

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT : GENIE. CIVIL

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

ETUDE - D'UNE - TOUR.

A

USAGE - D'HABITATION

R+8

Proposé par : O.N.L.F

Etudié par :

A. CHELGHOUJ
KEHILA(Y)

Dirigé par :

B. ZEGLAHE



PROMOTION :

juin 84

CHAPITRE 1

- * INTRODUCTION
- * PRESENTATION DE L'OUVRAGE
- * MATERIAUX UTILISES
- * DECENTE DEC CHARGE

CHAPITRE 2

- * ETUDE DYNAMIQUE
 - Introduction
 - Modélisation
 - Méthode utilisée
 - Calcul des déplacements
 - Calcul des périodes

CHAPITRE 3

- * ETUDE SISMIQUE
 - SELON PS 69
 - SELON RPA 81

CHAPITRE 4

- * ETUDE AU VENT
 - DETERMINATION DE L'EFFORT DE TRAINEE
 - " " des coefficients de traînée, de majoration de dimension
 - Determination de la pression du vent, de la pression dynamique
 - Determination de la largeur du maitre couple
 - Determination de l'effort de portance, vérification

CHAPITRE 5

- * ETUDE AU CONTREVENTEMENT
 - Introduction, distribution des efforts d'ensemble (methode de M ALDIGES et GOULET)
 - INERTIE equivalente et application
 - Hypothese et distribution des efforts d'ensemble sur les refends
 - Application selon les efforts dus au PS 69
 - Application selon les efforts dus au RPA 81

CHAPITRE 6

- * ETUDE DES VOILES
 - Introduction
 - Sollicitations horizontales
 - Refend a une file d'ouverture
 - Refend à plusieurs files d'ouvertures
 - Application

- Distribution des efforts verticaux sur les refend

CHAPITRE 7

* FERRAILLAGE DES VOILES

- introduction
- Types d'armatures
- Prescriptions relatives au ferrailage des éléments de contreventement
- Application selon PS 69
- Application selon RPA 81
- Ferrailage des linteaux (introduction)
- Prescriptions relatives au ferrailage des linteaux

CHAPITRE 8 * ETUDE DES ELEMENTS

- Calcul de l'acrotère
- Calcul de l'escalier
- Calcul des paliers
- Calcul des béquets
- Calcul de la poutre palier
- Calcul de la poutre noyée
- Calcul des planchers (dalles) Etage courant
- Calcul des planchers haut du vide sanitaire

CHAPITRE 9

* ETUDE DES FONDATIONS

- Introduction
- Calcul des semelles
- Calcul des tassements du sol sous les semelles
- Ferrailage du voile périphérique

CHAPITRE 10

* ETUDE COMPARATIVE

- Introduction
- Comparaison

— CHAPITRE I —

— INTRODUCTION —

- C H A P I T R E -

-ooOoo- I N T R O D U C T I O N -ooOoo-

-
1. PRESENTATION DE L'OUVRAGE 1
 - 1.1 CARACTERISTIQUE GEOMETRIQUE
 - 1.2 CARACTERISTIQUE DU SOL
 - 1.3 MATERIAUX UTILISES
 2. CONTRAINTES ADMISSIBLES
 3. DESCENTE DE CHARGE.

1/ PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Le présent projet consiste à étudier les éléments résistants d'un bâtiment tour à usage d'habitation qui sera implanté dans la région de Bouira. Le bâtiment présente une dissymétrie en plan et comporte :

Un vide sanitaire, 1 Rez de Chaussée et 8 étages

Soit R + 8

Une Cage d'ascenseur

Le R.D.C sera réservé aux locaux de Commerce.

1.1 CARACTERISTIQUES - GEOMETRIQUES OSSATURE :

L'ossature du bâtiment est constituée uniquement de voiles porteurs d'épaisseur 20 cm dans le sens longitudinal et 15 cm dans le sens transversal assurant ainsi le contre-ventement de la construction dans les deux sens

Distances entre les points extrêmes

sens longitudinal : 30,15 m

sens transversal : 13,34 m

hauteur du bâtiment (y compris l'Acrotère)

$$H_t = 25,70 \text{ m}$$

distance entre deux planchers successifs 2,80 m

PLANCHERS

Notre bâtiment aura deux types de planchers :

- Le plancher du R.D.C qui sera formé de predalles qui associent du béton coulé sur place à un béton préfabriqué mis en œuvre sur de grandes surfaces reprise pour confectionner des dalles pleines.
- Le plancher de l'Etage courant et de la terrasse sera constituée de dalles pleines d'épaisseur égale à 16 cm.

CAGE D'ESCALIER ET D'ASCENSEUR;

Elles seront réalisées par des voiles d'épaisseur 20 cm et 15 cm l'escalier sera constitué par deux volées adjacentes préfabriquées appuyées chacune sur les piliers coulés sur place.

1.2 CARACTERISTIQUES DU SOL

La contrainte admissible du sol est de 2,0 bars à 2,50 m de profondeur.

1.3 MATERIAUX UTILISES

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

La composition de 1 m^3 de béton sera :

800 litres de gravillons	$D_g \leq 25 \text{ mm}$
400 litres de sable	$D_s \leq 5 \text{ mm}$
350 Kg de ciment	C.P.A 325
175 litres d'eau.	

La préparation du béton sera faite mécaniquement (bétonnière, centrale à béton), le chantier sera doté de matériel nécessaire pour permettre le prélèvement d'échantillons à des fins de contrôle.

L'acier utilisé (doux et à haute adhérence...) doit être propre et débarrassé de toute trace de rouille non adhérente.

2. CONTRAINTES ADMISSIBLES :

2.1 BETON :

Ce bâtiment étant à usage d'habitation, on utilisera un béton dosé à 350 Kg/m^3 de ciment CPA 325, avec un contrôle atténué.

Les contraintes admissibles pour les sollicitations du premier genre sont définies aux articles 9 à 12 des règles C.C.B.A 68.

La résistance nominale à 28 jours sera de :

- à la compression $\sigma_n = 28 = 270 \text{ bars} = 275 \text{ Kgf/cm}^2$
- à la traction $\sigma_n = 28 = 7 + 0,06 n = 23,2 \text{ bars} = 23,7 \text{ Kgf/cm}^2$

a - Contrainte de compression admissible (Art.9.4 C.C.B.A 68)

Cette contrainte est égale à :

$$\sigma'_b = \sigma'_b \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \quad \text{avec } \sigma'_b = 28$$

α : dépend de la classe du ciment utilisé.

$$\alpha = 1 \text{ pour le C.P.A 325}$$

β : dépend de l'efficacité du contrôle

$$\beta = 5 \text{ pour un contrôle atténué}$$

γ : dépend des épaisseurs relatives des éléments et des dimensions des granulats.

$$C_g = 5/15 \rightarrow \gamma = 1$$

δ : dépend de la nature de la sollicitation

- en compression simple : $\delta = 0,3$
- en flexion simple : $\delta = 0,6$
- en flexion composée :

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

avec :

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

e_1 : distance à la limite du noyau central au centre de gravité de la section du béton seul dans le plan radial passant par le centre de pression? Pour les sollicitations du second genre, les valeurs de " δ " devront être multipliées par 1,5.

ϵ : dépend de la forme de la section et la position de l'axe neutre (nature de la sollicitation)

$\epsilon = 1$ en compression simple, quelle que soit la forme de la section, et section rectangulaire en flexion simple ou en flexion composée avec traction.

ϵ = déterminé par la condition que $\frac{F'_b}{B'_b} \leq \sigma'_{bo}$ pour les autres cas.

F'_b : résultante des forces de compression

B'_b : section du béton comprimée.

σ'_{bo} : contrainte admissible en compression simple.

Dans notre cas les valeurs des contraintes sont :

- Contrainte admissible en compression simple

$$\bar{\sigma}'_{bo} = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \delta \cdot \epsilon \cdot \sigma'_{28} = 1,5 \cdot 1,0 \cdot 3,1 \cdot 270 = 67,5 \text{ bars}$$

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 67,5 \text{ bars} = 68,5 \text{ Kgf/cm}^2 \quad \begin{matrix} \text{(sollicitation} \\ \text{du 1er genre)} \end{matrix}$$

$$\bar{\sigma}'_{bo} = 1,5 \cdot 68,5 = 102,7 \text{ kg/cm}^2 \quad \begin{matrix} \text{sollicitation du} \\ \text{2ème genre.} \end{matrix}$$

- Contrainte admissible en flexion simple ou flexion comparée avec traction en section rectangulaire.

$$\begin{aligned} \sigma_b &= 1.5 \cdot \frac{1.06 \cdot 1}{6} \cdot 270 = 135 \text{ bars} = 137 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SP1)} \\ \sigma_b &= 1.5 \cdot 137 = 205,5 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP2)}. \end{aligned}$$

b - Contrainte de traction de référence (Art. 9.5. C.C.B.A68).

$$\bar{\sigma}_b = \alpha \cdot \beta \cdot \gamma \cdot \theta \cdot \sigma'_n$$

α, β, γ ont été déjà définis précédemment

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{28} \text{ avec } 28 \text{ exprimé en bars}$$

$$\theta = 0,018 + \frac{2,1}{270} = 0,0258$$

$$\text{d'ou } \bar{\sigma}_b = \frac{1,5 \cdot 1}{6} \cdot 0,0258 \cdot 270 = 5,8 \text{ bars}$$

$$\sigma_b = 5,8 \text{ bars} = 5,9 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SP1)}$$

$$\sigma_b = 1,5 \cdot 5,9 = 8,8 \text{ kgf/cm}^2 \text{ sous SP2)}$$

2 - 2 ACIERS :

On distingue 2 catégories d'aciers :

1 Aciers doux (ronds - lisses) :

Fe E 24 \longrightarrow limite d'élasticité nominale

$$\sigma_{en} = 2400 \text{ khf/m}^2$$

- Contraintes admissibles :

$$\sigma_a = \frac{2}{3} \cdot 2400 = 1600 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SP1)}$$

$$\sigma_a = \sigma_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2 \text{ (sous SP2)}$$

2 - Aciers à haute adhérence (H.A) :

Ils sont de nuance FeE 40 \longrightarrow limite d'élasticité

nominale est : pour $\phi \leq 20$ $\sigma_{en} = 4200 \text{ kgf/cm}^2$

pour $\phi > 20$ $\sigma_{en} = 4000 \text{ kgf/cm}^2$

- Contrainte admissibles :

$$\phi \leq 20 \quad \sigma_a = \frac{2}{3} \cdot 4200 = 2800 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SP1)}$$

$$\sigma_a = \text{en } 4200 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SP2)}$$

$$\phi > 20 \quad \sigma_a = \frac{2}{3} \cdot 4000 = 2667 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SP1)}$$

$$\sigma_a = \text{en } 4000 \text{ kgf/cm}^2 \text{ (sous SP2)}$$

- Contraintes de traction imposées par la condition de fissuration (Art.4.9 C.C.B.A 68).

Pour éviter des fissures inacceptables, la valeur maximale de la contrainte des armatures est limitée à la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = K \cdot \frac{\alpha \cdot \tilde{\omega}_f}{\phi \cdot (1 + 10 \tilde{\omega}_f)} \quad \text{contrainte de fissuration systématique}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{K}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \text{contrainte de fissuration non systématique ou accidentelle}$$

avec :

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

K = 1,5 · 10⁶ fissuration peu nuisible

K = 1 · 10⁶ fissuration préjudiciable

K = 0,5 · 10⁶ fissuration très préjudiciable.

- α : coefficient de fissuration

= 1 pour les ronds lisses

= 1,6 pour les aciers à haute adhérence (H.A)

- ϕ : Diamètre de la plus grosse barre tendue, exprimés en mm.

- $\tilde{\omega}_f$ Pourcentage de fissuration défini par $\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f}$

avec A : section des barres tendues

B_f : section d'enrobage des barres tendues.

- $\bar{\sigma}_b$: Contrainte de traction de référence du béton, exprimée en bars.

Descente de charge

Pour chaque élément porteur ou aura à considérer :

- Son poids propre
- La part des charges et surcharges que lui transmettent les planchers (elle est obtenue par un découpage à partir des lignes de rupture du béton à 45 °, on évaluera par la suite les surfaces revenant à chaque réferend).
- La part de cloison reportée sur lui
- Le poids des façades s'il s'agit d'un réferend extérieur
- Les éléments spéciaux : escaliers, gaine de fumée .etc..)

Le bâtiment étant à usage d'habitation, il y aura lieu de procéder à une dégression des surcharges (La loi de dégression tient compte du fait qu'il est exceptionnel que la totalité des surcharges soit appliqués simultanément sur tous les étages d'un bâtiment.

