	3,98	1,58	0	5,56				
	6	5,95	2,92	4,44	4,44	5,56	4,44	0,56	-1,67
	7	5,95	2,92	4,44	4,44	4,44	4,44	0	-1,48
	8	3,98	1,58	5,56	0	4,44	5,56	-0,56	-1,67
II	9	4,90	3,28	0	8,18				
	10	7,36	4,90	6,13	6,13	8,18	6,13	1,03	-2,39
	11	7,36	4,90	6,13	6,13	6,13	6,13	0	-2,04
	12	4,90	3,28	8,18	0	6,13	8,18	-1,03	-2,39
I	13	3,45	4,90	0	8,35				
	14	6,75	7,36	7,06	7,06	8,35	7,06	0,65	-2,57
	15	6,75	7,36	7,06	7,06	7,06	7,06	0	-2,35
	16	3,45	4,90	8,35	0	7,06	8,35	-0,65	-2,57

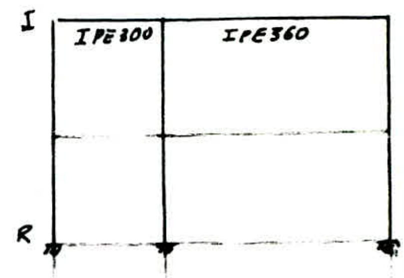
- Les efforts dans les poteaux :-

Niv.	Pot.	M_{sup}	M_{inf}	T	N	N'
IV	1-5	2,93	1,58	1,35	-0,81	-0,81
	2-6	3,86	2,92	2,03	0,17	0,17
	3-7	3,86	2,92	2,03	-0,17	-0,17
	4-8	2,93	1,58	1,35	0,81	0,81
III	5-9	3,98	3,28	2,20	-1,67	-2,48
	6-10	5,95	4,90	3,29	0,19	0,36
	7-11	5,95	4,90	3,29	-0,19	-0,36
	8-12	3,98	3,28	2,20	1,67	2,48
II	9-13	4,90	4,90	2,97	-2,39	-4,87
	10-14	7,36	7,36	4,46	0,35	0,71
	11-15	7,36	7,36	4,46	-0,35	-0,71
	12-16	4,90	4,90	2,97	2,39	4,87
I	13-17	3,45	7,31	3,22	-2,57	-7,44
	14-18	6,75	9,35	4,82	0,22	0,93
	15-19	6,75	9,35	4,82	-0,22	-0,93
	16-20	3,45	7,31	3,22	2,57	+7,44

Etude du bloc B sous les charges horizontales



Portiques A, B, C, D (transversaux)



Rigidités linéaires

poteau : $k_p = 11,05 \times 10^{-6}\ m^3$

poutre IPE300 : $k_1 = 27,85 \times 10^{-6}\ m^3$

poutre IPE360 : $k_2 = 27,12 \times 10^{-6}\ m^3$

Niveau	file	$I_p \times 10^6 (m^4)$	$k_p \times 10^6 (m^3)$	$\bar{k}$	a	$a k_p 10^6 (m^3)$	r_j (kdaN/m)	R_j (kdaN/m)	$D_j \times 10^6$
I-R	1	36,92	11,05	2,52	0,67	7,40	167,16	526,56	23,31
	2	"	"	4,97	0,78	8,62	194,12		
	3	"	"	2,45	0,66	7,29	164,68		

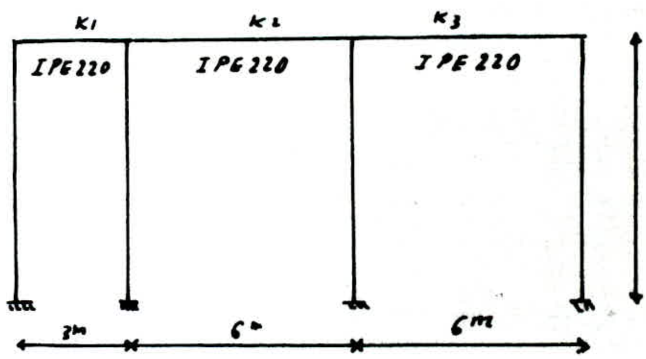
Portiques longitudinaux 1, 2, 3

Rigidités linéaires:

poteau : $K_p = \frac{I}{h} = 4 \times 10^{-6}\ m^3$

poutre : $k_1 = \frac{I}{\ell_1} = 9,24 \times 10^{-6}\ m^3$

$k_2 = \frac{I}{\ell_2} = 4,62 \times 10^{-6}\ m^3$



niv.	file	$I_p \times 10^6$	$K_p \times 10^6$	$\bar{K}$	a	$a k_p \times 10^6$	r_j	R_j	$D_j \times 10^6$
I-R	A	13,36	4	2,31	0,65	2,600	58,73	231,31	10,24
	B	"	4	3,47	0,73	2,920	65,96		
	C	"	4	2,31	0,65	2,600	58,73		
	D	"	4	1,16	0,53	2,120	47,89		
Unités		m^4	m^3			m^3	kdaN/m	kdaN/m	m^3

_ Calcul des des rigidités d'étages :

$\mathcal{R}_j^t = 4 \times 526,56 = 2106,24$ kdaN/m

$\mathcal{R}_j^\ell = 3 \times 231,31 = 693,93$ kdaN/m

Calcul sismique :

$A = 0,15$, $B = 0,25$, $Q_t = 1,6$, $Q_l = 1,4$

periodes

$T = 0,1 \times \frac{H}{\sqrt{L}}$

$T_t = 0,1 \times \frac{4,04}{\sqrt{9,6}} = 0,130\ s$

$T_l = 0,1 \times \frac{4,04}{\sqrt{15,9}} = 0,101\ s$

→ D (facteur d'amplification dynamique moyen) = $\begin{cases} 3,027 & \text{sens transversal} \\ 3,430 & \text{sens longitudinal} \end{cases}$

⇒ $D = D_{max} = 2$

Calcul de W

Surface : $(15,9) * (9,6) = 152,64\ m^2$.

Perimètre : 51 m.

Poids de l'acrotère = $0,6 \times 0,15 \times 51 \times 2,5 = 11,475$ kdaN
p. propre du plancher = $0,504 \times 152,64 = 76,930$ kdaN
Poutres = $(15 \times 3 \times 26,2 \times 10^{-3}) + (12 \times 42,2 \times 10^{-3}) + (24 \times 57,1 \times 10^{-3}) = 3,06$ kdaN
$\frac{1}{2}$ poteaux = $\frac{1}{2} \times 3,34 \times 42,3 \times 10^{-3} \times 12 = 0,85$ kdaN
$\frac{1}{2}$ Cloisons = $\frac{1}{2} \times 0,075 \times 152,64 = 5,72$ kdaN
$\frac{1}{2}$ murs façades = $(3 + 15,90 + 9,60)(3,34 - 1,2) \times 0,46 = 28,06$ kdaN

$\boxed{G = 126,10}$ kdaN.

surcharge $P = 0,1 \times 152,64 = 15,26$ kdaN

on prendra 50 % des surcharges.

$W = 126,10 + \frac{15,26}{2} = 133,93 = 134$ kdaN

Distribution des forces latérales :

sens transversal : $V = 0,15 \times 0,25 \times 2 \times 134 \times 1,6 = 16,08$ kdaN
sens longitudinal : $V = 0,15 \times 0,25 \times 2 \times 1,4 \times 134 = 14,07$ kdaN

calcul de deplacements

sens transversal

F_{kc} (kdaN)	R_j^t (kdaN/m)	δ_j^c (cm)
16.08	2106,24	0,76

sens longitudinal

F_k^c	R_j^l	δ_j^c
14,07	693,93	2,03

$T_t = 2\pi \sqrt{\frac{134 \times 0,76}{981 \times 16,08}} = 0,505\ s$

$T_l = 2\pi \sqrt{\frac{134 \times 2,03}{981 \times 14,07}} = 0,88\ s$

$\longrightarrow D_t = 2 \sqrt{\frac{0,3}{0,505}} = 1,542$

$D_l = 1,166$

$T_t < 0,7\ s \rightarrow F_t = 0$

$T_l > 0,7\ s$

$F_t = 0,07\,T\,V = 0,07 \times 0,882 \times V$

$V = F_t + \Sigma F_i = F_t + F$

Sens transversal

$F_k^c = 12,40$ kdaN.

F_K^c	R_j^t	δ_j^c (cm)
12.40	2106,24	0,59

sens longitudinal.

Force distribuée au sommet du bloc :

$$(V - F_t)\frac{W_k h_k}{\Sigma W_k h_k} + F_t = V.$$

$F_K^c = 8,20$ kdaN

F_K^c	R_j^l	δ_j^c (cm)
8,20	693,93	1,18

$\Rightarrow T_t = 0,505$ s. et $T_l = 0,882$ s.

Recapitulation des Efforts : _ EFFORTS DÛS AU SEISME

$\mathcal{E}_j^l = 8,20$ kdaN sens longitudinal.

$\mathcal{E}_j^t = 12,40$ kdaN sens transversal.

_ EFFORTS DÛS AU VENT

$F_l = 6,165$ kdaN

$F_t = 3,723$ kdaN.

le séisme est donc plus défavorable que le vent. L'étude des portiques sous les charges horizontales se fera avec les efforts du séisme pour les sollicitations du 2e genre.

Etude à la torsion.

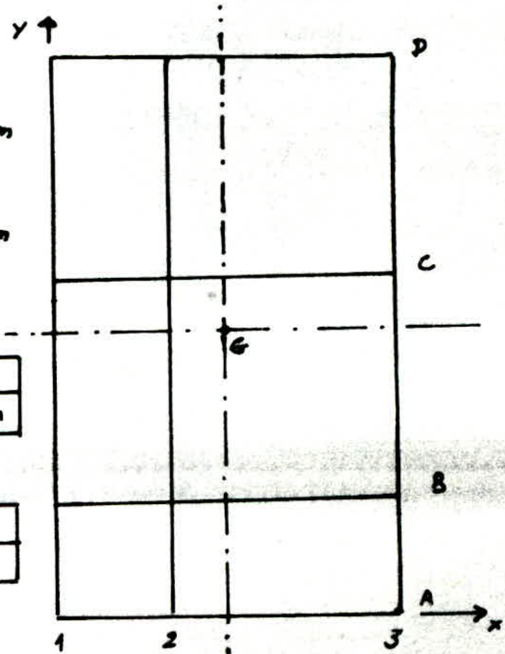
Determination du centre /centre de masse.

Coordonnées du centre de masse $X_G = 7,5$ m et $Y_G = 4,5$m.

Coordonnées du centre de torsion : C_T

$$Y_C = \frac{\Sigma R_j^t y_j^t}{R_j^t} = \frac{526,56\,(0+3+9+15)}{4\times 526,56} = 6,75\ \text{m}$$

$$X_C = \frac{\Sigma R_j^l x_j^l}{R_j^l} = \frac{231,31\,(0+3+9)}{3\times 231,31} = 4\ \text{m}$$



coordonnées des portiques /centre de torsion

Port. transversaux	A	B	C	D
Y	−6,75 m	−3,75 m	2,25 m	8,25 m

portiques longit.	1	2	3	unité
X	−4	1	5	m.

calcul des excentricités

Y_G	Y_C	$\lvert Y_G - Y_C\rvert$	X_G	X_C	$\lvert X_G - X_C\rvert$
7,5 m	6,75 m	0,75 m	4,5 m	4 m	0,5 m

Excentricité accidentelle

$5\%\ L = \frac{5}{100}\times 15 = 0,75$ m on prend $e_x = e_y = 0,75\ m$

EFFORTS TRANCHANTS REVENANT À CHAQUE PORTIQUE

1- Portiques transversaux : $T^t_{jy} = \tau^t_{jy} \dfrac{R^t_j}{\mathcal{R}^t_j} + \tau^t_{jy} \cdot \dfrac{R^t_j}{\mathcal{R}_{j\theta}} \cdot y^t_j \cdot e_y$.

$$\mathcal{R}_{j\theta} = \sum_{AD}^{D} R^t_j (y^t_j)^2 + \sum_{1}^{3} R^l_j (x^l_j)^2 = 526,56(\overline{6,75}^2 + \overline{3,75}^2 + \overline{2,25}^2 + \overline{8,25}^2) + 231,31(4^2 + 1^2 + 5^2)$$
$$= 79615,86\ kdaN.m$$

	Port.	R_{jy}	$\mathcal{R}_{jy}$	$\mathcal{R}^{\theta}_{jy}$	τ^t_{jy}	e_y	Y^t_j	T^t_j	$\delta_j = T_j/R_j$
	A	526,56	2106,24	79615,86	12,40	0,75	-6,75	2,68	0,51
	B						-3,75	2,87	0,55
	C						2,25	3,24	0,61
	D						8,25	3,61	0,69

2- Portiques longitudinaux $T^l_{jx} = \tau^l_{jx} \cdot \dfrac{R^l_j}{\mathcal{R}^l_j} + \tau^l_{jx} \dfrac{R^l_j}{\mathcal{R}_{j\theta}} \cdot x^l_j\ e_x$

	Port	R^l_{ix}	$\mathcal{R}^l_{jx}$	$\mathcal{R}^{\theta}_{jx}$	τ^l_{jx}	e_x	X^l_j	T^l_{ix}	$\delta_j = T_j/R_j$
	1	231,31	693,92	79615,86	3,20	0,75	-4	2,66	1,11
	2	"					1	2,72	1,18
	3	"					5	2,82	1,22

- DISTRIBUTION DES EFFORTS DANS LES POTEAUX

1- PORTIQUES TRANSVERSAUX

		Port. A		Port. B		Port. C		Port. D	
files	$a_j k_j / D_j$	Ty	ty	Ty	ty	Ty	ty	Ty	ty
1	0,317	2,68	0,85	2,87	0,91	3,24	1,03	3,61	1,14
2	0,370	2,68	0,99	2,87	1,06	3,24	1,20	3,61	1,34
3	0,313	2,68	0,84	2.87	0,90	3,24	1.01	3,61	1,13

2. PORTIQUES LONGITUDINAUX

		Port 1.		Port 2		Port 3	
files	$a_j k_j / D_j$	Tx	tx	Tx	tx	Tx	tx
A	0,254	2,66	0,68	2,72	0,69	2,82	0,72
B	0,285	2,66	0,76	2,72	0,78	2,82	0,80
C	0,254	2,66	0,68	2,72	0,69	2,82	0,72
D	0,207	2,66	0,56	2,72	0,56	2,82	0,58

calcul des moments dans les poteaux

file	$\bar{K}$	Y_0	Y_1	Y_2	Y_3	Y	$z = Yh$	$h - z$	$T_y(t)$	$t_y(t)$	Msup	Minf
1	2,52	0,55	0	0	0	0,55	1,837	1,503	3,61	1,14	1,713	2,090
2	4,97	0,55	0	0	0	0,55	1,837	1,503	3,61	1,34	2,010	2,460
3	2,45	0,55	0	0	0	0,55	1,837	1,503	3,61	1,13	1,700	2,080

calcul des efforts dans les poutres $\quad M_t = \dfrac{M_w - M_e}{2} \qquad T = -\dfrac{(M_w + M_e)}{l}$

nœuds	Ma	Mb	M_1	M_2	Mw	Me	Mtravée	T
1	1,713	0	0	1,713	1,713	1,02	0,35	-0,91
2	2,010	0	1,02	0,99	0,990	1,700	-0,36	-0,45
3	1,700	0	1,70	0				

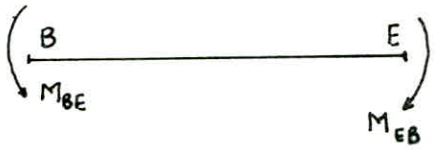
	Pot.	Msup	Minf	T	N
Moments en kdaN.m.	1-4	1,713	2,090	1,14	-0,91
E.Tranchants en kdaN.m	2-5	2,010	2,460	1,34	0,46
E.Normaux en kdaN	3-6	1,700	2,080	1,13	0,45

CHARGES VERTICALES

Exposé de la Methode de CROSS

Principe de la methode :–

D'apres la R.D.M, lorsque dans une barre partiellement ou totalement encastrée a ces 2 extremités, on connait les moments de flexion agissant en ces points, on sait calculer les elements de reduction en n'importe quelle section de la barre.
La methode de CROSS permet au moyen d'approximations successives de resoudre par des calculs simples le Probleme considéré c.à.d la determination des moments de flexion aux extremites des barres.
D'une maniere generale nous appelerons M_{BE} ; le moment agissant en B dans la barre BE.
M_{BE} ; le moment agissant en E de la barre BE.



Notons que comme la plus part des autres methodes, la methode CROSS ne prend en compte que les effets des moments de flexion, elle neglige les effets dûs à l'effort tranchant et a l'effort normal.

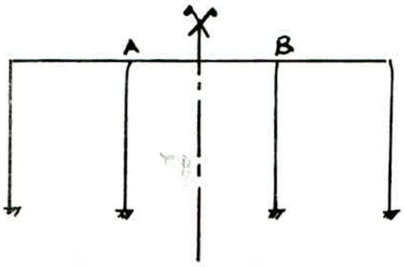
– Les noeuds ne subissent pas de deplacement :–

la methode consiste a prendre comme valeur approchée du moment cherché le moment qui serait transmis par le noeud à la barre si celle-ci etait parfaitement encastrée et a determiner quelles corrections il faut apporter a ce moment pour obtenir le moment reel.

Supposons que nous rendions impossible toute rotation des noeuds, dans ces conditions les barres sont encastrées à leurs extremités.
en effet le blocage des noeuds (c.à.d. impossibilité de rotation) correspond a l'adjonction au système donné de couples de blocage.
chaque couple de blocage, dont le rôle est d'empecher de tourner le noeud auquel il est appliqué doit donc pour qu'il y ait equilibre, être egale et de signe contraire à la somme des moments transmis par le noeud considéré aux y barres y aboutissant.
Les moments trouvés correspondent donc à l'action sur le systeme donné à la fois des charges reelles et des couples de blocage.
Pour avoir les moments reels, il faut donc retrancher aux moments calculés dans le cas d'encastrement parfait les moments transmis dans chaque barre par les couples de blocage.

Cas particuliers des constructions symetriques :-

- nbre de travee est impair :-

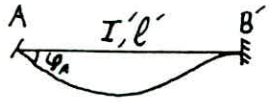


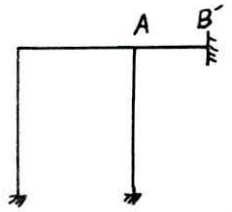
φ_A, φ_B rotations de A et B

symetrie $\Rightarrow$ $\varphi_A = -\varphi_B$

$$M_{AB} = -\frac{2EI}{l}\varphi_A$$

considerons la poutre AB′ parfaitement encastrée B′ milieu de AB.





φ_{A}' : rotation en A

$\varphi_B' = 0$

$$M_{AB'} = -2E\frac{I'}{l'}\cdot 2\varphi_A'$$

Pour que l'on puisse se contenter d'etudier la moitié de la construction il faut et il suffit que l'on ait :-

$$M_{AB'} = M_{AB} \quad \text{et} \quad \varphi_A' = \varphi_A \quad \text{d'où}$$

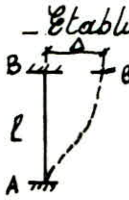
$$-2E\frac{I}{l} = 2\cdot E\frac{I'}{l'}\cdot 2 \Rightarrow \frac{I'}{l'} = \frac{1}{2}\frac{I}{l} \quad \text{càd } R_{AB'} = \frac{1}{2}R_{AB}$$

- par consequent dans les constructions symetriques et symetriquement chargées a nbre impair de travées on se contetera d'etudier la moitié de la construction situé a gauche de l'axe de symetrie en attribuant aux poutres de la travée centrale les moments correspondauts à leurs portées reelles, mais en leur attribuant une raideur fictive egale à la moitié de leur raideur reelle.

- Methode CROSS - GRINTER - ZAYTZEFF : pour systeme a noeuds deplacables dûe à la dissymetrie de la construction.

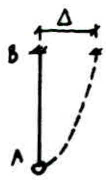
 mais daus cette methode, comme celle de CROSS saus deplacements on bloque la rotation des noeuds et de plus le blocage de la translation.

- Etablissement des formules:



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

$$T_A = T_B = \frac{M_{BA}+M_{AB}}{l} = 12\cdot\frac{E\Delta}{l^2}R_{AB}$$



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

$$T_A = T_B = \frac{4E\Delta}{l^2}\left[\text{si } R_{AB} = \frac{3}{4}\frac{I}{l}\right]$$

- pour une barre encastrée a ses 2 extremites : $\left(H = -\sum T_{\text{niveaux}}\right)$

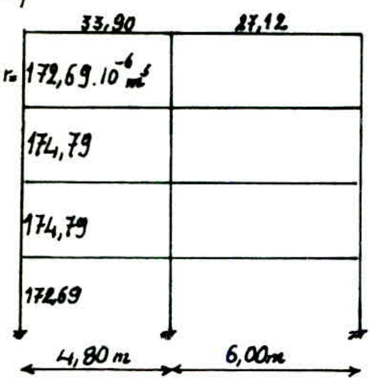
$$M_{AB} = M_{BA} = \frac{H.h}{2}\cdot\frac{R_{AB}/h^2}{\sum_E \frac{R}{h^2} + \frac{1}{3}\sum_A \frac{R}{h^2}}$$

E : encastré

A : articulé

Charges verticales :- BLOC A

- Le portique intermediaire transversal ; qui est le plus sollicité du point de vue charges verticales.
Le portique consideré est dissymetrique , d'où on a des deplacements des noeuds , ce qui nous a amener a utiliser la methode CROSS-GRINTER-ZAYTZEF. deja exposée.

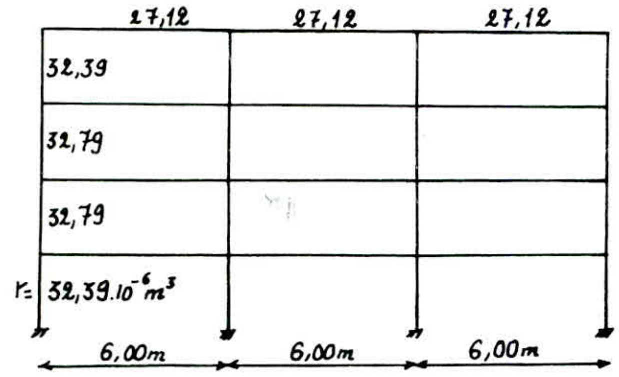


		1° travée	2° travée
P. propre g [kdaN/ml]	P. terrasse	0,76	0,76
	P. courant	0,72	0,72
surch. P [kdaN/ml]	P. terrasse	0,15	0,15
	P. courant	0,38	0,38

Poteaux		Sous charges permanentes : G					Sous surch. d'exploitation : P				
Niv.	Pot.	Msup.	Minf.	T	N	N^c	Msup	Minf.	T	N	N^c
IV	1	-1,23	-0,94	0,65	-1,74	-1,74	-0,27	-0,32	0,18	-0,35	-0,35
	2	-0,71	-0,71	0,42	-4,22	-4,22	-0,15	-0,17	0,09	-0,83	-0,83
	3	2,21	1,38	-1,07	-2,25	-2,25	0,43	0,48	-0,27	-0,44	-0,44
III	1	-0,49	-0,60	0,33	-1,77	-3,51	-0,37	-0,34	0,22	-0,89	-1,24
	2	-0,22	-0,27	0,15	-3,87	-8,09	-0,21	-0,20	0,12	-2,09	-2,92
	3	0,80	0,78	-0,48	-2,14	-4,39	0,58	0,54	-0,34	-1,12	-1,56
II	1	-0,68	-0,70	0,42	-1,69	-5,20	-0,37	-0,38	0,23	-0,91	-2,15
	2	-0,42	-0,40	0,25	-3,98	-12,07	-0,21	-0,21	0,13	-2,06	-4,98
	3	1,10	1,10	-0,67	-2,11	-6,50	0,56	0,61	-0,36	-1,13	-2,69
I	1	-0,54	-0,26	0,24	-1,68	-6,88	-0,27	-0,12	0,12	-0,88	-3,03
	2	-0,31	-0,16	0,14	-3,98	-16,05	-0,17	-0,08	0,08	-2,09	-7,07
	3	0,85	0,42	-0,38	-2,12	-8,62	0,47	0,20	-0,20	-1,18	-3,82
unités		k.daN.m		k.daN			k.daN.m		kdaN		

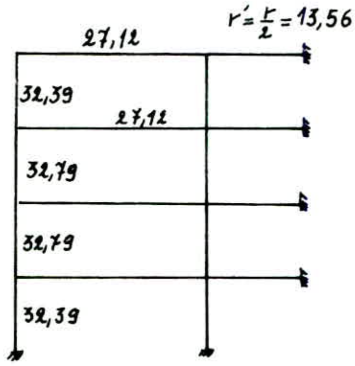
Poutres		Sous charges permanentes : G					Sous surcharges d'exploitation : SE				
Niv	Pout	Mgauche	Mdroit	T_G	T_D	N	M_G	M_D	T_G	T_D	N
IV	1	1,23	-1,65	-1,74	1,91	0,65	0,27	-0,32	-0,35	0,37	0,18
	2	2,36	-2,21	-2,31	2,25	1,07	0,47	-0,43	-0,46	0,44	0,27
III	1	1,43	-1,34	-1,77	1,69	0,32	0,69	-0,79	-0,89	0,93	0,04
	2	2,27	-2,18	-2,18	2,14	0,59	1,17	-1,06	-1,16	1,12	0,07
II	1	1,28	-1,47	-1,69	1,77	0,09	0,71	-0,74	-0,91	0,91	0,01
	2	2,16	-1,88	-2,21	2,11	0,19	1,15	-1,10	-1,15	1,15	0,02
I	1	1,24	-1,46	-1,68	1,78	0,18	0,65	-0,78	-0,88	0,94	0,11
	2	2,17	-1,95	-2,20	2,12	0,29	1,16	-1,08	-1,15	1,13	0,16
unites		kdaN.m		kdaN			kdaN.m		kdaN		

Portique longitudinal intermediaire :



		1° travée	2° travée	3° travée
G [kdaN/ml]	P. terrasse	2,72	2,72	2,72
	P. courant	2,58	2,58	2,58
S.E [kdaN/ml]	P. terrasse	0,54	0,54	0,54
	P. courant	1,35	1,35	1,35

vue la symetrie on peut le remplacer par le portique suivant :–



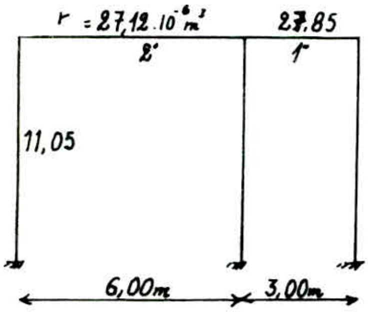
sans oublier de prendre les moments d'encastrements parfaits avec portée reelle.

Poteaux		Sous charges permanentes : G					Sous surcharges d'exploitation SE				
Niv.	Pot.	Msup	Minf	T	N	Nc	Msup	Minf	T	N	N^c
IV	1	-4,96	-3,73	2,60	-7,44	-7,44	-1,16	-1,45	0,78	-1,51	-1,51
	2	0,78	0,43	-0,36	-17,04	-17,04	0,14	0,16	-0,09	-3,35	-3,35
III	1	-2,68	-2,89	1,69	-7,42	-14,86	-1,68	-1,60	0,99	-3,83	-5,34
	2	0,16	0,23	-0,12	-15,80	-32,84	0,17	0,15	-0,10	-8,32	-11,67
II	1	-3,27	-3,46	2,04	-7,37	-22,23	-1,65	-1,75	1,03	-3,86	-9,20
	2	0,35	0,38	-0,22	-15,85	-48,69	0,17	0,18	-0,11	-8,29	-19,96
I	1	-2,45	-1,20	1,09	-7,31	-29,54	-1,25	-0,62	0,56	-3,83	-13,03
	2	0,28	0,14	-0,13	-15,91	-64,60	0,14	0,08	-0,07	-8,32	-28,28
unités		KdaN.m		kdaN			kdaN.m		kdaN		

Poutres		Sous charges permanentes : G					Sous surcharges d'exploitation : SE				
Niv.	Pout.	M_G	M_D	T_G	T_D	N	M_G	M_D	T_G	T_D	N
IV	1	4,96	-9,27	-7,44	8,88	2,60	1,16	-1,80	-1,51	1,73	0,78
	2	8,49		-8,16		2,24	1,66		-1,62		0,69
III	1	6,41	-8,36	-7,42	8,06	0,91	3,13	-4,43	-3,83	4,27	0,21
	2	7,77		-7,74		0,67	4,10		-4,05		0,20
II	1	6,16	-8,39	-7,37	8,11	0,35	3,25	-4,39	-3,86	4,24	0,04
	2	7,81		-7,74		0,25	4,07		-4,05		0,03
I	1	5,91	-8,51	-7,31	8,17	0,95	3,10	-4,43	-3,83	4,27	0,47
	2	7,85		-7,74		0,86	4,11		-4,05		0,43
unités		kdaN.m		kdaN			kdaN.m		kdaN		

Charges verticales : BLOC B

- le portique intermediaire transversal :-

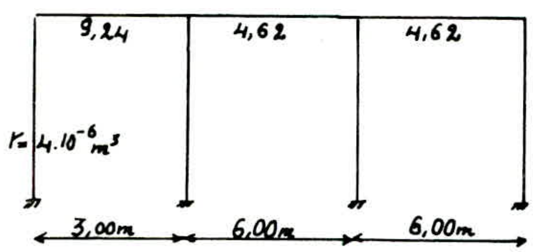


	1° travée	2° travée
P. propre : g [kdaN/ml]	3,20	3,20
Sur. d'expl. SE [kdaN/ml]	0,60	0,60

Poteaux		Sous charges Permanentes : G				Sous surch. d'exploitation : SE			
Niv	Pot.	Msup	Minf	T	N	Msup	Minf	T	N
I	1	-0,540	-0,636	-0,34	-2,70	-0,101	-0,119	-0,07	-0,51
	2	-2,642	-0,960	-1,07	-17,60	-0,495	-0,180	-0,20	-3,30
	3	2,839	1,839	1,40	-8,61	0,551	0,345	0,27	-1,60

Poutres		Sous charges Permanentes : G					Sous surcharges d'exploitation : S.E				
Niv	Pout	M_G	M_D	T_G	T_D	N	M_G	M_D	T_G	T_D	N
I	1	0,540	-6,855	2,70	-6,91	0,34	0,101	-1,285	0,51	-1,29	0,07
	2	9,497	-2,939	10,69	-8,61	1,41	1,781	-0,551	2,01	-1,60	0,20

- le portique longitudinal intermediaire :-



	1° travée	2° travée	3° travée
P. Propre : g [kdaN/ml]	0,28	0,28	0,28
S.E. [kdaN/ml]	0,05	0,85	0,05

Poteaux		Sous charges Permanentes : G				Sous Surch. d'exploitation : SE			
Niv	Pot.	M sup	M inf	T	N	M sup	M inf	T	N
I	1	-0,010	-0,010	-0,006	0,393	-0,020	-0,020	-0,007	-0,070
	2	-0,031	-0,012	-0,015	-1,279	-0,006	-0,003	-0,003	-0,229
	3	-0,016	-0,011	-0,008	-1,708	-0,003	-0,002	-0,001	-0,305
	4	0,067	0,029	-0,029	-0,820	0,012	0,005	-0,005	-0,147

Poutres		Sous charges Permanentes : G					Sous Surcharges d'exploitation : SE				
Niv.	Pout.	M_G	M_D	T_G	T_D	N	M_G	M_D	T_G	T_D	N
I	1	0,010	-0,091	0,393	-0,447	0,006	0,002	-0,016	0,070	-0,080	0,007
	2	0,122	-0,170	0,832	-0,848	0,021	0,022	-0,030	0,149	-0,151	0,004
	3	0,186	-0,067	0,860	-0,820	0,029	0,033	-0,012	0,154	-0,147	0,005

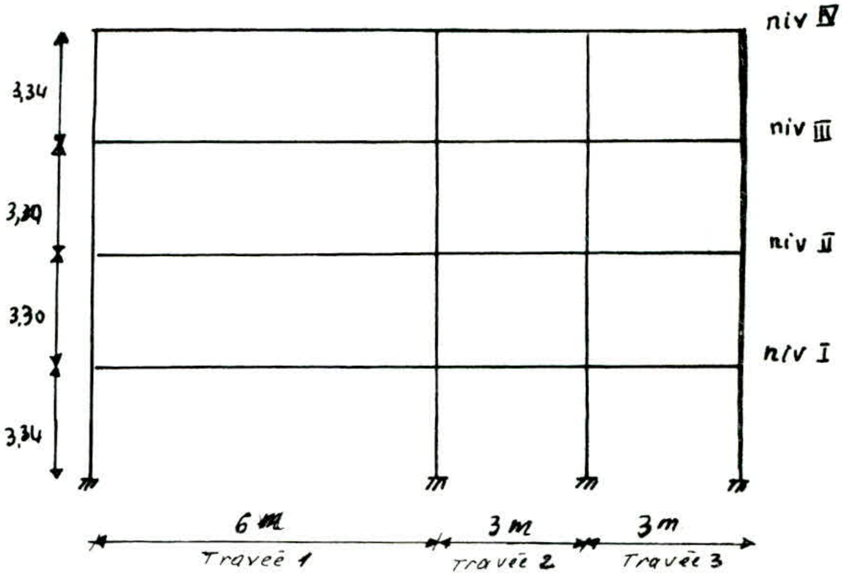
Etude du portique C sous les charges verticales . Bloc "C"

charges permanentes : plancher terrasse $q_G = 2.88$ kdaN/ml

plancher courant $q_G = 2,83$ kdaN/ml

surcharges d'exploitation : Terrasse $q_{SE} = 0,54$ kdaN/ml

Niveau courant $q_{SE} = \begin{cases} 1,35 \text{ kdaN/ml travées ① et ②} \\ 1,71 \text{ kdaN/ml travée ③} \end{cases}$



TABLEAUX DES RESULTATS

1. Poteaux

	Sous G.					Sous S.E				
Niveau	Pot.	Msup	Minf	T	N^c	Pot	Msup	Minf	T	*N^c
IV	1	-7,793	-5,054	-3,85	8.42	1	-1.510	-1,811	-0,99	1,59
	2	5,697	3,905	2,97	13,48	2	1,138	1,348	0,74	2,49
	3	-0,205	0,279	-0,14	8,37	3	-0,017	-0,111	-0,04	1,59
	4	2,015	1,400	1,02	4,29	4	0,405	0,558	0,29	0,81
III	1	-3,179	-3,649	-2,07	16,83	1	-2,066	-1,908	-1,20	5,59
	2	2,365	2,759	1,55	26.34	2	1,540	1,430	0,90	8,66
	3	0,010	0,007	-0,01	16,79	3	-0,175	-0,139	-0,10	6,14
	4	0,749	0,937	0,51	8.56	4	0,690	0,623	0,40	3,37
II	1	-4,501	-4,796	-2,82	25,22	1	-2,006	-2,253	-1,29	9,60
	2	3,341	3,616	2,11	39,27	2	1,495	1.691	0,97	14,81
	3	-0,057	-0,030	-0,03	25,19	3	-0,142	-0,163	-0,09	10,7
	4	1,155	1,272	0,74	12,80	4	0,639	0,740	0,42	5,83
I	1	-3,306	-1,553	-1,45	33,61	1	-1,611	-0,763	-0,71	13,60
	2	2,357	1,278	+0,85	52,24	2	1,155	0,620	0,53	20,97
	3	-0,097	0,051	-0,04	33,57	3	-0,151	-0,033	-0,06	15,27
	4	0,780	0,490	+0,64	17,02	4	0,495	0,290	0,24	8,48
unités		kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN		kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN

* N^c : Effort normal cumulé

2. Poutres :

niveau	Poutre	MG	MD	TG	TD	N	MG	MD	TG	TD	N
IV	1	7,793	-8,526	8,42	-8,86	-3,85	1,510	-1,617	1,59	-1,65	-0,99
	2	2,829	-1,925	4,62	-4,02	-0,88	0,479	-0,378	0,84	-0,78	-0,25
	3	2,130	-2,015	4,35	-4,29	-1,02	0,395	-0,405	0,81	-0,81	-0,29
III	1	8,233	-8,512	8,41	-8,57	-2,07	3,877	-4,028	4,00	-4,10	-1,20
	2	2,241	-2,105	4,29	-4,20	-0,52	1,140	-0,981	2,07	-1,98	-0,30
	3	2,067	-2,150	4,22	-4,27	-0,53	1,267	-1,248	2,57	-2,56	-0,40
II	1	8,150	-8,464	8,39	-8,59	-2,82	3,909	-4,036	4,01	-4,09	-1,29
	2	2,363	-2,045	4,34	-4,15	-0,71	1,111	-0,987	2,06	-1,99	-0,32
	3	2,095	-2,092	4,25	-4,24	-0,74	1,268	-1,262	2,57	-2,56	-0,41
I	1	8,102	-8,425	8,39	-8,59	-1,45	3,864	-4,015	4,00	-4,10	-0,71
	2	2,452	-1,994	4,38	-4,11	-0,60	1,169	-0,963	2,06	-1,99	-0,18
	3	2,121	-2,052	4,27	-4,22	-0,64	1,277	-1,234	2,58	-2,55	-0,24
UNITÉS		kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN	kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN
		sous les charges permanentes					sous la surcharge d'exploitation				

<u>Portique transversal</u> : D

<u>charges permanentes</u> : Terrasse : $q_G = 1,63$ kdaN/ml

Niveau courant : $q_G = 1,56$ kdaN/ml

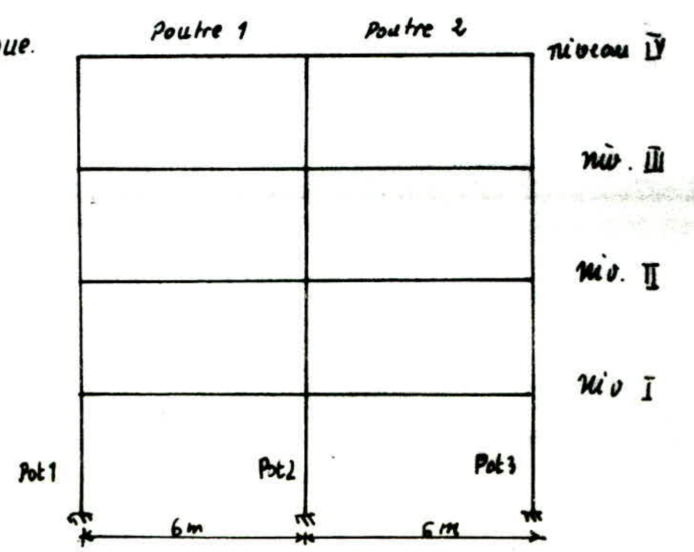
<u>Surcharges d'exploitation</u> : Terrasse : $q_{SE} = 0,3$ kdaN/ml

niveau courant : $q_{SE} = 0,75$ kdaN/ml.