Charges et Surcharges :

1. Plancher terrasse :

- Protection gravillon (4 cm) = $1800 \times 0,04 = 72$ Kg/M2
- Etanchéité multicouche = = 20 "
- Chape en béton (3 cm) = $2000 \times 0,03 = 60$ "
- Isolation thermique (4 cm) = $250 \times 0,04 = 10$ "
- Barrière de craqueur = 05 "
- Forme de pente en moyenne (10 cm) = $2500 \times 1 = 250$
- planche dalle pleine = (16 cm) = $2500 \times 0,16 = 400$
- Enduit en plâtre (2,5 cm) = $1400 \times 0,015 = 21$

838 KG/M2

_____ G = 0,838 t/M2

2. Plancher étage courant :

- Carrelage (2 cm) = $2200 \times 0,02 = 44$ KG/M2
- Mortier de pose (2 cm) = $2000 \times 0,02 = 40$ KG/M2
- Sable (1 cm) = $1700 \times 0,01 = 17$ " "
- Dalle en béton armée = $2500 \times 0,16 = 400$ " "
- Isolation phonique = $500 \times 0,02 = 10$ " "
- Cloison = 75 " "
- Enduit en plâtre (1,5 cm) = $1400 \times 0,015 = 21$ KG/M2

G = 607 KG/M2

_____ G = 0,607 KG / M2

3. Rez de chaussée

- Carrelage (2 cm) = $0,02 \times 2200 = 44$ KG / M2
- Mortier (2 cm) = $0,02 \times 2200 = 44$ " "
- Sable (1 cm) = $0,01 \times 1700 = 17$ " "
- Dalle pleine (16 cm) = $0,16 \times 2500 = 400$ KG/M2
- Cloisons = 75 KG/M2

580 KG/M2

! G = 0,580 t/M2 !

4. Escalier :

Palier =

- Carrelage = (2 cm) = $0,02 \times 2200 = 44$ KG/M2
- Mortier de pose (2 cm) = $0,02 \times 2000 = 40$ KG/M2
- Sable (1 cm) = $0,01 \times 1700 =$
- Dalle en béton (16 cm) = $0,16 \times 2500 = 400$ KG/M2
- Enduit en plâtre = $0,015 \times 1400 = 21$ " "

G = 522 KG/M2

! G = 0,522 t/M2 !

- Poids propre de la pailleuse (épaisseur = 20cm)

$$= \frac{0,20 \cdot 2500}{\text{cas } 30,94} = 582,95 \text{ Kg/m}^2$$

- Poids des marches ($h = 20\text{cm}$)

$$= \frac{0,20 \times 2200}{2} = 220 \text{ Kg/m}^2$$

- Mortier de pose (2cm) = $0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$

- Revêtement (2cm) = $0,02 \times 2000 = 40 \text{ Kg/m}^2$

- Gardes corps = $0,02 \times 2000 = 100 \text{ Kg/M}^2$

- Enduit en plâtre = $0,02 \times 2000 = 21 \text{ Kg/m}^2$

$$= 1003,95 \text{ Kg/m}^2$$

$$= G = 1003,95 \text{ Kg/m}^2$$

Surcharges d'exploitation

Les valeurs des surcharges à admettre dans les bâtiments de même que la loi de dégressivité des surcharges dans les bâtiments à étage sont définies par les normes N.F. P06.001

- Terrasse Inaccessible 100 Kg/M²

- Plancher courant 175 Kg/M²

- Plancher R.D.C (boutiques) 400 Kg/M²

- Escalier, palier 250 Kg/M²

- Balcons, loggias 350 Kg/M²

- Acrotère: Force horizontale 100 Kg/M²

5. Calcul du poids propre des gaines :

Ce bâtiment comporte trois types de gaines.

1. gaine pour vide ordure (V.O)

2. gaine de ventilation

3. gaine de fumée.

du rez de chaussée au 5^{ème} étage :

Poids propre des gaines par étage :

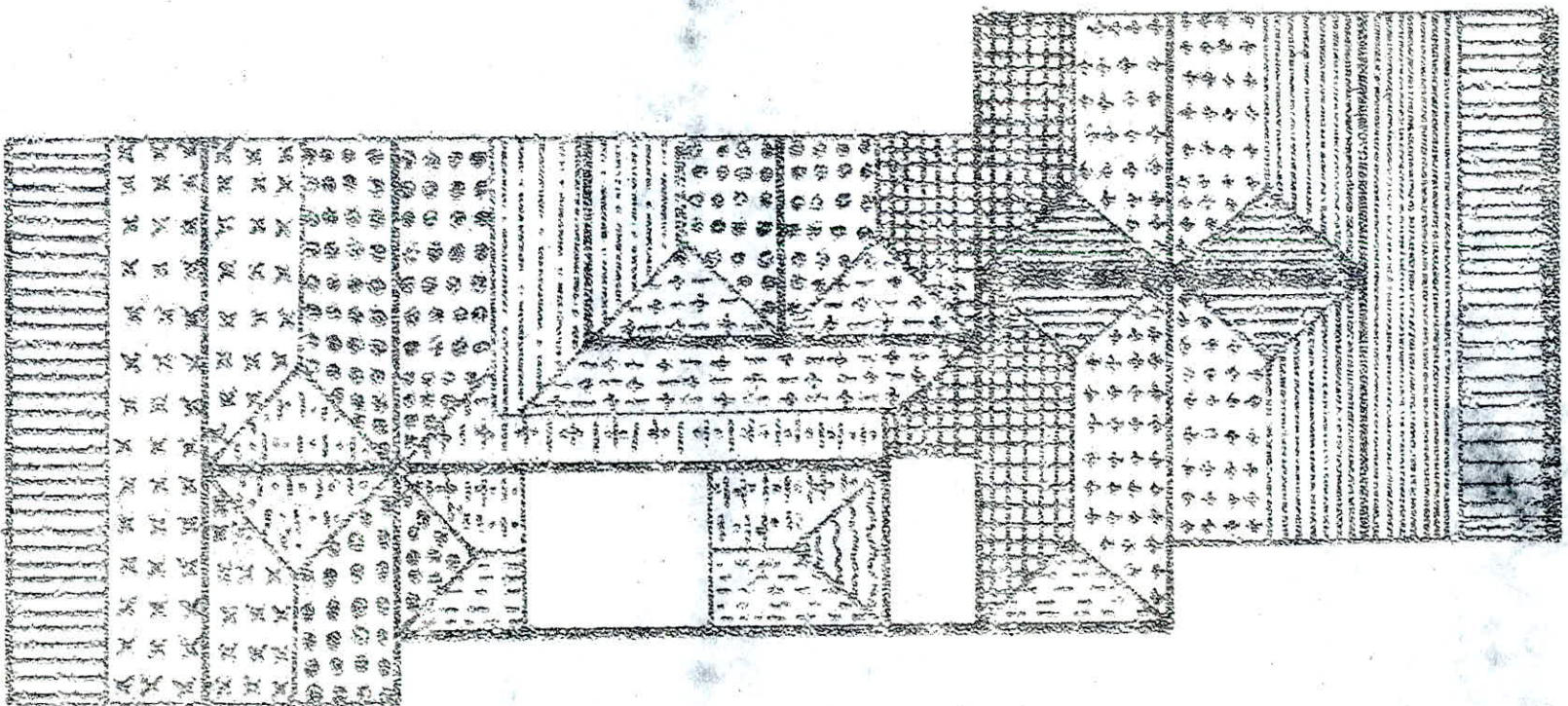
(fumée) 1^o type = $(0,98 \times 0,37 - 2 \times 0,40 \times 0,25) \times 2,8 \cdot 2,5 = 0,931\text{t}$

(V.O) 2^o type = $(0,80 \cdot 0,50 - 0,15 \cdot 0,23 \cdot 0,4 \cdot 0,4) \cdot 2,8 \cdot 2,5 = 1,438\text{t}$

(ventilation) 3^o type = $(1 \cdot 1,8 \cdot 0,52 - 2 \cdot 0,4 \cdot 0,5) \cdot 2,8 \cdot 2,5 = 1,415\text{t}$

surface revenant à chaque
voile.

..../..



1
 圖 1
 圖 2
 圖 3
 圖 4
 圖 5
 圖 6
 圖 7
 圖 8
 圖 9
 圖 10
 圖 11
 圖 12
 圖 13
 圖 14
 圖 15
 圖 16
 圖 17
 圖 18
 圖 19
 圖 20
 圖 21
 圖 22
 圖 23
 圖 24
 圖 25
 圖 26
 圖 27
 圖 28
 圖 29
 圖 30
 圖 31
 圖 32
 圖 33
 圖 34
 圖 35
 圖 36
 圖 37
 圖 38
 圖 39
 圖 40
 圖 41
 圖 42
 圖 43
 圖 44
 圖 45
 圖 46
 圖 47
 圖 48
 圖 49
 圖 50
 圖 51
 圖 52
 圖 53
 圖 54
 圖 55
 圖 56
 圖 57
 圖 58
 圖 59
 圖 60
 圖 61
 圖 62
 圖 63
 圖 64
 圖 65
 圖 66
 圖 67
 圖 68
 圖 69
 圖 70
 圖 71
 圖 72
 圖 73
 圖 74
 圖 75
 圖 76
 圖 77
 圖 78
 圖 79
 圖 80
 圖 81
 圖 82
 圖 83
 圖 84
 圖 85
 圖 86
 圖 87
 圖 88
 圖 89
 圖 90
 圖 91
 圖 92
 圖 93
 圖 94
 圖 95
 圖 96
 圖 97
 圖 98
 圖 99
 圖 100

圖 1 圖 2 圖 3 圖 4 圖 5 圖 6 圖 7 圖 8 圖 9 圖 10 圖 11 圖 12 圖 13 圖 14 圖 15 圖 16 圖 17 圖 18 圖 19 圖 20 圖 21 圖 22 圖 23 圖 24 圖 25 圖 26 圖 27 圖 28 圖 29 圖 30 圖 31 圖 32 圖 33 圖 34 圖 35 圖 36 圖 37 圖 38 圖 39 圖 40 圖 41 圖 42 圖 43 圖 44 圖 45 圖 46 圖 47 圖 48 圖 49 圖 50 圖 51 圖 52 圖 53 圖 54 圖 55 圖 56 圖 57 圖 58 圖 59 圖 60 圖 61 圖 62 圖 63 圖 64 圖 65 圖 66 圖 67 圖 68 圖 69 圖 70 圖 71 圖 72 圖 73 圖 74 圖 75 圖 76 圖 77 圖 78 圖 79 圖 80 圖 81 圖 82 圖 83 圖 84 圖 85 圖 86 圖 87 圖 88 圖 89 圖 90 圖 91 圖 92 圖 93 圖 94 圖 95 圖 96 圖 97 圖 98 圖 99 圖 100

10
 11
 12
 13
 14
 15
 16
 17
 18
 19
 20

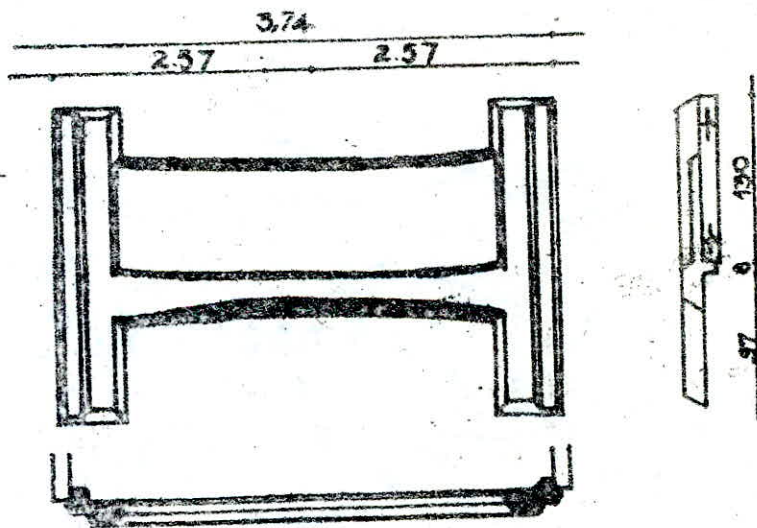
SURFACE REVENANT A CHACQUE VOILE

VOILES LONGITUDINAUX

VOILES	A	B	C	D
SURFACE ESPACE COULETT (B ²)	5.82	21.193	14.750	12.960
SURFACE TERRASSE (B ²)	14.940	30.318	14.750	12.960

VOILES TRANSVERSAUX

VOILE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
SURFACE (m ²)	18.432	33.264	31.104	25.392	2.350	10.440	10.825	25.116	35.586	19.728



DETAIL DU GARDE CORPS ESPACE COULETT

- Poids des façades au niveau de l'étage courant :

Les façades sont calculés par étage courant et sont constantes en briques creuse avec enduit dans les deux faces.

(15 /) brique de 15.

$$\text{brique creuse : } 1,4 \times 0,15 = 0,21 \text{ t / m}^2$$

$$\text{enduit en plâtre : } 0,021 \times 2 = 0,042 \text{ / m}^2$$

$$\underline{\quad\quad\quad} G = 0,25 \text{ t / M}^2$$

$$F_3 = F_4 = F_8 = 3,60 \times 2,80 - 1,80 \times 2,17) 0,25 = 1,543 \text{ T.}$$

$$F_2 = F_9 = F_{10} = (3,60 \times 2,80 - 1,80 \times 2,17) 0,25 \\ = 1,543 \text{ t.}$$

$$F_1 = F_6 = F_5 = F_7 \\ (3,60 \times 2,8 - 1,20 \times 1,30) 0,25 = \underline{2,13} \text{ t}$$

- Gardes corps :

Poids du garde corps :

$$(0,49 \text{ } 0,28 - 0,02744) 2,36 \times 0,16 \times 2,5 \times 2 \\ = 0,253 \text{ t.}$$

Poids des **Panneaux**

$$2,75 \times 1,30 \times 0,16 \times 2,5 = 1,43 \text{ t.}$$

$$\underline{\quad\quad\quad} G = 1,43 + 0,253 = 1,683 \text{ t.}$$

- Gardes corps métalliques :

G.C métallique type 1 :

Aciers 7,85 t/m³

10 barres de Ø 20/ m²

$$2 \times 0,03 \times 7,85 \text{ t/m}^3 = 0,044 \text{ t/ml}$$

$$0,012 \times 100 \cdot 7,85 \times 0,70 = 0,0172 \text{ t / ml}$$

$$G = 0,062 \text{ t / ml}$$

.../...

- Dalle Local machinerie d'ascenseur :

$$0,1 \times 2,500 = 0,25 \text{ t /ml.}$$

Dalle d'ascenseur :

$$0,16 \times 2,6 = 0,4 \text{ t /m}^2.$$

$$0,15 \cdot 2,5 \times 3 \times 2,4 = 2,7 \text{ t.}$$

- Voile b = Voile d :

$$0,15 \times 2,5 \times 3,6 \times 2,4 = 3,24 \text{ t.}$$

Poids propre des éléments

A- Plancher terrasse

Voile A :

$$\text{Acrotère : } 14,4 \times 0,19 = 2,736 \text{ t}$$

$$\text{Plancher terrasse : } 14,94 \times 0,838 = 12,519 \text{ t}$$

$$\text{Machinerie ascenseur : } 4,65 + \frac{3,26}{2} = 6,28 \text{ t}$$

$$21,536 \text{ t}$$

Voile B :

$$\text{Plancher terrasse : } 30,318 \times 0,838 = 25,406 \text{ t}$$

$$\text{Machinerie ascenseur : } 4,65 + \frac{3,26}{2} = 6,28 \text{ t}$$

$$31,686 \text{ t}$$

Voile C :

$$\text{Plancher terrasse : } 14,75 \times 0,838 = 12,36 \text{ t}$$

Voile D :

$$\text{Plancher terrasse ; } 12,96 \times 0,838 = 10,86 \text{ t}$$

Voile 1 :

$$\text{Acrotère : } 10,24 + 2 (1,80) \cdot 0,19 = 2,629 \text{ t}$$

$$\text{Plancher : } 18,432 \times 0,838 = 15,446 \text{ t}$$

$$18,075 \text{ t}$$

- Voile 2 :

Acrotère : $(4 \times 1,8) \times 0,19 = 1,368$

Plancher terrasse : $33,264 \cdot 0,838 = 27,875$

29,243 t

Voile 3 :

Acrotère : $(3 \cdot 1,80 + 1,7) \cdot 0,19 = 1,349$

Plancher : $31,104 \cdot 0,838 = 26,065$

27,414 t

Voile 4 :

Acrotère : $(2 \times 1,8 + 2,48) \cdot 0,19 = 1,155$

Plancher : $24,192 \cdot 0,838 = 20,272$

Machinerie d'ascebseur : 4,16

25,588 t

Voile 5 :

Plancher : $2,25 \cdot 0,838 = 1,885 \text{ t}$

Voile 6 :

Acrotère : $2 \times 1,8 \cdot 0,19 = 0,684$

Plancher : $10,44 \times 0,838 = 8,748$

9,433 t.

Voile 7 :

Acrotère : $2 \times 1,8 \times 0,19 = 0,684$

Plancher : $12,885 \times 0,838 = 10,798$

11,482 t.

Voile 8 :

Acrotère : $(3 \times 1,8 + 1,25) \cdot 0,19 = 1,263$

Plancher : $28,116 \cdot 0,838 = 23,561$

24,824 t

Voile 9 :

Acrotère : $4 \times 1,80 \times 0,19 = 1,368$

Plancher : $35,856 \times 0,838 = 30,047$

31,415 t.

Voile 10 :

Acrotère : $(10,96 + 2,1,80) \cdot 0,19 = 2,76$
Plancher : $19,728 \times 0,838 = 16,298$

19.298 t

B. Plancher étage courant :

Voile A :

Poids propre du voile = 17.58 t
Plancher étage courant : $5.82 \times 0,607 = 3,532$
Volée : $(1,89 \cdot 1,24 + 4,26) \cdot 1.003 = 6.623$
Palier : $(1,5 \cdot 1,54 + 4,26) \cdot 0.522 = 3,429$

31,163 t.

Voile B :

P. Propre = 10.626 t
Plancher e; courant : $21.198 \cdot 0.607 = 12.867$ t
Volée : $(1.89 \cdot 1,24 + 4,26) \cdot 1.003 = 6.623$ t
Palier $(1.5 \times 1.54 + 4,26) \cdot 0.522 = 3.429$ t

33,545 t

Voile C :

P. propre = 10.29
Plancher $14,75 \cdot 0,607 = 8.953$
Gaine type 183 $0.931 + 1.495 = 2.990$

21.669 t.

Voile D :

Poids propre = 7,903
Plancher e. courant : $12.96 \times 0,607 = 7,866$

15,769 t.

Voile f :

Poids propre = 10,752
Plancher $18,432 \times 0,607 = 11,188$
Façades $(1,2) \cdot \frac{2,13}{2} + \frac{1,543}{2} = 1,836$
Garde corps $\frac{1,683}{2} = 0,841$

Voile 2 :

Poids propre du voile	= 9,278
Façades (2,3) : $\frac{1,543}{2} + \frac{1,543}{2}$	= 20,191
Garde corps	= 1,543
	<hr/>
	32,695 t.

Voile 3 :

Poids propre du voile	= 9,133
Plancher	= 18,880
Façades (4,3)	= 1,543
Garde cc métallique 0,062 X 1,40	= 0,0868
Garde c. préfabriqué	= 1,683
	<hr/>
	31,326 t.

Voile 4 :

Poids propre du voile	= 9,586
Plancher : 24,192 X 0,607	= 14,684
Façades (4,5) $\frac{1,543}{2} + \frac{2,13}{2}$	= 1,836
Panneaux (G.C) : $\frac{1,683}{2}$	= 0,841
	<hr/>
	26,930 t.

Voile 5 :

Poids propre du voile	= 3,15
Pâlier 2,25 . 0,522	= 1,174
Volée 2,25 . 1,003	= 2,256
	<hr/>
	6,581 t

Voile 6 :

Poids propre du voile	= 4,11
Plancher 10,44 X 0,607	= 6,337
Façades (5,6) $\frac{1,543}{2} + \frac{2,13}{2}$	= 1,836
	<hr/>
	12,283 t

Voile 7 :

Poids propre du voile	=	1,995
Facade $\frac{2,13}{2} + \frac{2,13}{2}$	=	2,13
Plancher 12,825 x 0,607	=	7,784
Gaine (type 2)	=	1,438
		<hr/>
		13,347 t.

Voile 8 :

Poids propre du voile	=	7,077
Plancher 28,116 x 0,607	=	17,066
Facades (7,8) $\frac{2,13}{2} + \frac{1,843}{2}$	=	1,836
G. corps préfabriqué 1,683	=	1,683
		<hr/>
		27,662 t.

Voile 9 :

Poids propre du voile	=	9,045
Plancher	=	21,764
Facades (8,9,10) $\frac{2,13}{2}$	=	2,314
G. corps	=	3,366
		<hr/>
		36,489 t.

Voile 10 :

Poids propre	=	11,508
Plancher	=	11,974
Facade (8,10) $\frac{2,13}{2}$	=	1,543
Garde corps	=	1,683
		<hr/>
		26,708 t.

- Plancher R.D.C :

Voile A :

Poids propre du voile	= 17,58
Plancher 5.82 . 0,580	= 5,846
Volée (1.89 X 1,24 + 4,26) 1,003	= 6,623
Pallier (1,5 + 1,54 + 4,26) 0,522	= 3,429
	<hr/>
	31,008 t.

Voile B :

Poids propre du voile	= 10,626
Plancher 21,198 . 0,580	= 12,289
Volée (1,89 X 1,24 + 4,26) 1,003	= 6,623
Pallier (1,5 X 1,35 + 4,26) 0,522	= 3,429
	<hr/>
	32,967 t.

Voile C :

Poids propre	= 10,08
Plancher 14,75 . 0,580	= 8,555
	<hr/>
	18,635 t.

Voile D :

Poids propre	= 7,903
Plancher 12,96 . 0,580	= 7,516
	<hr/>
	15,419 t.

Voile 1 :

Poids propre	= 10,752
Plancher 18,432 . 0,580	= 10,690
	<hr/>
	21,442 t.

Voile 2 :

Poids propre	= 9,278
Plancher	= 19,293
	<hr/>
	28,571 t.

Voile 3 :

Poids propre		= 9,133
Plancher	31,104 . 0,580	= 18,04
		<hr/> 21,858 t.

Voile 4 :

Poids propre		= 9,568
Plancher	24,192 . 0,580	= 14,034
		<hr/> 23,599 t.

Voile 5 :

Poids propre		= 3,15
Volée		= 1,174
Pallier		= 2,256
		<hr/> 6,581 t.

Voile 6 :

Poids propre		= 4,11
Plancher	10,44 . 0,580	= 6,055
		<hr/> 10,165 t.

Voile 7 :

Poids propre		= 1,995
Plancher	12,825 X 0,580	= 7,438
		<hr/> 9,433 t.

Voile 8 :

Poids propre		= 7,077
Plancher	28,116 . 0,580	= 16,307
		<hr/> 23,384 t.

Voile 9 :

Poids propre		= 9,045
Plancher	35,856 . 0,580	= 20,756
		<hr/> 29,841 t.

Volle 10 :

Poids propre		= 11,508
Plancher	19,728 . 0,580	= 11,442
		<hr/> 22,95 t.

- Surcharges d'Exploitation :

Comme notre batiment est à usage d'habitation, il est rare que toutes les surcharges agissant simultanément, on applique alors pour leur détermination la loi de dégression, cette loi consiste à réduire les surcharges identiques au nom à chaque étage de 10% par étage jusqu'à 0,5 \$ sauf pour le dernier et avant dernier étage.

Niveau : Terrasse		= 100 Kg/m ²
8		= 175 Kg/m ²
7	175.0,9	= 158 Kg/m ²
6	175.0,8	= 140 " "
5	175.0,7	= 123 " "
4	175.0,6	= 105 " "
3	175.0,5	= 88 " "
2	175.0,5	= 88 " "
1	175.0,5	= 88 " "
R.D.C		400 " "

HYPER	F arcs degeneration				F arcs degeneration			
	A	B	C	D	A	B	C	D
7	1.000	3.031	1.073	1.073	1.004	3.031	1.073	1.073
6	1.000	3.709	2.581	2.581	1.018	3.709	2.581	2.581
5	0.918	3.338	2.581	2.041	1.018	3.709	2.581	2.268
4	0.814	2.987	2.073	1.014	1.018	3.709	2.581	2.268
3	0.713	2.596	1.006	1.597	1.018	3.709	2.581	2.268
2	0.611	2.205	1.548	1.390	1.018	3.709	2.581	2.268
1	0.509	1.814	1.790	1.134	1.018	3.709	2.581	2.268
0	0.409	1.424	1.889	1.134	1.018	3.709	2.581	2.268
INT	0.318	0.073	3.90	5.184	2.388	0.073	3.90	5.184

VOILES TRANSVERSALES _____ P avec dégression

Niveau Voiles	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
10	1.8432	3.3864	3.1104	2.4196	0.225	1.044	1.2025	2.0116	3.3056	1.9728
9	3.225	5.32	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
8	2.903	5.230	4.898	3.848	0.354	1.644	2.019	4.428	5.647	3.107
7	2.530	4.225	4.354	3.326	0.315	1.461	1.795	3.936	5.020	2.761
6	2.2579	4.074	3.810	2.953	0.275	1.278	1.571	3.644	4.392	2.416
5	1.935	3.492	3.265	2.540	0.236	1.096	1.306	2.952	3.765	2.071
4	1.6128	2.9106	2.725	2.116	0.196	0.913	1.122	2.460	3.137	1.726
3	1.6128	2.9106	2.721	2.116	0.196	0.913	1.122	2.460	3.137	1.726
2	1.6128	2.9106	2.74	2.116	0.196	0.913	1.122	2.460	3.137	1.726
B D C	7.372	13.305	12.441	9.676	0.9	4.176	3.13	11.248	14.342	7.871

Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T	1.8432	3.3264	3.1104	2.4292	0.225	1.044	1.2825	2.8116	3.5856	1.9728
8	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
7	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
6	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
5	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
4	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
3	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
2	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
1	3.225	5.82	5.443	4.233	0.393	1.827	2.244	4.920	6.274	3.452
R B C	7.372	13.305	12.441	9.876	0.9	4.176	5.13	11.246	14.382	7.891

**EFFORTS TOTALS SUR LES
VOILES LONGITUDINAUX**

REV		A	B	C	D
TOTAL	0	21.936	31.686	18.369	10.860
	1.2 P	1.732	3.637	1.77	1.955
8	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	2.822	4.48	2.097	2.721
7	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	1.099	4.095	2.787	2.449
6	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	0.976	3.56	2.478	2.173
5	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	0.895	3.115	2.167	1.904
4	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	0.733	2.67	1.857	1.620
3	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	0.61	2.224	1.548	1.369
2	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	0.61	2.224	1.548	1.369
1	0	31.165	33.545	21.669	15.769
	1.2 P	0.61	2.224	1.548	1.369
SDC	0	31.000	32.987	18.635	15.419
	1.2 P	2.793	10.174	7.06	6.22
	Σ	313.16	371.896	259.227	175.153

FIVEAD	CHARGE	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
T	Q	18.075	22.243	27.414	25.588	1.885	9.433	11.482	21.824	31.415	19.298
	1.2 P	2.211	3.984	3.732	2.902	0.27	1.252	1.539	3.373	4.302	2.367
6	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	3.87	6.984	6.331	5.079	0.471	2.192	2.692	5.904	7.528	4.142
7	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	3.483	6.286	5.877	4.572	0.424	1.972	2.421	5.313	6.775	3.728
6	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	3.096	5.587	5.224	4.063	0.378	1.753	2.154	4.723	6.024	3.313
5	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	2.708	4.888	4.572	3.555	0.33	1.533	1.885	4.132	5.27	2.899
4	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	2.322	4.190	3.918	3.048	0.283	1.315	1.615	3.542	4.518	2.485
3	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	1.934	3.492	3.265	2.539	0.235	1.095	1.346	2.952	3.764	2.071
2	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	1.934	3.492	3.265	2.5339	0.235	1.095	1.346	2.952	3.764	2.071
1	Q	24.617	32.695	31.326	26.930	6.581	12.283	13.347	27.662	36.489	26.708
	1.2 P	1.934	3.492	3.265	2.539	0.235	1.095	1.346	2.952	3.764	2.071
EDC	Q	21.442	28.571	22.858	23.599	6.581	10.165	9.433	27.662	29.841	22.95
	1.2 P	8.846	15.966	14.929	11.611	1.08	5.011	6.156	13.495	17.21	
		268.791	377.735	355.458	307.074	65.055	136.175	150.192	318.842	416.098	290.528

POIDS TOTAL DU BATIMENT

VOILE	G+ 1.2F (t)
A	313.16
B	371.296
C	230.227
D	175.153
1	268.791
2	377.735
3	355.458
4	307.074
5	65.055
6	136.175
7	150.192
8	318.842
9	416.098
10	290.528
Σ	3775.784

CHAPITRE 2

ETUDE DYNAMIQUE

- ETUDE DYNAMIQUE -

Introduction :

L'étude dynamique d'une structure est en général nécessaire lorsque cette structure présente un élancement important, ou une dimension en plan importante.