1. POTEAUX		SOUS CHARGES PERMANENTES : G					Sous Surcharges d'exploitation : SE				
Niv.	Pot	Msup	Minf	T	N	Nc	Msup	Minf	T	N	Nc
IV	1	0,713	0,471	0,20	4,92	4,92	0,827	1,005	0,31	0,92	0,92
	2	0	0	0	9,72	9,72	0	0	0	1,76	1,76
	3	-0,713	-0,471	-0,20	4,92	4,92	-0,827	-1,005	-0,31	0,92	0,92
III	1	0,287	0,328	0,10	4.69	9,61	1,118	1,040	0,36	2,28	3,20
	2	0	0	0	9.34	19,06	0	0	0	4,44	6,20
	3	-0,287	-0,328	-0,10	4,69	9.61	-1,118	-1,040	-0,36	2,28	3,20
II	1	0,406	0,442	0,14	4,69	14,3	1,119	1,229	0,39	2,27	5,47
	2	0	0	0	9,34	28,4	0	0	0	4,46	10,66
	3	-0,406	-0,442	-0,14	4,69	14,3	-1,119	-1,229	-0,39	2,27	5.47
I	1	0,303	0,152	0,08	4,69	18.99	0,882	0,441	0,22	2,28	7,75
	2	0	0	0	9,34	37,74	0	0	0	4,44	15,10
	3	-0,303	-0,152	-0,08	4,69	18,99	-0,882	-0,441	-0,22	2,28	7,75
Unités		kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN	kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN

2. POUTRES		SOUS CHARGES PERMANENTES : G					Sous surcharges d'exploitation : SE				
Niv	Pout.	MG	MD	TG	TD	N	MG	MD	TG	TD	N
IV	1	-0,714	0,866	4,92	-4,86	0,20	-0,827	0,935	0,92	-0,88	0,31
	2	-0,866	0,714	4.86	-4,92		-0,935	0,827	0,88	-0,92	
III	1	-0,756	0,791	4,69	-4,67	0,10	-2,123	2,311	2,28	-2,22	0,36
	2	-0,791	0,756	4,67	-4,69		-2,311	2,123	2,22	-2,28	
II	1	-0,742	0,799	4,69	-4,67	0,14	-2,159	2,298	2,27	-2,23	0,39
	2	-0,799	0,742	4,67	-4,69		-2,298	2,159	2,23	-2,27	
I	1	-0,732	0,804	4,69	-4,67	0,08	-2,111	2,320	2,28	-2,22	0,22
	2	-0,804	0,732	4,67	-4,69		-2,320	2,111	2,22	-2,28	
UNITES		kdaN.m	k.daN.m	kdaN	kdaN	kdaN	kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN

Schema du portique.



Portique longitudinal 2

Charges permanentes

Terrasse : $q_G = 2{,}32$ kdaN/ml

niv courant : $q_G = 2{,}20$ kdaN/ml

Surcharges d'exploitation.

Niv. Terrasse : $q_{SE} = 0{,}45$ kdaN/ml

niv courant $q_{SE} = 1{,}13$ kdaN/ml.

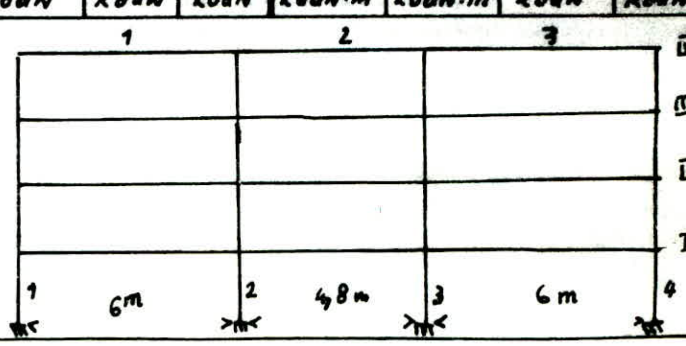
Poteaux

		Sous charges permanentes : G					Sous surcharges d'exploitation : SE				
Niv.	Pot	Msup	Minf	T	N	Nc	Msup	Minf	T	N	Nc
IV	1	-4,478	-3,317	-2,35	6,51		-1,012	-1,261	-0,68	1,29	
	2	1,917	1,451	1,01	12,98		0,413	0,510	0,28	2,49	
	3	-1,917	-1,451	-1,01	12,98		-0,413	-0,510	-0,28	2,49	
	4	4,478	3,317	2,35	6,51		1,012	1,261	0,68	1,29	
III	1	-2,355	-2,527	-1,48	6,44	12,95	-1,455	-1,381	-0,86	3,26	4,55
	2	1,016	1,035	0,62	12,04	25,02	0,582	0,549	0,34	6,23	8,72
	3	-1,016	-1,035	-0,62	12,04	25,02	-0,582	-0,549	-0,34	6,23	8,72
	4	2,355	2,527	1,48	6,44	12,95	1,455	1,381	0,86	3,26	4,55
II	1	-2,876	-3,053	-3,80	6,37	19,32	-1,430	-1,552	-0,90	3,28	7,83
	2	1,140	1,226	0,72	12,11	37,13	0,570	0,625	0,36	6,21	14,93
	3	-1,140	-1,226	-0,72	12,11	37,13	-0,570	-0,625	-0,36	6,21	14,93
	4	2,876	3,053	3,80	6,37	19,32	1,430	1,552	0,90	3,28	7,83
I	1	-2,127	-1,064	-0,96	6,34	25,66	-1,102	-0,551	-0,49	3,25	11,08
	2	0,864	0,432	1,30	12,14	49,27	0,448	0,224	0,20	6,24	21,17
	3	-0,864	-0,432	-1,30	12,14	49,27	-0,448	-0,224	-0,20	6,24	21,17
	4	2,127	1,064	0,96	6,34	25,66	1,102	0,551	0,49	3,25	11,08
Unités		kdaN·m	kdaN·m	kdaN	kdaN	kdaN	kdaN·m	kdaN·m	kdaN	kdaN	kdaN

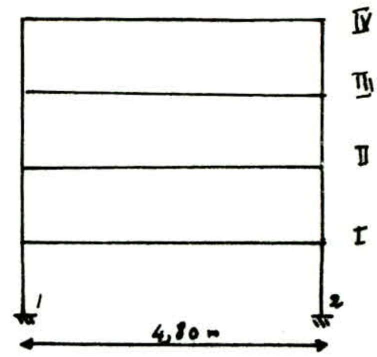
Poutres

		Sous charges permanentes : G					Sous surcharges d'exploitation : SE				
Niv.	Pout.	MG	MD	TG	TD	N	MG	MD	TG	TD	N
IV	1	4,478	-7,203	6,51	-7,41	-2,35	1,012	-1,387	1,29	-1,41	-0,68
	2	5,286	-5,286	5,57	-5,57	-1,34	0,974	-0,974	1,08	-1,08	-0,40
	3	7,203	-4,478	7,41	-6,51	-2,35	1,387	-1,012	1,41	-1,29	-0,68
III	1	5,672	-6,652	6,44	-6,76	-1,48	2,716	-3,473	3,26	-3,52	-0,86
	2	4,184	-4,184	5,28	-5,28	-0,86	2,381	-2,381	2,71	-2,71	-0,52
	3	6,652	-5,672	6,76	-6,44	-1,48	3,473	-2,716	3,52	-3,26	-0,86
II	1	5,403	-6,763	6,37	-6,83	-3,80	2,811	-3,466	3,28	-3,50	-0,90
	2	4,587	-4,587	5,28	-5,28	-3,08	2,347	-2,347	2,71	-2,71	-0,54
	3	6,763	-5,403	6,83	-6,37	-3,80	3,466	-2,812	3,50	-3,28	-0,90
I	1	5,181	-6,767	6,34	-6,86	-0,96	2,654	-3,477	3,25	-3,53	-0,49
	2	4,676	-4,676	5,28	-5,28	-0,34	2,404	-2,404	2,78	-2,71	-0,29
	3	6,767	-5,181	6,86	-6,34	-0,96	3,477	-2,654	3,53	-3,25	-0,49
Unités		kdaN·m	kdaN·m	kdaN	kdaN	kdaN	kdaN·m	kdaN·m	kdaN	kdaN	kdaN

schéma du portique



Portique longitudinal 3



Charges permanentes
niveau terrasse : $q_G = 1,57$ kdaN/ml
niveau courant : $q_G = 1,49$ kdaN/ml

Surcharges d'exploitation
niveau terrasse $q_{SE} = 0,58$ kdaN/ml
niveau courant $q_{SE} = 1,88$ kdaN/ml

1. Poteaux

Niv.	Pot.	M sup	M inf	T	N	Nc	M sup	M inf	T	N	Nc
IV	1	2,064	1,517	0,93	3,77		0,485	0,699	0,35	1,39	
	2	-2,064	-1,517	-0,93			-0,485	-0,699	-0,35		
III	1	1,044	1,092	0,65	3,58	7,35	0,865	0,806	0,51	4,51	5,9
	2	-1,044	-1,092	-0,65			-0,865	-0,806	-0,51		
II	1	1,286	1,382	0,81	3,58	10,93	0,822	0,895	0,52	4,51	10,41
	2	-1,286	-1,382	-0,81			-0,822	-0,895	-0,52		
I	1	0,973	0,487	0,44	3,58	14,91	0,639	0,320	0,29	4,51	14,92
	2	-0,973	-0,487	-0,44			-0,639	-0,320	-0,29		
Unités		kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN	kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN
		sous charges permanentes : G					sous surcharges d'exploitation : SE				

2. POUTRES

		sous charges permanentes : G					sous surcharges d'exploitation.				
Niv.	Pout.	M_G	M_D	T_G	T_D	N	M_G	M_D	T_G	T_D	N
IV	1	-2,064	2,064	3,77	-3,77	0,93	-0,485	0,485	1,39	-1,39	0,35
III	1	-2,561	2,561	3,58	-3,58	0,65	-1,562	1,562	4,51	-4,51	0,51
II	1	-2,378	2,378	3,58	-3,58	0,81	-1,623	1,623	4,51	-4,51	0,52
I	1	-2,355	2,355	3,58	-3,58	0,44	-1,545	1,545	4,51	-4,51	0,29
UNITES		kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN	kdaN	kdaN.m	kdaN.m	kdaN.m	kdaN	kdaN

SUPERPOSITION DE SOLLICITATIONS

SUPERPOSITION de sollicitations

RPA81 - Article 3-3-2 - Base de calcul des éléments structuraux

Les combinaisons des forces sismiques et des charges verticales spécifiées sont données ci-dessous. Les éléments structuraux doivent être dimensionnés sur la base des règlements de béton et de charpente métallique en vigueur.

$$G + P + \overleftrightarrow{S_i} \qquad (1)$$

SP2

$$0{,}8\,G + \overleftrightarrow{S_i} \qquad (2)$$

Les poteaux dans les ossatures autostables doivent être conçues pour $G + P \mp 1{,}2\,S_i$ plutôt que pour la combinaison (1).

La combinaison (2) tient compte de la réduction de la charge verticale à cause des effets de l'accélération verticale. La valeur $\mp S_i$ permet de prendre en compte la réversibilité des charges sismiques créant des efforts de traction et de compression.

L'action du séisme sur l'ossature engendre des efforts plus importants que ceux provoqués par l'action du vent, la combinaison à retenir est donc :

$$\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$$

pour le calcul et la vérification des éléments de portiques (poutres, poteaux, assemblages).

Pour le dimensionnement de la fondation en béton armé, on a considéré la combinaison du premier genre (SP_1) : $G + 1{,}2\,P$ et vérifier sous SP_2 : ($G + P \mp 1{,}2\,S_i$).

La valeur de Si choisie pour les combinaisons, correspond à un seuil de plastification avec les règlements en vigueur, les contraintes maximales admises dans les matériaux étant égales à la limite élastique.

Sollicitations à retenir pour le dimensionnement des poutres :

$$G + P \mp S_i \quad , \quad 0{,}8\,G \mp S_i \quad , \quad \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$$

et pour les poteaux

$$G + P \mp 1{,}2\,S_i \quad , \quad 0{,}8\,G \mp S_i \quad , \quad \frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$$

et enfin pour les fondations : $G + 1{,}2\,P$ et vérification avec $G + P \mp 1{,}2\,S_i$

Combinaisons de moments.

1. Portique C.

Unité : kdaN.m

• **Moments dans les poteaux.**

Niv.	Poteau	$G+P+1,2\vec{Si}_H$ Msup	$G+P+1,2\vec{Si}_H$ Minf	$G+P+\vec{Si}_H$ Ms	$G+P+\vec{Si}_H$ Mi	$0,8G+\vec{Si}_H$ Ms	$0,8G+\vec{Si}_H$ Mi	$\frac{4}{3}G+\frac{3}{2}P$ Ms	$\frac{4}{3}G+\frac{3}{2}P$ Mi	$0,8G+\vec{Si}_H$ Ms	$0,8G+\vec{Si}_H$ Mi	$G+P+\vec{Si}_H$ Ms	$G+P+\vec{Si}_H$ Mi	$G+P+1,2\vec{Si}_H$ Ms	$G+P+1,2\vec{Si}_H$ Mi	$G+1,2P$ Minf
IV	1	-14,247	-7,609			-8,017	-3,147	-12,656	-9,455	-2,114	-3,423			-4,359	-6,121	
	2	-2,129	7,629			-4,622	3,932	9,303	7,229	2,028	5,104			17,599	7,629	
	3	-9,150	-2,754			-7,543	-2,110	-0,289	-0,538	7,276	1,747			8,706	1,474	
	4	-2,524	1,214			-3,113	0,080	3,294	2,704	5,732	1,740			7,364	2,702	
III	1	-9,637	-7,928			-5,250	-3,805	-7,338	-7,720	1,117	-0,939			-0,853	-3,176	
	2	-4,879	-0,575			-6,138	-2,591	5,463	5,824	9,212	6,177			12,689	8,953	
	3	-8,949	-4,896			-7,315	-3,967	-0,249	-0,295	3,976	4,720			8,619	4,668	
	4	-2,953	-0,816			-3,286	-1,512	2,034	2,184	4,259	2,730			5,831	3,936	
II	1	-9,603	-12,833			-4,831	-7,218	-9,010	-9,774	-1,021	0,983			-3,411	-1,265	
	2	-3,084	-4,437			-4,930	-6,312	6,697	7,358	9,273	11,013			12,756	15,051	
	3	-8,119	-9,937			-6,629	-8,135	-0,289	-0,284	6,554	8,096			7,721	9,551	
	4	-1,302	-3,772			-2,003	-4,184	2,498	2,806	3,504	5,838			4,890	7,796	
I	1	-4,101	-19,212			-0,973	-14,857	-6,824	-3,215	-3,325	12,838			-5,733	14,580	-2,467
	2	0,308	-12,802			-1,492	-11,611	4,875	2,634	4,556	13,292			6,716	16,598	2,022
	3	-3,548	-14,882			-2,739	-13,225	-0,356	0,018	2,672	12,291			3,052	14,718	-0,031
	4	2,091	-16,116			1,070	-13,835	1,782	1,088	-0,056	14,472			0,459	17,676	0,838

• **Moments dans poutres**

Niveau	Poutre	$G+P+1,2\vec{Si}_H$ MG	$G+P+1,2\vec{Si}_H$ MD	$G+P+\vec{Si}_H$ MG	$G+P+\vec{Si}_H$ MD	$0,8G+\vec{Si}_H$ MG	$0,8G+\vec{Si}_H$ MD	$\frac{4}{3}G+3/2P$ MG	$\frac{4}{3}G+3/2P$ MD	$0,8G+\overleftarrow{Si}_H$ MG	$0,8G+\overleftarrow{Si}_H$ MD	$G+P+\overleftarrow{Si}$ MG	$G+P+\overleftarrow{Si}$ MD	$G+P+1,2\overleftarrow{Si}$ MG	$G+P+1,2\overleftarrow{Si}$ MD
IV	1			13,423	-3,219	10,354	-3,131	12,656	-8,942	-0,224	-7,953	5,183	-13,833		
	2			9,956	1,417	8,338	2,180	8,314	-3,134	-2,366	-4,683	-9,472	-6,023		
	3			6,245	1,694	5,424	2,503	3,422	-3,302	-2,655	-5,131	-1,195	-6,546		
III	1			16,390	-7,950	10,866	-2,220	16,793	-17,391	-0,164	-8,846	7,830	-17,130		
	2			8,091	2,564	6,503	2,966	4,698	-4,298	-3,590	-5,703	-1,329	-7,736		
	3			7,984	0,882	6,304	2,560	4,656	-4,739	-3,617	-5,355	-1,316	-7,678		
II	1			16,619	-7,290	11,080	-1,561	16,730	-17,339	-0,485	-9,442	7,493	-17,710		
	2			8,834	2,258	7,250	3,654	4,817	-4,207	-4,179	-6,313	-1,886	-8,322		
	3			8,653	1,206	6,966	2,886	4,696	-4,682	-4,243	-5,606	-1,927	-7,914		
I	1			16,106	-7,120	10,622	-1,420	16,599	-17,256	-0,089	-9,553	7,826	-17,960		
	2			9,091	2,443	7,432	3,805	5,033	-4,103	-4,244	-6,397	-1,849	-8,357		
	3			8,798	0,854	7,097	2,498	4,743	-4,587	-4,340	-5,166	-2,002	-7,426		

Combinaisons de Moments.

Portique transversal D

unité des moments kdaN.m.

Poutres

Niv	Poutre	G + P + $\bar{S}_i$		0,8 G + $\bar{S}_i$		4/3 G + 3/2 P		0,8 G + $\bar{S}_i$ + P		0,8 G + $\bar{S}_i$			
		MD	MG	MD	MG	MD	MG	MD	MG	MD	MG		
IV	1	3,991	0,869	2,883	1,839	2,557	-2,192	-0,389	-3,951	-1,757	-2,981		
	2	3,951	0,389	2,981	1,497	2,192	-2,591	-0,869	-3,991	-2,053	-2,623		
III	1	9,162	3,141	6,693	5,415	4,521	-4,192	-2,958	-8,899	-5,665	-6,398		
	2	8,899	2,958	6,625	5,427	4,192	-4,521	-3,141	-9,162	-5,642	-6,456		
II	1	11,012	4,439	8,554	6,746	4,512	-4,228	-4,818	-10,241	-7,516	-7,711		
	2	10,241	4,818	7,934	7,226	4,228	-4,512	-4,439	-11,012	-6,969	-8,315		
I	1	10,699	4,137	8,218	6,394	4,552	-4,142	-4,451	-9,823	-7,193	-7,346		
	2	9,823	4,451	7,566	6,932	4,142	-4,552	-4,137	-10,699	-6,614	-7,977		

Poteaux

Niveau	Poteau	G + P + 1.2 $\bar{S}_i$		0,8 G + $\bar{S}_i$		4/3 G + 3/2 P		0,8 G + $\bar{S}_i$		G + P + 1.2 $\bar{S}_i$		G + 1,2 P	
		Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi
		4,432 5,256 1,352	1,102 1,392 -1,344	2,980 4,380 1,840	0,205 1,160 -0,267	2,191 0 -2,191	2,135 0 -2,135	-2,175 -4,380 -2,646	0,935 -1,160 -0,467	-1,416 -5,226 -4,368	1,978 -1,392 -1,672		
		8,497 13,152 5,687	5,208 7,128 2,472	6,140 10,960 5,680	3,462 5,940 2,938	2060 0 -2060	1,997 0 -1,997	-5,746 -10,960 -6,014	-3,057 -5,940 -3,334	-5,724 -13,152 -8,460	-2,435 -7,128 -5,245		
		6,493 11,868 3,443	10,959 14,592 7,617	4,465 9,890 3,815	8,094 12,160 7,386	2,220 0 -2,220	2,433 0 -2,433	-3,919 -9,890 -7,943	-7,537 -12,160 -7,943	-3,299 -11,868 -10,813	-7,763 -14,592 -10,813		
		10,273 3,588 -2,097	19,505 16,488 18,319	-0,518 2,990 -1,002	15,882 13,740 15,638	1,727 0 -1,727	0,864 0 -0,864	+ 0,836 -2,990 0,69	-15,609 -13,760 -15,192	1,505 -3,588 -0,273	-17,727 -16,488 -20,097		0,681 0 -0,681

Combinaisons des moments. Portique longitudinal 2

unité : kdaN.m

Moments dans les poteaux

Niv.	Poteau	G + P + 1,2 $\vec{S_i}$		0,8G + $\vec{S_i}$		4/3 G + 3/2 P		0,8G + $\overleftarrow{S_i}$		G + P + 1,2 $\overleftarrow{S_i}$		G + 1,2P
		M^s	M^i	M^s	M^i	M^s	M^i	M^s	M^i	M^s	M^i	
IV	1	-2,610	-3,018	-1,182	-1,354	-7,489	-6,314	-5,982	-3,954	-8,370	-6,138	
	2	6,386	5,153	4,914	3,821	3,175	2,700	-1,846	-1,499	-1,726	-1,231	
	3	1,726	1,231	1,846	1,499	-3,175	-2,700	-4,914	-3,821	-6,386	-5,153	
	4	8,370	6,138	5,982	3,954	7,489	6,314	1,182	1,354	2,610	3,018	
III	1	0,270	-0,528	1,516	0,778	-5,322	-5,441	-5,284	-4,822	-7,890	-7,268	
	2	8,378	7,164	6,463	5,478	2,228	2,203	-4,837	-3,822	-5,182	-3,996	
	3	5,182	3,996	4,837	3,822	-2,228	-2,203	-5,142	-5,478	-8,378	-7,164	
	4	7,890	7,268	5,284	4,822	5,322	5,441	-1,516	-0,778	-0,270	0,548	
II	1	0,470	0,171	1,679	1,538	-5,980	-6,399	-6,231	-6,422	-6,222	-9,381	
	2	9,630	9,771	7,512	7,581	2,375	2,572	-5,688	-5,619	-6,210	-6,069	
	3	6,210	6,061	5,688	5,619	-2,375	-2,572	-7,512	-7,581	-9,630	-9,771	
	4	9,032	9,381	6,281	6,422	5,980	6,399	-1,679	-1,538	-0,470	-0,171	Minf.
I	1	0,587	6,473	1,478	5,889	-4,489	-2,245	-4,882	-7,591	-7,045	-9,703	-1,725
	2	8,092	9,284	6,341	7,536	1,824	0,912	-4,959	-6,844	-5,468	-7,972	0,700
	3	5,468	7,972	4,959	6,844	-1,824	-0,912	-6,341	-7,536	-8,092	-9,284	-0,700
	4	7,045	9,703	4,882	7,591	4,489	2,245	-1,478	-5,889	-0,587	-6,473	1,725

Moments dans les poutres

Niveau	Poutre	G + P + $\vec{S_i}$		0,8G + $\vec{S_i}$		4/3 G + 3/2 P		0,8 + $\overleftarrow{S_i}$		G + P + $\overleftarrow{S_i}$	
		M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D
IV	1	7,890	-7,090	5,982	-4,262	7,489	-11,684	1,182	-7,262	3,090	-10,090
	2	8,140	-4,380	6,109	-2,349	8,509	-8,509	2,349	-6,109	4,380	-8,140
	3	10,090	-3,090	7,262	-1,182	11,684	-7,489	-4,162	-5,982	7,090	-7,890
III	1	13,088	-6,435	9,238	-1,632	11,637	-14,079	-0,162	-9,012	3,688	-13,815
	2	11,185	-1,935	7,967	1,273	9,150	-9,150	-1,273	-7,967	1,945	-11,185
	3	13,815	-3,688	9,012	0,162	14,079	-11,637	1,632	-9,238	6,435	-13,088
II	1	14,837	-5,229	11,102	-0,410	11,185	-14,216	-2,458	-10,410	1,434	-15,229
	2	13,184	-0,684	9,920	2,580	9,636	-9,636	-2,580	-9,920	0,684	-13,184
	3	15,229	-1,435	10,410	2,458	14,216	-11,422	0,410	-11,102	5,229	-14,995
I	1	14,995	-4,804	11,305	0,026	10,889	-14,238	-3,015	-10,854	0,675	-15,684
	2	13,890	-0,270	10,551	3,069	9,841	-9,841	-3,069	-10,551	0,270	-13,890
	3	15,684	-0,675	10,854	3,015	14,238	-10,889	-0,026	-11,305	4,804	-14,995

Combinaisons des moments - Bloc C.

Portique Longitudinal 3 - Unité des moments : kN.m

Poteaux

Niveau	Poteau	G + P + 1,2 $\vec{Si}$		0,8G + $\vec{Si}$		4/3G + 3/2 P		0,8G + $\overleftarrow{Si}$		G + P + 1,2 $\overleftarrow{Si}$		G + 1,2 P	
		Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi	Ms	Mi
IV	1	5,441	4,148	4,061	2,824	3,479	3,071	-1,378	-0,852	-0,343	0,284		
	2	0,343	-0,617	0,759	-0,041	-3,479	-3,071	-3,442	-2,369	-5,441	-4,148		
III	1	6,529	5,702	4,685	4,044	2,689	2,665	-3,328	-2,624	-2,771	-1,906		
	2	2,711	1,906	3,015	2,296	-2,689	-2,665	-4,372	-3,716	-6,529	-5,702		
II	1	2,648	7,677	1,479	5,606	2,948	3,185	-3,857	-3,809	-3,292	-3,123		
	2	3,292	3,123	3,471	3,394	-2,948	-3,185	-5,143	-5,191	-7,508	-7,677		
I	1	9,832	9,027	7,628	7,240	2,256	1,129	-3,204	-6,607	-2,816	-7,413		
	2	2,816	7,413	2,912	6,460	-2,256	-1,129	-4,177	-7,094	-6,040	-9,027		70,871

Poutres

Niveau	Poutre	G + P + $\vec{Si}$		0,8G + $\vec{Si}$		4/3G + 3/2 P		0,8G + $\overleftarrow{Si}$		G + P + $\overleftarrow{Si}$			
		Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Mg	Md	Md	Md		
IV	1	-0,139	4,959	0,759	4,061	-3,479	3,479	-3,442	-1,378	-4,959	0,139		
III	1	1,337	9,583	3,411	7,509	-5,758	5,758	-6,741	-4,180	-9,583	-1,337		
II	1	3,669	11,671	5,768	9,572	-5,605	5,605	-8,859	-6,481	-11,671	-3,669		
I	1	4,290	12,090	6,306	10,094	-5,457	5,457	-9,368	-7,013	-12,090	-4,290		

Combinaisons des efforts tranchants et normaux.

Bloc. C. Portique transversal C

109

en kdaN

poteaux

niveau	Pot.	G + P + 1,2 Si			0,8G + Si			4/3 G + 3/2 P			0,8G + Si			G + P + 1,2 Si			G + 1,2 P		
		T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc
IV	1	-6,543	8,448	8,448	-4,499	5,434	5,434	-6,618	13,612	13,612	-1,661	8,038	8,038	-3,137	11,572	11,572			
	2	0,215	14,532	14,532	-0,533	9,586	9,586	4,937	21,708	21,708	5,125	11,982	11,982	7,005	17,408	17,408			
	3	-3,560	9,824	9,824	-2,929	6,583	6,583	-0,247	13,545	13,545	2,105	6,809	6,809	3,200	10,096	10,096			
	4	-0,393	8,236	8,236	-0,603	6,045	6,045	1,795	6,935	6,935	2,235	0,819	0,819	3,013	1,964	1,964			
III	1	-5,321	10,636	19,064	-3,365	5,250	10,686	-4,56	17,213	30,825	0,053	8,206	16,244	-1,219	14,184	25,756			
	2	-1,655	17,060	31,592	-2,181	8,646	18.232	3,417	26.402	48,110	4,661	11,93	23,912	6,555	21,000	38,408			
	3	-4,215	13,142	22,966	-3,429	6.879	13,462	-0,163	18,052	31,597	3,413	6,593	13,402	3,995	12,798	22,894			
	4	-1,141	10,402	18,638	-1,301	6.393	12,438	1,280	9,533	16,468	2.117	0,439	1,258	2,961	3,258	5,222			
II	1	-6,800	10,446	29,510	-4,498	5,084	15,768	-5,695	17,202	48,027	-0,014	8,340	24,584	-1,420	14,354	40,110			
	2	-2,273	16.774	48,386	-2,773	8,578	26,810	4,268	24,645	74,575	6,149	12,266	36,178	8,433	21,386	59,794			
	3	-5,473	13,280	36,246	-4,485	6.987	20,449	-0,175	18,040	49,637	4,437	6,913	20,315	5,233	12,640	35,534			
	4	-1,530	10,740	29,378	-1,650	6,675	19,113	1,612	9,493	25,961	2,834	0,109	1,367	3,850	2.860	8,022			
I	1	-6,994	10,498	40,008	-5,172	5,135	20,903	-2,998	17,187	65,284	2,852	8,289	32,873	2,650	14,282	54,392	-2,302		49,93
	2	-3,980	16,676	65,040	-3,787	8,568	35,378	1,928	26.533	101.108	5,147	12,422	48,600	6,740	21,586	81,380	1,486		77,404
	3	-5,460	13.482	49,728	-4,499	7,147	27,596	-0,143	18,028	67,665	4,435	6,939	27,246	5,260	12,418	47,952	-0,112		51,894
	4	-4,194	10,586	39.964	-3,708	6,556	25.669	0,867	9,452	35,413	4,316	0,196	1,563	5,434	2,954	11,036	0,928		27,196

poutres

niveau	Poutre	G + P + Si		0,8G + Si		4/3 G + 3/2 P			0,8G + Si		G + P + Si			
		Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td	N	Tg	Td	Tg	Td	Tg	Td
IV	1	8,708	-11,182	5,434	-8,390	13,612	-14,288	-6,62	8,038	-5,786	11.312	-9,208		
	2	2,960	-7,300	1,196	-5,716	7,420	-6,530	0,80	6,196	-0,716	7.960	-2,300		
	3	2.547	-7,713	0,867	-6,045	7,015	-6,935	-1,80	6,083	-0,819	7.793	-2,487		
III	1	10,932	-14,148	5,250	-8,334	17,213	-17,577	-4,56	8,206	-5,378	13,888	-11,192		
	2	3,240	-9,300	0,312	-6,480	8,825	-8,570	-1,17	6,552	-0,240	9,480	-3,060		
	3	3,813	-9,807	0,399	-6,393	9,482	-9,533	-1,32	6,353	-0,439	9,767	-3,853		
II	1	10,772	-14,308	5,084	-8,500	17.202	-17,588	-5,70	8,340	-5,244	14,028	-11,052		
	2	2,850	-9,690	-0,078	-6,890	8,877	-8,518	-1,43	7,022	0,230	9,950	-2,590		
	3	3,537	-10,083	0,117	-6,675	9,522	-9,493	-1,62	6,683	-0,109	10,103	-3,517		
I	1	10,873	-14,267	5,135	-8,449	17,187	-17,603	-3,00	8,289	-5,295	13.967	-11,113		
	2	2,817	-9,723	-0,119	-6,911	8,930	-8,465	-1,07	7,127	0,335	10,063	-2,477		
	3	3,670	-9,950	0,236	-6,556	9,563	-9,452	-1,21	6,596	-0,196	10,030	-3,590		

Combinaisons des efforts tranchants et normaux

Bloc C . Portique transversal : D

Poteaux

Niv	Pot	$G + P + 1,2\overrightarrow{Si}$			$0,8G + \overrightarrow{Si}$			$4/3\,G + 3/2\,P$			$0,8\,G + \overleftarrow{Si}$			$G + P + 1,2\overleftarrow{Si}$			$G + 1,2\,P$		
		T	N	N^c	T	N	N^c	T	N	N^c	T	N	N^c	T	N	N^c	T	N	N^c
IV	1	-0,40	4,92	4,92	-0,60	3,17	3,17	0,73	7,94	7,94	0,92	4,70	4,70	1,42	6,76	6,76			
	2	-1,99	10,56	10,56	-1,66	7,01	7,01	0	15,60	15,60	1,66	8,54	8,54	1,99	12,40	12,40			
	3	-1,42	4,92	4,92	-0,92	3,17	3,17	-0,73	7,94	7,94	0,60	4,70	4,70	0,40	6,76	6,76			
III	1	-2,85	4,55	9,47	-2,68	1,74	4,91	0,67	9,67	17,61	2,84	5,77	10,47	3,77	9,39	16,15			
	2	-6,15	11,36	21,92	-5,12	5,46	12,47	0	19,11	34,71	5,12	9,49	18,03	6,15	16,20	28,60			
	3	-3,77	4,55	9,47	-2,84	1,74	4,91	-0,67	9,67	17,61	2,68	5,77	10,47	2,85	9,39	16,15			
II	1	-3,79	3,92	13,39	-3,49	1,21	6,12	0,77	9,67	27,28	3,71	6,30	16,77	4,85	10,02	26,17			
	2	-8,02	10,73	32,65	-6,68	4,93	17,40	0	19,11	53,82	6,68	10,02	28,05	8,02	16,83	45,43			
	3	-4,85	3,92	13,39	-3,71	1,21	6,12	-0,77	9,67	27,28	3,49	6,30	16,77	3,79	10,02	26,17			
I	1	-5,09	4,06	17,45	-4,43	1,33	7,45	0,44	9,67	36,95	4,56	6,18	22,95	5,69	9,88	36,05	0,344		28,29
	2	-6,01	10,87	43,52	-5,01	5,05	21,45	0	19,11	72,93	5,01	9,90	37,95	6,01	16,69	62,12	0		55,86
	3	-5,69	4,06	17,45	-4,56	1,33	7,45	-0,44	9,67	36,95	4,43	6,18	22,95	5,09	9,88	36,05	0,344		28,29

Poutres

Niv	Poteau	$G + P + \overrightarrow{Si}$		$0,8G + \overrightarrow{Si}$		$4/3\,G + 3/2\,P$			$0,8G + \overleftarrow{Si}$		$G + P + \overleftarrow{Si}$	
		TG	TD	TG	TD	TG	TD	N	TG	TD	TG	TD
		5,07 4,97	-6,51 -6,61	3,17 3,12	-4,66 -4,70	7,94 7,80	-7,80 -7,94	0,73 0,73	4,70 4,66	-3,12 -3,17	6,61 6,51	-4,97 -5,07
		4,96 4,88	-8,90 -8,98	1,74 1,72	-5,75 -5,77	9,67 9,56	-9,56 -9,67	0,67 0,67	5,77 5,75	-1,72 -1,74	8,98 8,90	-4,88 -4,96
		4,43 4,35	-9,43 -9,51	1,21 1,19	-6,28 -6,30	9,67 9,56	-9,56 -9,67	0,77 0,77	6,30 6,28	-1,19 -1,21	9,51 9,43	-4,35 -4,43
		4,54 4,46	-9,32 -9,40	1,33 1,31	-6,16 -6,18	9,67 9,56	-9,56 -9,67	0,44 0,44	6,18 6,16	-1,31 -1,33	9,40 9,32	-4,46 -4,54

Combinaisons des efforts tranchants et normaux.