Lors de l'étude d'une structure il est indispensable de connaître les vibrations naturelles de celle-ci. Dans le cas de vibrations libres on ne se préoccupe pas des causes ayant entraîné la structure lors de sa position d'équilibre, mais d'examiner le comportement de celle-ci une fois qu'elle est livrée à elle-même, c'est à dire la réponse du système à toute excitation extérieure.

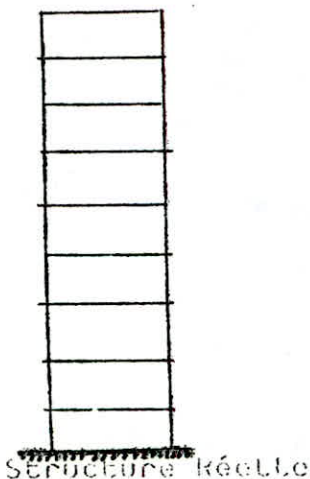
L'étude ne peut être faite directement sur la structure telle qu'elle se présente avec une distribution complexe de masses, distribution qui peut-être représentée sous forme analytique exacte.

Pour cela il faut la modéliser et choisir un support convenable pour les calculs, tout en restant proche de la répartition des masses permettant d'importantes simplifications de calcul.

Modélisation :

La modélisation de la structure sera représentée par une console flexible rigidement encastrée à la base où les masses sont supposées concentrées d'une manière ponctuelle au niveau des planchers. Chacun des planchers sera considéré comme un ensemble rigide et ne constituera par conséquent qu'un seul degré de liberté, du fait que ses déformations sont très petites devant celle de l'ensemble du bâtiment.

Le nombre total de degrés de liberté sera donc égal à celui des planchers c'est-à-dire = 09 (Neuf)



METHODES UTILISEES

Les méthodes utilisées sont

- . Méthodes approximatives
- . Méthodes exactes

Méthodes approximatives :

Les méthodes approximatives permettent de trouver rapidement et avec une précision satisfaisante les caractéristiques dynamiques de la structure. Ces méthodes permettent de calculer les différents modes et les pulsations propres par une série d'opérations itératives à partir d'une forme du mode choisie arbitrairement. Les méthodes les plus connues sont :

- . Méthode de RAYLEIGH
- . Méthode de VIANELLO-STODOLA.

a) Méthode de RAYLEIGH :

Cette méthode est basée sur le principe de conservation de l'énergie, pour cette raison elle n'est applicable qu'en système conservatif.

Mais compte-tenu de l'influence négligeable de l'amortissement sur les valeurs des formes des pulsations propres, elle peut être utilisée pour le calcul des caractéristiques dynamiques des structures réelles.

b) Méthode de VIANELLO-STODOLA :

Cette méthode repose sur les observations suivantes :

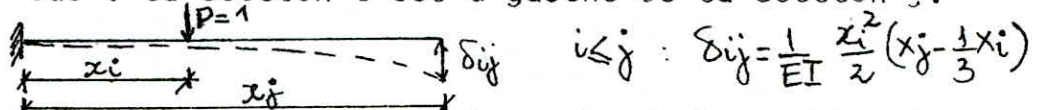
- 1) Pour un système oscillatoire à "n" masses concentrées (ou pour un système à masses réparties) les ordonnées de la ligne élastique qui correspondent au mode "J" sont proportionnelles aux forces d'inertie des masses dans le mode considéré.
- 2) Le travail des forces d'inertie correspondant à un mode de vibration quelconque avec les déplacements d'un autre mode est nul.

La méthode de VIANELLO-STODOLA permet de calculer le mode fondamental (pulsation propre et déformée), ainsi que successivement les modes supérieurs en utilisant un procédé d'élimination dont la convergence est malheureusement assez lente.

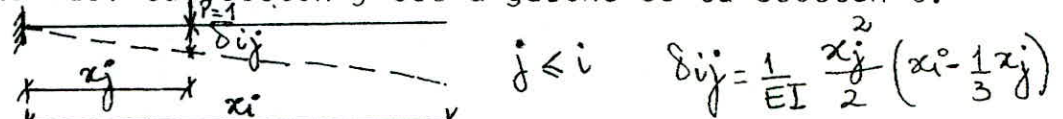
- CAS D'UN BATIMENT :

La structure étant représentée par une console encastrée à sa base nous aurons :

1er cas : La section i est à gauche de la section j.



2eme cas: La section j est à gauche de la section i.



Remarque :

En vertu du theoreme de Maxwell - Betti

$$\delta_{ij} = \delta_{ji}$$

Calcul des périodes et recherche des modes :

Hypothèses de calcul :

Il n'a pas tenu compte de :

- L'interaction sol-structure c'est à dire la déformation de la semelle au niveau du sol.
- La translation au niveau de la base.

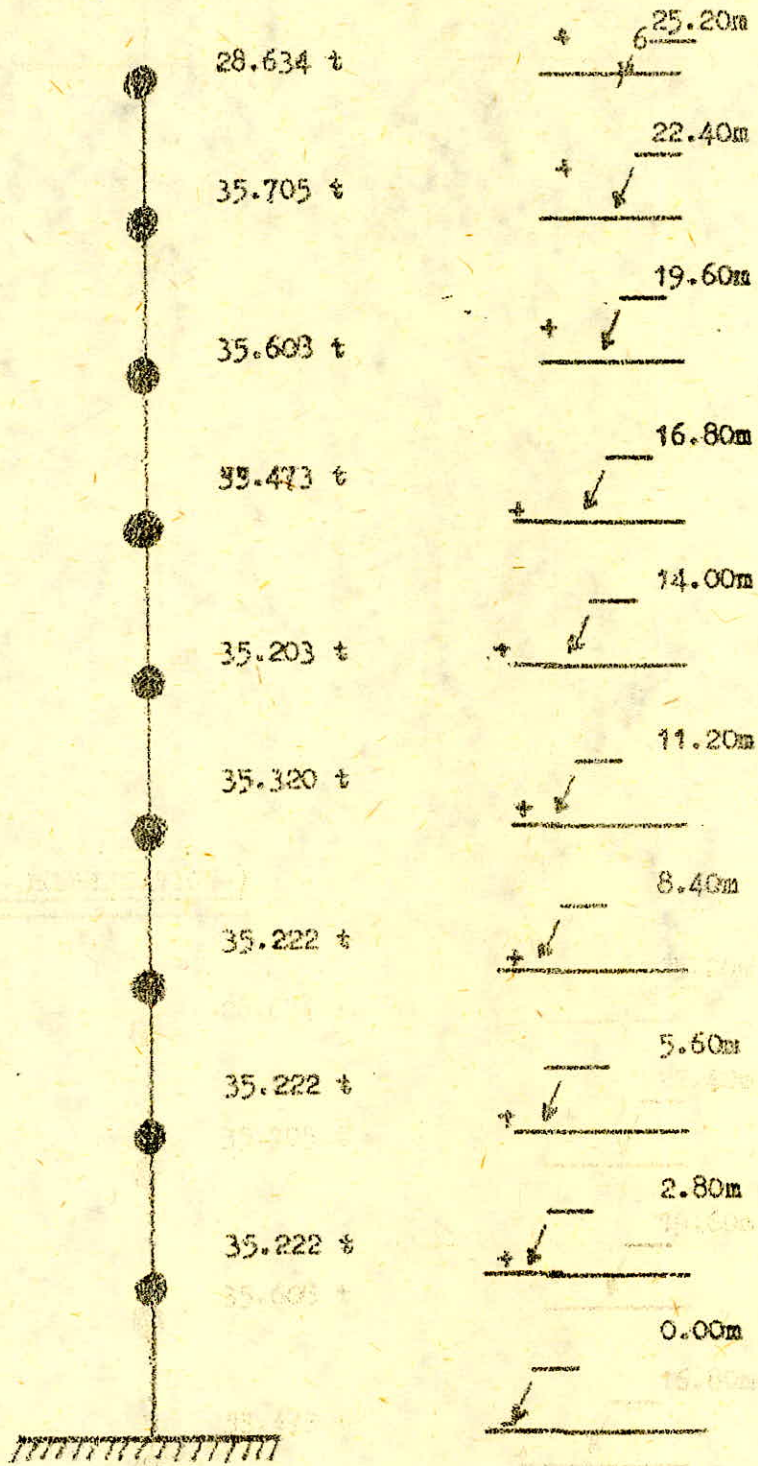
POIDS DES PLANCHERS SOUS: G + 1.2 P

Voile I	A	B	C	D	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Σ
T	23.32	35.32	14.13	12.41	20.28	33.22	31.14	28.49	2.15	10.68	13.02	28.19	35.71	21.66	309.78
8	32.38	37.99	24.76	18.49	28.87	39.67	37.85	32.00	7.05	14.47	16.03	33.55	44.01	30.85	397.65
7	32.26	37.55	24.45	18.21	28.10	38.98	37.20	31.50	7.00	14.25	15.76	32.97	43.26	30.43	391.97
6	32.14	37.10	24.14	17.94	27.71	38.28	36.55	30.99	6.95	14.03	15.50	32.38	42.51	29.83	386.10
5	32.02	36.66	23.83	17.67	27.32	37.58	35.89	30.48	6.91	13.81	15.23	31.79	41.75	29.60	380.59
4	31.89	36.21	23.52	17.38	26.93	36.88	35.24	29.46	6.86	13.59	14.96	31.20	41.00	29.19	374.38
3	31.77	35.76	23.21	17.12	26.55	36.18	34.59	29.46	6.81	13.37	14.69	30.61	40.25	28.77	369.22
2	31.77	35.76	23.21	17.12	26.55	36.18	34.59	29.46	6.81	13.37	14.69	30.61	40.25	28.77	369.22
1	31.77	35.76	23.21	17.12	26.55	36.18	34.59	29.46	6.81	13.37	14.69	30.61	40.25	28.77	369.22
RDC	33.80	43.14	25.71	21.63	30.28	44.53	37.78	35.21	7.66	15.17	15.58	36.87	47.05	32.11	426.59

MASSES SOUMISES A L'ACTION SISMIQUE

WIVEAUX	$M = Q + P/5$ (t)	MASSES $Q = M/g$ (t)
09	280.897	28.634
08	350.266	35.705
07	349.318	35.608
06	328.369	33.473
05	345.345	35.203
04	346.516	35.320
03	345.525	35.222
02	345.525	35.222
01	345.525	35.222

(-- MODELLISATION --)



- METHODE DE RAYLEIGH

Cette méthode sera utilisée pour la détermination du 1er mode seulement, son utilisation pour les modes supérieures étant laborieuse

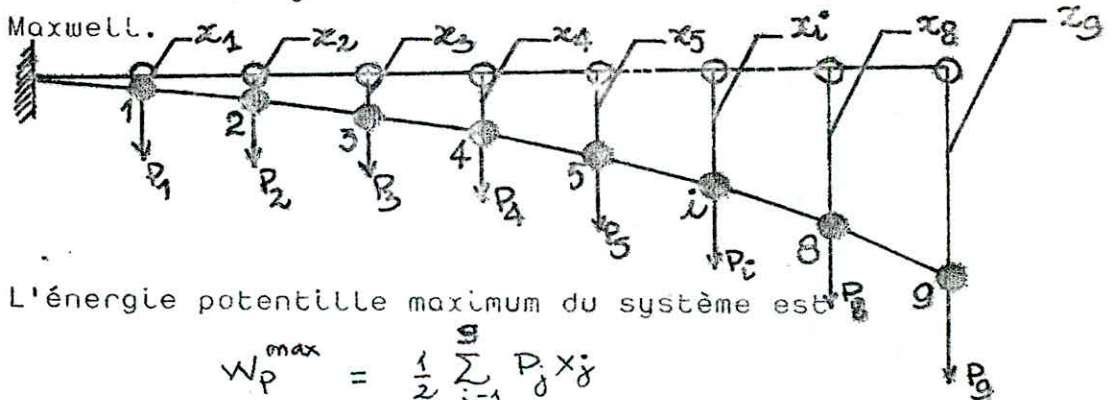
Méthode de la déforme statique :

On imagine la structure retournée de 90° dans le champ de pesanteur, celle-ci étant sollicitée par les forces $P_i = m_i g$ agissant dans la direction du degré de liberté et soient $x_1, x_2, \dots, x_8, x_9$ les déplacements statiques produit par le système de forces P_i appliquées dans la section $h = h_i$.

$$\text{avec : } x_i = \sum_{j=1}^9 P_j \delta_{ij}$$

δ_{ij} = déplacement du point i dans le sens de la déformée recherchée, déplacement dû à la force $P_j = 1t$.

Remarque : $\delta_{ij} = \delta_{ji}$ selon le principe de réciprocité de



L'énergie potentielle maximum du système est

$$W_p^{\max} = \frac{1}{2} \sum_{j=1}^9 P_j x_j$$

L'énergie cinétique maximum du système est :

$$W_c^{\max} = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^9 P_j x_j^2$$

Le principe de conservation de l'énergie permet d'écrire :

$$W_p^{\max} = W_c^{\max}$$

.../...

C'est à dire : $\frac{1}{2} \sum_{j=1}^g P_j X_j = \frac{1}{2} \frac{\omega^2}{g} \sum_{j=1}^g P_j X_j^2$

donc : $\omega = \sqrt{\frac{g \sum_{j=1}^g P_j X_j}{\sum_{j=1}^g P_j X_j^2}} \Rightarrow T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{\sum_{j=1}^g P_j X_j^2}{g \sum_{j=1}^g P_j X_j}}$

Déplacements unitaires δ_{ij} : unités $[\text{cm/t}] \cdot 10^{-5}$

Le calcul des δ_{ij} peut se faire à l'aide des méthodes générales de la statique des structures (Mohr-Maxwell, Véréchequine etc.....)

Calcul des déplacements :

Vibration suivant $y.y$ - (Rotation autour de $x.x$)

$$\delta_{ij} = \frac{1}{EI} \frac{x_i^2}{2} \left(x_i - \frac{1}{3} x_j \right)$$

$$x_i = \sum P_i \delta_{ij} \quad \delta_{ij} [\text{cm/t}] 10^{-5}$$

$$I_e^{yy} = 64,564 \text{ m}^4$$

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 1

11	12	13	14	15	16	17	18	19
0.535	1.349	2.158	2.967	3.772	4.581	5.396	6.199	7.008

CHARGE DE (t) APPLIQUEE AU NOEUD 2

21	22	23	24	25	26	27	28	29
1.349	4.307	7.554	10.791	14.027	17.263	20.500	23.736	26.980

CHARGE DE (t) APPLIQUEE AU NOEUD 3

31	32	33	34	35	36	37	38	39
2.158	7.554	14.560	21.855	29.137	36.419	43.711	50.990	58.28

CHARGE DE (t) APPLIQUEE AU NOEUD 4

41	42	43	44	45	46	47	48	49
2.967	10.791	21.85	34.538	47.483	60.439	73.395	86.349	99.29

CHARGE DE (t) APPLIQUEE AU NOEUD 5

51	52	53	54	55	56	57	58	59
3.772	14.	29.137	47.483	67.458	87.696	107.93	128.17	148.40

ETUDE DYNAMIQUE (§ 2)

Charge d'une tonne appliquée au noeud 6

δ_{61}	δ_{62}	δ_{63}	δ_{64}	δ_{65}	δ_{66}	δ_{67}	δ_{68}	δ_{69}
3.773	14.20	29.96	49.72	72.14	94.887	119.84	143.84	167.81

Charge d'une tonne appliquée au noeud 7

71	72	73	74	75	76	77	78	79
4.439	16.87	35.95	60.371	88.79	119.87	152.27	184.91	217.55

Charge d'une tonne appliquee au noeud 8

81	82	83	84	85	86	87	88	89
5.105	19.535	41.954	71.032	105.44	143.84	184.16	227.30	269.93

Charge d'une tonne appliquée au noeud 9

91	92	93	94	95	96	97	98	99
5.770	22.199	47.943	81.333	122.09	167.81	217.55	269.93	223.65

LA PERIODE DE VIBRATION T_{xx} EST EGALE A
0.355 s

- Exemple de calcul des X_i^0 :

$$X_1 = P_1 (\delta_{11} + \delta_{12} + \delta_{13}) + P_4 \delta_{14} + \dots + P_9 \delta_{19}$$

$$X_1 = 0,10342131 \text{ cm}$$

$$P_1 = P_2 = P_3 = 369,22 \text{ t.}$$

$$X_2 = 0,3847114883 \text{ cm}$$

$$X_3 = 0,8042206056 \text{ cm}$$

$$X_4 = 1,32627391 \text{ cm}$$

$$P_4 = 374,385 \text{ t.}$$

$$X_5 = 1,924127684 \text{ cm}$$

$$P_5 = 380,598 \text{ t.}$$

$$X_6 = 2,569757678 \text{ cm}$$

$$P_6 = 386,105 \text{ t.}$$

$$X_7 = 3,244378075 \text{ cm}$$

$$P_7 = 391,977 \text{ t.}$$

$$X_8 = 3,93346464606 \text{ cm}$$

$$P_8 = 397,657 \text{ t.}$$

$$X_9 = 4,626224649 \text{ cm}$$

$$P_9 = 309,785 \text{ t.}$$

$$\sum P_i X_i^2 = 21823,27405 = A$$

$$\sum P_i X_i = 6966,912624 = B$$

$$\omega = \sqrt{g \frac{B}{A}} = 17,6967$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

$$T_{xx} = 0,355 \text{ sec.}$$

Remarque :

A vue des grandeurs des deux périodes de vibration nous nous sommes contentés d'arrêter notre étude au 1er Mode.

ETUDE DYNAMIQUE (§ 1)

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 1

11	12	13	14	15	16	17	17	19
0.443	1.109	1.775	2.440	3.106	3.773	4.439	5.105	5.570

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 2

21	22	23	24	25	26	27	28	29
1.109	3.551	6.215	8.679	11.521	14.206	16.870	19.535	22.199

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 3

31	32	33	34	35	36	37	38	39
1.775	6.215	11.978	17.967	23.971	29.968	35.850	41.954	47.943

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 4

41	42	43	44	45	46	47	48	49
2.440	8.879	17.967	28.414	39.07	49.725	60.371	71.032	81.33

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 5

51	52	53	54	55	56	57	58	59
3.106	11.521	23.971	39.07	55.497	72.140	88.790	105.44	122.09

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 6

δ_{61}	δ_{62}	δ_{63}	δ_{64}	δ_{65}	δ_{66}	δ_{67}	δ_{68}	δ_{69}
4.581	17.263	36.418	60.439	87.696	116.57	145.70	174.85	203.99

CHARGE DE 1(T) APPLIQUEE AU NOEUD 7

δ_{71}	δ_{72}	δ_{73}	δ_{74}	δ_{75}	δ_{76}	δ_{77}	δ_{78}	δ_{79}
5.396	20.500	43.711	77.395	107.93	145.70	185.11	224.77	264.40

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 8

δ_{81}	δ_{82}	δ_{83}	δ_{84}	δ_{85}	δ_{86}	δ_{87}	δ_{88}	δ_{89}
6.199	23.736	50.990	86.349	128.17	174.85	224.77	276.38	328.12

CHARGE DE 1(t) APPLIQUEE AU NOEUD 9

δ_{91}	δ_{92}	δ_{93}	δ_{94}	δ_{95}	δ_{96}	δ_{97}	δ_{98}	δ_{99}
7.008	26.983	58.280	99.296	148.409	203.994	264.44	328.12	393.45

PERIODE DE VIBRATION T_{jy} EST EGALE A
 0.391 S

Exemple de calcul des X_i

$$X_1 = P_1 (\delta_{11} + \delta_{12} + \delta_{13}) + P_4 (\delta_{14}) + P_5 (\delta_{15}) \dots \dots P_9 \delta_{19}$$

X_1	=	0,1373195445 cm	P_1	=	369,22 t.
X_2	=	0,4675861242 cm	P_2	=	369,22 t.
X_3	=	0,9776460534 cm	P_3	=	369,22 t.
X_4	=	1,613556093 cm	P_4	=	374,385 t.
X_5	=	2,338925689 cm	P_5	=	380,598 t.
X_6	=	3,126580272 cm	P_6	=	386,105 t.
X_7	=	3,943826466 cm	P_7	=	391,977 t.
X_8	=	4,780484129 cm	P_8	=	397,657 t.
X_9	=	5,624213887 cm	P_9	=	309,785 t.

$$A = \sum P_i x_i^2 = 32252,697$$

$$B = \sum P_i x_i = 8470,376771$$

$$\omega = \sqrt{g \frac{B}{A}} = 16,05102778$$

$$T = \frac{2\pi}{\omega}$$

Donc : $T_{yy} = 0,3912 \text{ sec.}$

Vibration suivant X.X (Rotation autour de Y.Y)

Calcul des déplacements (δ_{ij})

$$\delta_{ij} = \frac{L}{EI} \frac{x_i^2}{2} \left(x_j - \frac{x_i}{3} \right)$$

$$I_e^{xx} = 74,712 \text{ m}^4$$

CHAPITRE 3

ETUDE AU VENT

1. Introduction :

Le vent peut engendrer des efforts dynamiques qui dépendent des caractéristiques aérodynamiques et mécanique de la construction, en tout premier lieu de la période du mode fondamental d'oscillation de la structure dans la direction étudiée.

Les oscillations parallèles à la direction du vent se produisent sous l'action de rafales, il existe une interaction dynamique entre les forces engendrées par les accélérations et décélérations irrégulières, répétées et variables en durée. Il en résulte une aggravation des déformations par suite des oscillations.

Les actions du vent sur les différentes parois d'une construction admettent une résultante géométrique R dont la direction diffère généralement de celle du vent. Cette résultante peut se décomposer en trois forces :

- La première suivant la direction du vent dans un plan horizontal : c'est la traînée T
- La seconde perpendiculaire à la première dans le plan horizontal : c'est la dérive L
- La dernière suivant une direction verticale ascendante : c'est la portance U .

2. Détermination de l'effort de traînée "T".

Les trois efforts énumérés ci-dessus, l'effort de traînée est le plus important il conditionne le dimensionnement de l'ouvrage au contreventement.

Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Il s'agit d'un ouvrage prismatique à base rectangulaire.

- Grand côté de la base $a = 30,15$ m
- petit côté de la base $b = 13,34$ m
- hauteur totale offerte au vent $h = 25,70$ m.

../..

Comme la hauteur totale offerte au vent est $H=25,70$ m étant inférieur à 30 m, nous pourrions utiliser la méthode simplifiée N.V 65 mais nous obtenons par la méthode générale $T = C_e \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d$

L'effort T est fonction du niveau H considéré :

2.1 Coefficient de traînée : C_e

Dans un ouvrage prismatique à base rectangulaire avec toiture terrasse il est fixé à

$$C_e = 1,3 \gamma_0 \quad (\text{NV 65 } 2.161.1)$$

γ_0 : coefficient dépendant des rapports de dimensions, sa valeur est donnée par le diagramme R.111.5 des règles NV65.

pour un vent perpendiculaire à la face à (x.x)

$$\frac{b}{a} = \frac{13,34}{30,15} = 0,442$$

$$\lambda_a = \frac{h}{a} = \frac{25,70}{30,15} = 0,852$$

$$\Rightarrow \gamma_0 = 1 \\ C_e = 1,3$$

pour un vent perpendiculaire à la face b (Y.Y)

$$\frac{b}{a} = \frac{13,34}{30,15} = 0,442$$

$$\lambda_b = \frac{25,70}{13,34} = 1,93$$

$$\Rightarrow \gamma_0 = 1 \Rightarrow C_e = 1,3$$

2.2 coefficient de majoration dynamique :

Ce coefficient est lié aux effets de résonance provoqués par les oscillations de l'ouvrage.

Il dépend de la période propre de vibration de la construction et du niveau considéré.

Il est donné par la formule :

$$\beta = 0,1 + \frac{1}{T} \geq 1$$

pour un bâtiment d'habitation, la période propre de vibration peut être exprimée, dans le cas d'un contreventement par voiles en béton armé, par l'expression

$$T = 0,08 \frac{h}{\sqrt{L_x}} \cdot \sqrt{\frac{h}{L_x + h}} \dots$$

h : hauteur totale du bâtiment H = 25,70 m.

L_x : est la dimension en plan dans la direction considérée du vent ;

- Vent agissant longitudinalement (x.x)

$$L_x = a = 30,15 \text{ m.}$$

$$T_x = \frac{0,08 \cdot 25,70}{\sqrt{30,15}} \sqrt{\frac{25,70}{30,15 + 25,70}} = 0,25 \text{ sec}$$

- Vent agissant transversalement (y.y)

$$L_y = b = 13,34 \text{ m}$$

$$T_y = 0,08 \frac{25,70}{\sqrt{13,34}} \sqrt{\frac{25,70}{13,34 + 25,70}} = 0,45 \text{ sec}$$

Nous remarquons que ces valeurs données à partir des formules empiriques sont voisines à ceux trouvés lors de l'étude dynamique.