Bloc C. Portique longitudinal : 2

Poteaux

Niv	Pot	$G+P+1{,}2\overrightarrow{S_i}$			$0{,}8G+\overrightarrow{S_i}$			$4/3G+\frac{3}{2}P$			$0{,}8G+\overleftarrow{S_i}$			$G+P+1{,}2\overleftarrow{S_i}$			$G+1{,}2P$			UNITÉS
		T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc	T	N	Nc	
IV	1	-4,360	7,02	7,02	-2,988	4,558	4,558	-4,153	10,615	10,615	-0,772	5,858	5,858	-1,700	8,580	8,580				kdaN
	2	-0,906	15,71	15,71	-1,122	10,251	10,251	1,767	21,042	21,042	+2,638	10,517	10,517	3,486	15,630	15,630				
	3	-3,486	15,63	15,63	-2,638	10,517	10,517	-1,767	21,042	21,042	+1,022	10,251	10,251	0,906	15,310	15,310				
	4	1,700	8,58	8,58	0,772	5,858	5,858	4,153	10,615	10,615	+2,988	4,558	4,558	4,360	7,020	7,020				
III	1	-4,567	8,992	16,012	-3,040	4,530	9,088	-3,263	14,770	25,385	0,672	7,326	13,184	-0,113	12,348	20,928				
	2	-2,785	17,638	33,348	-2,625	9,035	19,286	1,337	25,398	46,44	3,617	10,159	26,676	4,705	18,902	34,532				
	3	-4,705	27,212	48,842	-3,617	17,133	27,704	-1,337	23,425	44,467	2,625	4,835	15,086	2,785	6,368	21,678				
	4	0,113	13,378	21,958	-0,672	6,550	12,408	3,263	13,470	24,052	3,040	3,754	8,312	4,567	8,022	15,042				
II	1	-7,560	7,294	23,306	-5,423	3,133	12,221	-6,417	13,413	38,798	-0,657	7,059	20,243	-1,840	12,006	32,934				
	2	-3,720	17,551	50,899	-3,424	9,047	28,333	1,500	25,462	71,902	4,576	10,329	31,005	5,880	19,089	53,621				
	3	-5,880	19,089	61,931	-4,576	10,329	38,033	-1,500	25,462	69,929	3,424	9,047	26,133	3,720	17,551	39,229				
	4	1,840	12,006	33,964	0,657	7,059	19,467	6,417	13,413	37,505	5,423	3,133	11,445	7,560	7,294	22,336				
I	1	-5,114	7,07	30,376	-3,738	2,972	15,193	-2,105	13,328	52,126	2,202	7,172	27,415	1,520	14,110	45,044	-1,548		38,956	
	2	-3,169	17,494	68,393	-2,851	8,994	37,307	2,033	25,547	97,449	4,931	10,450	41,455	6,169	19,266	72,887	1,540		74,674	
	3	-6,169	19,266	81,197	-3,931	10,660	48,483	-2,033	25,547	95,476	2,851	8,974	33,407	3,169	17,494	56,723	-1,540		74,674	
	4	-2,114	12,110	46,074	-2,202	7,172	26,639	2,105	13,328	50,873	3,738	2,972	14,417	5,014	7,070	29,406	1,548		38,956	

Poutres

Niv	Poutre	$G+P+\overrightarrow{S_i}$		$0{,}8G+\overrightarrow{S_i}$		$4/3G+\frac{3}{2}P$			$0{,}8G+\overleftarrow{S_i}$		$G+P+\overleftarrow{S_i}$		UNITÉS
		T_G	T_D	T_G	T_D	T_G	T_D	N	T_G	T_D	T_G	T_D	
IV		7,150	-9,470	4,558	-6,578	10,615	-11,995	-4,15	5,858	-5,278	8,450	-8,170	kdaN
		5,867	-7,443	3,673	-5,239	9,047	-9,047	-2,39	5,239	-3,673	7,433	-5,867	
		8,170	-8,450	5,278	-5,858	11,995	-10,615	-4,15	6,578	-5,558	9,470	-7,150	
III		9,272	-11,678	4,530	-6,806	14,770	-14,293	-3,26	7,326	-4,010	12,068	-8,882	
		6,065	-9,915	2,299	-6,149	11,105	-11,105	-1,93	6,149	-2,299	9,915	-6,065	
		15,560	-11,090	10,984	-5,550	12,320	-13,477	-3,26	-2,536	-3,754	2,040	-8,302	
II		5,386	-2,293	3,133	-7,427	13,413	-14,357	-6,42	7,059	-3,501	11,613	-8,367	
		8,367	-10,594	1,620	-6,828	11,105	-11,105	-4,92	6,828	-1,620	10,594	-5,386	
		7,687	-11,613	3,505	-7,059	14,357	-13,413	-6,42	7,427	-3,133	12,293	-7,687	
I		7,490	-12,490	2,972	-7,588	13,328	-14,422	-2,02	7,172	-3,388	11,690	-8,290	
		5,152	-10,828	1,386	-7,062	11,105	-11,105	0,02	7,062	-1,386	10,828	-5,152	
		8,290	-11,690	3,388	-7,172	14,422	-13,328	-2,02	7,588	-2,972	10,490	-7,490	

Combinaisons d'efforts normaux et tranchants

Bloc C - Portique longitudinal 3

Niv		$G+P+1,2\vec{S_i}$ T	N	N^c	$0,8G+\vec{S_i}$ T	N	N^c	$\frac{4}{3}G+\frac{3}{2}P$ T	N	N^c	$0,8G+\overleftarrow{S_i}$ T	N	N^c	$G+P+1,2\overleftarrow{S_i}$ T	N	N^c	$G+1,2P$			POTEAUX
IV	1	-0,16	7,57	7,57	-0,46	5,43	5,43	+1,77	7,11	7,11	1,95	0,61	0,61	2,72	2,75	2,75				
	2	-2,72	2,75	2,75	-1,95	0,61	0,61	-1,77	+7,11	7,11	0,46	5,43	5,43	0,16	7,57	7,57				
III	1	-1,39	12,34	19,91	-1,61	7,11	12,54	+1,63	11,54	18,65	2,65	1,39	2,00	3,71	3,84	6,59				
	2	-3,71	3,84	6,59	-2,65	1,39	2,00	-1,63	+11,54	18,65	1,61	7,11	12,54	1,39	12,34	19,91				
II	1	-1,94	13,54	33,45	-2,08	8,31	20,85	1,86	11,54	30,19	3,38	2,59	4,59	4,60	2,64	9,23				
	2	-4,60	2,64	9,23	-3,38	2,59	4,59	-1,86	+11,54	30,19	2,08	8,31	20,85	1,94	13,54	33,45				
I	1	-3,06	14,40	47,85	-2,80	9,17	30,02	1,02	+11,54	41,73	3,51	3,45	8,04	4,52	1,78	11,02	0,788		32,84	
	2	-4,52	1,78	11,02	-3,51	3,45	8,04	-1,02	+11,54	41,73	2,80	9,17	30,02	3,06	14,40	47,85	-0,788			

T & N en kdaN.

Niv	poutre	$G+P+\vec{S_i}$ TG	TD	$0,8G+\vec{S_i}$ TG	TD	$\frac{4}{3}G+\frac{3}{2}P$ TG	TD	N	$0,8G+\overleftarrow{S_i}$ TG	TD	$G+P+\overleftarrow{S_i}$ TG	TD	POUTRES
IV	1	7,57	-2,75	5,43	-0,61	7,11	-7,11	1,77	0,61	-5,43	2,75	-7,57	
III	1	12,34	-3,84	7,11	+1,39	11,54	-11,54	1,63	-1,39	-7,11	3,84	-12,34	
II	1	13,54	-2,64	8,31	+2,59	11,54	-11,54	1,86	-2,59	-8,31	2,64	-13,54	
I	1	14,40	-1,78	9,17	3,45	11,54	-11,54	1,02	-3,45	-9,17	1,78	-14,40	

Portique transversal : BLOC A

Niv.	Pot.	G		P		$\overrightarrow{SH}$		G+P+1,2$\overrightarrow{SH}$		G+P+$\overrightarrow{SH}$		0,8G+$\overrightarrow{SH}$		4/3G+3/2 P		0,8G−$\overrightarrow{SH}$		G+P−$\overrightarrow{SH}$		G+P−1,2$\overrightarrow{SH}$		G+1,2P	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
IV	1	-1,23	-0,94	-0,27	-0,32	-5,34	-2,67	-7,91	-4,46	-6,84	-3,93	-6,32	-3,42	-2,05	-1,73	4,36	1,92	3,84	1,41	4,91	1,94		
	2	-0,71	-0,71	-0,15	-0,17	-7,99	-2,39	-10,45	-3,75	-8,85	-3,27	-8,56	-2,96	-1,17	-1,20	7,42	1,82	7,13	1,51	8,73	1,99		
	3	2,21	1,38	0,43	0,48	-4,34	-0,64	-2,57	1,09	-1,70	1,22	-2,57	0,46	3,59	2,56	6,11	1,74	6,98	2,50	7,85	2,63		
III	1	-0,49	-0,60	-0,37	-0,34	-7,40	-4,01	-9,74	-5,75	-8,26	-4,95	-7,79	-4,49	-1,21	-1,31	7,01	3,53	6,54	3,07	8,02	3,87		
	2	-0,22	-0,27	-0,21	-0,20	-11,73	-7,15	-14,51	-9,05	-12,16	-7,62	-11,91	-7,37	-0,61	-0,66	11,55	6,93	11,30	6,68	13,65	8,11		
	3	0,80	0,78	0,58	0,54	-5,86	-3,18	-5,65	-2,50	-4,48	-1,86	-5,22	-2,56	1,94	1,85	6,50	3,80	7,24	4,50	8,41	5,14		
II	1	-0,68	-0,70	-0,37	-0,38	-5,97	-8,95	-8,21	-11,82	-7,02	-10,03	-6,51	-9,51	-1,46	-1,50	5,43	8,39	4,92	7,87	6,11	9,66		
	2	-0,42	-0,40	-0,21	-0,21	-12,35	-12,33	-15,43	-15,41	-12,96	-12,94	-12,67	-12,65	-0,88	-0,85	11,99	12,01	11,70	11,72	14,17	14,19		
	3	1,10	1,10	0,56	0.61	-2,94	-8,88	-1,87	-8,95	-1,28	-7,17	-2,06	-8,00	2,31	2,38	3,82	9,76	4.60	10,59	5,19	12,37		
I	1	-0,54	-0,26	-0,27	-0,12	-0,99	-18,54	-2,00	-22,65	-1,80	-18,92	-1,42	-18,75	-1,13	-0,53	0,56	18,33	0,18	18,16	0,38	21,87		-0,40
	2	-0,31	-0,16	-0,17	-0,08	-2,62	-19,29	-3,62	-23,39	-3,10	-19,53	-2,87	-19,42	-0,67	-0,33	2,37	19,16	2,14	19,05	2,66	22,91		-0,26
	3	0,85	0,42	0,47	0,20	0,90	-18,67	2,40	-21,78	2,22	-18,05	1,58	-18,33	1,84	-0,86	-0,22	19,01	0,42	19,29	0,24	23,02		0,66

- Combinaisons du Moment :-

Niv.	Pout.	G		P		$\overrightarrow{SH}$		G+P+$\overrightarrow{SH}$		0,8G+$\overrightarrow{SH}$		4/3G+3/2 P		0,8G−$\overrightarrow{SH}$		G+P−$\overrightarrow{SH}$	
		M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D
IV	1	1,23	-1,65	0,27	-0,32	5,34	4,44	6,84	2,47	6,32	3,12	2,05	-2,68	-4,36	-5,76	-3,84	-6,41
	2	2.36	-2,21	0,47	-0,43	3,55	4,34	2,36	1,70	6,38	2,57	5,44	-3,59	3,85	-6,11	-1,66	-6,98
III	1	1,43	-1,34	0,69	-0,79	10,07	7,84	12,19	5,71	11,21	6,77	2,94	-2,97	-8,93	-8,91	-7,95	-9,97
	2	2,27	-2,18	1,17	-1,06	6,28	6,50	9,72	3,26	8,10	4,76	4,78	-4,50	-4,46	-8,24	-2,84	-9,74
II	1	1,28	-1,47	0.71	-0,74	9,98	10,82	11,97	8,61	11,00	9,64	2,77	-3,07	-8,96	-12,00	-7,99	-13,00
	2	2,16	-1,88	1,15	-1,10	8,66	6,12	11,97	3,14	10,39	4,62	4,60	-4,16	-6,93	-7,62	-5,35	-9,10
I	1	1,24	-1,46	0,65	-0,78	9,94	8,30	11,83	6,06	10,93	7,13	2,63	-3,12	-8,95	-9,47	-8,05	-10,54
	2	2,17	-1,95	1,16	-1,08	6,64	7,98	9,97	4,95	8,38	6,42	4,63	-4,22	-4,90	-9,54	-3,31	-11,01

Portique longitudinal :- BLOC A

- Combinaisons du Moment :-

Niv.	Pot.	G		P		$\overrightarrow{SH}$		$G+P+1,2\overrightarrow{SH}$		$G+P+\overrightarrow{SH}$		$0,8G+\overrightarrow{SH}$		$4/3G+3/2P$		$0,8G-\overrightarrow{SH}$		$G+P-\overrightarrow{SH}$		$G+P-1,25\overrightarrow{H}$		$G+1,2P$	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
IV	1	-4,96	-3,73	-1,16	-1,45	2,93	1,58	-2,60	-3,28	-3,19	-3,60	-1,04	-1,40	-8,35	-7,15	-6,90	-4,56	-9,05	-6,76	-9,64	-7,08		
	2	0,78	0,43	0,14	0,16	3,86	2,92	5,55	4,09	4,78	3,51	4,48	3,26	1,25	0,81	-3,24	-2,58	-2,94	-2,33	-3,71	-2,91		
III	1	-2,68	-2,89	-1,68	-1,60	3,98	3,28	0,42	-0,55	-0,38	-1,21	1,84	0,97	-6,09	-6,25	-6,12	-5,59	-8,34	-7,77	-9,14	-8,43		
	2	0,16	0,23	0,17	0,15	5,95	4,90	7,47	6,26	6,28	5,28	6,08	5,08	0,47	0,53	-5,82	-4,72	-5,62	-4,52	-6,81	-5,50		
II	1	-3,27	-3,46	-1,65	-1,75	4,90	4,90	0,96	0,67	-0,02	-0,31	2,28	2,13	-6,83	-7,24	-7,52	-7,67	-9,82	-10,11	-10,80	-11,09		
	2	0,35	0,38	0,17	0,18	7,36	7,36	9,35	9,39	7,88	7,92	7,64	7,66	0,72	0,78	-7,08	-7,06	-6,84	-6,80	-8,31	-8,23		
I	1	-2,45	-1,20	-1,25	-0,62	3,45	7,31	0,44	6,95	-0,25	5,49	1,49	6,35	-5,14	-2,53	-5,41	-8,27	-7,15	-9,13	-7,84	-10,59	-3,95	-1,94
	2	0,28	0,14	0,14	0,08	6,75	9,35	8,52	11,44	7,17	9,57	6,97	9,46	0,58	0,31	-6,53	-9,24	-6,33	-9,13	-7,68	-11,00	0,45	0,24

Niv.	Pout.	G		P		$\overrightarrow{SH}$		$G+P+\overrightarrow{SH}$		$0,8G+\overrightarrow{SH}$		$4/3G+3/2P$		$0,8G-\overrightarrow{SH}$		$G+P-\overrightarrow{SH}$	
		M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D
IV	1	4,96	-9,27	1,16	-1,80	2,93	1,93	9,05	-9,14	6,90	-5,49	8,35	-15,06	1,04	-9,35	3,19	-13,00
	2	8,49	—	1,66	—	1,93	—	12,08	—	8,72	—	13,81	—	4,86	—	8,22	—
III	1	6,41	-8,36	3,13	-4.43	5,56	4,44	15,10	-8,35	10,69	-2,25	13,24	-17,79	-0,43	-11,13	3,98	-17,23
	2	7,77	—	4,10	—	4,44	—	16,31	—	10,66	—	16,51	—	1,78	—	7,43	—
II	1	6,16	-8,39	3,25	-4,39	8,18	6,13	17,59	-6,65	13,11	-0,58	13,09	-17,77	-3,25	-12,84	1,23	-18,91
	2	7,81	—	4,07	—	6,13	—	18,01	—	12,38	—	16,52	—	0,12	—	5,75	—
I	1	5,91	-8,51	3,10	-4,43	8,35	7,06	17,36	-5,88	13,08	0,25	12,53	-17,99	-3,62	-13,87	0,66	-20,00
	2	7,85	—	4,11	—	7,06	—	19,02	—	13,34	—	16,63	—	-0,78	—	4,90	—

- Combinaisons de T et N. "Portique transv."

Niv.	Pot.	G			P			$5\vec{H}$			G + P + 1,25$\vec{H}$			0,8G + 5$\vec{H}$			4/3 G + 3/2 P			0,8G − 5$\vec{H}$			G + P − 1,25$\vec{H}$		
		T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c
IV	1	0,65	+1,74	+1,74	0,18	+0,35	+0,35	1,88	+2,04	+2,04	3,09	+4,54	+4,54	2,40	+3,43	+3,43	1,14	+2,84	+2,84	−1,36	−0,65	−0,65	−1,43	−0,36	−0,36
	2	0,42	+4,22	+4,22	0,09	+0,83	+0,83	3,11	−0,72	−0,72	4,24	+4,19	+4,19	3,45	+2,66	+2,66	0,69	+6,87	+6,87	−2,77	+4,10	+4,10	−3,22	+5,91	+5,91
	3	−1,07	+2,25	+2,25	−0,27	+0,44	+0,44	1,49	−1,32	−1,32	0,45	+1,11	+1,11	0,63	+0,48	+0,48	−1,83	+3,66	+3,66	−2,35	+3,12	+3,12	−3,13	+4,27	+4,27
III	1	0,33	+1,77	+3,51	0,22	+0,89	+1,24	3,45	+3,73	+5,77	4,69	+7,13	+11,67	3,71	+5,15	+8,58	0,77	+3,70	+6,54	−3,19	−2,31	−2,96	−3,59	−1,81	−2,17
	2	0,15	+3,87	+8,09	0,12	+2,09	+2,92	5,72	+1,60	−2,32	7,13	+4,04	+8,23	5,84	+1,49	+4,15	0,38	+8,29	+15,16	−5,60	+4,69	+8,79	−6,59	+7,88	+13,79
	3	−0,48	+2,14	+4,39	−0,34	+1,12	+1,56	2,74	−2,13	−3,45	2,47	+0,70	+1,81	2,36	−0,42	+0,06	−1,15	+4,53	+8,19	−3,12	+3,84	+6,96	−4,11	+5,82	+10,09
II	1	0,42	+1,69	+5,20	0,23	+0,91	+2,15	4,52	+4,33	+10,10	6,07	+7,80	+19,47	4,86	+5,68	+14,26	0,90	+3,62	+10,16	−4,18	−2,98	−5,94	−4,77	−2,60	−4,77
	2	0,25	+3,98	+12,07	0,13	+2,06	+4,98	7,47	−1,87	−4,19	9,34	+3,79	+12,02	7,67	+1,32	+5,47	0,53	+8,40	+23,56	−7,27	+5,06	+13,85	−8,58	+8,29	+22,08
	3	−0,67	+2,11	+6,50	−0,36	+1,13	+2,69	3,58	−2,46	−5,91	3,27	+0,29	+2,10	3,04	−0,77	−0,71	−1,43	+4,51	+12,70	−4,12	+4,15	+11,11	−5,33	+6,19	+16,28
I	1	0,24	+1,68	+6,88	0,12	+0,88	+3,03	5,85	+3,80	+13,90	7,38	+7,12	+26,59	6,04	+9,55	+23,81	0,50	+3,56	+13,72	−5,66	−2,46	−8,40	−6,66	−2,00	−6,77
	2	0,14	+3,98	+16,05	0,08	+2,09	+7,07	6,56	−1,36	−5,55	8,09	+4,44	+16,46	6,67	+1,82	+7,29	0,31	+8,44	+32,00	−6,45	+4,54	+18,39	−7,65	+7,70	+29,78
	3	−0,38	+2,12	+8,62	−0,20	+1,13	+3,82	5,32	−2,44	−8,35	5,80	+0,32	+2,42	5,02	−0,74	−1,45	−0,81	+4,52	+17,22	−5,62	+4,14	+15,25	−6,96	+6,18	+22,46

I	1	0,38	+2,74	+10,52
	2	0,24	+6,49	+24,53
	3	−0,62	+3,48	+13,20
		G + 1,2 P		

Niv	Pot.	G			P			$5\vec{H}$		G + P + 5$\vec{H}$			0,8G + 5$\vec{H}$			4/3 G + 3/2 P			0,8G − 5$\vec{H}$			G + P − 5$\vec{H}$		
		T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	$T_G = T_D$	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N
IV	1	−1,74	1,91	0,65	−0,35	0,37	0,18	−2,04	0	−4,13	0,24	0,83	−3,43	−0,51	0,52	−2,84	3,10	1,14	0,65	3,57	0,52	−0,05	4,32	0,83
	2	−2,31	2,25	1,07	−0,46	0,44	0,27	−1,32	0	−4,09	1,37	1,34	−3,17	0,48	0,86	−3,77	3,66	1,83	−0,53	3,12	0,86	−1,45	4,01	1,34
III	1	−1,77	1,69	0,32	−0,89	0,93	0,04	−3,73	0	−6,39	−1,11	0,36	−5,15	−2,38	0,26	−3,69	3,65	0,49	2,31	5,08	0,26	1,07	6,35	0,36
	2	−2,18	2,14	0,59	−1,16	1,12	0,07	−2,13	0	−5,47	1,13	0,66	−3,87	−0,42	0,47	−4,65	4,53	0,89	0,39	3,84	0,47	−1,21	5,39	0,66
II	1	−1,69	1,77	0,09	−0,91	0,91	0,01	−4,33	0	−6,93	−1,65	0,10	−5,68	−2,91	0,07	−3,62	3,72	0,13	2,98	5,75	0,07	1,73	7,01	0,10
	2	−2,21	2,11	0,19	−1,15	1,13	0,02	−2,46	0	−5,82	0,78	0,21	−4,23	−0,77	0,15	−4,67	4,51	0,28	0,69	4,15	0,15	−0,90	5,70	0,21
I	1	−1,68	1,78	0,18	−0,88	0,94	0,11	−3,80	0	−6,36	−1,08	0,29	−5,14	−2,38	0,14	−3,56	3,78	0,40	2,46	5,22	0,14	1,24	6,52	0,29
	2	−2,20	2,12	0,29	−1,15	1,13	0,16	−2,44	0	−5,79	0,81	0,45	−4,20	−0,74	0,23	−4,66	4,52	0,63	0,68	4,14	0,23	−0,91	5,69	0,45

– Combinaisons de T et N "Portique longitudinal"

Niv.	Pot	G			P			$\overrightarrow{5H}$			$G+P+1,2\overrightarrow{5H}$		
		T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c
IV	1	2,60	+7,44	+7,44	0,78	+1,51	+1,51	1,35	+0,81	+0,81	5,00	+9,92	+9,92
	2	-0,36	+17,04	+17,04	-0,09	+3,35	-3,35	2,03	-0,17	-0,17	1,99	+20,19	+20,19
III	1	1,69	+7,42	+14,86	0,99	+3,83	+5,34	2,20	+1,67	+2,48	5,32	+13,26	+23,18
	2	-0,12	+15,80	+32,84	-0,10	+8,32	+11,67	3,29	-0,19	-0,36	3,73	+23,89	+44,08
II	1	2,04	+7,37	+22,23	1,03	+3,86	+9,20	2,97	+2,39	+4,87	6,63	+14,09	+37,27
	2	-0,22	+15,85	+48,69	-0,11	+8,29	+19,96	4,46	-0,35	0,71	5,02	+23,72	+67,80
I	1	1,09	+7,31	+29,54	0,56	+3,83	+13,03	3,22	+2,57	+7,44	5,51	+14,23	+51,50
	2	-0,13	+15,91	+64,60	-0,07	+8,32	+28,28	4,82	-0,22	-0,93	5,58	+23,96	+91,76

Niv.	Pot	$0,8G+\overrightarrow{5H}$			$4/3\,G+3/2\,P$			$0,8G-\overrightarrow{5H}$			$G+P-1,2\overrightarrow{5H}$		
		T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c
IV	1	3,43	+6,76	+6,76	4,64	+12,18	+12,18	0,73	+5,14	+5,14	1,76	+7,98	+7,98
	2	1,74	+13,46	+13,46	-0,61	+27,74	+27,74	-2,32	+13,80	+13,80	-2,89	+20,59	+20,59
III	1	3,55	+7,61	+14,37	3,74	+15,64	+27,82	-0,85	+4,27	+9,41	0,04	+9,24	+17,22
	2	3,19	+12,45	+25,91	-0,31	+33,54	+61,28	-3,39	+12,83	+26,63	-4,17	+24,35	+44,94
II	1	4,60	+8,28	+22,65	4,26	+15,61	+43,43	-1,34	+3,50	+12,91	-0,49	+8,37	+25,59
	2	4,28	+12,33	+38,24	-0,46	+33,56	+94,84	-4,64	+13,03	+39,66	-5,68	+24,56	+69,50
I	1	4,09	+8,42	+31,07	2,29	+15,49	+58,92	-2,35	+3,28	+16,19	-2,21	+8,05	+33,64
	2	4,72	+12,51	+50,75	-0,28	+33,69	+128,53	-4,92	+12,95	+52,61	-5,98	+24,50	+94,00

Niv.	Pot	$G+1,2P$		
		T	N	N_c
I	1	1,76	+11,91	+45,18
	2	-0,21	+25,89	+98,54

Niv	Pout.	G			P			$\overrightarrow{5H}$		$G+P+\overrightarrow{5H}$		
		T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	$T_G=T_D$	N	T_G	T_D	N
IV	1	-7,44	8,88	2,60	-1,51	1,73	0,78	-0,81	0	-9,76	9,80	3,38
	2	-8,16	—	2,24	-1,62	—	0,69	-0,64	0	-10,42	—	2,93
III	1	-7,42	8,06	0,91	-3,83	4,27	0,21	-1,67	0	-12,92	10,66	1,12
	2	-7,74	—	0,67	-4,05	—	0,20	-1,48	0	-13,27	—	0,87
II	1	-7,37	8,11	0,35	-3,86	4,24	0,04	-2,39	0	-13,62	9,96	0,39
	2	-7,74	—	0,25	-4,05	—	0,03	-2,04	0	-13,83	—	0,28
I	1	-7,31	8,17	0,95	-3,83	4,27	0,47	-2,57	0	-13,71	9,87	1,42
	2	-7,74	—	0,86	-4,05	—	0,43	-2,35	0	-14,14	—	1,29

Niv	Pout.	$0,8G+\overrightarrow{5H}$			$4/3\,G+3/2\,P$			$0,8G-\overrightarrow{5H}$			$G+P-\overrightarrow{5H}$		
		T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N
IV	1	-6,76	6,29	2,08	-12,18	14,43	4,64	-5,14	7,91	2,08	-8,14	11,42	3,38
	2	-7,17	—	1,79	-13,31	—	4,02	-5,89	—	1,79	-9,14	—	2,93
III	1	-7,61	4,78	0,73	-15,64	17,15	1,53	-4,27	8,12	0,73	-9,58	14,00	1,12
	2	-7,67	—	0,54	-16,39	—	1,19	-4,71	—	0,54	-10,31	—	0,87
II	1	-8,29	4,10	0,28	-15,61	17,17	0,53	-3,51	8,88	0,28	-8,84	14,74	0,39
	2	-8,23	—	0,20	-16,39	—	0,38	-4,15	—	0,20	-9,75	—	0,28
I	1	-8,42	3,97	0,76	-15,49	17,30	1,97	-3,28	9,11	0,76	-8,57	15,01	1,42
	2	-8,54	—	0,69	-16,39	—	1,79	-3,84	—	0,69	-9,44	—	1,29

116

Bloc B - Portiquetransversal . Combinaisons "M. N, T".

Niv.	Pot.	G T	G N	G N_c	P T	P N	P N_c	$\vec{SH}$ T	$\vec{SH}$ N	$\vec{SH}$ N_c	$G+P+1{,}2\vec{SH}$ T	$G+P+1{,}2\vec{SH}$ N	$G+P+1{,}2\vec{SH}$ N_c
I	1	-0,34	2,70	2,70	-0,07	0,51	0,51	1,14	2,47	2,47	0,96	6,17	6,17
	2	-1,07	17,60	17,60	-0,20	3,30	3,30	1,34	1,34	1,34	0,20	22,51	22,51
	3	1,41	8,61	8,61	0,27	1,60	1,60	1,13	1,13	1,13	3,04	11,57	11,57

Niv.	Pot.	$0{,}8G+\vec{SH}$ T	$0{,}8G+\vec{SH}$ N	$0{,}8G+\vec{SH}$ N_c	$4/3G+3/2P$ T	$4/3G+3/2P$ N	$4/3G+3/2P$ N_c	$0{,}8G-\vec{SH}$ T	$0{,}8G-\vec{SH}$ N	$0{,}8G-\vec{SH}$ N_c	$G+P-1{,}2\vec{SH}$ T	$G+P-1{,}2\vec{SH}$ N	$G+P-1{,}2\vec{SH}$ N_c
I	1	0,87	4,63	4,63	-0,56	4,37	4,37	-1,41	-0,31	-0,31	-1,78	0,25	0,25
	2	0,48	15,42	15,42	-1,73	28,42	28,42	-2,20	12,74	12,74	-2,88	19,29	19,29
	3	2,26	8,02	8,02	2,29	13,88	13,88	0,00	5,76	5,76	0,32	8,85	8,85

Niv.	Pot.	$G+1{,}2P$ T	$G+1{,}2P$ N	$G+1{,}2P$ N_c
I	1	-0,424	3,312	3,312
	2	-1,31	21,560	21,560
	3	1,73	10,530	10,530

Niv	Pout.	G T_G	G T_D	G N	P T_G	P T_D	P N	$\vec{SH}$ T_G	$\vec{SH}$ T_D	$\vec{SH}$ N	$G+P+\vec{SH}$ T_G	$G+P+\vec{SH}$ T_D	$G+P+\vec{SH}$ N
I	1	2,70	-6,91	0,34	0,51	-1,29	0,07	2,47	2,47	0	5,68	-5,73	
	2	10,69	-8,61	1,41	2,01	-1,60	0,20	1,13	1,73	0	13,83	-9,08	

Niv	Pout.	$0{,}8G+\vec{SH}$ T_G	$0{,}8G+\vec{SH}$ T_D	$0{,}8G+\vec{SH}$ N	$4/3G+3/2P$ T_G	$4/3G+3/2P$ T_D	$4/3G+3/2P$ N	$0{,}8G-\vec{SH}$ T_G	$0{,}8G-\vec{SH}$ T_D	$0{,}8G-\vec{SH}$ N	$G+P-\vec{SH}$ T_G	$G+P-\vec{SH}$ T_D	$G+P-\vec{SH}$ N
I	1	4,63	-3,06		4,37	-11,15	0,56	-0,31	-8,00		0,74	-10,67	
	2	9,68	-5,76		17,27	-13,88	2,18	7,42	-8,02		11,57	-11,34	

Niv.	Pot.	G M_{sup}	G M_{inf}	P M_{sup}	P M_{inf}	$\vec{SH}$ M_{sup}	$\vec{SH}$ M_{inf}	$G+P+1{,}2\vec{SH}$ M_{sup}	$G+P+1{,}2\vec{SH}$ M_{inf}	$0{,}8G+\vec{SH}$ M_{sup}	$0{,}8G+\vec{SH}$ M_{inf}
I	1	-0,54	-0,636	-0,101	-0,119	1,713	2,09	1,41	1,75	1,28	1,58
	2	-2,642	-0,960	-0,495	-0,180	2,01	2,46	-0,73	1,81	-0,10	1,69
	3	2,839	1,839	0,551	0,345	1,70	2,08	5,43	4,68	3,97	3,55

Niv.	Pot.	$4/3G+3/2P$ M_{sup}	$4/3G+3/2P$ M_{inf}	$0{,}8G-\vec{SH}$ M_{sup}	$0{,}8G-\vec{SH}$ M_{inf}	$G+P-1{,}2\vec{SH}$ M_{sup}	$G+P-1{,}2\vec{SH}$ M_{inf}	$G+1{,}2P$ M_{sup}	$G+1{,}2P$ M_{inf}
I	1	-0,87	-1,03	-2,15	-2,60	-2,70	-3,26		-0,779
	2	-4,27	-1,55	-4,12	-3,23	-5,55	-4,09		-1,176
	3	4,61	2,97	0,57	-0,61	1,35	-0,31		2,253

Niv.	Pout	G M_G	G M_D	P M_G	P M_D	$\vec{SH}$ M_G	$\vec{SH}$ M_D	$G+P+\vec{SH}$ M_G	$G+P+\vec{SH}$ M_D
I	1	0,540	-6,855	0,101	-1,285	1,713	1,020	2,35	-7,12
	2	9,497	-2,939	1,781	-0,551	0,99	1,70	12,27	-1,79

Niv.	Pout	$0{,}8G+\vec{SH}$ M_G	$0{,}8G+\vec{SH}$ M_D	$4/3G+3/2P$ M_G	$4/3G+3/2P$ M_D	$0{,}8G-\vec{SH}$ M_G	$0{,}8G-\vec{SH}$ M_D	$G+P-\vec{SH}$ M_G	$G+P-\vec{SH}$ M_D
I	1	2,15	-4,46	0,87	-11,07	-1,28	-6,50	-1,07	-9,16
	2	8,59	-0,65	15,33	-4,75	6,61	-4,05	10,29	-5,19

Bloc B. Portique longitudinal. Combinaisons "M. N, T".

Niv.	Pot.	G			P			$\overrightarrow{5H}$			$G+P+1,25\overrightarrow{H}$			$0,8G+\overrightarrow{5H}$			$4/3G+3/2P$			$0,8G-\overrightarrow{5H}$			$G+P-1,25\overrightarrow{H}$		
		T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c	T	N	N_c
I	1	-0,006	0,393	0,393	-0,001	0,070	0,070	0,720	-0,627	-0,627	0,857	-0,289	-0,289	0,715	-0,313	-0,313	-0,009	0,629	0,629	-0,725	0,941	0,941	-0,871	1,215	1,215
	2	-0,015	1,279	1,279	-0,003	0,229	0,229	0,80	0,470	0,470	0,942	2,072	2,072	0,788	1,493	1,493	-0,024	2,049	2,049	-0,812	0,553	0,553	-0,978	0,944	0,944
	3	-0,008	1,708	1,708	-0,001	0,305	0,305	0,72	-0,079	-0,079	0,855	1,918	1,918	0,714	1,287	1,287	-0,012	2,735	2,735	-0,726	1,445	1,445	-0,873	2,108	2,108
	4	-0,029	0,820	0,820	-0,005	0,147	0,147	0,58	0,236	0,236	0,662	1,250	1,250	0,557	0,892	0,892	-0,046	1,314	1,314	-0,603	0,42	0,42	-0,730	0,684	0,684

		$G+1,2P$		
		T	N	N_c
I	1	-0,007	0,477	0,477
	2	-0,019	1,554	1,554
	3	-0,009	2,074	2,074
	4	0,035	0,996	0,996

Niv.	Pout.	G			P			$\overrightarrow{5H}$			$G+P+\overrightarrow{5H}$			$0,8G+\overrightarrow{5H}$			$4/3G+3/2P$			$0,8G-\overrightarrow{5H}$			$G+P-\overrightarrow{5H}$		
		T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N	T_G	T_D	N
I	1	0,393	-0,447	0,006	0,070	-0,080	0,001	-0,627	-0,627	0	-0,164	-1,154		-0,313	-0,985		0,629	-0,716	0,009	0,941	0,269		1,090	0,100	
	2	0,832	-0,848	0,021	0,149	-0,151	0,004	-0,157	-0,157	0	0,824	-1,156		0,509	-0,835		1,333	-1,357	0,286	0,823	-0,521		1,138	-0,842	
	3	0,860	-0,820	0,029	0,154	-0,147	0,005	-0,236	-0,236	0	0,778	-1,203		0,452	-0,892		1,378	-1,314	0,046	0,924	-0,480		1,250	-0,731	

Niv.	Pot.	G		P		$\overrightarrow{5H}$		$G+P+1,25\overrightarrow{H}$		$0,8G+\overrightarrow{5H}$		$4/3G+3/2P$		$0,8G-\overrightarrow{5H}$		$G+P-1,25\overrightarrow{H}$		$G+1,2P$	
		M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}	M_{sup}	M_{inf}
I	1	-0,010	-0,010	-0,002	-0,002	1,082	1,323	1,286	1,576	1,074	1,315	-0,016	-0,016	-1,090	-1,331	-1,310	-1,600		-0,012
	2	-0,031	-0,019	-0,006	-0,003	1,200	1,470	1,403	1,742	1,175	1,455	-0,050	-0,030	-1,225	-1,485	-1,477	-1,786		-0,023
	3	-0,016	-0,011	-0,003	-0,002	1,082	1,323	1,279	1,575	1,069	1,314	-0,026	-0,018	-1,095	-1,332	-1,317	-1,601		-0,018
	4	0,067	0,029	0,012	0,005	0,872	1,065	1,125	1,312	0,926	1,088	0,107	0,046	-0,818	-1,042	-0,967	-1,244		0,035

Niv.	Pout.	G		P		$\overrightarrow{5H}$		$G+P+\overrightarrow{5H}$		$0,8G+\overrightarrow{5H}$		$4/3G+3/2P$		$0,8G-\overrightarrow{5H}$		$G+P-\overrightarrow{5H}$	
		M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D	M_G	M_D
I	1	0,010	-0,091	0,002	-0,016	1,082	0,800	1,034	0,693	1,090	0,727	0,016	-0,145	-1,074	-0,873	-1,070	-0,907
	2	0,122	-0,170	0,022	-0,030	0,40	0,541	0,544	0,341	0,498	0,405	0,196	-0,272	-0,302	-0,677	-0,256	-0,741
	3	0,186	-0,067	0,033	-0,012	0,541	0,872	0,760	0,793	0,090	0,818	0,287	-0,107	-0,392	-0,926	-0,332	-0,951

VERIFICATION DE LA STABILITE DES ELEMENTS DE PORTIQUES

BLOC "C"

Portique transversal "C" - Poteau 2 le plus sollicité

EFFORTS : $M_s = -4{,}101$ kdaN.m

$M_i = -19{,}212$ kdaN.m.

$N^{max} = 101{,}108$ kdaN

$T^{max} = -6{,}974$ kdaN.

caractéristiques geometriques d'un HEB 400 : $h = 40\,cm$ $b = 30\,cm$ $e_a = 1{,}35\,cm$

$e_s = 2{,}4\,cm$ $h_1 = 29{,}8\,cm$ $A = 197{,}8\,cm^2$

$I_x = 57680\,cm^4$ $I_y = 10820\,cm^4$

$W_x = 2880\,cm^3$ $W_y = 721\,cm^4$

$i_x = 17{,}1\,cm$ $i_y = 7{,}40\,cm$ $S = 1620\,cm^3$

calcul de la longueur de flambement :

$$K_A = \frac{\Sigma K poutres}{\Sigma K_i} = 0{,}136 \Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3{,}5\,K_A}{1 + 6{,}5\,K_A}} = 1{,}54$$

CM66 - Art 5.134

d'où $l_f = 1{,}54\, l_0 = 514{,}4\,cm$

$\lambda_y = \frac{514{,}4}{7{,}4} = 69{,}5 \Rightarrow \lambda_y > \lambda_x$ flambement /x-x $\Rightarrow k = 1{,}296$

Contrainte de non deversement:

$B = C = 1$

$$\sigma_d = 4 \times 10^6 \times \frac{10820}{57680} \times \frac{40^2}{10820} (D-1)\, B \cdot C$$

$$D = \sqrt{1 + 0{,}156 \times \frac{382}{10820} \times \frac{514{,}4^2}{40^2}} = 1{,}382$$

$\sigma_d = 1733{,}2 < 2400$

$\sigma_d < \sigma_e \Rightarrow$ une étude au deversement est necessaire

calcul de l'élancement λ_0 :

$$\lambda_0 = \frac{l_f}{h} \sqrt{\frac{4 I_x}{BC I_y} \left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 31{,}3 \Rightarrow k_0 = 1{,}038$$

$$\text{d'où } k_{d0} = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} = \frac{1{,}038}{1 + \frac{1733{,}2}{2400} \times (1 - 1{,}038)} = 1{,}01$$

$$K_d = \sup \begin{cases} 1 \\ \frac{K_{d0}}{C'} + \frac{C' - 1}{5 K_{d0}} = \end{cases}$$

$$C' = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_s}{M_i} + \left(\frac{M_s}{M_i}\right)^2 - 0{,}152\left(1 - \frac{M_s}{M_i}\right)^2}} = 1{,}58$$

$$K_d = \sup \begin{cases} 1 \\ 0{,}75 \end{cases} = 1$$

120

Pour la verification de la stabilité nous utiliserons la formule envellope. Pièces soumises à la compression avec flexion dans le plan de flambement :

$$K\sigma + \sigma_f \leq k_1\sigma + k_f\sigma_f \leq \frac{9}{8}(K\sigma + \sigma_f)$$

$$\frac{9}{8}(K\sigma + \sigma_f) = \frac{9}{8}\left(1{,}296 \times \frac{101108}{197{,}8} + \frac{1921200}{2880}\right) = 1496 < 2400$$

stabilité verifiée.

Verification à l'effort tranchant : $\tau = \frac{T \cdot S}{I \cdot e_a} \leq \frac{\sigma_{en}}{1{,}54}$

mais pour des profilés laminés (I, PE, HEA, HEB, ...) nous pous utiliser $\tau = \frac{T}{A_a} \leq \frac{\sigma_{en}}{1{,}54}$ (CM66 - Art 3.32).

$T_{max} = -6974$ daN $\qquad \tau = \frac{6974}{1{,}35(40 - 2 \times 2{,}4)} = 146{,}8 < \frac{\sigma_{en}}{1{,}54} = 1558 \ \frac{daN}{cm^2}$

vérifié.

Verification des poutres

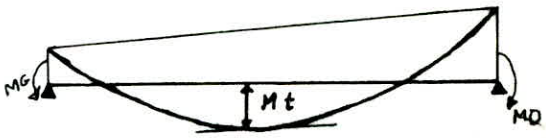
Poutre 1. longueur : 6m (entraxe de poteaux).

IPE360

efforts : $M^G = 7{,}826$ kdaN·m, $M_D = -17{,}760$ kdaN·m $\}$ $G + P + \overleftarrow{S_i}$

$N^{corr} = -3000$ daN $\}$ $\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P$

$T_G = 17{,}202$ kdaN, $T_D = -17{,}588$ kdaN $\}$ $4/3\,G + 3/2\,P$



La poutre est vérifiée en flexion composée :

$$K\frac{N}{A} + \frac{M}{W_x} \leq \sigma_e$$

formule stabilité envellope : $\frac{9}{8}(K\sigma + \sigma_{f_x}) \leq \sigma_e$ condition suffisante

$M_t = \frac{q\ell^2}{8} - \frac{M_G + M_D}{2} < M_D$ la poutre sera ~~vérifiée~~ sous le moment droit : M_D

calcul du coefficient de flambement : K

longueur de flambement : $\ell_{fx} = \ell_{fy} = \frac{\ell_o}{2}$ (Poutre encastrée)

$\lambda_x = \frac{\ell_x}{i_x} = \frac{300}{15}$

$\lambda_y = \frac{\ell_y}{i_y} = \frac{300}{3{,}79} = 79{,}1$

$\Rightarrow \lambda_y > \lambda_x$ plan flambement $/ : x-x$

$k = 1{,}436$ $\qquad A = 72{,}7\ cm^2$, $W_x = 904$

Poutre 1 : Verification de la stabilité $\frac{9}{8}\left(1{,}436 \times \frac{3000}{72{,}7} + \frac{17760 \times 10^2}{904}\right) = 2277 < 2400 \ \frac{daN}{cm^2}$

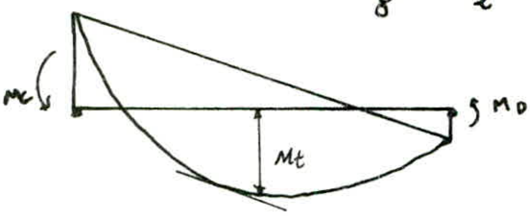
vérifiée

Verification à l'E.T. (cisaillement)

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{17588}{29{,}9(0{,}8)} = 735{,}3 < \frac{\sigma_e}{1{,}54} = 1558 \quad \text{vérifié}$$

Poutre 2 (IPE 300) portée $\ell = 3m$.

Moment en travée $M_t = \frac{q\ell^2}{8} - \frac{M_G + M_D}{2}$



$M_t < M_G$

Efforts
$$\begin{cases} M_G = 9091 \text{ mdaN} \\ M_D = 2443 \text{ mdaN} \end{cases} G + P + \vec{Si}$$
$N^{corr} = -1070 \text{ daN}$ } $4/3\,G + 3/2\,P$
$T_G = 8930 \text{ daN}$
$T_D = -8465 \text{ daN}$

caractéristiques géometriques d'un IPE 300
- $h = 30cm$
- $b = 15cm$; $A = 53{,}8cm^2$
- $e_s = 1{,}07cm$
- $e_a = 0{,}71cm$
- $W_x = 557 \text{ cm}^3$
- $W_y = 80{,}5 \text{ cm}^3$
- $i_x = 12{,}5 \text{ cm}$
- $i_y = 3{,}35 \text{ cm}$

$\ell_f = \frac{\ell_0}{2} = 150 \text{ cm}$.

$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{150}{3{,}35} = 44{,}8 \Rightarrow k = 1{,}088$

Verification à la stabilité : $\frac{9}{8}\left(1{,}088 \times \frac{1070}{53{,}8} + \frac{9091 \times 10^2}{557}\right) = 1860{,}5 < \sigma_e$ verifiée

verification au cisaillement : $\frac{T}{A_a} < \frac{\sigma_e}{1.54}$.

$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{8930}{(30 - 2 \times 1{,}07)\,0{,}71} = 451{,}5 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1{,}54}$ vérifié

Vérification des élements du portique longitudinal : 2

1. Poteau : le poteau 3 est le plus sollicité)

caracteristiques géométriques

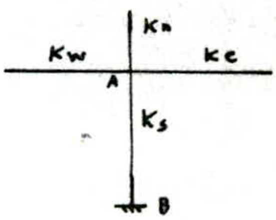
HEB 400

$h = 40$ cm	$I_x = 57680 \text{ cm}^4$
$b = 30$ cm	$w_x = 2880 \text{ cm}^3$
$e_a = 1{,}35$ cm	$I_y = 57680 \text{ cm}^4$
$e_s = 2{,}4$ cm	$W_y = 721 \text{ cm}^3$
$A = 197{,}8 \text{ cm}^2$	$S = 1620 \text{ cm}^3$
$h_1 = 29{,}8$ cm	$i_x = 17{,}1$ cm , $i_y = 7{,}40$ cm.

Efforts

$M_{sup} = -9{,}60$ kdaN·m
$M_{inf} = -9{,}771$ kdaN·m
$N^{max} = 97449$ daN
$T = 5880$ daN

Calcul de la longueur de flambement :

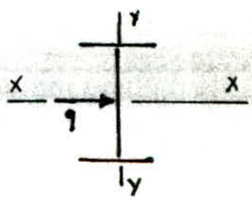


$$K_A = \frac{\Sigma K_{poutres}}{\Sigma K_{pot} + \Sigma K_{poutres}}$$

$$K_A = \frac{27{,}12 + 33{,}9}{27{,}12 + 33{,}9 + 32{,}39 + 32{,}79} = 0{,}484$$

$k_B = 1$ (parfaitement encastrée)

$\frac{\ell_f}{\ell_0} = 1{,}172 \Rightarrow \ell_f = 1{,}172\,\ell_0 = 391{,}5$ cm



$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{391{,}5}{7{,}4} = 52{,}9 \Rightarrow K = 1{,}156$

Plan de flambement x-x
Plan de flexion y-y

il n'y a pas de risque de deversement , or ce phenomène est dû à une flexion dans le plan de l'âme . Mais dans ce cas la flexion est dans le plan ⊥ au plan de l'âme.

stabilité : on est dans le cas flambement avec flexion dans le plan ⊥ au plan de flambement.

on verifie donc : $\sup\{k_{1x}, k_{1y}\}\,\sigma + k_{fy}\cdot\sigma_{fy} \leq \sigma_e$

$$\lambda_y > \lambda_x \Rightarrow \sigma_{ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} < \frac{\pi^2 E}{\lambda_x^2} = \sigma_{kx}$$

$$\Rightarrow \mu_y = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} < \mu_x \Rightarrow k_{1y} > k_{1x}$$

on devra finalement verifier $k_{1y}\,\sigma + k_{fy}\,\sigma_{fy} \leq \sigma_e$.

$$\lambda_y = 79{,}1 \Rightarrow \sigma_{ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} = \frac{\pi^2 \times 2{,}1\times10^6}{(79{,}1)^2} = 3312{,}6 \Rightarrow \mu_y = 6{,}72$$

du tableau 2 . Annexe13-412 CM66 on tire $k_{1y} = 1{,}052$

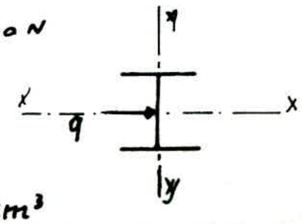
$$\mu_y = 6{,}72 \Rightarrow k_{f_y} = \frac{\mu_y + 0{,}25}{\mu_y - 1{,}3}$$ (cas de moment variant linéairement)

$$k_{fy} = 1{,}286$$

$$k_{1y}\,\sigma + k_{fy}\,\sigma_{fy} = 1{,}052 \times \frac{97449}{197{,}8} + \frac{1{,}286 \times 9771\times10^2}{721} = 2261 < 2400$$ verifiée

Vérification au cisaillement : $T_{max} = 5{,}88$ kdaN

$$\tau = \frac{T_x\, S^{y-y}}{2e_s \cdot I_y}$$



$$S^{y-y} = \frac{e_s}{4}\left(b^2 - e_a^2\right) = \frac{2{,}4}{4}\left(30^2 - 1{,}35^2\right) = 538{,}91\ cm^3$$

$$\tau = \frac{5880 \times 538{,}91}{2{,}4\times2\times10820} = 61 < \frac{\sigma_e}{1{,}54}$$ vérifié

Verification de la stabilité des poutres
poutres 1 & 3 $l = 6m$ IPE360

efforts
$M_G = 15{,}684$ kdaN·m
$M_D = -0{,}675$ kdaN.m
} Combinaison $G + P + \vec{S_i}$
$N = -2{,}02$ kdaN
$T_G = 14{,}442$ kdaN
$T_D = -13{,}328$ kdaN
} combinaison $4/3\,G + 3/2\,P$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = 79{,}1 \Rightarrow k = 1{,}436$$

stabilité : $\frac{9}{8}\left(k\frac{N}{A} + \frac{M}{W_x}\right) \leq \sigma_e$ $\qquad M_{travée} < M_G$.

$$\frac{9}{8}\left(1{,}436 \times \frac{2020}{72{,}7} + \frac{15684\times10^2}{904}\right) = 1996{,}71\ daN/cm^2 < 2400$$

N.B. La poutre est prémunie contre tout deversement, or sa semelle supérieure est solidaire avec la dalle pleine.

Cisaillement :

$$\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{14442}{(36-2\cdot1{,}27)\,0{,}8} = 539{,}5\ daN/cm^2 < \frac{\sigma_e}{1{,}54} = 1558\ daN/cm^2$$

La poutre 2 (IPE 360) est sollicitée par des efforts inférieures à ceux de la poutre 1, et a une portée 4,8 m inférieure à celle de la première. Donc la stabilité et le cisaillement sont vérifiés.

Verification des élements du portique transversal : D. Bloc C

le poteau central est le plus sollicité.

efforts : $M_s = -0{,}273$ kdaN.m
$M_i = -20{,}097$ kdaN.m
$N = 72930$ daN
$T = 8020$ daN

$$K_A = \frac{\Sigma\, K poutres}{\Sigma\, K poutres + \Sigma\, K pot} = \frac{27{,}12 * 2}{27{,}12 * 2 + 169{,}65 + 179{,}39} = 0{,}134$$

$K_B = 1$

longueur de flambement :

$$\frac{\ell_f}{\ell_0} = \sqrt{\frac{4 + 3{,}5\, K_A}{1 + 6{,}5\, K_A}} = 1{,}545 \Rightarrow \ell_f = 516 \text{ cm}$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{516}{7{,}4} = 69{,}7 \qquad \text{plan de flambement } x\text{-}x$$

$\Rightarrow K = 1{,}301$

Contrainte de non deversement : $\sigma_d = 4 \times 10^6 \times \frac{10820}{57680} \times \frac{\overline{40}^2}{516^2} (D-1) B C$; $B = C = 1$

$$D = \sqrt{\left(1 + 0{,}156 \times \frac{382}{10820} \times \frac{516^2}{40^2}\right)} = 1{,}384 \Rightarrow \sigma_d = 1733{,}2 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

Une étude au deversement est donc necessaire :

$$\lambda_0 = \frac{\ell_f}{h}\sqrt{\frac{4}{B.C} \cdot \frac{I_x}{I_y}\left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = \frac{516}{40}\sqrt{\left(\frac{4}{1 \times 1} \times \frac{57680}{10820}\left(1 - \frac{1733}{2400}\right)\right.} = 31{,}4$$

$\rightarrow K_0 = 1{,}038$

$$\Rightarrow K_{d0} = \frac{K_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(K_0 - 1)} = 1{,}020$$

$$K_d = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ \frac{K_{d0}}{C'} + \frac{C' - 1}{5 K_{d0}} \end{array} \right\}$$

$$C' = \sqrt{\frac{3}{1 + \frac{M_s}{M_i} + \left(\frac{M_s}{M_i}\right)^2 - 0{,}152\left(1 - \frac{M_s}{M_i}\right)^2}} = 1{,}861 \Rightarrow K_d = \sup \left\{ \begin{array}{l} 1 \\ 0{,}912 \end{array} \right\} = 1$$

Donc il n'y a pas risque de deversement :

La stabilité est verifiée par la formule enveloppe : $\frac{9}{8}(K\sigma + \sigma_x) \leq \sigma_e$ condition suffisante

$$\frac{9}{8}\left(1{,}301 \times \frac{72930}{197{,}8} + \frac{20097 \times 10^2}{2880}\right) = 1324{,}7 \text{ daN/cm}^2 < 2400$$

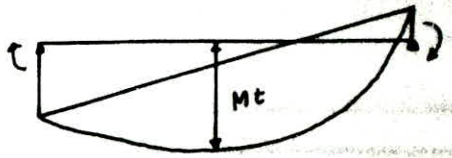
La stabilité est donc assurée

le cisaillement est verifié $\frac{T}{A_a} < \frac{\sigma_e}{1{,}54}$.

Vèrification des poutres du Portique D $\ell = 6m$ IPE 360

EFFORTS
$M_G = -10,699$ kdaN.m
$M_D = -4,137$ kdaN.m } $G + P + \vec{Si}$
$N = 0,44$ kdaN
$T_G = 9.56$ kdaN } $4/3\,G + \frac{3}{2}\,P$
$T_D = -9.67$ kdaN

$$Mt = \frac{q\,l^2}{8} - \frac{(-10,699 + 4,137)}{2}$$



$$q = q_G + q_{SE} = 1,56 + 0,75 = 2,31 \text{ kdaN}$$

$$Mt = 10,395 + 3,281 = 13,676 \text{ kdaN.m} > M_G$$

la poutre sera verifieé avec le moment en traveé :

L'effort normal engende une contrainte très faible devant la contrainte engendrée par le moment de flexion ; donc on peut se limiter à la verification en flexion simple :

$$\sigma_{fx} = \frac{M_x}{W_x} = \frac{13676 \times 10^2}{904} = 1512,8 < 2400 \quad \text{verifieé}$$

verification au cisaillement : $\tau = \frac{T}{A_a} = \frac{9670}{(36 - 2 \times 1,27) \times 0,8} = 361,3 \text{ daN/cm}^2 < \frac{\sigma_e}{1,54}$

Verification des èlements du portique 3 - Bloc C

1. POTEAU
HEB 400
$M_s = 9,832$ kdaN.m
$M_i = -9,027$ kdaN.m } $G + P + 1,2\,\vec{Si}$
$T_{pot} = -4,60$ kdaN
$N_{pot} = 51,53$ kdaN

Ces efforts sont inférieures à ceux du portique longitudinal 2, les èlements de ce portique sont les mêmes que ceux du portique 2, et ces mêmes èlements (ont èté verifieès pour le portique.2, donc il est inutile de les verifier.

Remarque : Les flèches sont automatiquement verifieès, or les èlements ont ète prèdimensionnès selon le critère de deformabilité.

Verifications des elements : BLOC A.

. Portique transversal :-

Poteau (HEB400) ; comme tous les poteaux sont identiques, on prend le poteau avec les efforts max. qui est le cas le plus defavorable
Ce poteau est un poteau du R.D.C encastré des 2 côtés.

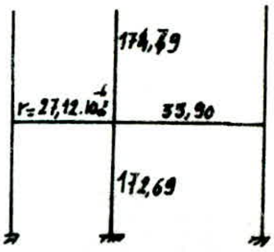
$$\left.\begin{array}{l} M_s = -3,62 \text{ kdaN.m} \\ M_I = -23,39 \text{ kdaN.m} \end{array}\right\}$$ donné par la combinaison $G + P + 1,25\overrightarrow{H}$

$N = 32,00$ kdaN donné par $4/3G + 3/2P$
$T = 8,09$ kdaN donné par $G + P + 1,25\overrightarrow{H}$

$$HEB400 \left\{\begin{array}{lll} I_x = 57680 \text{ cm}^4 & i_x = 17,1 \text{ cm} & W_x = 2880 \text{ cm}^3 \\ I_y = 10820 \text{ cm}^4 & i_y = 7,00 \text{ cm} & W_y = 721 \text{ cm}^3 \\ A = 197,8 \text{ cm}^2 & , P = 155 \text{ kg/ml} & \end{array}\right.$$

- Stabilité :- elle sera verifiée par la formule enveloppe : $9/8\,(k\sigma + k_d\,\sigma_{fx}) \leq \sigma_e$

• determination de la long. de flambement : [art. 5,134 CM66]



encastrement à la base : $K_B = 1$

$$K_A = \frac{\sum r_{pout.}}{\sum r_{pout} + \sum r_{pot}} = \frac{33,9 + 27,12}{33,9 + 27,12 + 172,69 + 174,79} = 0,15$$

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 K_A}{1 + 6,5 K_A}} = \sqrt{\frac{4 + 3,5 . 0,15}{1 + 6,5 . 0,15}} = 1,514 \Rightarrow l = 1,514 . 334 = 505,56 \text{ cm}.$$

$$\left.\begin{array}{l} \lambda_x = \dfrac{l}{i_x} = \,.. \\ \lambda_y = \dfrac{l}{i_y} = 68,32 \end{array}\right\} \longrightarrow k = 1,28$$

calcul de k_d :-

$$\sigma_d = 4.10^6 . \frac{I_y}{I_x} . \frac{h^2}{l_f^2}(D-1).B.C \quad , \quad D = \sqrt{1 + 0,156\,\frac{J}{I_y}.\frac{l_f^2}{h^2}} = 1,225$$

$\sigma_d = 4.10^6 . \dfrac{10820}{57680}\left(\dfrac{40}{505,56}\right)^2 . 0,225.1.1 = 1056,86 < \sigma_e = 2400$ daN/cm² on peut rien dire.

$$\lambda_0 = \frac{l_f}{h}\sqrt{\frac{4}{BC}.\frac{I_x}{I_y}\left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 43,66 \longrightarrow k_0 = 1,083$$

$$k_{d_0} = \frac{k_0}{1 + \frac{\sigma_d}{\sigma_e}(k_0 - 1)} = 1,045 \quad , \quad C' = \sqrt[3]{1 + \frac{M_w}{M_e} + \left(\frac{M_w}{M_e}\right)^2 - 0,152\left(1 - \frac{M_w}{M_e}\right)^2} = 1,674$$

$$k_d = \sup \left\{\begin{array}{l} 1 \\ \dfrac{k_{d_0}}{C'} + \dfrac{C'-1}{5.\,k_{d_0}} = 0,753 \end{array}\right\} \longrightarrow \text{on prend } k_d = 1$$

$9/8\,(k\sigma + k_d\sigma_{fx}) = \dfrac{9}{8}\left(1,28 . \dfrac{32.10^3}{197,8} + 1 . \dfrac{23,39.10^5}{2880}\right) = 1146,63$ daN/cm² $< \sigma_e = 2400$ daN/cm²
verifié.

cisaillement : (formule simplifiée)

$\tau = \dfrac{T}{A_a} = \dfrac{8,09.10^3}{(40 - 2.2,4).1,35} = 170,24 < \dfrac{\sigma_e}{1,54} = 1558,50$ daN/cm² verifié.

Poutre de Portée 4,80m (IPE360)

$$\begin{cases} M_G = 12{,}19 \text{ kdaN.m} \\ M_D = 5{,}71 \text{ kdaN.m} \end{cases} \longrightarrow G+P+\overline{SH} \qquad T_D = 7{,}01 \text{ kdaN} \rightarrow G+P-\overline{SH} \qquad N = 1{,}14 \text{ kdaN} \rightarrow 4/3G + 3/2P$$

$$M_t = M_0 - \frac{M_G + M_D}{2} = 3{,}168 - \frac{12{,}19 - 5{,}71}{2} = -0{,}072 \text{ kdaN.m} \qquad M_0 = \frac{q\,l^2}{8} = 3{,}168 \text{ kdaN.m},\ q = 1{,}1 \text{ kdaN/l}$$

Stabilité : $9/8\,(k\sigma + k_d\,\sigma_{fx}) \leq \sigma_e$ $\quad k_d = 1$ (poutres entretoisées par la dalle)

- Poutre encastreé aux 2 extremites ; $l_f = 0{,}5\, l_0$.

$$\lambda_y = 0{,}5\,\frac{l_0}{i_y} = \frac{0{,}5 \cdot 480}{3{,}79} = 63{,}32 \qquad \text{IPE360} \begin{cases} i_y = 3{,}79 \text{ cm} \quad A = 72{,}7 \text{ cm}^2 \\ W_x = 904 \text{ cm}^3 \end{cases}$$

$\longrightarrow k = 1{,}224$

$$9/8\left(1{,}224 \cdot \frac{1{,}14 \cdot 10^3}{72{,}7} + 1 \cdot \frac{12{,}19 \cdot 10^5}{904}\right) = 1538{,}60 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ verifiée.}$$

Cisaillement : (formule simplifiée) ; $\frac{T}{A_a} = \frac{7{,}01 \cdot 10^3}{(36 - 2 \cdot 1{,}27) \cdot 0{,}8} = 261{,}88 < \frac{\sigma_e}{1{,}54} = 1558{,}5 \text{ daN/cm}^2$ verif.

Poutre de Portée 6,00 m (IPE360)

$M_G = 11{,}97$ kdaN.m $\qquad N = 1{,}83$ kdaN $\qquad T = 5{,}82 \qquad M_t = 0{,}535$ daN.m
$M_D = 3{,}14$ kdaN.m

Stabilité : $\lambda_y = \frac{0{,}5 \cdot l_0}{i_y} = 79{,}16 \longrightarrow k = 1{,}436$

$$9/8\,(k\sigma + k_d \cdot \sigma_{fx}) = 9/8\left(1{,}436 \cdot \frac{1{,}83 \cdot 10^3}{72{,}7} + \frac{11{,}97 \cdot 10^5}{904}\right) = 1530{,}29 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

Cisaill. : est verifiée.

Remarque : les elements rigides attirent les grands efforts poutre (4,80m) $\rightarrow M = 12{,}19$ kdaN.m
Poutre (6,00m) $\rightarrow M = 11{,}97$ kdaN.m.

Portique longitudinal :-

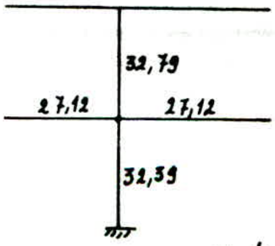
Poteau (HEB400)

$M_s = 8{,}52$ kdaN.m $\qquad T = 6{,}65$ kdaN $\qquad N_{corresp} = 91{,}76$ kdaN
$M_i = 11{,}44$ kdaN.m

- les moments sont preponderants.

Stabilité :
chargement dans le plan y-y donc pas de deversement c.à.d $k_d = 1$
f. enveloppe : $9/8\,(k\,\sigma + \sigma_{fy}) \leq \sigma_e$

La longueur de flambement :- $k_B = 1$ (encast. a la base)



$$k_A = \frac{27{,}12 \cdot 2}{2 \cdot 27{,}12 + 32{,}39 + 32{,}79} = 0{,}454$$

$$\frac{l}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3{,}5\,k_A}{1 + 6{,}5\,k_A}} = 1{,}189 \rightarrow l = 1{,}189 \cdot 334 = 397{,}13 \text{ cm}$$

$$\lambda_y = \frac{l_f}{i_y} = 53{,}67 \longrightarrow k = 1{,}140 \qquad 9/8\left(1{,}14 \cdot \frac{91{,}76 \cdot 10^3}{197{,}8} + \frac{11{,}44 \cdot 10^5}{721}\right) = 2379{,}98 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2 \text{ verifiée}$$

c'est pas la peine de verifier le cisaillement.

pour la stabilité si on prend $N_{max} = 128{,}53$ kdaN $\longrightarrow M_{corresp.} = 9{,}46$ kdaN.m
on trouve : $2309{,}44 < \sigma_e = 2400$ daN/cm² verifiée

Poutre de Portée 6,00m (IPE360)

$M_g = 0,66$ kdaNm
$M_0 = -20,00$ kdaN.m $\longrightarrow M_t = 7,36$ kdaN.m ($q = 3,93$ kdaN/ml)

$N = 4,64$ kdaN

$T = 17,30$ kdaN

Stabilité :

$\lambda_y = \dfrac{0,5 l_0}{3,79} = 79,16 \longrightarrow k = 1,436$ f. enveloppe ne verifie pas, on passe a la formule exacte $k_1 \sigma + k_{fx} \dfrac{k_d}{1''} \sigma_{fy} \leq \sigma_e$

$\sigma_k = \dfrac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \dfrac{\pi^2 . 2,1.10^6}{(79,16)^2} = 3307,60$ daN/cm²
$\sigma = 63,824$ daN/cm²
$\mu = \dfrac{\sigma_k}{\sigma} = 51,82$

$k_1 = \dfrac{\mu - 1}{\mu - 1,3} = 1,006$ $\qquad k_{fy} = \dfrac{\mu + 0,25}{\mu - 1,3} = 1,031$ ($\alpha = 0,25$ max des α)

donc $1,006 \cdot 63,824 + 1,031 \cdot \dfrac{20.10^5}{904} = 2345,18 < \sigma_e = 2400$ daN/cm²

cisaillement : c'est pas la peine de le verifier

Verification des élements du Bloc B

Portique longitudinal 2 : Le poteau 2 est le + sollicité, il est soumis aux efforts suivants.

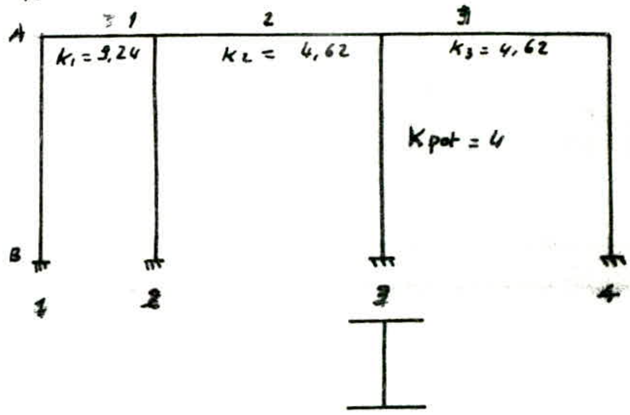
Efforts : $M_i = -1786$ m.daN

$M_s = -1477$ m.daN

$T = -978$ daN

$N = 2735$ daN

Poteau HEA 200



L'extrémité B est parfaitement encastrée au massif $K_B = 1$

$$K_A = \frac{9.24 + 4.62}{4 + 9,24 + 4,62} = 0,776$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\left(\frac{4 + 3,5\,K_A}{1 + 6,5\,K_A}\right)} = 1,054 \Rightarrow l_f = 352\,cm$$

Pas de risque de deversement, la flexion est dans le plan $\perp$ au plan de l'âme

Il s'agit ici du cas de flambement avec flexion dans le plan $\perp$ au plan de flambement. On doit vérifier $\sup\{k_1x, k_1y\}\,\sigma + K_{fy}\,\sigma_{fy} \leq \sigma_e$.

$$\lambda_y > \lambda_x \longrightarrow k_1y > k_1x. \qquad \sigma_{fy} = \frac{M_{max}}{W_y}$$

$$\sigma_{ky} = \frac{\pi^2 E}{\lambda_y^2} \qquad \lambda_y = \frac{l_{fy}}{i_y} = \frac{352}{4,98} = 70.68 \Rightarrow K = 1,311$$

$$\Rightarrow \sigma_{ky} = 4448,83\ daN/cm^2 \qquad \sigma = \frac{N}{A} = \frac{2735}{53,8} = 50,84\ daN/cm^2$$

$$\Rightarrow \mu_Y = \frac{\sigma_{ky}}{\sigma} = 81,6$$

$$\rightarrow k_1y = \frac{81,6 - 1}{81,6 - 1,3} = 1,004 \qquad K_{fy} = \frac{81,6 + 0,25}{81,6 - 1,3} = 1,020$$

$$k_1y\,\sigma + K_{fy}\,\sigma_{fy} = 1,004 \times 50,84 + 1,02 \times \frac{1786 \times 10^2}{134} = 1410,5 < \sigma_e = 2400\ \frac{daN}{cm^2}$$

cisaillement : $\tau = \dfrac{T \cdot S^{y-y}}{(2e_s)\,I_Y} \leq \dfrac{\sigma_e}{1,54}$

S^{y-y} (Moment statique / y-y) $= \dfrac{e_s}{4}\,(b^2 - e_a^2) = (20^2 - 0,65^2)\,\dfrac{1}{4} = 99,89\ cm^3$

$$\tau = \frac{978 \times 99,89}{2 \times 1 \times 1336} = 36,56\ daN/cm^2 < \frac{\sigma_e}{1,54}$$

Verification des poutres IPE 220 $l = 6\,m$

$M_G =$ $T_G =$ $N = 0,009$ kdaN

$M_D =$ $T_D =$

Verification en flexion simple. (N est très faible). $\dfrac{M^{max}}{W_y} < \sigma_e$

Flèche : $f_{max} < \bar{f} = l/500$ verifiée or les élements ont été prédimensionnés d'après le critère de déformabilité

Portique transversal C. Bloc B

1. Poteau HEA200 central

Efforts $\begin{cases} M_s = -5550 \text{ m.daN} \\ M_i = -4090 \text{ m.daN} \\ T = -2880 \text{ daN} \\ N = +28420 \text{ daN} \end{cases}$

$$K_A = \frac{27.85 + 27.12}{11{,}05 + 27{,}85 + 29{,}12} = 0{,}711$$

$$\Rightarrow \frac{l_f}{l_0} = \sqrt{\frac{4 + 3.5\,K_A}{1 + 6.5\,K_A}} = 1{,}075 \rightarrow l_f = 359 \text{ cm.}$$

$$\lambda_{max} = \lambda_y = \frac{359}{4{,}98} = 72 \Rightarrow K = 1.328$$

$$\sigma_d = 4 \times 10^6 \times \frac{1336}{3692}\,\frac{19^2}{359^2}\,(D-1).B.C \qquad B = C = 1$$

$$D = \sqrt{1 + 0{,}156 \cdot \frac{18{,}6}{1336} * \frac{359^2}{19^2}} = 1{,}332$$

$$\Rightarrow \sigma_d = 1347{,}8 < \sigma_e$$

Une étude au devursement est donc necessaire.

Calcul de l'elancement $\lambda_0 = \frac{l_f}{h}\sqrt{\frac{4\,I_x}{BC\,I_y}\left(1 - \frac{\sigma_d}{\sigma_e}\right)} = 2{,}4 \Rightarrow k_0 = 1$

d'où $K_{d0} = 1$

$$K_d = \sup\left\{\begin{array}{l} 1 \\ \frac{K_{d0}}{C'} + \frac{C'-1}{5K_{d0}} \end{array}\right\} = 1$$

* On utiliserons la formule enveloppe pour la verification de la stabilité:

$$\frac{9}{8}\left(1{,}328 \times \frac{28420}{53{,}8} + \frac{555\,000}{389}\right) = 2394{,}5 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

verifiée

Verification des poutres

Poutre 1 $l = 3$ m IPE 300

Poutre 2 $l = 6$ m IPE 360

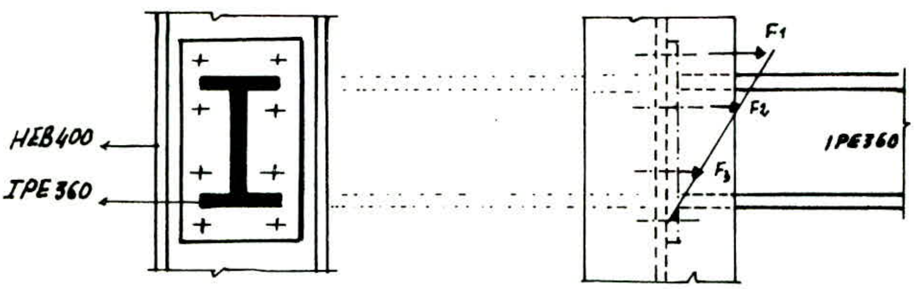
ASSEMBLAGES

ASSEMBLAGES

I. Assemblages frontaux (poteau - poutre)

On se fixe le nombre de boulons, ensuite on verifie la résistance de notre assemblage vis à vis des efforts extérieures. Etant donné nos portiques sont autostables, les poutres sont encastrées aux poteaux. Donc nous utiliserons des boulons à haute résistance. L'assemblage s'effectue par l'intermédiaire d'une platine d'extrèmité. La poutre est soudée à la platine, tandis que la platine est boulonneé à l'âme du poteaux, ou à la semelle tout depend de la disposition du poteau. On verifiera les boulons sous les efforts extérieures et les soudures sous les mêmes efforts.

Portique transversal C. Bloc C



vue de face　　　　vue de profil

Efforts

$M = 17{,}760$ m.KdaN

$N = -3000$ daN

$T = -17{,}588$ kdaN

soit le nb de boulons HR = 8

et e_p : epaisseur de la platine $\leq 2d$　　on prends $e_p = 2$ cm $= 20$ mm

e_a : epaisseur de l'âme du poteau $= 13{,}5$ mm.　$\Rightarrow e_{min} = 13{,}5$ mm

nous prenons des boulons de diamètre $\phi = 20$ mm $\Rightarrow d = 22$ mm

Dispositions constructives de distances

i) entre axes de boulons δ :

Pour une pièce en atmosphère protégée :　　$3d < \delta < 10d$

ii) pinces transversales : δt　　$1{,}5d < \delta_t < 2{,}5d$

iii) pinces longitudinales δl :　　$\mathrm{Sup}\left\{\begin{array}{l} 1{,}5d \\ \dfrac{0{,}8T^*}{e_{min}\sigma_e} \end{array}\right. < \delta l < 2{,}5d$

avec T^* effort de cisaillement exercé sur une seule section de boulon.

Condition d'épaisseur des pièces assembleés

il faut vérifier si $e_{min} < 20$ mm $\Rightarrow d \geqslant e_{min} + 2$ mm

si $e_{min} \geqslant 20$ mm $\rightarrow d \geqslant 22$ mm.

Condition de pression diamétrale

$$\frac{T^*}{d \cdot e_{min}} < 4\,\sigma_e$$

T^* : effort de cisaillement repris par 1 section de boulon condition de distances

$$\frac{0{,}8T^*}{e_{min}\,\sigma_e(\text{profilé})} = \frac{0{,}8\times\frac{17588}{8}}{1{,}35\times 2400} = 0{,}55\,cm = 5{,}5\,mm < 1{,}5d$$

$\Rightarrow$ $1{,}5d < \delta_l < 2{,}5d$ soit $33 < \delta_l < 55$ $\rightarrow \delta_l = 40$ mm

$1{,}5d < \delta_t < 2{,}5d$ soit $33 < \delta_t < 55$ $\rightarrow \delta_t = 40$ mm

entre-axes de boulons : $3d < \delta < 10d \Rightarrow 66 < \delta < 220 \rightarrow \delta = 140$ mm

Condition d'epaisseur : $e_{min} = 13{,}5 < 20$ mm $\Rightarrow d \geq 13{,}5 + 2 = 15{,}5$ mm.