On utilisera les valeurs des périodes déterminées par le calcul dynamique.

$$T_{yy} = 0,391 \text{ sec.}$$

$$T_{xx} = 0,355 \text{ sec.}$$

Le coefficient de réponse ξ est donné en fonction de la période par le diagramme de la figure R III 3. des règles N.V 65.

$$H = 25,70 \text{ m}$$

$$\xi = 0,337$$

$$\xi_{xx} = 0,24 \text{ (suivant x.x)}$$

Le coefficient global θ dépend du type de construction pour un bâtiment à usage d'habitation il dépend de la cote H_s = h < 30 m $25,7 < H_s = h \leq 30 \text{ m}$

$$\text{on prend } \theta = 0,7$$

$$\beta_{xx} = 0,7 (1 + 0,25 \cdot 0,337) = 0,758$$

$$\text{on prend } \beta_{xx} = 1$$

suivant y.y (transversal)

$$\xi_{yy} = 0,28$$

$$\beta_{yy} = 0,7 (1 + 0,28 \cdot 0,337) = 0,76 \rightarrow 1$$

$$\text{On prend alors } \beta_{xx} = 1$$

$$\beta_{yy} = 1.$$

2.3 coefficient de dimension : δ .

Ce coefficient tient compte de l'effet de dimensions de l'ouvrage.

IL est donné en fonction du niveau H considéré par le diagramme de la figure R.III.2 (NV65)

pour $0 \leq H \leq 30$

$$\delta = 0,778$$

2.4 Pression du Vent q :

La pression du Vent dépend de la région où est implanté l'ouvrage, du site et de la hauteur au dessus du sol du niveau considéré.

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$$

Effet de site (K_s)

Bouira est classée en zone II, le coefficient de site K est défini par les règles NV.65

$$\left. \begin{array}{l} \text{Zone II} \\ \text{Site exposé} \end{array} \right\} \Rightarrow K_s = 1,3$$

Effet de Masque (K_m) :

Nous supposons que notre ouvrage n'est pas abrité par une autre construction susceptible de lui fournir un effet de masque, nous considérons ce dernier comme nul, et par conséquent $K_m = 1$

Pression dynamique : q_H :

La pression dynamique q_H agissant à la hauteur H. au dessus du sol peut être lue dans le tableau de la figure C.III.4 des règles N.V65

Exemple :

$$\left. \begin{array}{l} \text{Region II} \\ H = 25,7 \end{array} \right\} q_H = 89,6 \text{ dan/m}^2 \approx 0$$

$$\text{Soit } q = 1.13.89,6 = 116,48 \text{ kgf/m}^2.$$

Remarque :

La valeur du produit (δq) doit demeurer entre 30 et 170 dan/m ce qui est vérifié dans notre cas. .../..

2.5. Largeur du maître couple : "d"

d est la dimension en plan du bâtiment suivant la direction du vent.

vent agissant longitudinalement

$$d = b = 13,34 \text{ m.}$$

vent agissant transversalement

$$d = a = 30,15$$

Tous les coefficients étant déterminés, on peut calculer l'effort de trainée T :

$$T = C_E \cdot \beta \cdot \delta \cdot q \cdot d \quad \text{à chaque niveau H.}$$

Exemple de calcul :

$$H = 25,7 \text{ m.}$$

- vent transversal :

$$C_E = 1,3$$

$$\bar{z} = 0,28, \zeta = 0,337, \theta = 0,7 \quad \beta = 1.$$

$$\delta = 0,778$$

$$q = 116,48 \text{ Kg/m}^2.$$

$$d = 30,15 \text{ m}$$

$$T = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,778 \cdot 116,48 \cdot 30,15$$

$$T = 3551,90 \text{ Kg/ml.}$$

$$T = 3551,90 \text{ Kg/ml.}$$

Vent agissant longitudinalement :

$$C_E = 1,3$$

$$\bar{z} = 0,24, \zeta = 0,360, \theta = 0,7 \Rightarrow \beta = 1.$$

$$\delta = 0,778$$

$$q = 116,48 \text{ Kg/m}^2.$$

$$d = b = 13,34 \text{ m}$$

$$T_{x,u} = 1,3 \cdot 1 \cdot 0,778 \cdot 116,48 \cdot 13,34$$

$$T_{x,u} = 1571,55 \text{ Kg/ml.}$$

$$q = K_s \cdot K_m \cdot q_H$$

$$q = 1 \cdot 1,3 \cdot 89,6 = 116,48 \text{ Kg/ml.}$$

EFFORT DE TRAINÉE

1^o cas : vent agissant longitudinalement

H(m)	C _t	ξ	ζ	$1+\xi\beta$	θ	β	δ	K _s	q _u	δq	Q	T
0	1.3	0.28	0.36	1.10	0.7	1	0.778	1.3	52.5	53.09	13.34	920.68
5	1.3	0.28	0.36	1.10	0.7	1	0.778	1.3	62	62.70	13.34	1087.34
10	1.3	0.28	0.36	1.10	0.7	1	0.778	1.3	70	70.79	13.34	1227.64
15	1.3	0.28	0.358	1.12	0.7	1	0.778	1.3	77.5	78.38	13.34	1359.26
20	1.3	0.28	0.345	1.12	0.7	1	0.778	1.3	83	83.94	13.34	1455.64
25	1.3	0.28	0.337	1.12	0.7	1	0.778	1.3	88	89.00	13.34	1543.43
25.70	1.3	0.28	0.337	1.12	0.7	1	0.778	1.3	88.5	89.60	13.34	1571.5

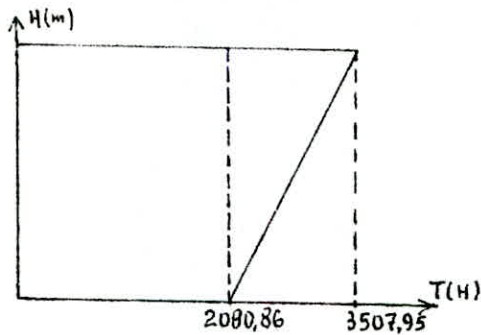
EFFORT DE TRAINÉE

2° cas : vent agissant transversalement

H (m)	C _e	\bar{f}	\bar{c}	$1+\bar{z}$	θ	β	δ	K_s	q_H	\bar{q}	Q	T
0	1.3	0.24	0.36	1.08	0.7	1	0.778	1.3	52.5	53.09	30.15	2080.86
5	1.3	0.24	0.36	1.08	0.7	1	0.778	1.3	62	62.70	30.15	2457.52
10	1.3	0.24	0.36	1.08	0.7	1	0.778	1.3	70	70.75	30.15	2774.69
15	1.3	0.24	0.358	1.08	0.7	1	0.778	1.3	77.5	78.38	30.15	3072.1
20	1.3	0.24	0.345	1.08	0.7	1	0.778	1.3	83	83.95	30.15	3290.4
25	1.3	0.24	0.337	1.08	0.7	1	0.778	1.3	88	89.00	30.15	3488.35
25.70	1.3	0.24	0.337	1.08	0.7	1	0.778	1.3	88.5	89.5	30.15	3507.9

- Réduction des efforts de trainée :

a/ Vent transversal :



$$H_0 = \frac{3507,95 + 2080,86}{2} \cdot 25,70$$

$$\underline{H_0 = 71.816 \cdot 10^3 \text{ Kg.f.}}$$

- Effort tranchant à la base :

$$H_0 = 71,816 \cdot 10 \text{ Kg.f.}$$

- Moment de renversement (M_0) :

$$M_0 = M_{01} + M_{02}$$

$$M_{01} = (2080,86 \times 25,7) \cdot \frac{25,7}{2} = 687,193 \text{ m.}$$

$$M_{02} = \frac{(3507,95 - 2080,86) \times 25,7}{2} \cdot \frac{2}{3} \times \frac{25,70}{2} = 314,192 \text{ t.m}$$

$$M_0 = M_{01} + M_{02}$$

$$M_0 = 687,193 + 314,192 + 1001,385 \text{ t.m}$$

$$\longrightarrow M_0 = 1001,385 \text{ t.m}$$

Cas de vent extrême :

La pression de base $q_n (H=10\text{m}) = 70 \text{ dan/m}$

sera majorée de $\frac{7}{4}$, d'où pour le vent extrême :

$$q_e (H = 10 \text{ m}) = \frac{7}{4} \times 70 = 122,5 \text{ dan /m}^2$$

Vent normal : $B = 1$

Vent extrême: $(0,5 + \frac{\theta}{2}) \cdot \beta = (0,5 + \frac{0,7}{2}) \beta = 0,85$

Donc on prend 1 pour majoration dynamique les réductions des efforts dans le cas de vent extrême s'obtiennent par majoration directe de ($\frac{7}{4}$) des efforts "normaux"

$$\text{- Vent normal : } \left\{ \begin{array}{l} H = 71,816 \text{ t.} \\ M = 1001,385 \text{ t.m} \end{array} \right.$$

$$\text{- Vent extrême : } \left\{ \begin{array}{l} H = \frac{7}{4} \cdot 71,816 = 125,678 \text{ T} \\ M = \frac{7}{4} \cdot 1001,385 = 1752,423 \text{ t.m} \\ \dots \end{array} \right.$$

Vent Longitudinal :

b/ de la m[^]eme fa[^]on : vent normal = $\begin{cases} H = 31,775 \text{ t.} \\ M = 443,065 \text{ t.m} \end{cases}$

vent extr[^]me = $\begin{cases} H = 55,606 \text{ t} \\ M = 775,364 \text{ t.m} \end{cases}$

- Determination de l'effort de derive "L": NV 65 annexe 8-3.

L'effort de derive est une action perpendiculaire à l'action du vent de type vibratoire et ayant lieu pour des vitesses faibles. Les règles NV 65 ne sont admis qu'à partir d'une vitesse superieure à 25m/s il est inutile de faire un calcul à la rai[^]onnance.

Les periodes propres de vibration de l'ouvrage obtenues lors de l'étude dynamique sont :

$$T_{k.k} = 0,355 \text{ sec.} ; T_{\gamma.\gamma} = 0,391 \text{ sec.}$$

Designons par T la période des tourbillons il y'a rai[^]onnance si $T_k = T$ dans la direction étudiée.

$$T_k = \frac{d}{S.V} = T \quad (\text{pour tubes circulaires})$$

V : vitesse du vent

d : largeur du maitre couple

s : nombre de

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} \quad \text{NV 65 annexe 8.31.}$$

V_{cr} : Vent dit critique.

application :

Sens Longitudinal

$$V_{cr} = \frac{d}{ST} = \quad d = 13,34 \text{ m.}$$

$$T = 0,29 \text{ sec.}$$

"S" Le nombre de Strouahl varie entre 0,25 et 0,30 il depend de la rugosité des sprfaces.

On prend $S = 0,30$ (plus défavorable).

$$V_{cr} = \frac{13,34}{0,30 \times 0,48} = 92,63 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

$$92,63 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s.}$$

../..

b/ Sens transversal :

$$V_{cr} = \frac{d}{S.T}$$

$$T = 0,37 \text{ sec.}$$

$$d = 30,15 \text{ m.}$$

$$s = 0,3$$

$$V_{cr} = \frac{30,15}{0,3 \times 0,37}$$

$$= 271,62 \text{ m/s} > 25 \text{ m/s}$$

Il est alors inutile de faire un calcul de résonance et de calcul de dérive L. Il va pratiquement toujours ainsi pour les bâtiments du type étudiés.

N.B : généralement, seuls les ouvrages de très grande hauteur de période propre importante $\geq 1,5$ sec nécessitent un calcul à la résonance.

N.B : Les forces équivalentes statiques de la traînée sont nettement plus faibles (6 fois moins) que celle dues aux forces équivalentes statiques d'origine sismique.

D:/ Détermination de l'effort de portance "U".

C'est une action verticale perpendiculaire à la poussée du vent :

$$\text{ nous pouvons écrire } U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$$

L/ Coefficient de portance C_u :

Il s'écrit

$$C_u = C_i - C_e$$

C_i est le coefficient de surpression intérieure sur la terrasse : NV III 2,141.

Construction fermée

perméabilité $\mu < 5$ Le coefficient de surpression interne s'écrit :

$$C_i = + 0,6 (1,8 - 1,3)$$

$$C_i = + 0,6 (1,8 - 1,3 \cdot 1) = + 0,3 \cdot \text{NV } 65.2,141$$

C_e : coefficient de dépression extérieure sur la terrasse
NV 65 III. 2,131.2

Ce coefficient est fonction de l'inclinaison de la toiture et du coefficient de correction Voir diagramme RIII G.

$$\left. \begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array} \right\} \text{ (plancher terrasse plan) } \left. \vphantom{\begin{array}{l} \alpha = 0 \\ \gamma_0 = 1 \end{array}} \right\} C_e = -0,5$$

D'où le coefficient de portance :

$$C_u = C_i - C_e$$

$$C_u = 0,3 - (-0,5) = 0,8$$

coefficient de dimension : (NV 65 III 1,244)

La plus grande dimension de la toiture est = 30,15 m.