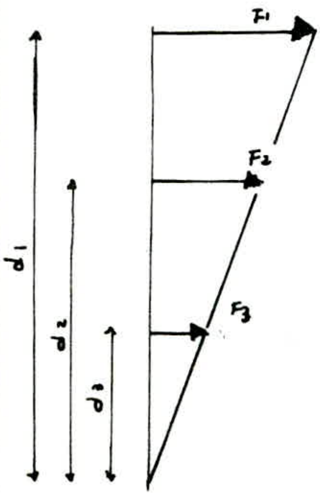
$d = 22$ mm $> 15{,}5$.

Pression diamétrale : $\frac{T^*}{d\cdot e_{min}} = \frac{17588/8}{2{,}2\times 1{,}35} = 747{,}5\ \frac{daN}{cm^2} \ll 4\,\sigma_e$

Etude de l'assemblage

sous l'effet de M

le moment fléchissant engendre un effort de traction sur les boulons.



$\frac{F_1}{d_1} = \frac{F_2}{d_2} = \frac{F_3}{d_3}$ et $M = F_1 d_1 + F_2 d_2 + F_3 d_3$

$\Rightarrow M = \frac{F_1 d_1^2}{d_1} + \left(\frac{d_2}{d_1}F_1\right)d_2 + \left(\frac{d_3}{d_1}F_1\right)d_3$

$\Rightarrow F_1 = \frac{M d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2}$

$\delta = 140$ mm , $l = 3\delta - h_p = 60$ mm

$d_3 = \delta - \frac{l}{2} = 140 - 30 = 110$ mm

$d_2 = d_3 + \delta = 110 + 140 = 250$ mm

$d_1 = d_2 + \delta = 250 + 140 = 390$ mm

Soit F_1 l'effort de traction exercée sur les boulons du niveau 1 :

$$F_1 = \frac{M d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2} = \frac{17\,760\times 39\times 10^2}{39^2 + 25^2 + 11^2} = 30553\ daN$$

nous avons 2 boulons au niveau 1, Donc l'effort de traction exercé sur chaque boulon est:

$$F_1^* = \frac{F_1}{2} = 15276{,}5\ daN.$$

sous l'effet N : Traction

chaque boulon reprend $N^* = \frac{N}{8} = \frac{3000}{8} = 375$ daN

Effort de traction total exercé sur un boulon :

$$N^*_{TOT} = N^* + F_1^* = 15651{,}5\ daN$$

Nous utilisons des boulons HR 10-9 de résistance nominale $\sigma_{eb} = 8800\ \frac{daN}{cm^2}$

Effort total de traction exercée sur une section du boulon :

$$N^*_{TOT} = N^* + F_1^* = 375 + 15276,5 = \underline{\underline{15651,5}} \text{ daN}.$$

Ce qu'on doit vérifier $\begin{cases} N_{TOT} \leq N_o = 0,8\, A_r\, \sigma_{eb} \\ T^* \leq 1,1\, \varphi\, (N_o - N^*) \end{cases}$

avec N_o : effort de précontrainte du boulon.

φ : coef de frottement $\varphi = 0,3$ simple brossage

$$N_o = 0,8\left(0,8\, \pi \frac{\phi^2}{4}\right) \times \sigma_{eb} = 0,64 \times \frac{\pi}{4} \times (2)^2 \times 8800 = 17693,4 \text{ daN}$$

Donc $N^*_{TOT} < N_o$

$$T^* = \frac{T}{8} = \frac{17588,0}{8} = 2198,5 \text{ daN}$$

$$1,1\, \varphi\,(N_o - N^*) = 1,1 \times 0,3\,(17693,4 - 375) = 5715,5 \text{ daN}.$$

Donc $T^* < 1,1\, \varphi\, (N_o - N^*)$ Pas de cisaillement de boulons.

Le moment peut changer de sens, c'est la raison pour laquelle notre assemblage est symétrique.

<u>Assemblage frontal</u> Poutre IPE 300 – Poteau HEB 400

Il s'agit de la même disposition que l'assemblage précédent, seuls les efforts changent.

$M = 9090$ m.daN

$T = 8930$ daN

$N = -1070$ daN Traction.

Nous prenons des boulons H-R de diamètre $\phi = 16$ mm $\Rightarrow d_{tr} = 18$ mm

<u>Conditions de distances</u> : $3d < \delta < 10d \Rightarrow 54 < \delta < 180$

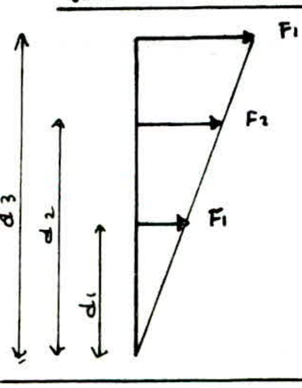
$\frac{0,8T^*}{e_{min}\, \sigma_e} < 1,5\, d$

$1,5d < \delta_l < 2,5d$

$1,5d < \delta_t < 2,5d$ $\Rightarrow 27 < \delta_l = \delta_t < 45$

Soient : $\delta = 120$ mm et $\delta_l = \delta_t = 40$ mm.

<u>Effort de traction engendré par M</u>



$d_3 = 120 - 30 = 90$ mm

$d_2 = d_3 + \delta = 210$ mm

$d_1 = d_2 + \delta = 330$ mm

Force de traction exercée sur les boulons de niveau 1

$$F_1 = \frac{M\, d_1}{d_1^2 + d_2^2 + d_3^2} = 18620 \text{ daN}$$

Force de traction dans 1 boulon : $F_1^* = \frac{F_1}{2} = \frac{18620}{2} = 9310$ daN

Effort de traction exercé sur un boulon (engendré par N)

$$\frac{N}{8} = N^* = \frac{1070}{8} = 134 \text{ daN}.$$

EFFORT total de traction sur un boulon du niveau 1

$$N^*_{TOT} = N^* + F_1^* = 134 + 9310 = 9444 \text{ daN}$$

$$N_0 = 0{,}8\, A_r\, \sigma_{eb} = 0{,}8 \times 0{,}8 \times \pi \times \frac{1{,}6^2}{4} \times 8800 = 11323{,}8 \text{ daN}.$$

$$N^*_{TOT} < N_0 .$$

<u>vérification au cisaillement</u> : $T^* = \frac{T}{8} \leq 1{,}1\, \varphi\, (N_0 - N^*)$

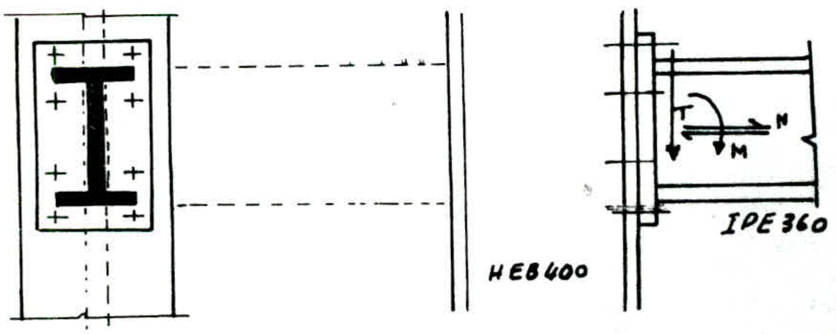
$T^* = 1116$ daN $< 1{,}1 \times 0{,}3\ (11323{,}8 - 134) = 3692{,}6$ daN. vérifié

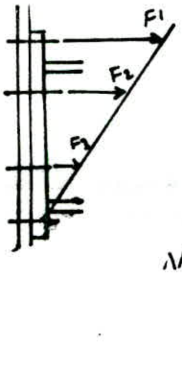
<u>condition de pression diamétrale</u> :

$$\frac{T^*}{d \cdot e_{min}} = \frac{1116}{1{,}8 \times 1{,}35} = 459{,}3 \ll 4\sigma_e \quad \text{vérifiée.}$$

Portique longitudinal 2

<u>Assemblage poutre IPE360 - Poteau HEB400</u> : Dans ce cas la platine d'extrémité est assemblée à la semelle les moments sont susceptibles de changer de sens. Nous prévoyons un assemblage symétrique.





<u>EFFORTS</u> : $M^{max} = 15{,}684$ kdaN.m
$N^{max} = -2{,}02$ kdaN (Traction)
$T^{max} = 14{,}442$ kdaN

Nous prenons des boulons H-R 10-9 de diamètre $\phi = 16$ mm
$\Rightarrow d_{tr} = 18$ mm.

Nous prenons les mêmes dispositions des assemblages précédents
$\delta = 140$ mm
$\delta_e = \delta_t = 40$ mm.

$e_s = 24$ mm, $e_{platine} = 20$ mm $\Rightarrow e_{min} = 20$ mm.

Pression diamétrale : $\frac{T^*}{d \cdot e_{min}} = \frac{14442/8}{1{,}8 \times 2} \ll 4\sigma_e$

$d_3 = 11\ cm$ $d_2 = 25\ cm$ $d_1 = 39\ cm$.

Effort de traction exercé sur les boulons du niveau 1 : $F_1 = \dfrac{M d_1}{\sum_{i=1}^{3} d_i^2}$

$$F_1 = \frac{15684 \times 10^2 \times 39}{39^2 + 25^2 + 11^2} = 26981{,}7 \text{ daN}$$

Effort de traction exercé sur un boulon du niveau 1 : $F_1^* = \dfrac{F_1}{2}$

$F_1^* = 13490{,}9$ daN. $> N_0 = 0{,}8\ A_r \sigma_{eb}$.

On augmente le diamètre des boulons : $\phi = 18mm \Rightarrow d_{tr} = 20\,mm$.

$\Rightarrow$ $60 < \delta < 200$ vérifiées.
$30 < \delta_t = \delta_l < 50$

Effort de précontrainte dans le boulon : $N_0 = 0{,}8\ A_r \sigma_{eb}$

$$N_0 = 0{,}8 \left(0{,}8\, \pi \frac{\phi^2}{4}\right) 8800 = 14331{,}6 \text{ daN}.$$

Effet de N : chaque boulon reprend $\dfrac{N}{8} = N^* = \dfrac{2020}{8} = 252{,}5$ daN

effort total de traction exercé sur un boulon :

$$N^*_{TOT} = N^* + F_1^* = 13743{,}4 \text{ daN} < N_0 = 14331{,}6 \text{ daN}$$

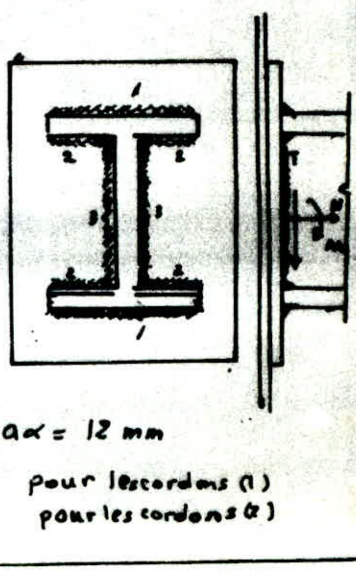
Vérification du cisaillement de boulons.

$$T^* = \frac{T}{8} = \frac{14442}{8} = 1805 \text{ daN} < 1{,}1 \times 0{,}3\,(N_0 - N^*) = 4646 \text{ daN}$$
vérifié

Dimensions de la platine :
largeur $b = \delta + 2\delta_t = 140 + 80 = 220\,mm$
hauteur $h = 3\delta + 2\delta_l = 420 + 80 = 500\,mm$.
épaisseur $e_p = 20mm$

Vérifications des cordons de soudures (poutre-platine)

Assemblage IPE 360 - Platine.



Les cordons de semelles reprennent N et M

et les cordons d'âme reprennent T et N

efforts : $M = 17{,}760$ kdaN.m.
$N = 3$ kdaN
$T = -17{,}588$ kdaN

épaisseur de la platine $e_p = 20mm$.
cordons de soudures épaisseur $a = 14\,mm$ $\rightarrow a\alpha = 12\,mm$

Longueurs utiles : $l_1 = 170 - 2 \times 14 = 142\,mm$ pour les cordons (1)
$l_2 = \dfrac{170-8}{2} - 2 \times 14 = 53\,mm$ pour les cordons (2)

$l_3 = 360 - 2\times 12.7 - 28 = 306,6$ mm $\qquad a_1\alpha_1 = a_2\alpha_2 = a_3\alpha_3 = 12$ mm.

$$\Sigma\, l_i a_i \alpha_i = a\alpha \Sigma\, l_i = 1,2\,(2\times 14,2 + 4\times 5,3 + 2\times 30,66) = 133,104 \text{ cm}^2$$

inertie totale des cordons / x - x :

$$h^2 l_1 a_1\alpha_1 + 2\,(h-2e_s)^2 l_2 a_2\alpha_2 = 1,2\left[\overline{36}^2\times 14,2 + 2\times \overline{33,46}^2\times 5,3\right] = 36325 \text{ cm}^4$$

CM.66. Art 4-312, 62 (commentaires)

Dans le cas où les attaches sont symétriques / l'axe du couple M les verifications à faire sont:

- Pour les cordons assemblant semelles au poteau (1 et 2):

$$1,183\left[\frac{N}{\Sigma l_i a_i \alpha_i} + \frac{M\,h}{h^2 l_1 a_1\alpha_1 + 2\,(h-2e_s)^2 l_2 a_2\alpha_2}\right] \leq \sigma_e \qquad (I)$$

- Pour les cordons assemblant âme au poteau (3):

$$\sqrt{1,4\left(\frac{N}{\Sigma l_i a_i \alpha_i}\right)^2 + 1,8\left(\frac{T}{2\,l_3 a_3\alpha_3}\right)^2} \leq \sigma_e \qquad (II)$$

Application numerique

$$(I):\ 1,183\left[\frac{3000}{133,104} + \frac{36\times 17760\times 10^2}{36\,325}\right] = 2108,9 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400$$

$$(II):\ \sqrt{1,4\left(\frac{3000}{133,104}\right)^2 + 1,8\left(\frac{17588}{2\times 1,2\times 30,66}\right)^2} = 322 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e = 2400$$

Assemblage poutre IPE 300 - Platine : cordons de soudures : epaisseur $a = 10$ mm $\Rightarrow a\alpha = 8,8$ mm

Efforts :

$M = 9090$ mdaN
$T = 8930$ daN
$N = 1070$ daN

Dimensions de la platine : $b = \delta + 2\delta_t = 120 + 80 = 200$ mm
$h = 35 + 2\delta l = 360 + 80 = 440$ mm
$e_p = 20$ mm.

IPE 300 $\quad h = 30$ cm $\quad e_s = 1,07$ cm
$b = 15$ cm $\quad e_a = 0,71$ cm.

Longueurs utiles des cordons:

$l_1 = 150 - 2\times 10 = 130$ mm
$l_2 = \frac{150 - 7,1}{2} - 20 = 51,45$ mm
$l_3 = 300 - 2\times 1,07 - 20 = 259,3$ mm.

$\Rightarrow \Sigma\, l_i a_i \alpha_i = 98,44$ cm²

verifications

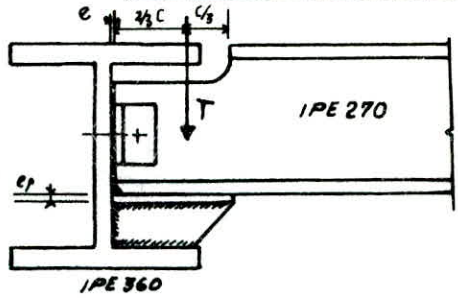
$$(I):\ 1,183\left[\frac{1070}{98,440} + \frac{9090\times 30\times 10^2}{0,88\,(13\times \overline{30}^2 + 2\times 5,145\,(30 - 2\times 1,07)^2)}\right] = 1383 < 2400 \text{ daN/cm}^2$$

$$(II):\ \sqrt{1,4\left(\frac{1070}{98,44}\right)^2 + 1,8\left(\frac{8930}{2\times 25,93\times 0,88}\right)^2} = 262,85 \text{ daN/cm}^2 < 2400$$

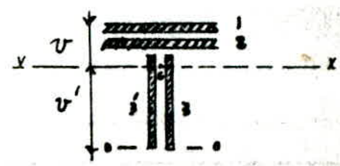
ASSEMBLAGE POUTRE - SOLIVE

$e = 0,4$ cm

$e_p = 20$ mm



soudures de la chaise (plaque d'appui + raidisseur)



– Les solives sont articulées aux poutres.

La liaison entre la semelle inférieure de la poutre porteè (solive) à l'eclisse de la chaise est réaliseé par des soudures

- Les cordons 1,2,3 reprennent le moment dû à l'excentricité de T
- Les cordons 3,3' reprennent l'effort tranchant T qui est la reaction d'appui de la solive.

la largeur de la plaque d'appui : $C > \frac{b}{2}$ avec b : largeur de la poutre porteè solive.

nous prenons $C = 9$ cm $> 7,5$ cm

ce type d'assemblage est réaliseè aux planchers courants et terrasse du bloc C.

<u>Plancher courant</u> : $G = 477$ daN/cm² $P = 250$ daN/cm²

l' (écartement entre 2 solives) $= 1,5$ m

la solive est soumise à une charge uniformément repartie q

$$q = \left(\frac{4}{3}G + \frac{3}{2}P\right) l' = 1516,5 \text{ daN/ml.}$$

L'effort tranchant maximal engendré par q est : $T_{max} = \frac{ql}{2} = \frac{1516,5 \times 6}{2} = 4549,5$ daN

Moment dû à l'excentricité de T : $M = T\left(\frac{2}{3}C + e\right) = 4550 \times 0,064 = 291,2$ m daN

$$\tau_{//} = \frac{T}{2 l_3 a_3 \alpha_3}$$

soit $a = 6$ mm $\rightarrow a\alpha = 5,6$ mm

$L_3 = 360 - 270 - 12,7 - 20 = 57,3$ mm

longueur utile $l_3 = 57,3 - 2 \times 6 = 45,3$ mm.

$$\tau_{//} = \frac{4550}{2 \times 4,53 \times 0,56} = 896,8 \text{ daN/cm}^2$$

longueurs des cordons 1,2 : $l_1 = l_2 = 135 - 12 = 123$ mm

$a\alpha = 5,6$ mm

Position du centre de gravité : G / o-o

$$Y_G = \frac{2 l_3 a_3 \alpha_3 \times \frac{l_3}{2} + l_2 a_2 \alpha_2 \left(l_3 + \frac{a\alpha}{2}\right) + l_1 a_1 \alpha_1 \left(l_3 + a\alpha + \frac{a\alpha}{2} + e_p\right)}{\sum_{i=1}^{3} l_i a_i \alpha_i} = 5,06 \text{ cm}$$

$\Rightarrow v = 2,810$ cm

$v' = 2,795$

$$I_x = 2\left(l_3 a_3 \alpha_3 \times \overline{2,795}^2\right) + \left(l_2 a_2 \alpha_2 \times \overline{0,25}^2\right) + \left(l_1 a_1 \alpha_1\right) \overline{2,81}^2 = 94454 \text{ cm}^2$$

$$\sigma = \frac{M v}{I_x} = \frac{291,2 \times 2,81 \times 10^2}{94454} = 866,32 \text{ daN/cm}^2$$

contrainte finale $C = \sqrt{\tau_{//}^2 + \sigma^2} = \sqrt{\overline{866{,}3}^2 + \overline{896{,}8}^2} = 1246{,}9$ daN/cm²

A vérifier $\frac{C_{finale}}{0{,}75} \leq \sigma_e$ soit $\frac{1512{,}8}{0{,}75} = 1662{,}5$ daN/cm² < 2400

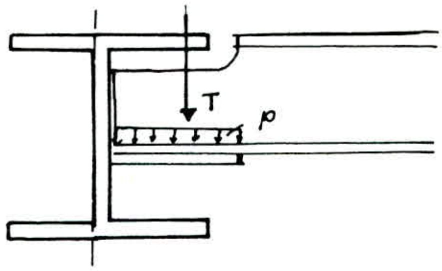
Les soudures assemblant la chaise à la poutre porteuses sont ainsi verifiées.

On fixe une cornière de part et d'autre de l'âme de la solive par un boulon ordinaire $\phi 12$. Ces 2 cornière sont assemblés à l'âme de la poutre porteuse par 2 boulons ordinaires $\phi 12$. Ces boulons ne reprennent aucun effort, or la chaise (plaque d'assise + raidisseur) est conçue, de manière à reprendre tous efforts (T & M).
cornières : 40 x 40 x 4.

vérification de l'âme de solive à la pression localisée : $p = \frac{T}{e_a \cdot C} \leq \sigma_e$

e_a : epaisseur de l'âme de solive c : largeur de la plaque d'assise
T : effort tranchant max. transmis par la solive à la chaise.
p : pression localisée

$$p = \frac{4550}{0{,}66 \times 12} \simeq 575 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e \quad \text{vérifié.}$$



couvre-joints de poteaux	BLOC C

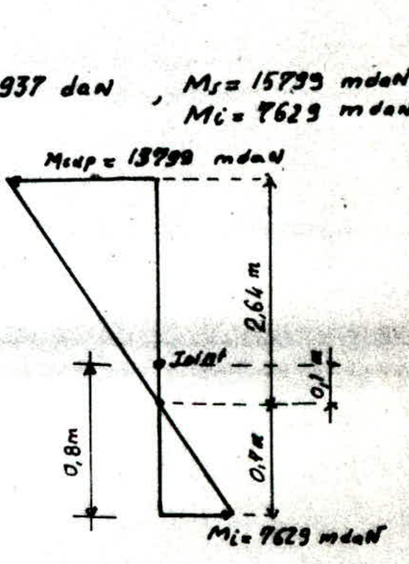
La longueur limitée des profilés métalliques commercialisés etant limité à 12m et la hauteur de notre batiment : 13m38, il est donc necessaire de réaliser un couvre joints de poteaux à $\frac{h_i}{4}$ au dessus du 3è étage.

$\frac{h_i}{4} = \frac{334}{4} = 83{,}5$ cm , on prends 80 cm.

Efforts maximums : $N = 21710$ daN ; $T = 4937$ daN , $M_s = 15799$ mdaN
$M_i = 7629$ mdaN

Moment au niveau du joint :

$$M = \frac{15799 \times 0{,}1}{2{,}4} \simeq 600 \text{ mdaN}$$



caractéristiques geometriques du poteau :

HEB400

$h = 400$ mm $I_x = 57680$ cm⁴
$b = 300$ mm $W_x = 2880$ cm³
$e_a = 13{,}5$ mm $i_x = 17{,}1$ cm
$e_s = 24$ mm $I_y = 10820$ cm⁴
$h_1 = 298$ mm $W_y = 721$ cm³
$S^{x-x} = 1620$ cm³ $i_y = 7{,}40$ cm
$A = 197{,}8$ cm²
$J = 382$ cm⁴

Couvre-joints de semelles : ils sont sollicités par l'effort normal et le moment

Effort total $N_{TOT} = N_1^m$ (dû à M) + N_s (dû à N).

où N^s : est la part de l'effort normal reprise par les semelles.

cet effort de traction est proportionnel à la section A_s : $N_s = \frac{N}{A} \cdot A_s$

$$A_s = (b \times e) \times 2 = (30 \times 2{,}4) \times 2 = 144 \text{ cm}^2 \Rightarrow N_s = 21710 \times \frac{144}{197{,}8} = 15805 \text{ daN}$$

$$N_1^m = \frac{M}{h} = \frac{600 \times 10^2}{40} = 1500 \text{ daN}$$ h : hauteur d'un HEB 400

$$N_{TOT} = N_1^m + N_s = 1500 + 15805 = 17305 \text{ daN}$$

l'epaisseur du couvrejoint doit être au moins egale à $e_{semelle} = 24$ mm.

Soit $e_{cj} = 28$ mm $b_{cj} = 280$ mm. ϕ_{boulon} : 22 mm $\rightarrow d_{tr} = 24$ mm

le nombre de boulons doit vérifier $1{,}54 \times \frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow n \geq 1{,}54 \frac{N_{TOT}}{A_r \sigma_e}$; $N^* = \frac{N_{TOT}}{n}$

$$n = 1{,}54 \times \frac{17305}{0{,}8 \left(\frac{\pi \times 2{,}2^2}{4}\right) \times 2400} = 3{,}63$$ on prend 4 boulons par demi-éclisse

$\frac{d}{e_{min}} = \frac{24}{24} = 1 < 6$ la verification à la pression diamétrale est inutile.

Conditions de distances :

(i) entraxe de boulons : δ $3d < \delta < 10d \Rightarrow 72 > \delta > 2400$

Soit $\delta = 120$ mm

(ii) pinces longitudinale et transversale

$\frac{0{,}8\, T^*}{e_{min} \sigma_e} = 6\text{mm} < 1{,}5\, d.$

$1{,}5d < \delta_t < 2{,}5d$

$1{,}5d < \delta_l < 2{,}5d \Rightarrow 36 \leq \delta_l \leq 60$

$\delta_l = \delta_t = 50$ mm.

Couvre joint d'âme : ils sont sollicités par N_a et T.

$T = 4937$ daN

et N_a : part de l'effort normal reprise par l'âme : $N_a = N - N_s$

$N_a = 21710 - 15805 = 5905$ daN

nous prenons l'epaisseur de l'éclisse d'âme $e_{ca} = 20$mm.

et $h_{ca} < h_1$ nous prenons $h_{ca} = 280$ mm

$e_{min} = e_a = 13{,}5$ mm < 20mm $\Rightarrow d_{tr} \geq e_{min} + 2$mm $= 15{,}5$ mm

Soit $d_{tr} = 24$mm d'où $\phi_{boulon} = 22$ mm.

$\frac{d}{e_{min}} = \frac{24}{13{,}5} = 1{,}8 < 3$ (Double section cisaillée)

la vérification à la pression diamétrale est inutile.

on prévoit 4 boulons ordinaires $\phi 22$ par demi-eclisse d'âme

conditions de distances : $3d < \delta < 10d \Rightarrow 72 < \delta < 240$

$1{,}5d < \delta_l, \delta_t < 2{,}5d \Rightarrow 36 < \delta_l, \delta_t < 60$

A prendre $\delta = 120$ mm

$\delta_l = \delta_t = 50$mm.

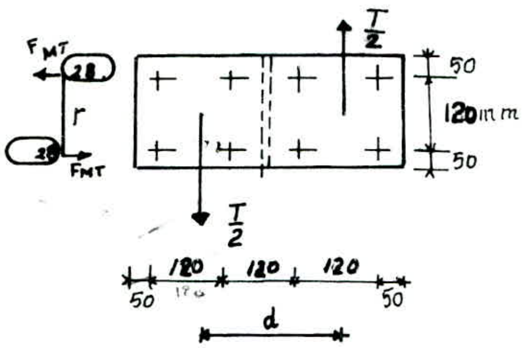
Vérifications des éclisses

1. **Eclisses de semelles** : L'éclisse de semelle est sollicité par un effort de traction $N_{TOT} = 17305$ daN

soit A_{ne} : la section nette de l'éclisse $A_{ne} = e_{cj}(b_{cj} - 2d_{tr})$

$$\sigma = \frac{N_{TOT}}{A_{ne}} = \frac{N_{TOT}}{e_{cj}(b_{cj} - 2d_{tr})} = \frac{17305}{2{,}6(22 - 2\times 2{,}4)} = 387{,}4 \text{ daN/cm}^2 < \sigma_e$$

-2- Couvre-joints d'âme :



$d = 120\text{mm} + 60\text{ mm} + 60\text{mm} = 240\text{ mm}$

$d = 2r$

$M_T = \frac{T}{2} \cdot d = T \cdot r = 4937 \times 1{,}2$
$= 9874$ mdaN

$F_{MT} = \frac{M_T}{r}$

effort repris par chaque boulon :

$$F^*_{MT} = \frac{F_{MT}}{2} = \frac{M_{(T)}}{2r} = \frac{T \cdot r}{2r} = \frac{T}{2}$$

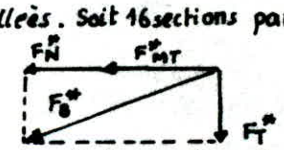
Effort de cisaillement dû à T ; repris par un boulon :

$$F^*_T = \frac{T/2}{4} = \frac{T}{8}$$

L'effort normal crée un effort de cisaillement, soit pour un boulon :
ici il s'agit double section cisaillée car on a 3 pièces assemblées
(2 éclisses d'âme et l'âme)

N va se repartir en : 16 (sections cisaillées d'âme) + 8 (sem. sup) + 8 (sem. inf)
soit 32 sections cisaillées. Soit 16 sections par demi-assemblage

$$F_N^* = \frac{N}{16}$$



soit chaque boulon est soumis à un effort total de cisaillement : F^*_B

$$F^*_B = \sqrt{(F^*_N + F^*_{MT})^2 + (F^*_T)^2} = \sqrt{\left(\frac{N}{16} + \frac{T}{2}\right)^2 + \left(\frac{T}{8}\right)^2}$$

$$F^*_B = \sqrt{\left(\frac{21710}{16} + \frac{4937}{2}\right)^2 + \left(\frac{4937}{8}\right)^2} = 3874{,}8 \text{ daN}$$

vérification du cisaillement de boulon :

$$1{,}54 \frac{F^*_B}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow A_r \geq \frac{1{,}54\, F^*_B}{2400} = 2{,}49 \text{ cm}^2$$

Soit $\frac{\pi \phi^2}{4} = \frac{2{,}49}{0{,}8} = 3{,}10 \text{ cm}^2 \Rightarrow \phi \geq 19{,}8$ mm

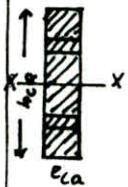
soit des $\phi 22$. $\Rightarrow A_r = 0{,}8 \times \frac{\pi}{4} \times (2{,}2)^2 = 3{,}041 \text{ cm}^2$

$$1{,}54 \times \frac{3874{,}8}{3{,}041} = 1962{,}2 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2.$$

La résistance au cisaillement est assurée.

Vérification de l'éclisse de l'âme : $h_{ca} = 220\,mm.$
$L_{ca} = 3 \times 120 + 50 + 50 = 460\,mm.$
$e_{ca} = 20\,mm.$

1. Vérification au cisaillement : $\tau = \dfrac{T/2 \cdot S^*}{e_{ca}\, I} \leq \dfrac{\sigma_e}{1{,}54}$



$S^*_{/x-x}$: moment statique de l'éclisse : $S^* = \dfrac{e_{ca} \cdot h_{ca}^2}{8} = \dfrac{2 \times (22)^2}{8} = 121\ cm^3$

$I_{/x-x}$: moment d'inertie de l'éclisse : $I = \dfrac{e_{ca} \times h_{ca}^3}{12} = \dfrac{2 \times (22)^3}{12} = 1774{,}7\ cm^4$

$$\tau = \frac{4937/2 \times 121}{2 \times 1774{,}7} = 84{,}2\ daN/cm^2 < \frac{\sigma_e}{1{,}54} = 1558\ \frac{daN}{cm^2}$$

2. Vérification à la flexion : $\sigma_N + \sigma_{MT} \leq \sigma_e$

soit $v = h_{ca}/2$

$$\sigma_{MT} = \frac{M_T v}{I} = \frac{(9874 \times 10^2) \times 1{,}1}{1774{,}7} = 612\ daN/cm^2$$

$$\sigma_N = \frac{F_{NA}}{e_{ca}\, h_{ca}} = \frac{F_N^* \times 2 \times 4}{e_{ca}\ h_{ca}} = \frac{\frac{N}{16} \times 8}{e_{ca} \times h_{ca}} = \frac{N/2}{e_{ca} \cdot h_{ca}} \quad (1)$$

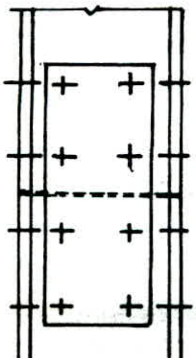
Mais dans le calcul de l'éclisse de semelle, nous avons supposé que la part revenant à l'âme ou à la semelle est proportionnelle à leur sections respectives.

$$\text{Soit } \sigma_N = \frac{F_{NA}}{e_{ca} \cdot h_{ca}} = \frac{N_a}{e_{ca}\, h_{ca}} = \frac{5905}{2 \times 22} = 134{,}2\ daN/cm^2$$

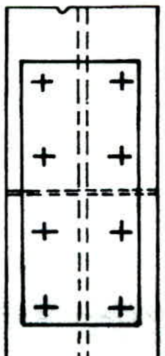
$$\sigma_N + \sigma_M = 746{,}2\ daN/cm^2 < \sigma_e = 2400$$

en réalité on doit vérifier avec la relation (1) ci-dessus : $\sigma_N = \dfrac{N/2}{e_{ca}\, h_{ca}} = 246{,}7$

d'où $\sigma_N + \sigma_M = 858{,}7 < \sigma_e$ donc la résistance à la flexion est vérifiée.



éclisse de l'âme

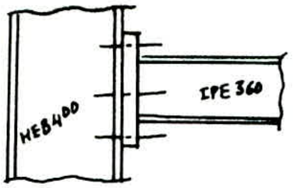


éclisse de semelle

Assemblages : BLOC A

sens transversal :-

assemblage Poutre IPE360 et poteau HEB400.
il s'agit d'un encastrement : donc on le realise avec des boulons HR pour eviter le jeu.
Cet assemblage sera realisé en soudant la poutre a une platine, cette derniere sera boulonneé sur le poteau.



Cet assemblage est soumis a :-

$$\begin{cases} M_{max} = 12,19 \text{ kdaN.m} \\ N_{max} = 1,83 \text{ kdaN} \\ T_{max} = 7,01 \text{ kdaN} \end{cases}$$

* on prevoit des assemblages symetriques " en cas d'inversion de sens"
  l'epaisseur de la platine : $e_p = 10mm$

donc $e_{min} = e_p = 10mm \longrightarrow \phi = 22 \qquad d = \phi + 2 = 24mm$

Conditions de distances :-

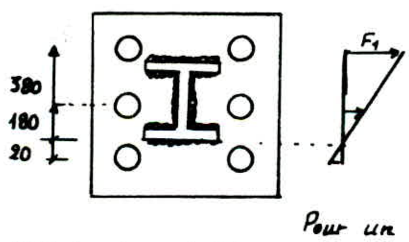
$1,5d = 36mm < \delta_t < 2,5d = 60mm$

$3d = 72mm < \delta < 10d = 240mm$ (pas risque d'oxydation)

$$\sup \begin{cases} 1,5d = 36 \\ \dfrac{0,8T^*}{e_{min}\sigma_{en}} \end{cases} < \delta_\ell < 2,5d = 60mm$$

Pression diametrale : $\dfrac{T^*}{d.e_{min}} = \dfrac{1168,33}{2,4.\ 1} = 486,81 < 4.2400$ daN/cm² (Boulons H-R)

on prend : $\delta_t = \delta_\ell = 40mm \quad , \quad \delta = 200mm$



effet du moment :-
on prend en consideration que les boulons qui travaillent a l'arrachement.

$$F_1 = \frac{M.d_1}{\sum d_i^2} = \frac{12,19.10^5\ 38}{(38^2+18^2)} = 26200,23 \text{ daN.}$$

Pour un boulon : $F^* = \dfrac{F_1}{2} = 13100,11$ daN.

Effet de N et T :-

$T^* = \dfrac{T}{6} = 1168,33$ daN

$N^* = \dfrac{N}{6} = 305$ daN

$$\begin{cases} T^* \leq 1,1\varphi\,(A_r.\,0,8.\sigma_{en} - N^*) \\ \text{et} \\ N_1^* \leq N_0 \end{cases}$$

Precontrainte ; $N_0 = 0,8\,A_r\,\sigma_{en}$
les boulons : $HR_{10-9} = \sigma_e = 9000$ daN/cm²
$\varphi = 0,3$ (brossage)

$\longrightarrow N_0 = 0,8.3,03.9000 = 21816$ daN.

$T^* = 1168,33 \text{ daN} \leq 1,1\varphi(N_0 - N^*) = 1,1.\,0,3\,(21816 - 305) = 7098,63$ daN vérifié.

Effet de M et N :-

$N^* + F^* \leq N_0 \qquad 13100,11 + 305 = 13405,11 < N_0 = 21816$ daN. verifié.

Verifications des soudures :-

on prend : $a = 8$ mm $\longrightarrow \alpha a = 0,72$ cm

$l_1 = b - 2a = 17 - 2.0,8 = 15,4$ cm

$l_2 = \frac{b-e_a}{2} - 2a = \frac{17-0,8}{2} - 1,6 = 6,5$cm

$l_3 = h - 2e_s - 2a = 36 - 2.1,27 - 1,6 = 31,86$ cm

$\alpha a \sum l_i = 0,72(2l_1 + 4l_2 + 2l_3) = 86,774$cm

$\alpha a . 2l_3 = 0,72 . 2 . 31,86 = 45,878$ cm

$M = 12,19$ kdaN.m , $N = 1,83$ kdaN , $T = 7,01$ kdaN.

Cordons de semelles : (art. 4.312.62)

Effet de N, M :-

$$-\sigma_e \leq 1,18\left[\frac{N}{\sum l\alpha a} \pm \frac{Mh}{h^2 l_1 \alpha a + 2(h-2e)^2 l_2 \alpha a}\right] \leq \sigma_e$$

$$1,18\left[\frac{1,83.10^3}{86,774} \pm \frac{12,19.10^5.36}{0,72\left[15,4.\overline{36}^2 + 2.(36-2.1,27)^2 6,5\right]}\right] = \begin{cases} 2108,78 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2 \\ -1744,92 > -\sigma_e = -2400 \text{ daN/cm}^2 \end{cases}$$

verifié

Cordons de l'âme

Effet N, T ;

$$\sqrt{1,4\left(\frac{N}{\sum l\alpha a}\right)^2 + 1,8\left(\frac{T}{2l_3 \alpha a}\right)^2} \leq \sigma_e$$

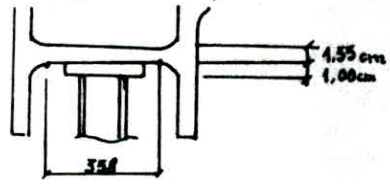
$$\sqrt{1,4\left(\frac{1,83.10^3}{86,774}\right)^2 + 1,8\left(\frac{7,01.10^3}{45,878}\right)^2} = 206,51 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$$

- On prevoit la même disposition pour les 2 poutres transversales.