La hauteur du bâtiment est H = 25,70 m.

$$\Rightarrow \delta = 0,725$$

pression du vent q :

La pression de base est $q_{10} = 70 \text{ dan/m}^2$
pour H = 25,70 m.

$$q_u = q_{10} \frac{(2,5 \frac{H+18}{H+60})}{H+60} = 89 \text{ dan/m}^2$$

Soit $q = K_s q_u = 1,3 \times 89 = 115,7 \text{ dan/m}^2$

Aire de la toiture terrasse S_u :

Dans notre cas elle est évaluée à

$$S_u = 296,619 \text{ m}^2$$

Au total : (l'effort de soulèvement s'écrit)

$$U = C_u \cdot \delta \cdot q \cdot S_u$$

$$U = 0,8 \cdot 0,725 \cdot 115,7 \cdot 296,619$$

$$U = 21,360 \cdot 10^3 \text{ dan}$$

Si on désigne par G le poids total à vide de l'ouvrage, il faut vérifier : $G \geq U_e$

$$U_e = \frac{7}{4} U = 37,380 \cdot 10^3 \text{ dan}$$

avec un immeuble en béton armé, cette vérification est pratiquement toujours satisfaite.

$$G = 4045,77 \text{ dan} > U_e = 37380 \text{ dan}$$

vérifié.

— CHAPITRE 4 —

— ETUDE AU S'ESISME —

ETUDE STATIQUE

L'objet de cette étude est donc l'étude des mesures sécuritaire anti-sismique elle consiste à vérifier la résistance et la stabilité du bâtiment vis à vis des sollicitations d'ensemble et ce afin de justifier par le calcul la sécurité de la construction devant des efforts d'origine sismiques.

- Les sollicitations d'origine sismique peuvent s'évaluer.
 - soit par un calcul dynamique direct, pour cela il faudrait disposer de l'enregistrement de l'accélérogramme donc des graphes donnant directement l'accélération du sol en fonction du temps pour un séisme antérieur connu.
 - soit par l'application à la construction d'un système de forces dont les effets statiques seront censés engendrer les mêmes sollicitations à ceux de l'action sismique.
- Nous appliquons pour nos calculs présents le 2^{ème} procédé c'est à dire un calcul statique équivalent le système statique équivalent résulte de la combinaison.
 - d'un système de forces élémentaire horizontales (S_H)
 - d'un système de forces élémentaire verticales (S_V)
 - d'un système de couple de torsion d'ensemble d'axe verticale (S_t)

SYSTEME DE FORCES HORIZONTALES

Il se compose de forces élémentaires dont chacune s'exerce sur un élément de construction est appliqué au centre de gravité de ce dernier, ces forces sont parallèles et de même sens, leur intensité varie avec leur direction.

Les calculs seront fait suivant les deux directions horizontales perpendiculaires correspondant aux axes propres du bâtiment (X-x et Y y).

L'intensité de la force horizontale agissant sur un élément donné est pour la direction OX égale à : $S_H = \sigma_x \cdot W$

W : étant le poids des charges permanentes et surcharge propres à l'élément et considérées comme soumises à l'action sismique.

$$W = G + \frac{P}{5}$$

SYSTEME DE FORCES VERTICALES (S_v)

Il se compose de forces élémentaires, chacune s'appliquant au centre de gravité d'un élément de construction toutes ces forces sont de même sens et peuvent être ascendante ou descendante.

L'intensité pour chacune de ces forces = $\pm \sigma_v \cdot W$.

TORSION d'ENSEMBLE : (S_t)

A chaque système de forces horizontales il convient d'associer le système de couple de torsion d'axe verticale obtenu en supposant qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales à une excentricité par rapport au centre de torsion à la plus grande des deux valeurs.

- * 5 % de la plus grande dimension du bâtiment
- * Excentricité théorique résultant du calcul à vue des plans.

../..

Les sollicitations à considérer pour le calcul de chaque élément de la structure seront les sollicitations les plus défavorable résultant de la combinaison (S_H), (S_V) et (S_E).

DETERMINATION DES COEFFICIENTS SISMQUES :

Dans la direction horizontale.

Le coefficient sismique applicable à un élément donné pour la direction OX et le mode i.

s'écrit
$$\sigma_x^i = \alpha \beta_i \gamma_i \delta$$

Expression dans laquelle $\alpha, \beta, \gamma, \delta$ sont des coefficients sans dimensions, déterminés de la façon suivante.

- α : coefficient d'intensité
 β : " " de réponse
 γ : " " de distribution
 δ : " " de fondation.

COEFFICIENT D'INTENSITE :

Le coefficient caractérise l'ajustement de la résistance d'une construction à l'intensité sismique dont on veut protéger. Il dépend de l'intensité nominale

IN pour laquelle il doit être établi le projet.

Le complément parasismique Algérien au P.S 69 donne pour les édifices présentant un risque normal à la population implanté en zone II.

$$\alpha = 1$$

L'échelle fonctionnelle page 83 du P.S 69 permet de connaître pour $\alpha=1$ une intensité nominale $IN = 8$, qui correspond à des secousses de degré transitoire entre VIII et IX sur l'échelle microscopique.

COEFFICIENT DE REPOSE (P)

Il caractérise l'importance de la réponse de la structure à une secousse d'intensité égale à l'intensité de référence:

Il dépend :

- de la période "T" du mode de vibration de la construction dans la direction étudiée.
- du degré d'amortissement de l'ouvrage
- Eventuellement de la nature du sol de fondation.

Conformément aux compléments parasismique algérien aux règles Ps 69 pour les bâtiments courants à voiles, l'amortissement sera considéré comme moyen $\beta = 0,085$ avec

$$\sqrt[3]{T_i}$$

Ayant les valeurs des périodes de vibration déterminées lors de l'étude dynamique, on détermine les valeurs de β correspondants aux premiers modes suivant les deux directions.

$$\beta = \frac{0,085}{\sqrt[3]{T_i}} \quad \text{avec } 0,065 \leq \beta \leq 0,13$$

$$\beta_{xx} = 0,12$$

$$\beta_{yy} = 0,116$$

On prendra $\beta = 0,11$

Le coefficient de fondation δ (art 3,112 - 15 Ps.69).

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

Dans notre cas, le bâtiment est fondé sur un terrain de consistante moyenne où le mode de fondation adopté est un radier, par conséquent on prendra

$$\delta = 1,00$$

Coefficient de distribution (γ) : (Art 3,112 - 14 P.S 69)

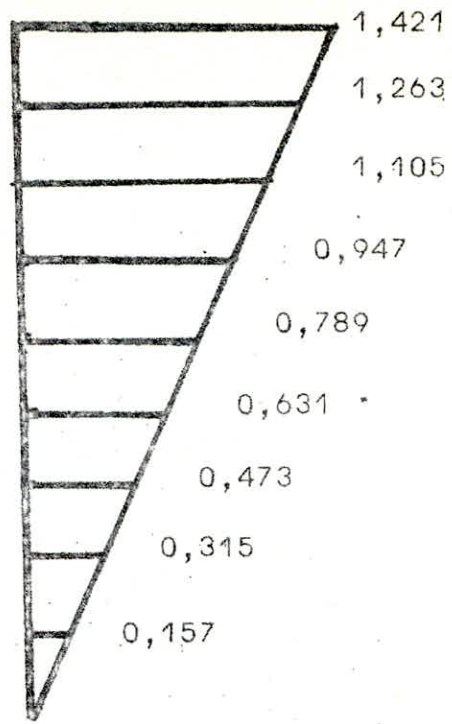
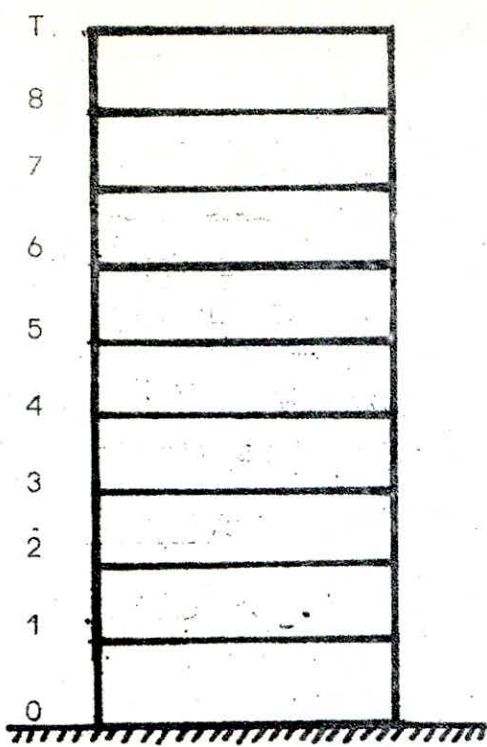
Ce coefficient ne dépend que de la structure et caractérise à l'intérieur de cette dernière, le comportement de la masse à laquelle il se rapporte.

Dans les constructions courantes composées d'un système porteur et de planchers, il est permis de considérer sauf anomalies masquée dans la distribution des charges, que toutes les masses sont concentrées au niveau des planchers.

Pour les bâtiments d'habitations composés d'étages pouvant être considérés comme identiques " γ " peut s'exprimer en fonction du rang r du plancher compté à partir de la base.

n est le nombre de planchers, le coefficient applicable au plancher de rang " r " est :

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



Niveau	1	2	3	4	5	6	7	8	9
γ	0,157	0,315	0,473	0,631	0,789	0,947	1,105	1,263	1,421

Coefficient sismique dans le sens vertical :

Le règlement Ps 69 définit un coefficient sismique dans la direction verticale égale à :

$$\sigma_v = \pm \frac{1}{\sqrt{2}} \sigma_H$$

Calcul de σ_{xx} et σ_{yy} .

$$\sigma_{xx} = \alpha \beta_{xx} \gamma_r \delta = 1 \cdot 0,11 \cdot 1 \cdot \gamma_r = 0,11 \gamma_r$$

$$\sigma_{yy} = \alpha \beta_{yy} \gamma_r \delta = 1 \cdot 0,11 \cdot 1 \cdot \gamma_r = 0,11 \gamma_r$$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{yy} = 0,11 \gamma_r.$$

Détermination des forces sismiques :

Ces forces sont obtenues à partir de la relation suivante :

$$F_H = \sigma_H W$$

W : étant le poids des charges permanentes et surcharges propres à l'élément considéré.

Comme soumis à l'action sismique :

Calcul de W pour chaque niveau :

Niveau terrasse :

$$G = 76,442 + 198,693 = 275,135 \text{ t.}$$

$$\frac{P}{5} \text{ (P : sans dégression)} = \frac{28,916}{5} = 5,78 \text{ t.}$$

$$W = 280,915 \text{ t}$$

Etage courant : $G = 340,786 \text{ t.}$

$$\frac{P}{5} = \frac{47,401}{5} = 9,481 \text{ t.}$$

$$W = 350,267 \text{ t.}$$

CALCUL DES COEFFICIENTS SEISMIQUE

$$\sigma_{xx} - \sigma_{yy}$$

NIVEAU	H	P_{xx}	P_{yy}	γ_r	δ	σ_{xx}	σ_{yy}	$\sigma_{v=\pm W}$
9	1	0.11	0.11	1.321	1	0.1563	0.1561	0.1563
8	1	0.11	0.11	1.233	1	0.1382	0.1389	0.1389
7	1	0.11	0.11	1.109	1	0.1219	0.1210	0.1219
6	1	0.11	0.11	0.947	1	0.1041	0.1040	0.1041
5	1	0.11	0.11	0.789	1	0.086	0.086	0.086
4	1	0.11	0.11	0.631	1	0.0694	0.069	0.0694
3	1	0.11	0.11	0.473	1	0.052	0.052	0.052
2	1	0.11	0.11	0.315	1	0.0346	0.0340	0.0346
1	1	0.11	0.11	0.157	1	0.0172	0.0170	0.0172
0	1	0.11	0.11	0	1	0	0	0

$$\sigma_H = \max(\sigma_{xx}, \sigma_{yy})$$

$$\alpha = 1 \Rightarrow \sigma_v = \pm \sigma_H$$

Nous représenterons un tableau regroupant les différents forces verticales et horizontales à chaque niveau.