- sens longitudinal :-

Assemblage poutre+poteau : on prend la poutre la plus sollicitée :

$$\begin{cases} M = 20 \text{ kdaN.m} \\ T = 17,30 \text{ kdaN} \\ N = 4,64 \text{ kdaN.} \end{cases}$$

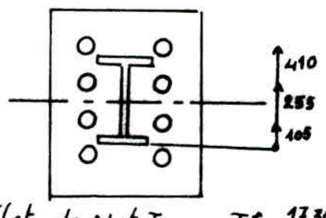


$e_{min} = 1$cm $\longrightarrow \phi 22 \longrightarrow d = 24$ mm

Pression diametrale : $\frac{d_{tr}}{e_{min}} = \frac{24}{10} = 2,4 < 6$ verifié.

conditions de distances :- $36 < \delta_l , \delta_t < 60$ mm , $72\text{mm} < \delta < 240$mm

on prend ; $\delta = 150$ mm , $\delta_l = \delta_t = 40$mm.



effort dûe au Moment : $F_1 = \frac{M d_1}{\sum d_i^2} = \frac{20.10^5.41}{(41^2 + 25,5^2 + 10,5^2)} = 33585,91$ daN

effort dûe a 1 boulon : $F_1^* = \frac{F_1}{2} = 16792,96$ daN

Effet de N et T :- $T^* = \frac{17,30.10^3}{8} = 2162,5$daN , $N^* = \frac{4,64.10^3}{8} = 580$ daN.

$T^* = 2162,5 \leq 1,1\varphi(N_o - N^*) = 1,1.0,3(21816 - 580) = 7007,88$ daN. , $N^* < N_o$ verifié

Effet de M et N :-

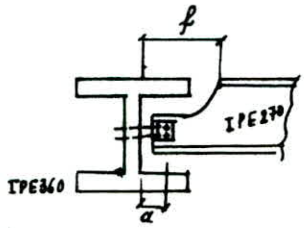
$N^* + F^* = 580 + 16792,96 = 17372,96$ daN $< N_o = 21816$ daN. verifié

Assemblage Solive (IPE 270) et Poutre (IPE 360)

l'articulation sera realiseé par des Boulons ordinaires.

P. courant : $G = 477\ daN/cm^2$, $P = 250\ daN/cm^2$ $\Big\}$ $q = \left(4/3\,G + 3/2\,P\right) l' = 1561,5\ daN/ml$ $\quad l' = 1,5m$

$$T = \frac{ql}{2} = \frac{1516,5 \times 6}{2} = 4549,5\ daN.$$



\- Cisaillement :-

Poutre porteé : (T, M) $\quad n = 2$ en double cisaillement

. On prend une corniere a ailes egales : 750×50×5

pour les boulons on prend $\phi 14 \longrightarrow d = 16\ mm > e_{min} + 2$. $\quad A_r = 1,15 cm^2$

• Conditions de distances :-

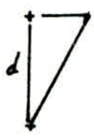
$48 < \delta < 160 mm$

on prend : $\delta = 100 mm$, $\delta_t = \delta_\ell = 25 mm$

$24 < \delta_t, \delta_\ell < 40 mm$

. Pour la poutre porteé (IPE 270), il existe un moment due à l'excentricite (a) d'où on essaie de diminuer cette excentricité pour avoir le plus faible moment.

$$T^* = \sqrt{T^{*2}_{(T)} + F^{*2}_{(M)}} \qquad T^*_T = \frac{T}{4} = 1137,375\ daN.$$



$$F^*_M = \frac{Md}{2\sum d_i^2} = T.a.\frac{d}{2d^2} = \frac{4549,5 . 0,025}{2 . 0,1} = 568,688\ daN. = \frac{T^*_{(T)}}{2}$$

2 boulons cisaillés. $T^* = 1271,62\ daN$.

$$T^* = T^*_{(T)}\sqrt{1 + \frac{1}{4}} = 1,12\ T^*_{(T)}$$

12% c'est considerable.

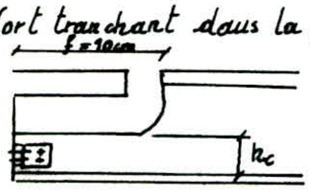
$$1,54 . \frac{T^*}{A_r} = 1702,87\ daN/cm^2 < \sigma_e = 2400\ daN/cm^2 \quad \text{verifie.}$$

Poutre porteuse : (T) $\quad ; \; 1,54 . \frac{T^*}{A_r} = 1,54 . \frac{1137,375}{1,15} = 1523,09 < \sigma_e = 2400\ daN/cm^2$ verifie.

\- Pression diametrale :-

$e_{min} = 5mm$ $\quad , \frac{d}{e_{min}} = \frac{1,6}{0,5} = 3,2 < 6$ $\quad$ pas la peine de verifier la pression diametrale

\- Effort tranchant dans la poutre porteé :



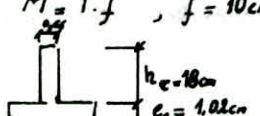
il ne faut pas oublier le grugeage.

$$\tau = \frac{T}{(h_c - 2 d_{tr})\, e_a} \leq \frac{\sigma_e}{1,54} \qquad h_c = 18cm$$

$$\tau = 465,76 < \frac{\sigma_e}{1,54} = 1558,44\ daN/cm^2 \text{ verifié.}$$

\- Moment flechissant dans la poutre :-

$M = T.f$ $\quad , f = 10cm$ $\quad , \sigma = \frac{M}{I} v.$

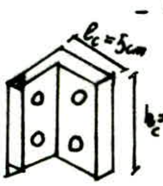


. Position de l'A.N. : $y = \frac{13,5 . 1,02 . 0,51 + 0,66 . 18\,(9 + 1,02)}{(13,5 . 1,02) + (0,66 . 18)} = 4,915cm$, $v = h - y = 14,105cm$

$I_x = 898,752\ cm^4$, $\frac{I_x}{v} = 63,72\ cm^3$, $\sigma = \frac{4549,5 . 10^2}{63,72} = 713,98 < \sigma_e = 2400\ daN/cm^2$

verifié.

\- Effort tranchant dans les attaches :-



$$\frac{T/2}{2 e_c (\ell_c - 2\phi)} = \frac{4549,5/2}{2 . 0,5 . (5 - 3,2)} = 1263,75 < \sigma_e = 2400\ daN/cm^2$$

\- Moment flechissant dans les attaches :- $\quad \sigma = \frac{T/2 . a}{(I/v)_c} \leq \sigma_e$

Couvre joint d'âme (M_T, N, T)

$N_a = N - N_s = 27,74 - 20,195 = 7,545$ kdaN
$T = 2,22$ kdaN.

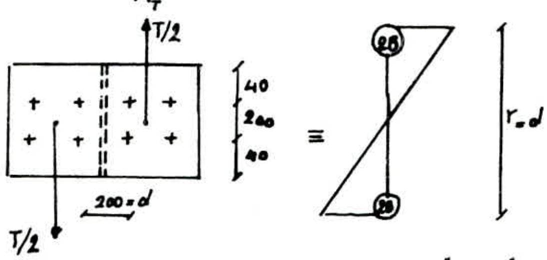
on prend : $\begin{cases} e_{ca} = 20 \text{ mm} \\ h_{ca} = 280 \text{ mm} \end{cases}$ $\quad \phi 16 \longrightarrow d = 18 \text{ mm} > e_{min} + 2 = 13,5 + 2 = 15,5 \text{ mm}$

on prend 4 Boulons $\phi 16$ (double cisaillement)

$F_N^* = \dfrac{7,545}{4 \cdot 2} = 943,125$ daN.

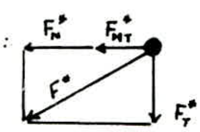
$F_T^* = \dfrac{T}{8} = \dfrac{2,22}{8} = 277,5$ daN

calcul de $F^*_{M_T}$



$F^*_{MT} = \dfrac{F_{MT}}{2} = \dfrac{M_T}{2r} = \dfrac{T/2 \cdot d}{2r} = \dfrac{T}{4} = 555$ daN.

le boulon est sollicité par :



$F^*(1 \text{ Boulon}) = \sqrt{(555 + 943,125)^2 + (277,5)^2}$
$= 1523,61$ daN.

Verification du boulon :

$1,54 \cdot \dfrac{F^*}{A_r} = 1,54 \cdot \dfrac{1523,61}{1,57} = 1494,50 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$

Verification du C. joint d'âme : (Flexion - cisaillement)

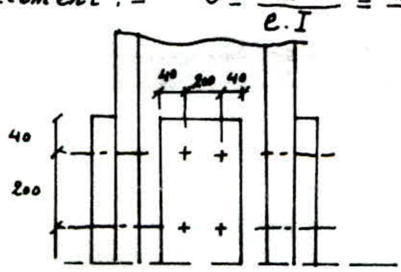
Flexion : $M_T = \dfrac{T}{2} \cdot d = \dfrac{2,22}{2} \cdot 20 = 22200$ daN.cm

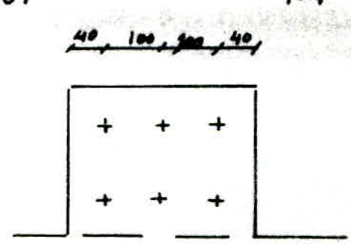
$I = \dfrac{h_{ca}^3 \cdot e_{ca}}{12}$
$v = \dfrac{h_{ca}}{2}$
$\Big\}\; W = \dfrac{h_{ca}^2 e_{ca}}{6} \Rightarrow \sigma_{M_T} = \dfrac{M_T}{W} = \dfrac{22200}{(28)^2 \cdot 2} \cdot 6 = 84,95 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma_N = \dfrac{F_{Na}}{h_{ca} e_a} = \dfrac{7,545 \cdot 10^3}{28 \cdot 2} = 134,73 \text{ daN/cm}^2$

$\sigma = \sigma_{M_T} + \sigma_N = 219,68 < \sigma_e = 2400 \text{ daN/cm}^2$

Cisaillement : $\tau = \dfrac{T/2 \cdot S}{e \cdot I} = \dfrac{1,11 \cdot \left[\frac{28}{2} \cdot 1 \cdot \frac{28}{4}\right]}{2 \cdot 3658,67} = 14,87 < \dfrac{\sigma_e}{1,54} = 1558,44 \text{ daN/cm}^2$





Verifications des soudures :-

$a = 14\,mm \longrightarrow a\alpha = 1,20\,cm$

$\ell_1 = 17 - 2,8 = 14,2\,cm$ $\qquad a\alpha \sum \ell_i = 133,104\,cm$

$\ell_2 = 5,3\,cm$

$\ell_3 = 30,66\,cm$ $\qquad a\alpha \cdot 2\ell_3 = 73,584\,cm$

Cordons de semelles :

$$1,18 \left[\frac{4,64.10^3}{133,104} \pm \frac{20.10^5.36}{1,2\left[14,2.\overline{36}^2 + 2(36-2.1,27)^2 5,3\right]} \right] = \begin{cases} 2380,03 < \sigma_e = 2400\ daN/cm^2 \\ -2297,76 > -\sigma_e = -2400\ daN/cm^2 \end{cases}$$

Cordons d'âme

$$\sqrt{1,4\left(\frac{4,64.10^3}{133,104}\right)^2 + 1,8\left(\frac{17,30.10^3}{73,584}\right)^2} = 318,11 < \sigma_e = 2400\ daN/cm^2 \quad \text{vérifié.}$$

Calcul du couvre joint :-

couvre joint se trouve à 0,8 m du Plancher de 3ᵉ étage . $(< 1/4\, h = 0,835\,m)$

le poteau qui comporte le couvre joint est sollicité par :-

$$\begin{cases} N_{max} = 27,74\ kdaN \\ M_{sup} = -9,64\ kdaN.m \\ M_{inf} = -7,08\ kdaN.m \\ T_{max} = 4,64\ kdaN \end{cases} \qquad \text{pour le couvre-joint} \begin{cases} N = 27,74\ kdaN. \\ T = 2,22\ kdaN \\ M = 2,63\ kdaN.m \end{cases}$$

a/ Couvre-joint de semelles : (N, M)

$N = N_1$ (due à M) $+ N_s$ (due à N) , l'effort de traction est proportionnel à la section ; $N_s = N.\dfrac{A_s}{A}$

$A_s = 2.b.e = 2.30.2,4 = 144\,cm^2$

$A = 197,8\,cm^2$ $\qquad N_s = 27,74.\dfrac{144}{197,8} = 20,195\ kdaN.$

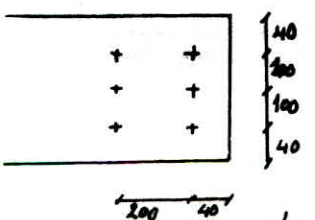
$N_1 = \dfrac{M}{h} = \dfrac{2,63.10^2}{40} = 6,575\ kdaN.$ $\qquad N = N_1 + N_s = 26,77\ kdaN.$

On prend pour le c.joint semelle une section qui est proche de celle de la semelle :.

$e_{cj} = 2,6\,mm$, $b_{cj} = 280\,mm$ $\qquad \phi 22 \longrightarrow d = 24\,mm$

nombre de boulons :

$$1,54.\frac{N^*}{A_r} \leq \sigma_e \Rightarrow n_b \geqslant 1,54.\frac{N}{A_r \sigma_e} = 1,54.\frac{26,77.10^3}{3,03.2400} = 5,669 \longrightarrow n_b = 6$$



Conditions de distances :-

$72 < \delta < 240\,mm$

$36 < \begin{matrix}\delta_t \\ \delta_e\end{matrix} < 60\,mm$

on prend . $\begin{cases} \delta_t = \delta_e = 40\,mm \\ \delta = 100\,mm \end{cases}$

Verification du couvre joint de semelle :

le c.joint est sollicité en traction :-

$$\sigma = \frac{N}{e_{cj}\left[b_{cj} - 3d_{tr}\right]} = \frac{26,77.10^3}{2,6\left[28 - 3.2,4\right]} = 495,01 < \sigma_e = 2400\ daN/cm^2$$

BLOC B. Assemblages

1. Assemblage poutre poteau

i. verification des soudures

poutre IPE 220
Poteau HEA 200

$a = 4\,mm \rightarrow a\alpha = 0.40\,cm$

longueurs utiles de cordons :

$$\ell_1 = b - 2a = 10{,}2\ cm.$$

$$\ell_2 = \frac{b - e_a}{2} - 2a = 4{,}405\,cm$$

$$\ell_3 = h - 2e_s - 2a = 19{,}36\ cm.$$

$$a\alpha \sum \ell i = 0{,}40\ (2(10{,}2 + 19{,}36) + 4 \times 4{,}405) = 30{,}696.\ cm^2$$

$$2\ell_3 a\alpha = 15{,}408\ cm^2.$$

$N = 9$ daN $\qquad T = 1215$ daN $\qquad M = 1286$ kdaN. m.

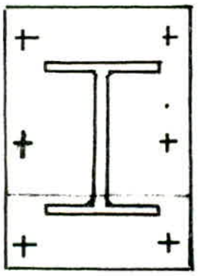
Cordon d'âme : $\sqrt{1{,}4\left(\frac{N}{\sum \ell i a_i \alpha_i}\right)^2 + 1{,}8\left(\frac{T}{2\ell_3 a_3 \alpha_3}\right)^2} = 105.25 < 2400\ \frac{daN}{cm^2}$

cordons desemelles : $1{,}183\left[\frac{N}{\sum \ell_i a_i \alpha_i} + \frac{M\,h}{h^2 \ell_1 a_1 \alpha_1 + 2(h - 2e_s)^2 \ell_2 a\alpha}\right] = 1203 < 2400$

assemblage platine-âme de poteau

Boulons $HR\ 10\text{-}9$ $\left(\sigma_{eb} = 8800\ \frac{daN}{cm^2}\right)$

nombre de boulons HR : 6 $\qquad \phi = 12\,mm \rightarrow d = 14\,mm.$



$38 < \delta < 140\ mm \rightarrow \delta = 120\,mm$

$21 < \delta \ell = \delta t < 35\ mm \rightarrow \delta \ell = \delta t = 25\,mm$

Calcul de N dû à M :

$$F_1 = \frac{M\,d_1}{\sum d_i^2} = \frac{1.286 \times 10^5 \times 23}{23^2 + 11^2} = 4550{,}46\ daN$$

$$F_1^* = \frac{F_1}{2} = 2275{,}53\ daN$$

effet de N et T : $T^* = \frac{T}{6} = \frac{1.215 \times 10^3}{6} = 202{,}5\ daN$

$$N^* = \frac{0{,}009 \times 10^3}{6} = 1{,}5\ daN$$

On verifie $\begin{cases} T^* \leq 1{,}1\,\varphi\,(0{,}8\,A_r\,\sigma_{eb} - N^*) \\ N^*_{TOT} < N_0 \end{cases}$

avec $N_0 = (0{,}8\,A_r\,\sigma_{eb}) = 0{,}8 \times 0{,}843 \times 8800 = 5934{,}72\ daN$

$T^* = 202{,}5 \ll 1{,}1 \times 0{,}3\ (5934{,}72 - 1{,}5) = 1937{,}96\ daN$

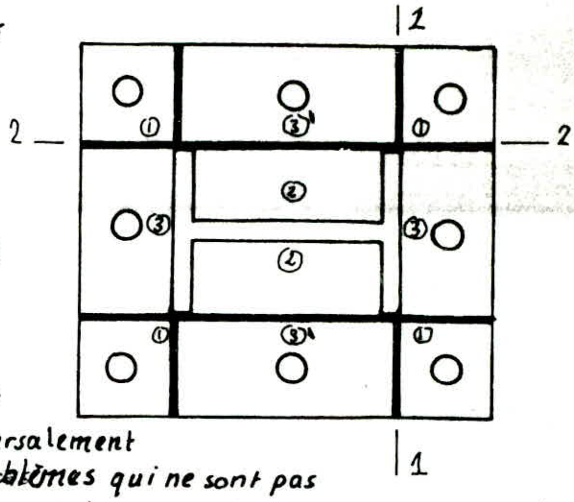
$N^*_{TOT} \ll N_0. \qquad N^*_{TOT} = N^* + F_1^* = 2276{,}73\ daN$

BASE DE POTEUX

Platine et raidisseurs à la base des poteaux.

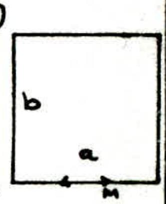
– Pour les pieds de poteaux soumis à des efforts très importants, il n'est pas toujours possible avec une tôle d'épaisseur suffisante
On est alors conduit à placer des raidisseurs.

① Pour les lignes de pliage tangentes au contour du poteau telles que 1-1 et 2-2, il faut faire les vérifications que pour la platine simple (sans raidisseurs) mais en basant les calculs de résistance sur le module de résistance $\frac{I}{V}$ de section composée de la tôle d'appui et raidisseurs.



② il peut être nécessaire de vérifier la résistance de la tôle fonctionnant comme une plaque chargée transversalement entre les raidisseurs. Ceci pose des problèmes qui ne sont pas résolus dans des cas particuliers, le projeteur est alors conduit à faire des assimilations le plaçant en sécurité sans excès.

Plaque rectangulaire appuyée sur 3 côtés et ayant un bord libre ③
M_{max} au milieu du bord libre (a) et dans sa direction.



$$M = \beta q a^2$$

b/a	0,5	2/3	1	1,5	2	3	∞
β	0,060	0,083	0,112	0,128	0,132	0,133	0,133

Plaque rectangulaire encastrée sur 4 côtés ($b > a$)
– Moment en milieu de plaque dans le sens de la plus petite portée $M = \beta_1 q a^2$
– Moment d'encastrement au milieu de la + grande portée $M = -\beta_3 q a^2$

b/a	1	1,1	1,2	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2	∞
β_1	0,023	0,028	0,031	0,033	0,035	0,037	0,039	0,039	0,040	0,041	0,042	0,042
β_3	0,0513	0,058	0,064	0,068	0,072	0,076	0,078	0,080	0,081	0,082	0,083	0,083

La plaque (1) est calculée comme une console.

Soient B_p et L_p respectivement la largeur et la longueur de la plaque d'appui (platine). On doit vérifier la contrainte dans le béton (sous SP1)

$$\sigma'_b = \frac{N}{B_p \cdot L_p} + \frac{M}{W_p} \leq \sigma'_m = 1,2 \times 67,5 = 81 \text{ daN/cm}^2 \quad , \text{ avec } W_p = \frac{B_p L_p^2}{6}$$

$$\Rightarrow L_p^2 - \frac{6M}{B_p \sigma'_m} - \frac{N L_p}{B_p \sigma'_m} \geq 0$$, nous prenons une platine carrée $\Rightarrow B_p = L_p$.

$$L_p^3 - \frac{6M}{\sigma'_m} - \frac{N L_p}{\sigma'_m} \geq 0 \qquad N_{TOT} = N + \frac{4}{3}\text{ p.propre du poteau}$$

sens transversal

le poteau le plus sollicité est soumis à $N = 103{,}873$ kdaN
$M = 2{,}634$ kdaN.m

$$L_p^3 - 19511 - 1248{,}25\, L_p \geq 0 \Rightarrow L_p \geq 42\,cm \qquad \text{on prend } L_p = 60\,cm$$

$$\sigma'_{b\,max} = \frac{N}{L_p^2} + \frac{6M}{L_p^3} = \frac{103873}{(60)^2} + \frac{6 \times 263400}{(60)^3} = 36{,}17 \text{ daN/cm}^2$$

$$\sigma'_{b\,min} = \frac{N}{L_p^2} - \frac{6M}{L_p^3} = 21{,}54 \text{ daN/cm}^2.$$

Plaque 1 (console) : $q_M = \sigma_{appl} \cdot 1cm$ (pour une bande de 1cm de largeur)

$$q_M = \sigma'_{b\,max} \times 1cm = 36{,}17 \text{ daN/cml}$$

le moment d'encastrement est donné par $M_1 = \frac{q_M C^2}{2}$
où C est la longueur de la console.

$$M_1 = q_M \frac{C^2}{2} = 36{,}17 \times \frac{\overline{15}^2}{2} = 4069{,}13 \text{ daN.cm}.$$

plaque : 2 (35,2 × 29,33) cm². appuyé sur ses 4 côtés
$b > a$ $\sigma'_{b_2} < \sigma'_{b\,max}$. mais on dimensionne la plaque avec $\sigma'_{b\,max}$
vu la faible différence entre les 2 valeurs

$q_M = 36{,}17$ daN/cml. $\qquad M_2 = \alpha q_M a^2 \qquad \alpha = f\left(\frac{b}{a}\right)$

$\frac{b}{a} = 1{,}2 \Rightarrow \alpha = 0{,}061 \qquad M_2 = 0{,}061 \times 36{,}17 \times \overline{29{,}33}^2 =$
$= 1904{,}25$ daN.cm.

Plaque 3' (40 × 15) cm², appuyée sur 3 côtés $\qquad M_3 = \beta q_M a^2$

$$\frac{b}{a} = \frac{40}{15} = 2{,}67 \rightarrow \beta = 0{,}133$$

$$M_3 = 36{,}17 \times 0{,}133 \times \overline{15}^2 = 1082{,}4 \text{ daN.cm}.$$

$$M = \max(M_1, M_2, M_3) = M_1 = 4069{,}13 \text{ daN.cm}.$$

L'épaisseur de la platine est determiné par : $e \geq \sqrt{\frac{6 \times M}{1cm \times \sigma_e}} = 3{,}12\,cm$
$\sigma_e = 2400$ daN/cm²

donc $e = 32$ mm $> e_{p\,min} = 16$ mm.

Plaque rectangulaire simplement appuyeé sur ses 4 côtés
$b > a$, moment au milieu de la plaque dans le sens de plus petite porteé.

b/a	1	1,5	2	2,5	3	3,5	∞
β	0,048	0,081	0,101	0,113	0,120	0,123	0,125

Raidisseurs de la base de poteaux

Les raidisseurs sont soudés au poteau

- longueur du cordon de soudure : (8 cordons) $\quad a\alpha = 0{,}56$ cm

$$a\alpha = \frac{N_1}{0{,}75 \times 8\ell\,\sigma_e} \Rightarrow \ell = \frac{N_1}{0{,}75\,(8a\alpha)\,\sigma_e}$$

on a 4 raidisseurs dans le sens transversal et 4 dans le sens longitudinal

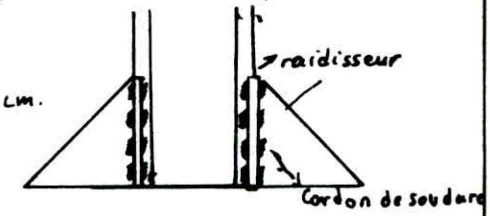
donc $N_1 = \dfrac{N}{4} = \dfrac{103873}{4}$

$$\ell = \frac{103873}{4 \times 0{,}75 \times 8 \times 0{,}56 \times 2400} = 3{,}22 \text{ cm.} \quad \text{longueur utile}$$

L : longueur reelle $= \ell + 2a = 3{,}22 + 2 \times 0{,}6 = 4{,}42$ cm

soit $L = 4{,}5$ cm.

la hauteur du raidisseur $h_r \geq 4 \times L = 18$ cm.



D'autre part :

$$h_r \geq \begin{cases} h_{poteau} = 400 \text{ mm.} \\ 500\text{mm} \quad \text{(pour assurer un bon encastrement).} \end{cases}$$

finalement $\underline{h_r = 500 \text{ mm.}}$

Le raidisseur est verifié à la flexion simple :

$$(i) \quad \sigma = \frac{M_{max}}{W_r} = \frac{M_{max} * 6}{e_r \times h_r^2} \leq \sigma_e . \qquad \text{avec } M_{max} = q_M \frac{c^2}{2}$$

et $c = 15$ cm.

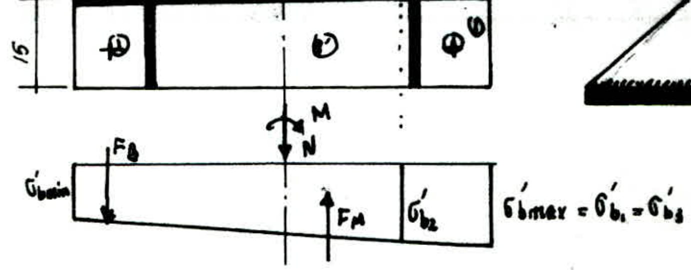
$$q_M = \sigma'_{b\,max} \times 1\text{cm} = 36{,}17 \text{ daN/cml}$$

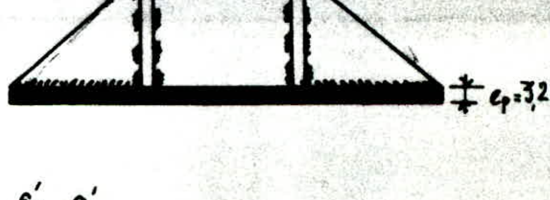
$$M_{max} = 4069{,}13 \text{ daN.cm.}$$

à partir de la relation (i) on determine l'epaisseur du raidisseur : e_r

$$e_r \geq \frac{M_{max} * 6}{h_r^2 * \sigma_e} = 0{,}05 \text{ mm} \qquad \text{prendre } e_r = 10 \text{ mm.}$$

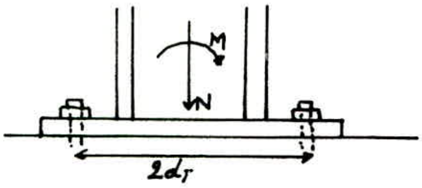
Coupe A-A





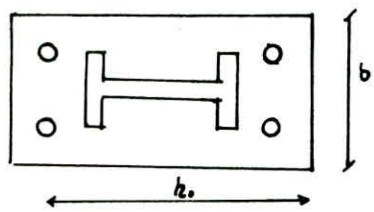
Bases de poteaux.

- effort de scellement au pied d'un poteau.



T : eff. tranchant dans les tiges.
Ω : section de l'ensemble des tiges d'ancrages sollicitées

$$d = d_T + \frac{M}{N}$$

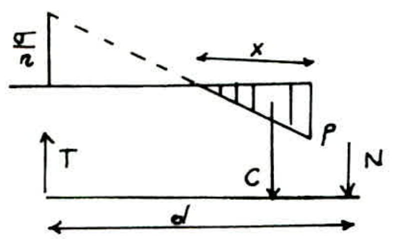


$P_o = \dfrac{2(M+N.d_T)}{b h_o^2}$ Pression de comparaison auxiliaire de calcul

- D'après l'hypothèse de Navier

① $\dfrac{\sigma}{np} = \dfrac{h_o - x}{x}$ ② $T = \Omega\sigma$ $p = \dfrac{2C}{bx}$

① et ② $\Rightarrow \dfrac{T}{C} = \dfrac{2n\Omega}{b}\left(\dfrac{h_o - x}{x^2}\right)$ ③



forces : $N = C - T$
M^t / au point d'application de la resultante N

$T.d = C\left(d - h_o + x/3\right) \Rightarrow \dfrac{T}{C} = \dfrac{d - h_o + x/3}{d}$ ④

- Position de la fibre neutre :

③ et ④ $\Rightarrow \dfrac{2n\Omega}{b}\left(\dfrac{h_o - x}{x^2}\right) = \dfrac{d - h_o + x/3}{d}$

$$\Rightarrow \frac{2n\Omega}{b h_o} = \frac{(x/h_o)^2}{1 - x/h_o} \cdot \frac{(d/h_o) - 1 + (x/3h_o)}{d/h_o} \quad (I)$$

- Determination des contraintes : - $M + Nd_T = C(h_o - x/3) \Rightarrow C = \dfrac{M + Nd_T}{(h_o - x/3)}$

$$p = \frac{2C}{bx} = \frac{2(M+N.d_T)}{bh_o^2} \times \frac{1}{x/h_o(1 - x/3h_o)} = \frac{P_o}{(x/h_o)(1 - x/3h_o)} \Rightarrow \sigma = np\,\frac{h_o - x}{x} = \frac{nP_o\left[1 - x/h_o\right]}{(x/h_o)^2\left[1 - x/3h_o\right]} \quad II$$

Verification : -

CM66 $\longrightarrow$ 4/3G + 3/2P . CCBA $\longrightarrow$ 2 genres.

arrachement : $1{,}25 . \dfrac{A\sigma}{A_r} \leq \sigma_e$

- Si en plus on a un effort tranchant H , $C = \dfrac{Pbx}{2}$ Si on a $H \leq 0{,}4C$
La resistance peut être assurée par le frottement de la platine sur le beton sinon il faut prevoir un epaulement (art. 5,123.1 .CM66)

- Verification CCBA : -

Pression sur le beton [Annexe 15,121 , CM66] et $\begin{cases} \sigma_m \times 1{,}5 & \text{pour le 2° genre} \\ \sigma_m & \text{pour le 1° genre} \end{cases}$

A partir des tiges d'ancrage , on pondere les sollicitations M et N selon les regles CM66 pour pouvoir appliquer la verification : $1{,}25 . \dfrac{A\sigma}{A_r} \leq \sigma_e$, il faut que σ dans le corps des tiges ne depasse pas $\dfrac{A_r}{A} . \dfrac{\sigma_e}{1{,}25}$ pour les filetages normalisés de diametre $\phi \geqslant 20$mm

on a $\dfrac{A}{A_r} \geqslant 0{,}78$ ce qui donne $\sigma \leq 0{,}625\sigma_e$ pour le E24

$$\sigma < 15 \text{ daN/mm}^2$$

- On peut donc calculer une valeur ne pas depasser pour $\dfrac{\sigma}{nP_o}$ et à l'aide de la formule II en deduire une valeur minimum $\dfrac{x}{h_o}$
La formule I donne en fct. $\dfrac{x}{h_o}$ et $\dfrac{d}{h_o}$ une valeur minimum de : $\dfrac{2n\Omega}{b.h_o}$.

A partir de la pression sur le beton :

- on pondere les sollicitations M et N selon CCBA 68 et on calcule a nouveau P_o et d/h_o.
- pour pouvoir appliquer la verification " pression sur le beton " on determine en fonction de la qualité du beton et eventuellement du coefficient de majoration pour pressions localiseés une valeur admissible de la pression p sur le beton valable pour les ponderations du 1° genre. Cette valeur est a multiplié par 1,5 si la combinaison est du 2° genre.
- On peut alors calculer une valeur a ne pas depasser de $\frac{p}{P_o}$ et on deduire comme ci-avaut à l'aide de la formule II puis I une valeur minimum $\frac{2n\Omega}{bh_o}$.

Poursuite du dimensionnement -

- de la plus grande des 2 valeurs de $2n\Omega/bh_o$ ainsi trouvées on dedurt un minimum de la section brute Ω de l'ensemble des tiges qui seront tendues puis on choisit le nombre et le diametre des tiges de façon a satisfaire a cette condition.

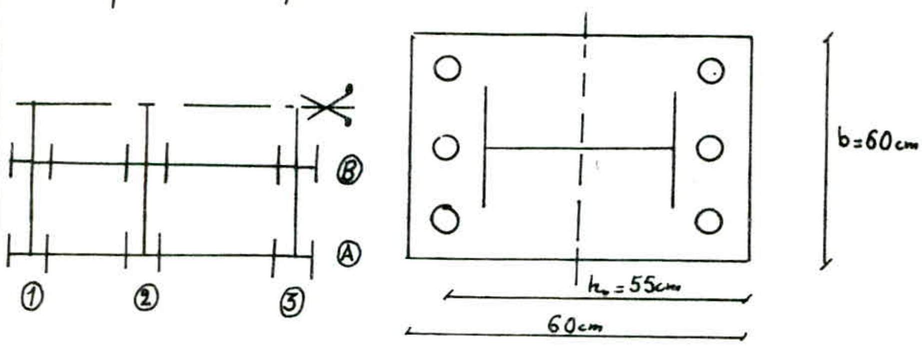
On verifié alors si ces tiges peuvent être placeés correctement sur le plan de la platine choisi ; compte tenu des conditions d'ecartement necessaires pour obtenir un serrage commode et de bonnes possibilités de scellement.

Si on est au large (et si c'est la condition de resistance des tiges d'ancrage qui est determinante.)
il y a interêt a reduire les dimensions de la platine.
Dans le cas contraire, il faut evidemment les augmenter.
Dans les 2 cas il ya lieu de recommencer l'operation de determination du minimum Ω jusqu'a ce qu'on ait trouvé une disposition techniquement et economiquement satisfaisante puis proceder à une verification de l'ensemble des dispositions adopteés.

Calcul d'ancrage : BLOC A

on essaie de prendre le plus faible N correspondant au moment max.

on prevoit une platine $60 \times 60\ cm^2$



Sens transversal : c'est le sens le plus sollicité

on prend la semelle la plus sollicitée : semelle 1-B.

	M	N	$d = 0,25 + \frac{M}{N}$	$M + 0,25N$	P_o	$\frac{\sigma}{n}$	$\frac{\sigma}{nP_o}$	x/h_o	d/h_o	$\frac{2n\Omega}{bh_o}$
$G+P-1,25\vec{H}$	21,87	-6,77	-2,98	20,18	22,24	100	4,50	0,39	-5,42	0,289
$0,8G-5\vec{H}$	18,33	-8,40	-1,93	16,23	17,88	100	5,59	0,36	-3,51	0,253

on a pris que ces 2 combinaisons car les autres ne necissitent pas d'aucrage.

pour FeE24 $\quad \sigma < 1500\ daN/cm^2 \quad \frac{\sigma}{n} = 100 \quad n = 15$: coefficient d'equivalence.

$\alpha = 1,2. \quad P = 67,5 \cdot 1,2 = 81\ daN/cm^2$ pour 1° genre.
$\quad P = 67,5 \cdot 1,2 \cdot 1,5 = 121,5$ " pour 2° genre.

donc : $\frac{2n\Omega}{bh_o} = 0,289 \longrightarrow \Omega = 31,79\ cm^2 \longrightarrow 3\phi 40 = 37,70\ cm^2$

Sens longitudinal :- de la même façon que le sens transversal on trouve

$\frac{2n\Omega}{bh_o} = 0,053.$ mais on a $2\phi 40 \Rightarrow \frac{2n\Omega}{bh_o} = 0,228.$

Verification :

$\bar{\sigma} = 1500\ daN/cm^2$

$\bar{P} = 121,5\ daN/cm^2$ 2° gen.

$\bar{P} = 81\ daN/cm^2$ 1° genre.

	$G+P+1,25H$	$0,8G-5H$	$G+1,2P$	$4/3G+3/2P$
M	10,59	8,27	0,24	
N	35,64	16,19	98,54	
$d/h_o = [0,25 + \frac{M}{N}]/0,55$	1,03	1,38		
$P_o = 2(M+0,25N) \cdot 10^5/60 \cdot 55^2$	20,94	13,58		
x/h_o	0,62	0,52	complètement comprimé	complètement comprimé
σ/nP_o	1,246	2,147		
P/P_o	2,033	2,326		
σ	391,31	437,22		
P	42,56	31,58		
$T = \Omega\sigma = 25,13 \cdot 10^{-3}\sigma$	9,83	10,99		
$C = \frac{Pbx}{2} = \frac{h_o b}{2} P \cdot (x/h_o)$	43,54	27,10		
$C - T =$	33,71	16,11		
$0,4C$	17,42	10,80		
eff. horiz. = H	2,21	2,35		

On voit bien que σ et P sont admissibles.

Verification sens transversal :– $\quad \frac{2n\Omega}{bh_0} = 0,343 \quad , \ \Omega = 37,70\ cm^2$

	CM66	CCBA 2° genre		CCBA 1° genre
	$4/3G + 3/2P$	$G+P+1,2\overrightarrow{5H}$	$0,8G-\overrightarrow{5H}$	$G+1,2P$
M [kdaN.m]	Pas besoin d'ancrer	21,87	18,33	Pas besoin d'aucrer
N (kdaN)		–6,77	–8,40	
$d/h_0 = (0,25 + M/N)/0,55$		–5,42	–3,51	
$P_0 = \frac{2(M+0,25N)\,10^5}{60 \cdot 55^2} \left[\frac{daN}{cm^2}\right]$		22,24	17,88	
$x/h_0 =$		0,415	0,410	
$\sigma/nP_0 =$		3,942	4,065	
$P/P_0 =$		2,796	2,825	
σ [daN/cm²]		1315,05	1090,23	
P [daN/cm²]		62,18	50,51	
$T = 37,70 \cdot 10^{-3}\sigma$ [kdaN]		49,58	41,10	
$C = \frac{h_0 b}{2} \cdot P\,(x/h_0)$ [kdaN]		42,58	33,85	
$C - T \simeq N$		–7,00	–7,25	
$0,4C$		17,032	13,54	
Eff. horiz. H		6,66	5,66	

Ces contraintes sont bien verifiés.

BASES DE Poteaux : BLOC "C"

Recapitulation des efforts à la base des poteaux du R.d.C
Portique transversal : D
Poteau le plus sollicité :-

	4/3G+3/2P	G+P± 1,2SI	0,8G ± SI	G + 1,2P
M	0	20,097	15,882	0
N^c	72,93	62,12 43,52	37,95 21,45	55,86
T	0	6,01	9,90	0

Portique longitudinal : 2

	4/3G+3/2P	G+P± 1,2SI	0,8G ± SI	G + 1,2P
M	0,912	9,284	7,536	0,700
N^c	97,449	81,197 56,723	48,483 33,107	74,674
T	2,033	6,169	4,931	1,540

Portique transversal : C

	4/3G+3/2P	G+P± 1,2SI	0,8G ∓ SI	G + 1,2P
M	2,634	16,598	13,272	2,022
N^c	101,108	81,380 65,040	48,60 35,378	77,404
T	1,928	6,74	5,147	1,486

Portique longitudinal : 3

	4/3G+3/2P	G+P± 1,2SI	0,8G ± SI	G + 1,2P
M	1,129	9,027	7,094	0,871
N^c	41,73	11,02 47,85	8,04 30,02	32,814
T	1,02	4,52	3,51	0,788

le beton est dosé à 350 KG/m³ de ciment CPA 325, contrôle atténué

$\sigma'_m = \alpha\, \overline{\sigma}'_{b_0} = 1,2 \cdot 67,5 = 81$ daN/cm², où α est le coefficient de pression localisée.

- On dimensionne la platine avec (N_x^{max}, M_x^{max}) et on verifie dans l'autre sens avec (N_y^{max}, M_y^{max}).

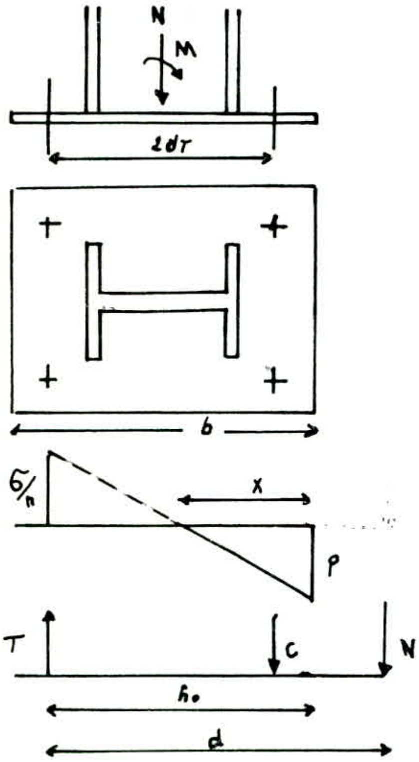
Calcul d'ancrage . Bloc C .

Les tiges d'ancrage doivent résister à la traction, celà revient à rechercher la combinaison donnant l'effort de traction maximal, soit la combinaison : $0,8G \mp Si$.

Les efforts sont : $M = 15,882$ kdaN.m
$N = 21,45$ kdaN } Sens transversal.

$SP_2 \rightarrow$: $p = 1,2\,\bar{\sigma}'_{bo} \times 1,5 = 121$ daN/cm².

ces efforts sont équivalents à $N = 21,45$ excentré de $\frac{M}{N} = 74$ cm



$2d_T = 60 - 2 \times 5 = 50$ cm
soit $d_T = 25$ cm.

$d = d_T + \frac{M}{N} = 25 + 74 = 99$ cm.

p_o : pression de comparaison auxiliaire de calcul.

$$p_o = \frac{2(M + N d_T)}{b h_o^2} = \frac{2(15,882 + 0,25 \times 21,45)}{0,6 \times 0,55^2}$$

$p_o = 234$ kdaN/m² $= 23,4$ daN/cm².

Verification pour la traction :

$$1,25 \frac{A \cdot \sigma}{A_r} < \sigma_e \ , \ \frac{A_r}{A} \geq 0,78$$

Soit pour FeE24 : $\sigma = 1500$ daN/cm²

$n = 15$ coef. d'équivalence Acier-béton

$$\frac{\sigma}{n} = \frac{1500}{15} = 100 \text{ daN/cm}^2 .$$

d'où $\frac{\sigma}{n p_o} = 4,27$ $\longrightarrow \frac{x}{h_o} = 0,40$ et $\frac{\sigma}{n p} = \frac{100}{121,5} = 0,82$

$\Rightarrow$ d'où $\frac{x}{h_o} = 0,40$. $\frac{d}{h_o} = \frac{99}{55} = 1,80$

$$\frac{2n\Omega}{b h_o} = \frac{(x/h_o)^2}{1 - (x/h_o)} \times \frac{(d/h_o) - 1 + \frac{1}{3}\left(\frac{x}{h_o}\right)}{(d/h_o)}$$

$$= \frac{(0,40)^2}{1 - 0,40} \times \frac{1,80 - 1 + \frac{1}{3} \times 0,40}{1,80} = 0,138 \cdot \Rightarrow \Omega = 15,18 \text{ cm}^2$$

d'où $T = \Omega\,\sigma = 22770$ daN

H effort tranchant $= 9900$ daN $< 0,4\,C = (N+T)\,0,4$ daN $= 17688$ daN

$\rightarrow$ La résistance à l'effort tranchant est assurée par le frottement platine-béton

nous prenons 2 boulons $\phi\,40$ ordinaires $\Rightarrow \Omega = 25,13$ cm²
dans chaque sens

il est necessaire de prevoir dans la base du poteau des trous de diametre = 8mm pour le reglage de boulons.

calcul de l'effort de traction admissible pour scellements sollicités : C CM66. Art 5.123).

$$\bar{N} = 0,1\left(1+\frac{7 g_c}{1000}\right)\frac{\phi}{\left(1+\frac{\phi}{d_1}\right)^2}\left(l_1+6,4r+3,5\,l_2\right)$$

g_c : dosage en ciment : 350 kg/m³

$r = 3\phi = 120$ mm

$l_1 = 2\phi = 80$ mm

ϕ : diamètre de la tige en mm

l_1, r, l_2 en mm.

$$l_1 \geq l_d = \frac{\phi\,\bar{\sigma}_a}{4\,\bar{\tau}_d} = 137\text{ cm} \rightarrow l_1 = 140\text{ cm}$$

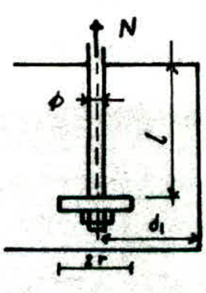
$$\bar{N} = 0,1\left(1+\frac{7*350}{1000}\right)*\frac{400}{\left(1+\frac{40}{10}\right)^2}\left(1400+6,4*120+3,5*80\right) = 13513 \text{ daN}$$

les tiges tendues sont sollicitées par : $T = C - N = \Omega \times \sigma = 15,18 \times 1500$
$= 22770$ daN
pour 4 tiges.

$\frac{T}{2} < \bar{N}$ ce type d'ancrage ne convient pas, car la longueur d'ancrage est grande $> 1,5$ m.

Soit la tige droite de diamètre ϕ et de longueur l terminée par une plaque circulaire de rayon r.

$r = 8$ cm $\qquad \phi = 40$ mm
$d_1 = 10$ cm
$l = 60$ cm $\qquad d_1 < l \Rightarrow$

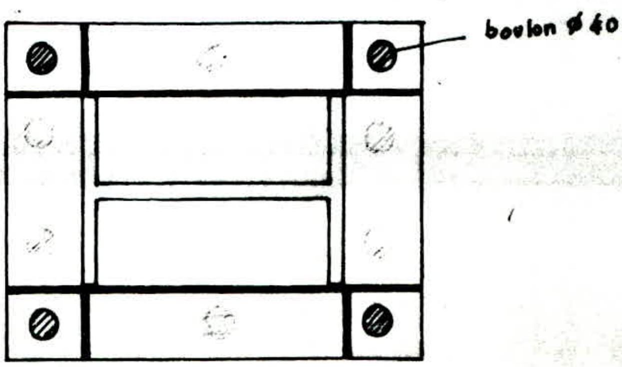


$$\bar{N} = 0,1\left(1+\frac{7 g_c}{1000}\right)\frac{\phi l}{\left(1+\frac{\phi}{d_1}\right)^2}+\frac{2 g_c r^2}{100}\left(1-\frac{r}{d_1}\right)$$

$= 19593$ daN $> \frac{T}{2} = 11385$ daN.

avec T : effort de traction dans les 2 tiges sollicités.

Bases de poteaux 2,B et 2C



FODATIONTS'

FONDATIONS

Introduction A- on dispose de semelles isoleés sous poteaux pour l'ensemble du batiment, la portance du sol est assez bonne $\bar{\sigma}_s = 2$ bars à un ancrage $D = 1,5$ cm. Ces semelles sont assez espaceés, d'où facilités de coffrage.
Les semelles excentreés sont redressées par des poutres rigides en les reliant à des semelles avoisinantes centreés. L'excentricité est causeé en premier lieu par les joints de rupture qui separent les blocs A & C du Bloc B

B- Ces semelles sont poseés sur un bèton de propreté de faible dosage en ciment (150 kg/m³). L'épaisseur de cette couche de béton est 10 cm.

C- On prévoit des longrines entre les semelles dans les 2 sens du batiment

D- On calcule les semelles avec la sollicitation du 1er genre : G+1,2P et on verifie avec les sollicitations du second genre. Cette verification devient inutile si les efforts sous SP_2 < 1,5 fois les efforts sous SP_1 or la contrainte du sol est amplifieé par 1,5 pour les sollicitations pondéreés du second genre (RPA 81).

E- La méthode des bielles est la base de nos calculs de ferraillage.

F- Pour un sol coherent le fait d'admettre que la reaction apporteé par le sol est uniforme revient à supposer que la semelle est assez rigide pour imposer cette condition au terrain, ceci s'explique par la restriction:

$$h = h_t - d \geqslant \frac{A-a}{4} \quad \text{pour une semelle carrée}$$

Des essais effectués ont montré que pour autant que cette régle est satisfaite, on peut se dispenser des verifications de poinçonnement de compression maximale du béton, ou de cisaillement maximal du béton.

G. On tiendra compte des poids des terres au dessus de la semelle ainsi que le poids propre du massif de béton de la semelle pour avoir des résultats + rigoureux.

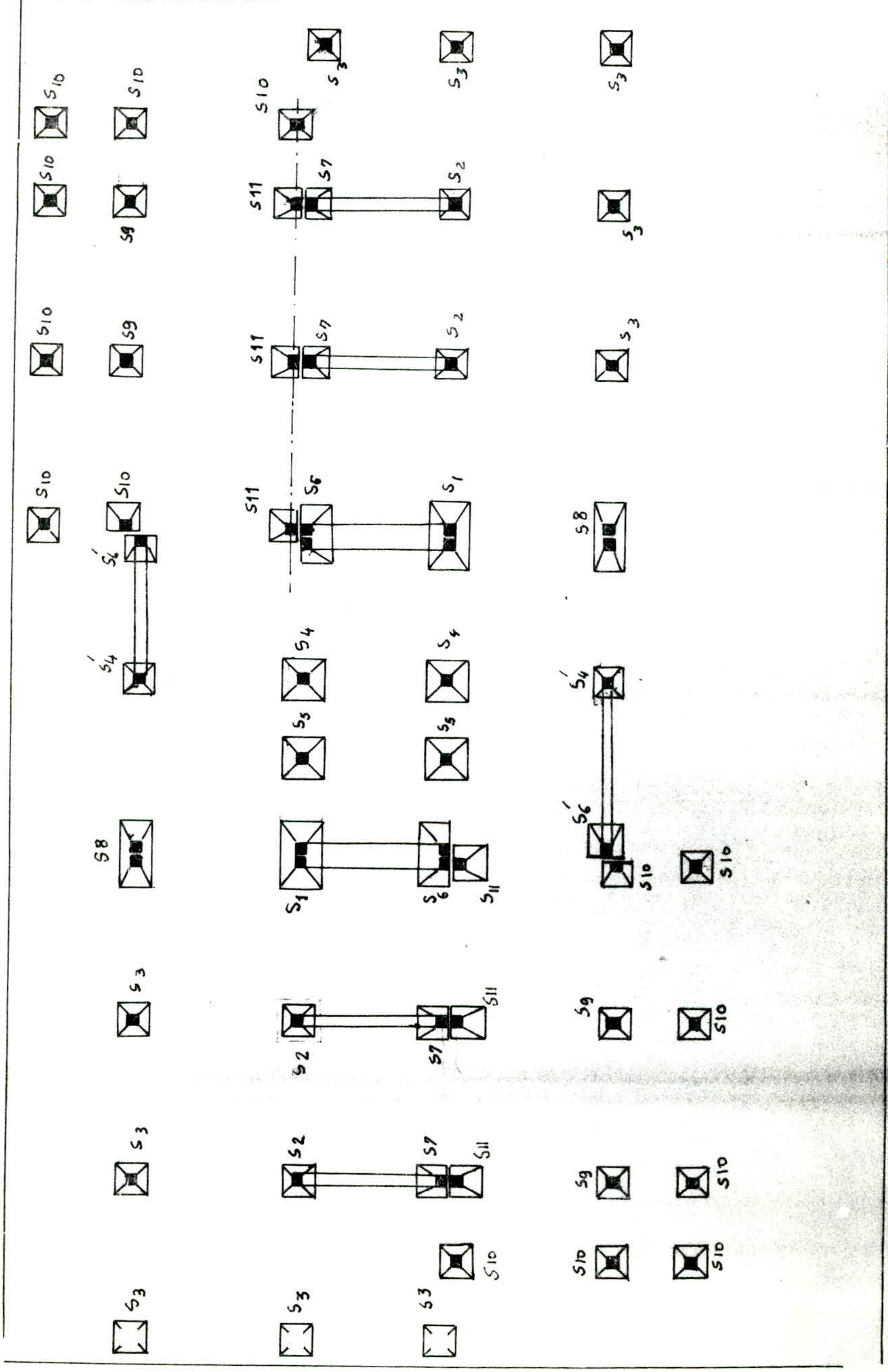
H- On vérifiera les tassements sous chaque semelle, on considerera un tassement admissible de 3 cm.

I Caracteristiques du sol: (Argile sableuse)

R_p : resistance de pointe $R_p = 60$ bars à un ancrage $D = 1,5$ m. $\rightarrow \bar{\sigma}_s = \frac{R_p}{30} = 2$ bars

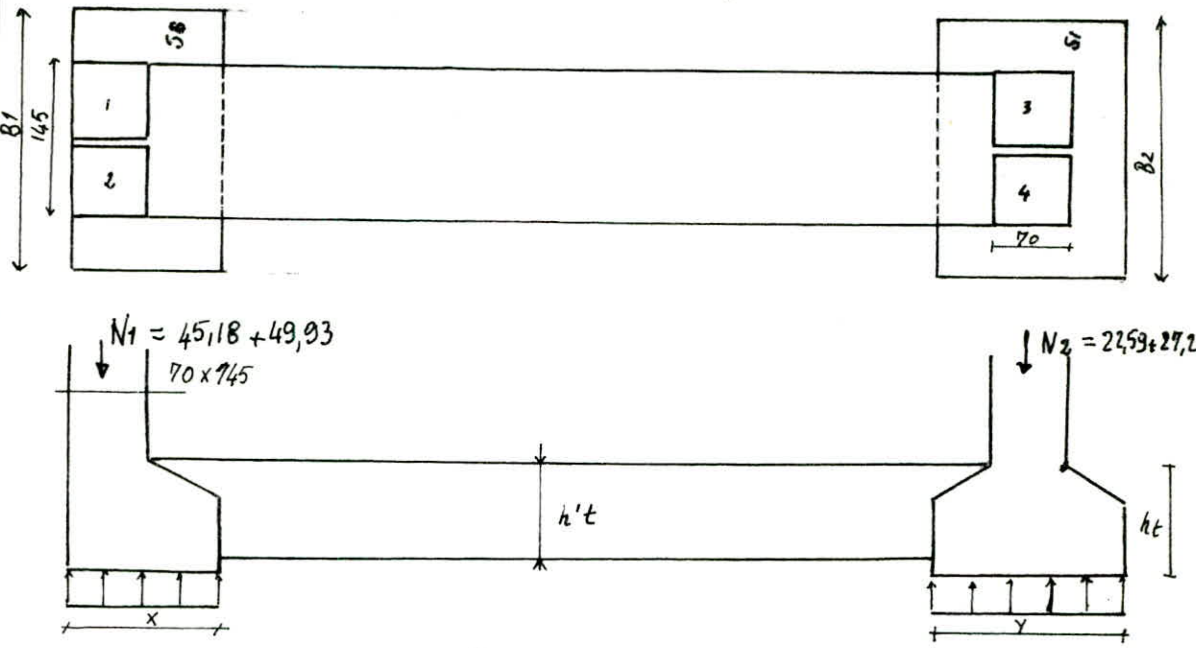
φ : (Angle de frottement interne) =
Densité humide : γ_h =
Cohésion C =
S_r =
teneur en eau ω =
indice du vide initial e_0 =

Plan des Fondations



Semelles S_1 - S_6

Chaque semelle supporte 2 poteaux dont les charges sont sensiblement égales et sont séparés par un joint de dilatation de 5 cm. La semelle S_6 étant excentrée, elle doit être reliée à la semelle centrée S_1 par une poutre rigide dite poutre de redressement



_Efforts sous SP_1 : $(G + 1{,}2P)$

Effort \ Pot	1	2	3	4
M kdaN.m	−1,94	−2,467	0,97	0,838
N kdaN	45,18	49,93	22,59	27,2
T kdaN	1,76	−2,302	0,88	0,928

Les moments sont négligées vu leur faible valeur. Tandis que l'effort tranchant est équilibré par le frottement entre la platine et le béton.

Contraintes : $\sigma'_{28} = 270$ daN/cm²

$\sigma_{28} = 27$ daN/cm²

$\bar{\sigma}'_b = 135$ daN/cm²

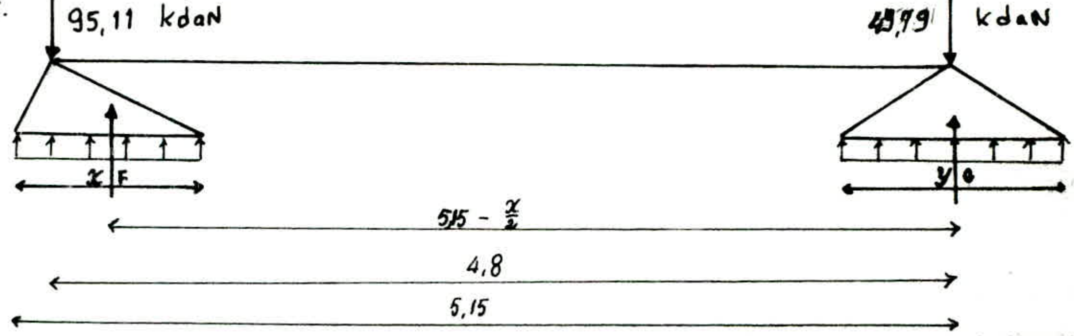
$\bar{\sigma}'_{b0} = 67{,}5$ daN/cm²

$\bar{\sigma}_b = 5{,}9$ daN/cm²

$\bar{\sigma}_s = 2$ daN/cm².

Pour la vérification en SP_2 : on peut ne pas la faire dans le cas où les efforts donnés par SP_2 sont inférieures à 1,5 fois donnés par SP_1.

On suppose que la poutre de redressement amène dans le sol des reactions uniformes sous les semelles.



$\Sigma M_t/G = 0 \Rightarrow$

les semelles sont telle $B = 2A = 2x$. d'autre part $F = 2 \times B \times x$ (daN) B et x en cm

$= 20 \times B \times x$ (kdaN) B et x en m

$\Sigma M_t/G = 0 \Rightarrow 95,11 \times 4,8 = F\left(5,15 - \frac{x}{2}\right)$

$= 20 B x \left(5,15 - \frac{x}{2}\right) = 40 x^2 \left(5,15 - \frac{x}{2}\right)$

soit $20x^3 - 206x^2 + 456,5 = 0 \rightarrow x = 1,62$ m nous prenons $x = 1,60$

$B = 3,20$

Diagramme des moments $F = 20Bx = 102,4$ kdaN

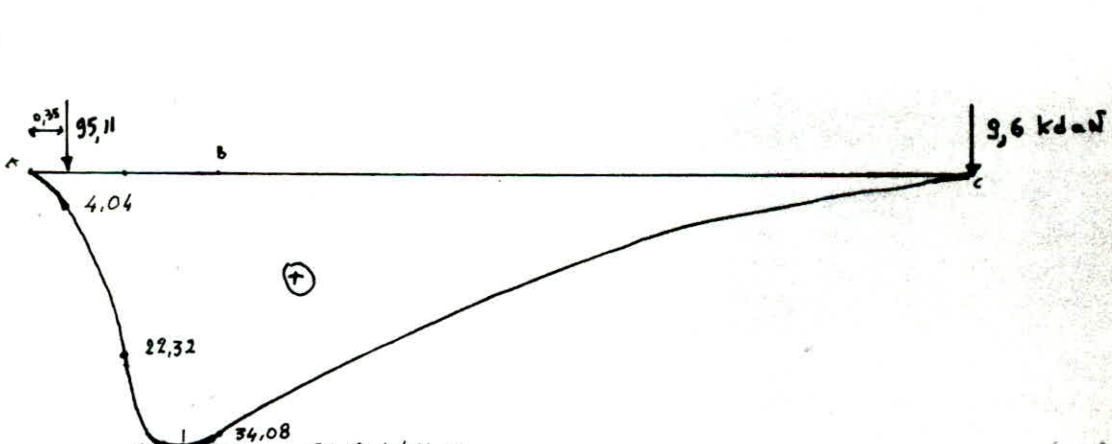
$\Sigma M_t/F = 0 \Rightarrow 49,79 \times 4,8 - 102,4 \times 0,45 = G \times 4,8 \Rightarrow$

$G = 40,19$ kdaN $= 20(2y)(y) \Rightarrow y = 1$m

Dimension S_1 : $y = 1$m

$B' = 2$m.

M



effort tranchant

T

$M_{max} = 36,18$ kdaN.m $T_{max} = 50,31$ kdaN

Moment résistant du béton : $M_{rb} = k b_0 h^2$ avec $k = \frac{\bar{\sigma}'_b \alpha \left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)}{2}$

b_0 : largeur de la poutre = 1,4 m. $\alpha = \frac{n\bar{\sigma}_b'}{n\bar{\sigma}_b' + \bar{\sigma}_a} = 0{,}42$, $\bar{\sigma}_b' = 135\ daN/cm^2 \Rightarrow K = 24{,}381\ \frac{daN}{cm^2}$

d'où $M_{rb} = 24{,}381 \times 1{,}4\ h^2 \geq M_{ext} = 36{,}18\ kdaN.m \Rightarrow h \geq 32{,}6\ cm$

donc $\begin{cases} h_{poutre} = 35\ cm \\ h_t = 40\ m \end{cases}$

Pour faciliter la mise en place du ferraillage on prendra pour la semelle : $h = 40\ cm$, $h_t = 45\ cm$

Pour pouvoir supposer les réactions du sol uniformes sous les semelles ; c'est à dire que les semelles sont rigides il faut que $h \geq \begin{cases} \frac{320-140}{4} = 45\ cm \\ \frac{160-70}{4} = 22{,}5\ cm. \end{cases}$

finalement on prend :

pour la semelle
$h = 45\ cm$
$h_t = 50\ cm$

pour la poutre
$h = 40\ cm$.
$h_t = 45\ cm$.

Ferraillage :

Semelle excentrée (6) (x × B) : $A'_B = \frac{102400\ (160-70)}{8 \times 45 \times 2800} = 9{,}14\ cm^2$

Dans le sens // x $A'_x = \frac{102400\ (320-140)}{8 \times 45 \times 2800} = 18{,}29\ cm^2$

Semelle centrée (S_1)

$$A'_{B'} = \frac{40190\ (100-70)}{8 \times 45 \times 2800} = 1{,}20\ cm^2$$

$$A'_Y = \frac{40190\ (200-140)}{8 \times 45 \times 2800} = 2{,}39\ cm^2$$

Ferraillage adopté

Semelle S6
A_B : 6T14
A_x : 12T14

Semelle S_1
$A'_{B'}$: 3T8
A_y : 6T8

Poutre

$M_{max} = 36{,}18\ kdaN.m.$
$T_{max} = 50{,}31\ kdaN$

$A = \frac{M}{\beta\bar{\sigma}_a}$

$$A_i = \frac{36{,}18 \times 10^5}{7/8 \times 40 \times 2800} = 36{,}92\ cm^2 \rightarrow 11T20$$

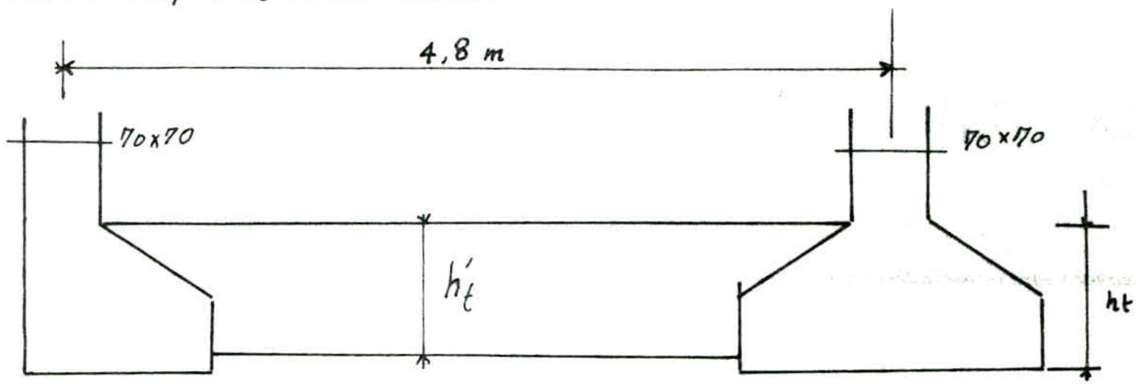
($A = 37{,}69\ cm^2$)

A_s : on prend 11 T10 pour le montage.

Armatures transversales : 1 cadre T8 + 9 crochets T8

Semelle S_2 - S_7

La semelle excentrée S_7 est reliée à la semelle centrée S_1 par l'intermédiaire d'une poutre de redressement.



$X * B_1$ $\quad$ $y \times B_2$

$B_1 = x$ $\quad$ $B_2 = y$

$\Sigma M_t / G = 0 \qquad 43,8 \times 4,8 = F\left(5,15 - \frac{x}{2}\right)$ $\qquad$ $F = 20\,x B_1$ kdaN

$G = 20\,y B_2$ kdaN

$43,8 \times 4,8 = 20\,x^2\left(5,15 - \frac{x}{2}\right)$

$\Rightarrow x^3 - 10x^2 + 21,024 = 0 \Rightarrow x = 1,58$ m $\qquad$ soit $x = B_1 = 1,6$ m

$F = 20\,(1,6)^2 = 51,2$ kdaN

$G = 43,8 + 98,54 - 51,2 = 91,94$ kdaN $= 20y^2 \Rightarrow y = B_2 = 2,13$ m

prendre $y = 2,2$ m

Soit $G = 20\,(2,2)^2 = 96,8$ kdaN $\Rightarrow F = 45,54$ kdaN $= 20x^2$

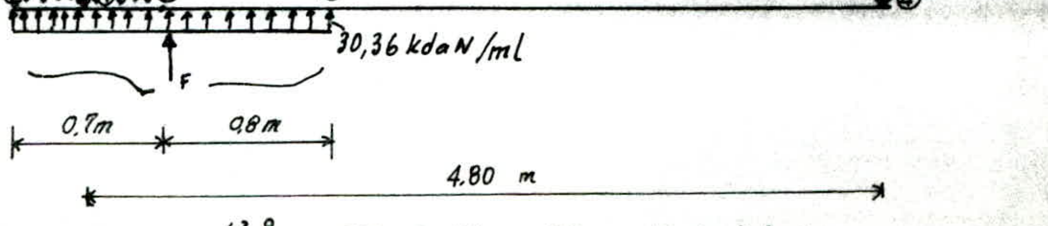
$\Rightarrow x = 1,5$ m.

$$h \geqslant \begin{cases} \frac{220-70}{4} = 37,5 \text{ cm} \\ \frac{150-70}{4} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

soit $h = 40$ cm $\quad h' = 35$ cm

$h_t = 45$ cm. $\quad h_t = 40$ cm

Diagrammes des moments et d'efforts tranchants:



(T)

$T_1 = -\frac{43,8}{0,7} \times 0,35 + 30,36 \times 0,35 = -11,4$ kdaN

$T_2 = -\frac{43,8}{0,7} \times 0,7 + 30,36 \times 0,7 = -22,8$ kdaN

$T_3 = -\frac{43,8}{0,7} \times 0,7 + 30,36 \times 1,5 = 3,75$ kdaN

$M_1 = -\frac{43,8}{0,7} \times \frac{\overline{0,35}^2}{2} + 30,36 \times \frac{(\overline{0,35})^2}{2} = -1.995$ kdaN.m.

$M_2 = -\frac{43,8}{0,7} \times \frac{(0,7)^2}{2} + 30,36 \times \frac{(0,7)^2}{2} = -7,892$ kdaN.m.

$M_3 = -43,8 \times 1,15 + 30,26 \frac{(1,5)^2}{2} = -16,265$ kdaN.m. $\quad M_4 = 0$

$M_{max} = 16,564$ kdaN.m. $\quad T_{max} = -22,8$ kdaN

<u>Ferraillage</u> 1- Semelles(S2) $A_x = A_{B_1} = \frac{F_1(150-70)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{45,54 \times 10^3 (80)}{8 \times 2800 \times 40} =$

$A_x = 4,067$ cm² $\quad$ 6T10 (A = 4,71 cm²)

2- Semelle: (S7) $A_y = A_{B_2} = \frac{G(220-70)}{8h\bar{\sigma}_a} = \frac{96,80 \times 10^3 \times 150}{8 \times 40 \times 2800}$

$A_y = 16,21$ cm² $\quad$ 11 T14 (A = 16,93 cm²)

3-<u>Poutre</u> :

$b_0 = 70$ cm

$M_{rb} = k b_0 h^2 = 24,381 \times 0,7\, h^2 \geq M_{ext} = 16,564$ kdaN.m. $\Rightarrow h \geq 31,15$ cm

$A_s = \frac{16,564 \times 10^5}{7/8 \times 35 \times 2800} = 19,32$ cm² $\quad \rightarrow$ 7 T20 (A = 21,99 cm²).

$A_i \rightarrow$ prendre 7T10 pour le montage $\quad A = 5,49$ cm².

Effort tranchant : $T_{max} = -22,8$ kdaN $\Rightarrow \tau_b = \frac{T_{max}}{bz} = \frac{22800}{70 \times \frac{7}{8} \times 35} = 16,636 \frac{daN}{cm^2}$

$M_{rb} = 20907$ mdaN $> M \Rightarrow \sigma'_b \geq \bar{\sigma}'_{b_0} \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b_0}})\bar{\sigma}_b = 20,16 \frac{daN}{cm^2}$

$\mu = \frac{15 M_2}{\bar{\sigma}_a b_0 h^2} = 0,050 \Rightarrow \begin{matrix} K = 38,3 \\ \varepsilon = 0,9062 \end{matrix} \Rightarrow \sigma'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 73,11 > \bar{\sigma}'_{b_0}$

$\tau_b < \bar{\tau}_b = 20,16$ daN/cm².

<u>Aciers transversaux</u>
<u>Cadre + 9 erochets T8</u> $\quad \sigma_{at} = \rho_{at}\sigma_{en}$ avec $\rho_{at} = max(1 - \frac{\tau_b}{9\bar{\sigma}_b}, \frac{2}{3}) = 0,800$

$A_t = 7T8 \rightarrow 3,51$ cm² $\quad$ et $\sigma_{at} = 0,8\,\sigma_{en} = 0,8 \times 4200 = 3360 \frac{daN}{cm^2}$

espacement : $t \leq \frac{z \cdot \sigma_{at}}{T} \times A_t = \frac{7/8 \times 35 \times 3360 \times 3,61}{22,8 \times 10^3} = 15,84$ cm $> \bar{t} = 0,2h = 7$ cm

nous prenons donc l'espacement admissible $t = \bar{t} = 7$ cm constant le long de la poutre

semelle isolée S3

$\bar{\sigma}_a = 2800 \, daN/cm^2$ $\gamma = 1,6 \, t/m^3$ $\bar{\sigma}_s = 2 \, daN/cm^2$ $D = 1,5 \, m$. (Ancrage)

Efforts transmis à la semelle :

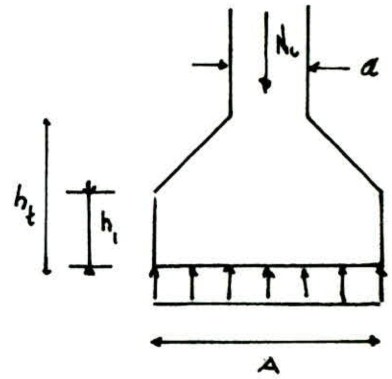
$N_c = 45,18 \, kdaN$
$M = 1,94 \, kdaN.m$ } avec $G+1,2P$

On ne tiendra pas compte du moment dans le calcul de cette semelle or il engendre une contrainte très faible. De ce fait on aura à calculer : une semelle centrée, qui doit être vérifiée avec les efforts de SP2.

les semelles sont rigides, les réactions du sol sont uniformes.

pour une semelle rigide $h \geq \frac{A-a}{4}$

On procède à la vérification de poinçonnement donnée par la relation empirique de Caquot.



$$h_t - d \geq 1.44 \sqrt{\frac{N}{\sigma_b'}}$$

* prédimensionnement :

$$\sigma_s = \frac{N_c}{A^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{N_c}{\bar{\sigma}_s}} = 150,3 \, cm$$

$\Rightarrow$ On prend $A = 160 \, cm$. $\rightarrow h \geq \frac{160-70}{4} = 22,5$

d'autre part.

$$h = h_t - d \geq 1,44 \sqrt{\frac{45180}{67,5}} = 37,25 \, cm.$$

soit $h = 40 \, cm$ et $h_t = 45 \, cm$.

poids des terres au dessus de la semelle :

$$N_t = \left[(A^2 - a^2)(D - h_t) + (A^2 - a^2)\frac{(h_t - h_1)}{2}\right] \times 1,6$$

$h_1 \geq 6\phi + 6$ nous prenons $h_1 = 25 \, cm$.

$\Rightarrow N_t = 3,81 \, kdaN$

poids du massif de semelle : $N_s = \left[A^2 \times h + \left(\frac{A+a}{2}\right)^2 \times (h_t - h_1)\right] \times 2,5 =$

$N_s = 2,26 \, kdaN$.

$N_{TOTAL} = N_c + N_t + N_s = 51,25 \, kdaN \rightarrow A = \sqrt{\frac{51250}{2}} = 160,07$

finalement: $A = 160 \, cm$. $h_1 = 25 \, cm$. $h = 40 \, cm$ $h_t = 45 \, cm$.

ferraillage : Méthode des bielles : $A'_x = A'_y = \frac{N_{TOT}(A-a)}{8 \, h \, \bar{\sigma}_a} = 5,15 \, cm^2$

soit 5 T12 ($A = 5,65 \, cm^2$) dans chaque sens.

sem. isolée S4 : $M = 5{,}523$ kdaN.m.
$N_c = 77{,}404$ kdaN

$A^2 \geq \dfrac{N_c}{\bar{\bar{\sigma}}_s} \Rightarrow A = 196{,}7$ cm prendre $A = 210$ cm.

$h \geq \dfrac{210 - 70}{4} = 32{,}5$ cm et $h_t - d \geq 1{,}44 \sqrt{\dfrac{77404}{67{,}5}} = 48{,}76$

$\rightarrow h = 50$ cm et $h_t = 55$ cm. et $h_1 = 30$ cm

poids des terres : $N_t = 6{,}74$ kdaN
poids du massif : $N_s = 7{,}29$ kdaN

$$N_{TOTAL} = N_c + N_s + N_t = 91{,}43 \text{ kdaN} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{91430}{(2{,}00)}} = 213{,}81 \text{ cm}$$

on prends $A = 220$ cm et $h = 55$ cm. $h_t = 60$ cm $h_1 = 30$ cm.

Ferraillage $A_x = A_y = \dfrac{N_{TOT}\,(A - a)}{8\,h\,\bar{\sigma}_a} = 11{,}13$ cm² → 10T12 ($A = 11{,}31$ cm²)

vérification sous SP2

avec $G + P + 1{,}2 \overleftarrow{S_i}$: $M = 16{,}598$ kdaN.m
$N_c = 81380$ daN
$T = 6{,}74$ kdaN.

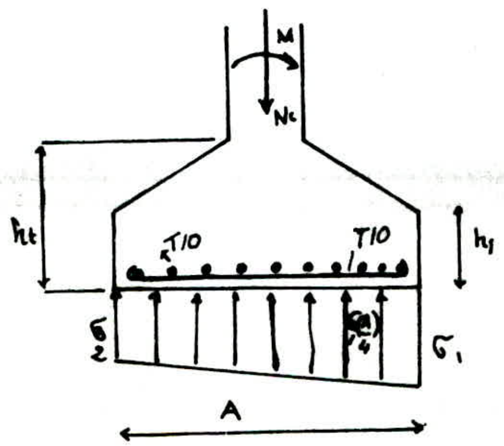
$N_{TOT} = N_c + N_t + N_s = 95410$ daN

$\sigma_{1,2} = \dfrac{N_c}{S} \mp \dfrac{MV}{I}$ avec $V = A/4$
$I = \dfrac{A^4}{12}$

$\Rightarrow \sigma_{1,2} = \dfrac{N_c}{A^2} \mp \dfrac{3M}{A^3} = \dfrac{95410}{(220)^2} \mp \dfrac{3 \times 1659800}{(220)^3}$ $\nearrow \sigma_1 = 2{,}44$ daN/cm² $\searrow \sigma_2 = 1{,}50$ daN/cm²

on vérifie $\sigma(A/4) \leq \bar{\sigma}_s$ avec $\bar{\sigma}_s = 1{,}5 \times 2 = 3$ daN/cm² pour SP2

$\sigma(A/4) = \dfrac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2{,}21 < 3$ daN/cm².



<u>Semelle isolee S5</u> $N_c = 51894$ daN
$M = -0{,}031$ kdaN.m   (négligeable)

$\frac{N_c}{A^2} \leq \bar{\sigma}_s \Rightarrow A^2 \geq \frac{51894}{2} \Rightarrow A = 161$ cm.

On prends $A = 180$ cm

hypothèse de semelle rigide : $h \geq \frac{A-a}{4} = \frac{180-70}{4} = 27{,}5$ cm.

Condition de non poinçonnent : $h_t - d \geq 1{,}44\sqrt{\frac{N}{\bar{\sigma}'_{b0}}} = 39{,}9$ cm

$\Rightarrow h = 40$ cm, $h_t = 45$ cm, $h_1 = 25$ cm

poids des terres au dessus de la semelle : $N_t = 5{,}06$ kdaN

poids du massif de semelle : $N_s = 4{,}43$ kdaN

Effort normal total $N_{total} = 61{,}384$ kdaN

$$\sigma_s = \frac{N}{A^2} = \frac{61384}{(180)^2} = 1{,}89 \frac{daN}{cm^2} < \bar{\sigma}_s = 2 \frac{daN}{cm^2}$$

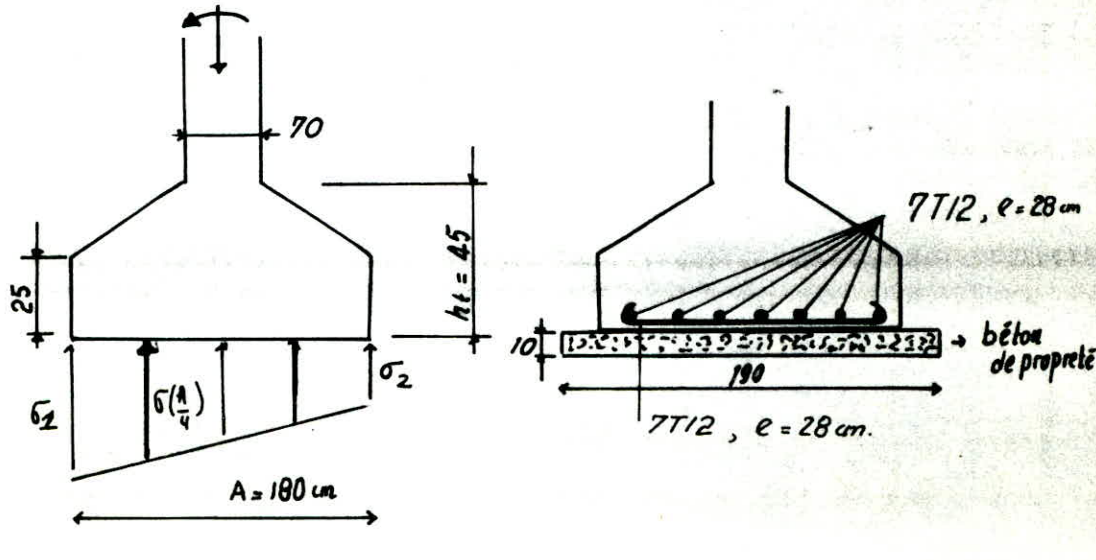
Ferraillage : $A_x = A_y = \frac{61384 \times (180-70)}{8 \times 40 \times 2800} = 7{,}54$ cm²

soit 7 T12 ($A = 7{,}91$ cm²)

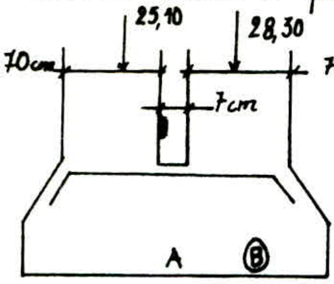
vérifications avec les efforts de SP2 : $N_c = 49728$ daN
$M = -14682$ daN.m

$N_{TOTAL} = 59218$ daN $\bar{\sigma}_s = 1{,}5 \times 2 = 3$ daN/cm²

$$\sigma_{1,2} = \frac{N_c}{A^2} \mp \frac{3M}{A^3} \Rightarrow \left.\begin{array}{l}\sigma_1 = 2{,}58 \text{ daN/cm}^2\\ \sigma_2 = 1{,}07 \text{ daN/cm}^2\end{array}\right\} \Rightarrow \sigma\left(\frac{A}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 2{,}20 < 3 \frac{daN}{cm^2}$$



Semelle sous 2 poteaux separés par un joint de dilatation : S8



- il s'agit d'une semelle sous 2 poteaux vue que l'espacement est très petit et la semelle rigide : on admet une repartition rectangulaire.

Pour raison de simplification, le calcul se fait comme une fondation sous 1 poteau de largeur : $2 \cdot 0,70 + 0,07 = 1,47m$; $0,70m$

$\frac{A}{B} = \frac{1,47}{0,70} = 2,10$, $N_0 = 53,4\ kdaN$, $\sigma_{sol} = 2\ daN/cm^2$

$\sigma = \frac{N_0}{A \cdot B} \leq \sigma_s \Rightarrow A \geqslant \sqrt{\frac{N_0}{\sigma_s} \cdot 2,10} = 2,37m \longrightarrow$ on prend $A = 2,60m \Rightarrow B = 1,25m$

$h \geqslant \frac{A-a}{4} = \frac{260-145}{4} = 28,75\ cm$

$h = 45cm$, $h_t = 50cm$ $\quad e \geqslant 6\phi + 6 \quad e = 15cm$

Calcul de l'effort normal total :-

Poids des terres :-

$$N_t = \left[\left(260.125 - 147.70\right)\left(100 + \frac{35}{2}\right) + 7.100.70\right] . 1,6.10^{-6} = 4,25\ kdaN.$$

Poids de la semelle :-

$$N_s = \left(260.125.\left(15 + \frac{35}{2}\right) + 2.100.70.70\right) 2,5.10^{-6} = 5,09kdaN.$$

$N_T = N_0 + N_t + N_s = 62,74\ kdaN$. $\frac{N_{TOT}}{A.B} = 1,93\ daN/cm^2 < \sigma_s = 2\ daN/cm^2$

Calcul des armatures:

il s'agit d'une semelle rigide, on utilise la methode des bielles :-

$A_y = \frac{N(A-a)}{8h\sigma_a} = 7,16cm^2$ $(7T12 = 7,91cm^2)$, $A_x = \frac{N(B-b)}{8h\sigma_a} = 3,42cm^2$ $(4T12 = 4,52cm^2)$

- les armatures inferieures de la semelle doivent être munies de crochets capables d'equilbrer l'effort provenant des bielles. Ces crochets presentent un rayon de courbure suffisant pour satisfaire à la condition de non-ecrasement du beton. ces crochets se feront avec un angle de 120° au minimum.
- au niveau du joint, on prendra la precaution de coudre la partie superi-eure pour eviter la fissuration.

Verification sous SP2 : $\begin{cases} N = 32,58 + 36,05 + 4,25 + 5,09 = 77,97\ kdaN \\ M_\ell = -9,78 + 19,505 = 9,725\ kdaN.m \end{cases}$

$\sigma(A/4) = \frac{N}{A.B} + \frac{3M}{BA^2} = 2,75\ daN/cm^2 < \sigma_s \cdot 1,5 = 3\ daN/cm^2$

Calcul de la semelle isolée :- S'_2

$N_0 = 54,74$ kdaN. le calcul se fera par la methode des bielles

semelle carreé : $A \geqslant \sqrt{\frac{N_0}{\overline{\sigma}_s}} = 165,44$ cm $\rightarrow$ A = 1,80 m.

$h \geqslant \frac{A-a}{4} = 27,5cm$ h = 45 cm , $h_t = 50$ cm e = 15 cm $\geqslant 6\phi + 6$ ($\phi = 1,2$ cm)

Poids des terres :-

$$N_t = \left[(180^2 - 70^2)\,100 + (180^2-70^2)\,\frac{35}{2}\right] \cdot 1,6 \cdot 10^{-6} = 5,17 \text{ kdaN}$$

Poids de la semelle :

$$N_s = \left[180^2\left(15 + \frac{35}{2}\right) + 100 \cdot 70 \cdot 70\right] \cdot 2,5 \cdot 10^{-6} = 3,86 \text{ kdaN}.$$

$N_{TOT} = 63,77$ kdaN $\sigma = \frac{N_T}{A^2} = 1,968$ daN/cm² $< \overline{\sigma}_s = 2$ daN/cm²

$A_x = A_y = \frac{N \cdot (A-a)}{8h \cdot \overline{\sigma}_a} = \frac{63,77 \cdot 10^3 \cdot (180-70)}{8 \cdot 45 \cdot 2800} = 6,96$ cm² $\rightarrow$ 7T12 = 7,91 cm² dans chaque sens.

verification sous sp2 :-

$$\begin{cases} N_t = 52,72 \text{ kdaN} + 5,17 + 3,86 = 61,75 \text{ daN} \\ M_t = 11,34 \text{ m.kdaN.} \end{cases} \quad \sigma(A/4) = \frac{N}{S} + \frac{M}{I}\cdot\frac{A}{4} = \frac{N}{A^2} + \frac{M}{A^4}\cdot 12 \cdot \frac{A}{4} = \frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3}$$

$\sigma(A/4) = 2,49$ daN/cm² $< 1,5 \cdot 2 = 3$ daN/cm²

Calcul de la semelle isolée : S'_3

$N_0 = 25,10$ kdaN. $A \geqslant \sqrt{\frac{N_0}{\overline{\sigma}_s}} = 112,03$ cm A = 1,50 m

$h \geqslant \frac{A-a}{4} = 20$ cm $\longrightarrow$ h = 35 cm et $h_t = 40$ cm e = 15 cm

Poids des terres : $N_t = \left[(150^2-70^2)\left(110 + \frac{25}{2}\right)\right] \cdot 1,6 \cdot 10^{-6} = 3,45$ kdaN

Poids de la semelle : $N_s = \left[150^2 \left(15 + \frac{25}{2}\right) + 100 \cdot 70 \cdot 70\right] \cdot 2,5 \cdot 10^{-6} = 2,77$ kdaN

$N_T = 31,32$ kdaN $\frac{N_T}{A^2} = 1,392 < \overline{\sigma}_s = 2$ daN/cm²

verification sous sp2.

$$\begin{cases} N_t = 32,58 + 3,45 + 2,77 = 38,8 \\ M_t = 9,78 \text{ kdaN.m} \end{cases} \quad \sigma(A/4) = \frac{N}{A^2} + \frac{3M}{A^3} = 2,594 \text{ daN/cm}^2 < 1,5\overline{\sigma}_s = 3 \text{ daN/cm}^2$$

$A_x = A_y = \frac{N_T(A-a)}{8h \cdot \overline{\sigma}_a} = 3,196$ cm² $\longrightarrow$ 5T10 = 3,93 cm² dans chaque sens.

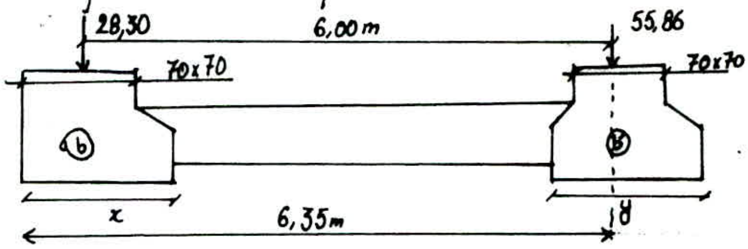
Verific. au poincon.

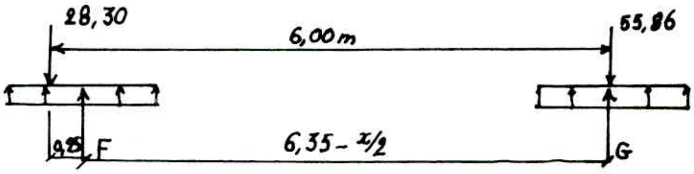
$h \geqslant 1,44\sqrt{\frac{N_T}{\overline{\sigma}_{b_0}'}} = 31,02$ cm verifié.

Calcul de la semelle excentrée : $S_4' - S_6'$

Cette semelle excentrée sera liée à une semelle centrée par une poutre de redressement (poutre rigide)

vue l'importance des efforts sous sp1 le calcul se fera avec sp1 et une vérification sous sp2.



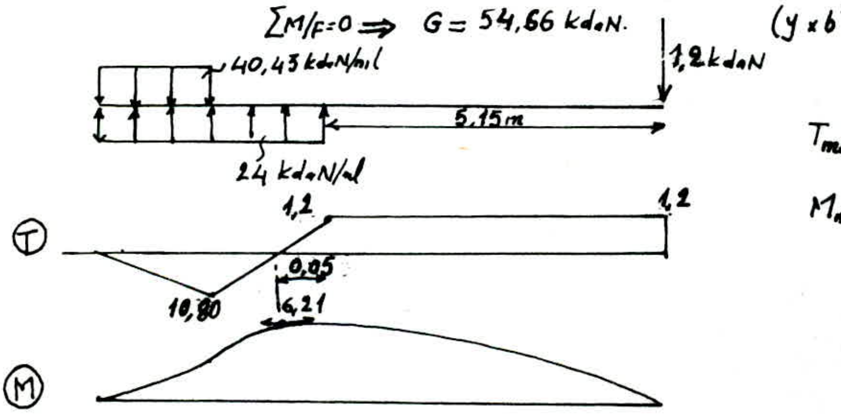


$\sum M/_G = 0$; $28,30 \cdot 6,00 = 20 \cdot bx\left(6,35 - x/2\right) \Rightarrow 10bx^2 - 127bx + 169,8 = 0$

on prend $b = x$ on trouve : $b = x = 1,20\ m$

$F = 20 \cdot \overline{1,20}^2 = 28,8\ kdaN$. , $F + G = 28,30 + 55,86 = 84,16\ kdaN$

$\sum M/_F = 0 \Rightarrow G = 54,66\ kdaN$. $(y \times b' = 1,70 \times 1,70)$



$T_{max} = 10,80\ kdaN$

$M_{max} = 6,21\ kdaN.m$

- Coffrage de la poutre : $M_{max} = 6,21\ kdaN.m$ $M_{rb} = kbh^2$, $k = \frac{\overline{\sigma_b}' \cdot \alpha(1 - \alpha/3)}{2}$

$\alpha = \frac{n\overline{\sigma_b}'}{n\overline{\sigma_b}' + \overline{\sigma_a}} = 0,465$, $k = 31,8$ Si on prend b : larg. de la poutre = 20cm

$h_{min} \geq \sqrt{\frac{M_{max}}{kb}} = 31,27\ cm$ on prend $h = 40\ cm$ $h_t = 45\ cm$

- Semelles

pour faciliter la mise en place : $h = 45\ cm \rightarrow h_t = 50\ cm$ semelle très rigide

- Les armatures :

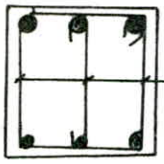
Semelle : $x \times b$; $A' = \frac{28,8 \cdot 10^3 (120 - 70)}{8 \cdot 45 \cdot 2800} = 1,43\ cm^2 \rightarrow$ 3T10 dans chaque sens

semelle : $y \times b'$: $A' = \frac{54,66 \cdot 10^3 (170 - 70)}{8 \cdot 45 \cdot 2800} = 5,42\ cm^2 \rightarrow$ 7T10 = $5,45\ cm^2$ chaque sens.

Poutre :

Armatures sup. :- $A_s = \dfrac{6,21.10^5}{0,85.40.2800} = 6,52\,cm^2 \rightarrow 3T20 = 9,42\,cm^2$

Armatures inf : montage : 3T10



$A_t = 3\text{Ø}6 = 2,54\,cm^2$

pour $T = 10,8$ kdaN

$t = \dfrac{A_t\, z\, \overline{\sigma}_{at}}{T} = \dfrac{2,54.\,7/8.\,40.\,1600}{10,8.10^3} = 13,17\,cm \quad t = 10\,cm$

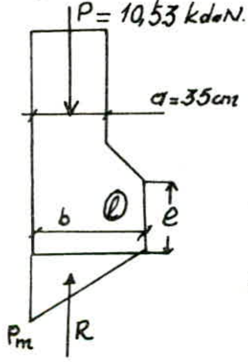
$T = 1,2$ kdaN . $t = 118,53\,cm \rightarrow$ on prend $t = 25\,cm$

Fondations du BLOC B R.d.C

Calcul de la semelle S11 ; semelle excentrée

- la repartition est fonction des deformabilités de la semelle et du terrain, mais s'il s'agit des semelles très rigides et sol coherent on peut admettre une loi lineaire.

Vue la faible charge et que le sol est coherent on prevoit la solution du triple console.



on prend $b = 3/2\,a = 52,5\,cm \rightarrow b = 55\,cm$

au dela de cette distance la semelle ne participe pas à la resistance.

$R = \dfrac{b.P_m}{2}.\ell \geqslant P \Rightarrow \ell \geqslant \dfrac{P.2}{b.P_m} = \dfrac{10,53.10^3.2}{52,5.2} = 200,57\,cm$

s. rigide : $\ell = 2,20\,m.$

$h \geqslant \dfrac{\ell - a}{4} = \dfrac{220-35}{4} = 46,25\,cm \qquad h = 50\,cm \qquad h_t = 55\,cm$

$e = 15\,cm.$

Poids des terres :-

$N_t = \left[\left(95 + \frac{35}{2}\right)\left(220.55 - 35.35\right)\right].\,1,6.10^{-6} = 1,96$ kdaN

Poids de semelle :-

$N_s = \left[135.35.35 + 15.220.55\right].\,2,5.10^{-6} = 0,83$ kdaN

$N_{TOT} = 13,2$ kdaN , $P_m = \dfrac{4\,N_{TOT}}{3.a\ell} = 2,34 > \overline{\sigma}_s = 2\,daN/cm^2$

on fait une autre iteration :-

on prend : $\ell = 2,70\,m \quad h = 60\,cm \quad h_t = 65\,cm.$

$N_t = \left[\left(85 + \frac{50}{2}\right)\left(270.55 - 35.35\right)\right].\,1,6.\,10^{-6} = 2,398$ kdaN

$N_s = \left[135.35.35 + 15.270.55\right].\,2,5.10^{-6} = 0,97$ kdaN.

$N_{TOT} = 13,90$ kdaN $\qquad P_m = \dfrac{4\,N_T}{3.a\ell} = 1,96\,daN/cm^2 < \overline{\sigma}_s = 2\,daN/cm^2$

il s'agit d'1 semelle rigide on utilise la methode des bielles :

aciers longitudinaux :- $A' = \dfrac{13,9.10^3.(270-35)}{8.\,50.\,2800} = 2,92\,cm^2 \rightarrow 4T10 = 3,14\,cm^2$

aciers transversaux : $A' = \dfrac{13,9.10^3\,(55-35)}{8.\,50.\,2800} = 0,25\,cm^2 \rightarrow 3T10$

Calcul de la semelle isoleé S9 :-

$N_o = 21,56$ kdaN. $A \geqslant \sqrt{\frac{N_o}{\sigma_s}} = 120$ cm $h \geqslant \frac{A-a}{4} = 21,25$ cm $h = 30$ cm , $h_t = 35$ cm

$e = 15$ cm.

Poids des terres : $N_t = \left[\left(120^2 - 35^2\right)\left(\frac{20}{2} + 115\right)\right].1,6.10^{-6} = 2,64$ kdaN

Poids de la semelle : $N_s = \left[120^2\left(20 + \frac{15}{2}\right) + 115.35.35\right].2,5.10^{-6} = 1,34$ kdaN.

$N_{TOT} = 25,54$ kdaN $\frac{N_{TOT}}{A^2} = 1,77$ daN/cm² $< \sigma_s = 2$ daN/cm²

$$A_x = A_y = \frac{25,54.10^3(120-35)}{8.30.2800} = 3,23 \text{ cm}^2 \rightarrow 4T12 = 4,52 \text{ cm}^2 \text{ dans chaque sens}$$

Semelle isoleé S10 :

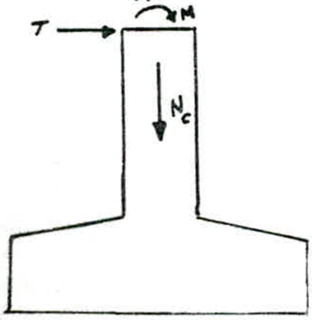
$N_o = 3,31$ kdaN $N_t + N_s = 4$ kdaN $A \geqslant \sqrt{\frac{N_{To}}{\sigma_s}} = 60,46$ cm $A = 70$ cm

$h = 20$ cm , $h_t = 25$ cm , $e = 15$ cm

$$A_x = A_y = \frac{7,31.10^3(70-35)}{8.20.2800} = 0,57 \text{ cm}^2 \rightarrow 3T10 \text{ dans chaque sens.}$$

CALCUL DU FÛT : Les fondations doivent être ancrées à 1,5 m les semelles ont pour hauteur totale maximale $h_t = 50$ cm. l'assemblage de platine au massif doit être au dessus du sol ; on prévoit un poteau en B.A de dimensions 70x70 cm² ce poteau est soumis à un effort normal N et un moment M et l'effort tranchant T, et a une hauteur égale à : $(1,5 - h_t)$ [m]

Soit : 1 m



Pot 2-C

$M = 16,598$ kdaN.m
$N_c = 81,38$ kdaN
$T = 6,74$ kdaN

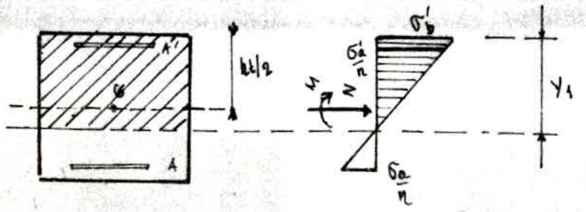
avec G + P + 1,2 $\vec{S_i}$

$M_{TOTAL} = M + T h_f$
$= 16,598 + 6,74 * 1 = 23,338$ kdaN.m

CALCUL en Flexion composée : $e_o = \frac{M}{N} = 28,7$ cm

on prend $d = d' = 3$ cm. $e_a = \frac{h_t}{6} = \frac{70}{6} = 11,7$ cm

$e_o > \frac{h_t}{6}$: Section partiellement comprimeé :



Calcul du moment fictif : $\mathcal{M} = N f$ avec $f = e_o + \frac{h_t}{2} - d = 60,7$ cm

$\mathcal{M} = 81,38 \times 0,607 = 49,400$ kdaN.m   Moment / au c.d.g des armatures tendues

en F. simple sous l'effet de $\mathcal{M}$: $\mu = \dfrac{15\mathcal{M}}{\bar{\sigma}_a b h^2} = \dfrac{15 \times 49,4 \times 10^5}{2800 \times 70 \times 67^2} = 0,0842$

$\mu = 0,0842 \rightarrow K = 27,65$

$\varepsilon = 0,8828$

$\sigma'_b = \dfrac{\bar{\sigma}_a}{K} = \dfrac{2800}{27,65} = 101,3 < 135$ daN/cm²

Les aciers comprimés ne sont pas necessaires, mais comme le moment peut changer de sens, nous adoptons un ferraillage symétrique. $A = A'$

soit A_1 : la section d'armatures tendues trouvées par le calcul de flexion simple.

et A : sect. d'armatures dans la section soumise à N et M

$$A = A_1 - \frac{N}{\bar{\sigma}_a}$$

$$A_1 = \frac{49,4 \times 10^5}{2800 \times 0,8828 \times 67} = 29,83 \text{ cm}^2$$

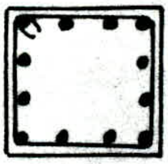
$$\frac{N}{\bar{\sigma}_a} = \frac{81,38 \times 10^3}{2800} = 29,06$$

$\Rightarrow A = 29,83 - 29,06 = 0,77$ cm²

$\tilde{\omega}_{min} = 0,25\ \% \Rightarrow A_{min} = \dfrac{\tilde{\omega}\, b h_t}{100} = 11,73$ cm²

on prend $A > A_{min}$ soit 4T20 $A = 12,56$ cm²

4T20 sur chaque côté et pour chaque sens



LONGRINES

Les longrines sont indispensables au droit de chaque file de poteaux dans le cas où la distance verticale entre le dessus des fondations et la sous face du plancher de référence est ≥ 1 m.

Les longrines auront comme dimensions minimales 25 x 30 pour les sols de consistance moyenne.
ils doivent équilibrer une force axiale de compression ou de traction égale à 10% de la plus grande charge verticale, il faut ajouter les effets des charges et moments appliquées directement aux longrines. le ferraillage minimum doit être $4\Phi_{14}$ ou 4T12 avec un espacement $\leq$ 20 cm. Notre construction est à ossature légère, les efforts ne sont importants, nous prenons donc des longrines de 25 x 30 cm avec un ferraillage de 4T12.

- **DALLAGE** : On réalise habituellement sous forme de dallage les surfaces utilisables des immeubles.
Un dallage est constitué par une dalle pleine en béton armé pour notre cas l'épaisseur de la dalle est 10cm, elle est séparée du terrain sous-jacent par un hérissonage en pierres servant de répartition aux charges localisés. L'interposition est complétée par un écran parvapeur s'opposant au remontées Capillaires.

CALCUL DU VOILE PERIPHERIQUE

sous le R.D.C. on dispose des murs périphériques en B.A de hauteur 1m qui ceinturent tout le batiment et relient les fondations dans les 2 sens.
l'épaisseur est limité par le RPA81 (Art 3.3.8.5) :

$e \geq \max\left(\frac{h}{10}, 0{,}15\right)$ avec h : hauteur du voile = 1m

soit $e \geq \max(0{,}1\ , 0{,}15) = 15$ cm. Nous prenons $e = 20$ cm

Ferraillage : Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures :
$A \geq 0{,}20\%\ h.e = 0{,}20\% \times 100 \times 20 = 4\ cm^2 \rightarrow$ 2T16 $(A = 4{,}02\ cm^2)$
Armatures longitudinales de peau : $A_p \geq 2\ cm^2$ Soit 4T10/ml espacés de 25cm

CALCUL DE JOINTS
(dilatation et rupture)

Joint de dilatation entre Bloc A et Bloc C :-

On a etudie chaque bloc separemment, donc le joint entre les 2 blocs doit permettre le libre deplacement à chaque bloc. le remplissage doit être realisé avec un materiau cassant comme par exemple le liege afin d'empecher la transmission des efforts entre les 2 blocs

le libre deplacement conduit a prendre une epaisseur e du joint

$$e \geq \delta^{A}_{j\ transv} + \delta^{C}_{j\ longit.} = 2,57 + 3,81 = 6,38\ cm$$

δ_j : deplacement du niveau terrasse

Largeur du joint d'aprés le R.P.A : $e \geq \frac{H_1}{300} = \frac{1398}{300} = 4,66\ cm$

H_1 : hauteur du bloc le moins bas.

Conclusion : on prend une epaisseur : $e = 6,5\ cm$

Joint de rupture entre Bloc B et les 2 blocs A et C :-

de la même maniere que precedemment le libre deplacement conduit a :-

sens transversal : $e \geq \delta^{A}_{j\ transv} + \delta^{B}_{j\ transv} = 0,40 + 0,59 = 0,99\ cm$

sens longitudinal : $e \geq \delta^{C}_{transv} + \delta^{B}_{j\ longit} = 0,32 + 1,18 = 1,50\ cm$

δ^{A}_{j} : deplacement du niveau I.

et d'aprés le R.P.A : $e \geq \frac{H_1}{300} = \frac{404}{300} = 1,35\ cm$

Conclusion : on prend une epaisseur $e = 5\ cm$

CALCUL DE TASSEMENT

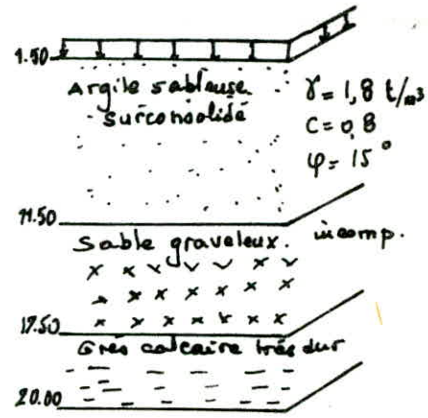
nous nous limitons au calcul de tassements sous 2 semelles uniquement, ceci nous permet de calculer le tassement differentiel.

on devra verifier $\delta = \frac{\Delta S}{\ell} < \frac{1}{250}$ avec ΔS tassement differentiel.

ℓ : l'entre axes des 2 semelles.

δ : distorsion.

La courbe oedometrique donnée le rapport de l'étude du sol indique :



σ_c : pression de consolidation = 2,480 bars

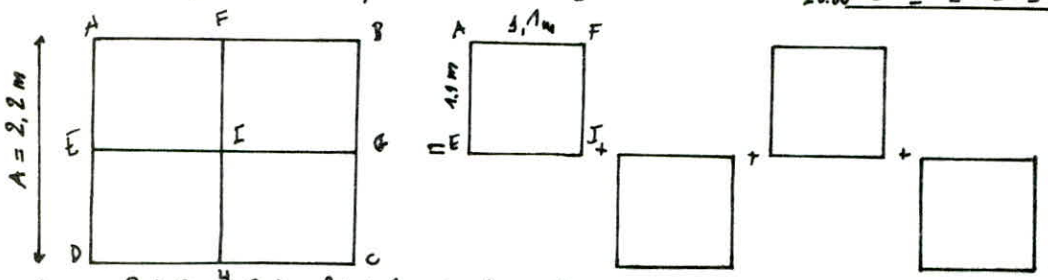
C_c : coef de consolidation = 0,113

C_e : = 0,029

$\sigma_0 = \gamma_1 D + \gamma_2 Z = 1,6 \times 1,5 + 1.8 \times 5 = 11.4\ t/m^2 \simeq 1,14\ daN/cm^2$

Semelle S4.

$\Delta\sigma = K.q. = 4 K_0 q$. $\quad a = \frac{A}{2} = 1,1\,m$.



$k_0 = f(\frac{a}{z}; \frac{a}{z}) = f(\frac{1,1}{5}, \frac{1,1}{5}) = f(0,22; 0,22)$. abaque (theorie de Boussinesq) donne $k_0 = 0,02$

$\Delta\sigma = 4 \times 0,02 \times \left(\frac{N_{tot}}{A^2}\right) = 0,152.\ daN/cm^2$.

$\sigma_0 + \Delta\sigma = 1.292. \quad < \sigma_c$

donc $e = e_0 - C_e \log \frac{\sigma_0 + \Delta\sigma}{\sigma_0} = 0,558. \Rightarrow \Delta e = 1,576 \times 10^{-3}$

$\frac{\Delta e}{1+e_0} = \frac{1,576 \times 10^{-3}}{1+0,56} = \frac{\Delta H}{H_0} \Rightarrow \underline{\underline{\Delta H = 1,01\ cm.}}$

On remarque que le tassement est faible, celà est dûe à la surconsolidation de l'argile.

<u>Semelle S_5</u> $q = \frac{N_{tot}}{S} = 1,81\ daN/cm^2$ et $k_0 = f(0,18; 0,18) \simeq 0,009$

$\Delta\sigma = 4 k_0 q = 0.065 \rightarrow \Delta e = 6,984 \times 10^{-4} \rightarrow \Delta H = 0,45\,cm.$

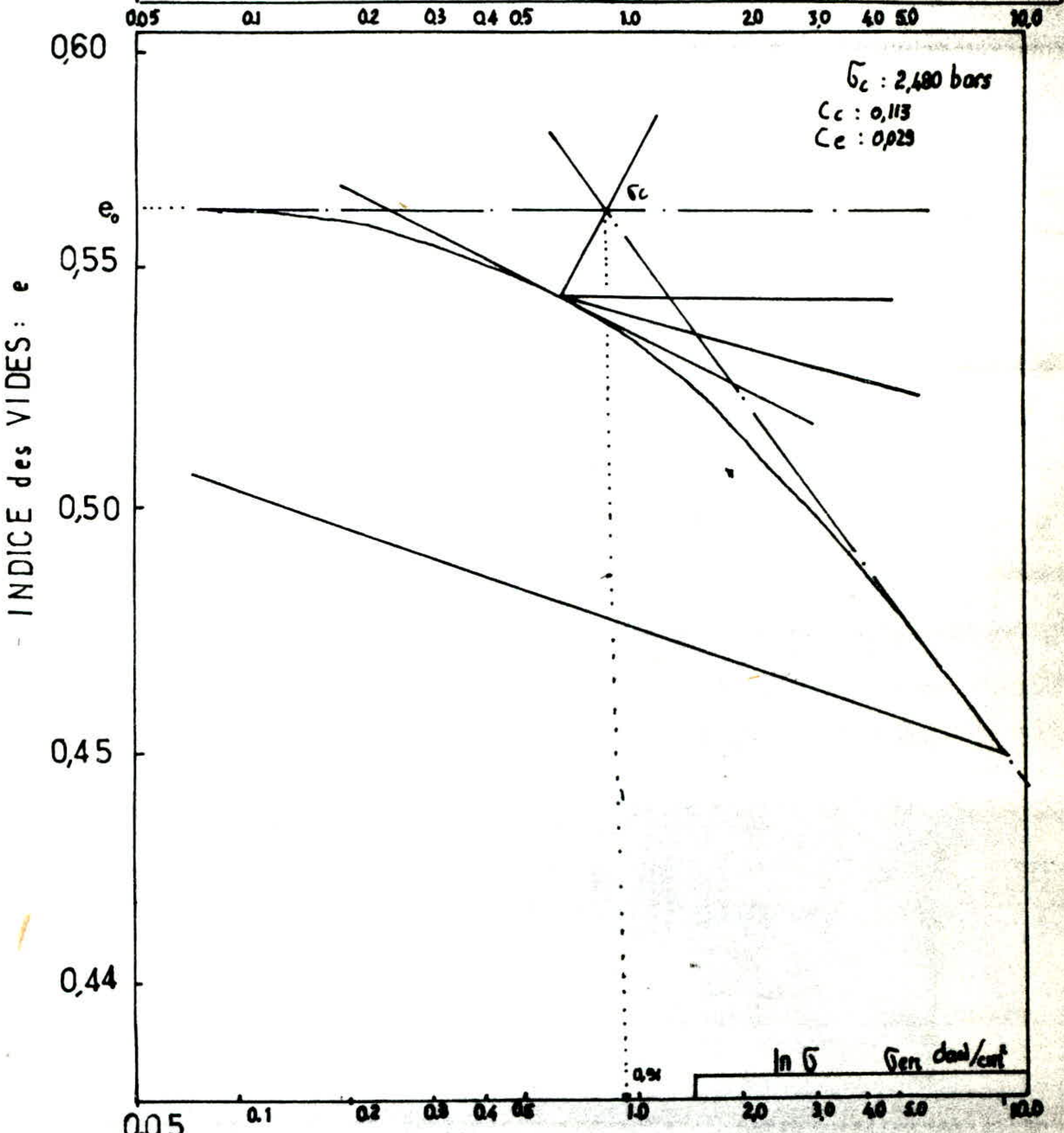
tassement differentiel $= 1,01 - 0,45 = 0,56\,cm$.

$\delta = \frac{0,56}{300} = 1,86 \times 10^{-3} < \bar{\delta} = \frac{1}{250} = 4 \times 10^{-3}$ le tassement differentiel est donc admissible.

LNTPB dossier n°: 81-1118

ESSAI DE COMPRESSIBILITE
PERMEABILITE

sondage : 1
echantillon : IV
profondeur : 1,5.0 - 11,50



BIBLIOGRAPHIE

1 - Règles de calcul des constructions en acier _ CM 66

2 - Cours CM1 et CM2

3 - Cours de Mr chorian Tiberu (Polycopie ENPA)

4 - Cours de Mr Youri Martinov (ENPA - 1975)

5 - Aide-Mémoires (BA & RDM)

6 - Méthode de Cross - Pierre Charon

7 - RPA 81

8 - Bulletin n° 5 du CTC (Méthode Muto)

9 - Cours Béton Armé (Mr Bellazougui)

10 - CONST. metalliques - KIENERT

11 - Guide pratique de C.M. DAUSSY

12 - Constructions Metalliques - Ernest Gustin

13 - Ossatures de Batiment - André Coin

14 - Revues CTICM.

15 - NV 1965

16 - Traité B.A Tome III, IV - Fondations - ossatures d'immeubles

17 - CALCUL DE FONDATIONS et Murs de soutènements TENG

18 - Costet & Sanglerat MDS T1 et 2