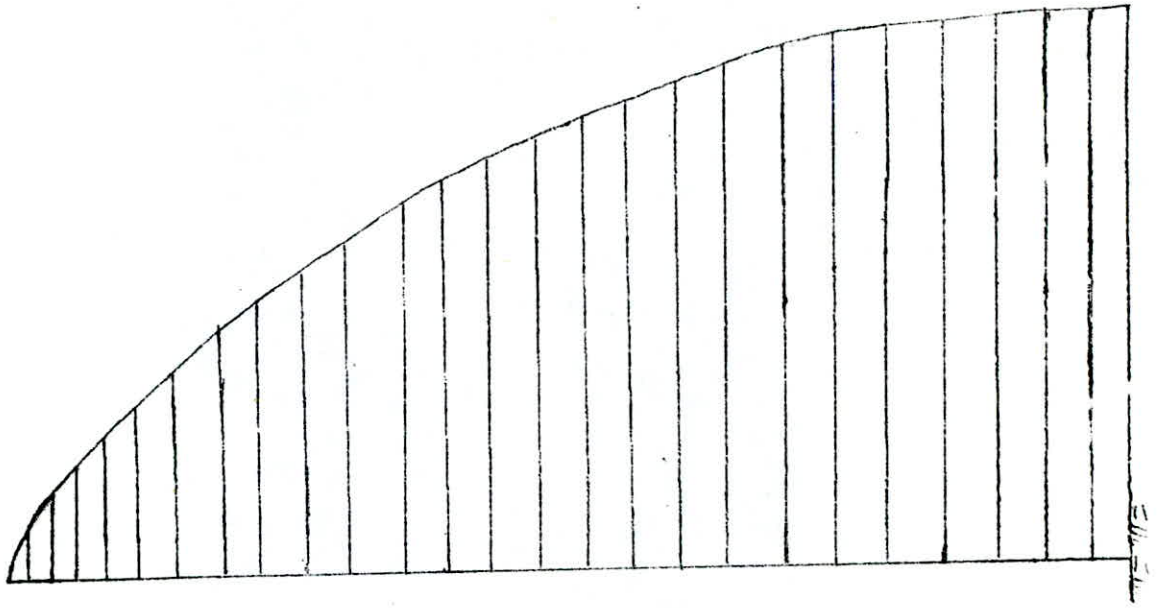
$$F_h = \sigma_H \cdot W$$

Niveau (m)	Forces Horizontales (t)		Forces Verticales (t)
	Sens - x - x	Sens y - y	
25,20	43,822	43,822	43,822
22,40	48,336	48,336	48,336
19,60	42,382	42,382	42,382
16,80	36,427	36,427	36,427
14,00	30,122	30,122	30,122
11,20	24,168	24,168	24,168
8,40	18,213	18,213	18,213
5,60	11,909	11,909	11,909
2,80	5,954	5,954	5,954

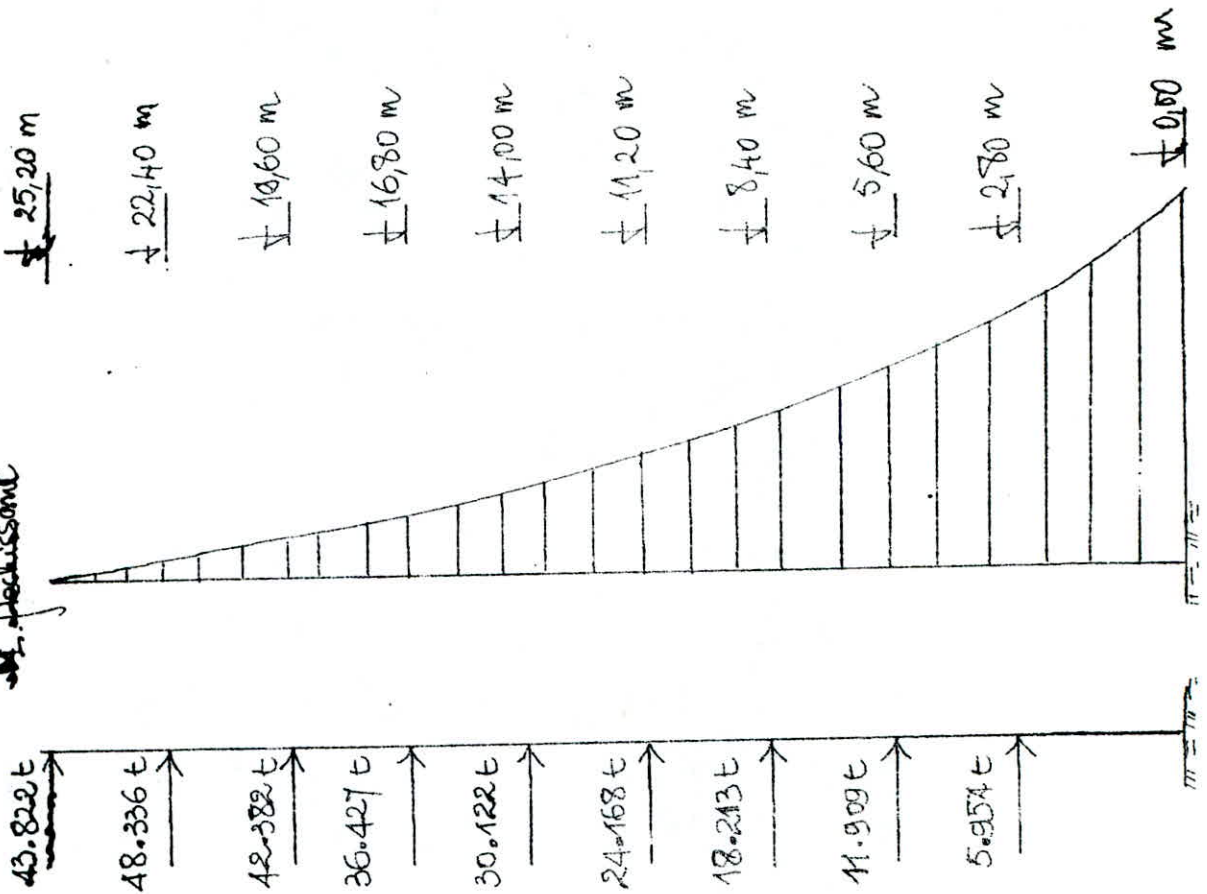
REPORTS FOURNIES PAR L'ACTE DE SISMIQUE

ELEVATION	SISME X-Y		SISME Y-Y		FORCES VERTICALES (g)
	T (g)	M (kg)	T (g)	M (kg)	
9	43.822	0.00	43.822	0.00	43.822
8	92.158	122.70	92.158	122.70	92.158
7	134.540	380.744	134.540	380.744	134.540
6	170.967	757.454	170.967	757.454	170.967
5	201.089	1236.162	201.089	1236.162	201.089
4	225.257	1799.211	225.257	1799.211	225.257
3	243.470	3429.930	243.470	3429.930	243.470
2	255.379	3111.646	255.379	3111.646	255.379
1	261.333	3826.707	261.333	3826.707	261.333
EDC	261.333	4558.439	261.333	4558.439	261.333

EFFORT. Tranchant



M. flexion



- Etude au Seisme suivant Le R.P.A 81

Le présent règlement est applicable à toutes les catégories de constructions courantes de configuration simple et régulière.

Le système de contreventement est assuré par une structure à voiles porteurs supportant la totalité des charges verticales, dans ce système, les forces horizontales ainsi qu'une importante partie des forces verticales sont reprises par les voiles de contreventement.

Les contreventements seront plans et disposés autant que possible symétriquement par rapport au centre des masses de la construction. Dans les zones III et II le système de contreventement des bâtiments doit être de même nature dans les deux directions.

La distribution de la rigidité sur la hauteur du bâtiment ne présentera pas de variations brusques. En particulier sont à déconseiller les changements de système de contreventement d'un niveau à l'autre.

Etude Sismique R.P.A 81 :

Une grande partie de l'Algérie est sujétée à l'importante secousses telluriques, la conception du règlement Parasismique Algérien R.P.A 81, apparaît comme une nécessité objective, sociale et économique; il est applicable à toutes les catégories de construction courantes de configuration simple et régulière.

Dans la conception du présent règlement, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents aux efforts de l'action sismique.

../. ..

Action Sismique

Force sismique minimum (formule de base).

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.

$$V = A.B.D.Q.W$$

V : force latérale totale ou effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération des zones.

ce coefficient dépend du groupe d'usage de la structure défini en annexe n° 1 et de la zone sismique.

Sa valeur est prise dans le tableau (1) page 16 RPA 81. pour les ouvrages courants édifiés dans la zone II.

$$A = 0,15$$

B : facteur de comportement de la structure. Il dépend du type de comportement de la structure et de la nature de ses contreventements. Les valeurs de B correspondantes sont données dans le tableau 2 page 22 RPA 81.

Pour les structures à voiles porteurs/

$$B = \frac{1}{4}$$

D : Facteur d'Amplification dynamique moyen

La valeur D sera déterminée d'après le type du sol en fonction de la période T du bâtiment, comme indiqué sur la figure (4) page 17 du RPA 81.

Détermination de la période "T".

La valeur de T peut être obtenue par la formule suivante

$$T = \frac{0,09 H}{\sqrt{L}}$$

avec :

H = hauteur du bâtiment = 25,70 m.

L = dimension du bâtiment dans le sens de l'action sismique.

.../...

- Sens longitudinal (x.x) L = 30,15 m.
 - Sens transversal (y.y) L = 13,34 m.
- d'où la période est égale : formule 3.3.A

- Sens "X.X "

$$T = \frac{0,09 \cdot 2570}{\sqrt{30,15}} = 0,421 \text{ s.}$$

- Sens "Y.Y "

$$T = \frac{0,09 \cdot 25,70}{\sqrt{13,34}} = 0,633 \text{ s.}$$

On prendra les périodes de l'étude dynamique.

D'où on aura la valeur d'amplification dynamique "D".

Cas de sol meuble :

Sens xx : D = 2

Sens yy : D = 2

(Voir R.P.A 17)

Vérification de l'article 33122

La valeur du facteur obtenu pour la valeur de T calculer par la formule méthode approximatives (ne devrâs être inférieur à 80% de celle de D obtenue en utilisant la formule 3.3.A

xx T = 0,421 s D = 2 Vérifier cas.

yy T = 0,631 s D = 1,77 \cdot 2 = D_a > 80% D_e

Facteur de Qualité Q :

Le facteur de qualité du système de contreventement d'une structure donnée est fonction de l'hyperstaticité et de la surabondance du système, de ses symétries en plan et de sa régularité en élévation et de la qualité du contrôle pendant la construction, la valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^{n_q} P_q$$

ou P_q est la pénalité qui dépend de l'observation ou non du critère de qualité q . Les critères, ainsi que les valeurs P_q correspondantes sont données dans le tableau 3 page 26 R.P.A 81.

$$Q = 1 + 0,1 = 1,1$$

.../...

W : Poids de la structure

Pour les bâtiments à usage d'habitation, la valeur de W comprend la totalité des charges permanentes (poids propre de la structure, poids des surcharges et des revêtements, poids des équipements etc...)

Dans notre cas

$$W = 3001,423 \text{ t.}$$

- Force sismique minimum :

* Sens longitudinal xx :

$$V = 0,15 \times \frac{1}{4} \times 2 \times 1,1 \times 3001,423$$

$$V_{xx} = 247,62 \text{ t.}$$

Ø Sens transversal "yy"

$$V = 0,15 \times \frac{1}{4} \times 2 \times 1,1 \times 3001,423$$

$$V_{yy} = 247,62 \text{ t.}$$

$$V_{xx} = V_{yy} = 247,62 \text{ T.}$$

Distribution des forces latérales :

La force latérale totale V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_e + \sum_{k=1}^n F_k$$

La force concentrée F_e au sommet de la structure doit être déterminée par la formule suivante où T est exprimée en seconde.

$$F_e = 0,07 T.V$$

La valeur de F_e ne dépassera en aucun cas 0,25 V, si $T \leq 0,7 \text{ sec}$ alors le terme 0,07 T devient = 0,049 et devient négligeable donc si $T > 0,7 \text{ sec}$.

$$F_e = 0$$

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

$$F_k = \frac{(V - F_e) W_k \cdot h_k}{\sum_{k=1}^n W_k \cdot h_k}$$

.../...

F_K étant l'effort horizontal au niveau K.

A chaque niveau désigné par K, la force F_K doit être répartie sur la surface du bâtiment en accord avec la distribution des masses à ce niveau/

Applications :

- Sens longitudinal :

$$V_{xx} = 247,62 \text{ t.}$$

$$T_{xx} = 0,355 \text{ sec} \Rightarrow F_c = 0. (T_{xx} < 0,7 \text{ sec})$$

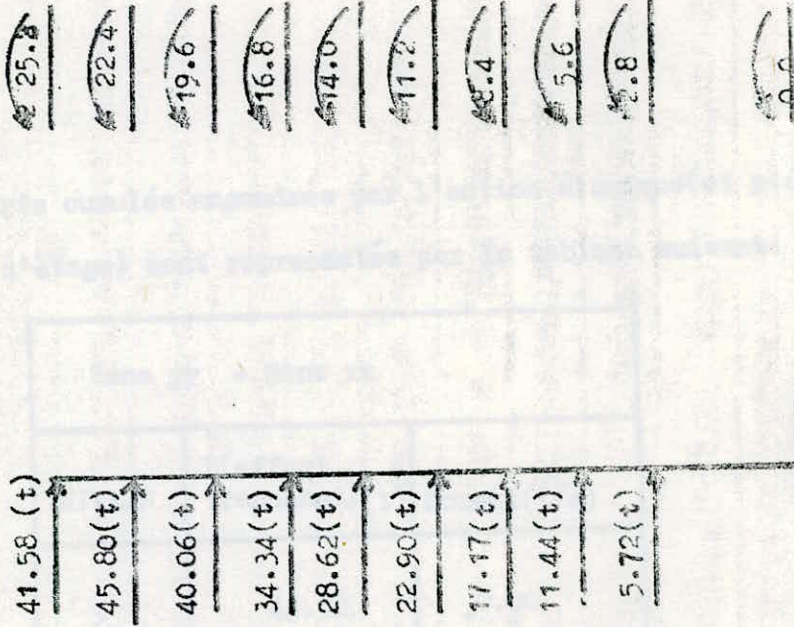
- Sens transversal :

$$V_{yy} = 247,62 \text{ t.}$$

$$T_{yy} = 0,391 \text{ sec} < 0,7 \text{ sec} \Rightarrow \underline{F_c = 0}$$

SEMS X-X = SEMB Y-Y

NIVEAU	W_k (t)	H_k (m)	$W_k H_k$	$W_i h_i$	$F_{k^{XX}} = F_{k^{YY}}(t)$ <small>semaxx=senyy</small>
09	275.135	25.2	6933.4	41284.6	41.58
08	340.786	22.4	7633.6	41284.6	45.80
07	340.786	19.6	6679.4	41284.6	40.06
06	340.786	16.8	5725.2	41284.6	34.34
05	340.786	14.00	4771.00	41284.6	28.62
04	340.786	11.2	3816.80	41284.6	22.90
03	340.786	8.4	2862.60	41284.6	17.17
02	340.786	5.6	1908.40	41284.6	11.44
01	340.786	2.8	954.20	41284.6	5.72
0.0	340.786	0.0	0.0	0.0	5.72



4500000

es efforts cumulés engendrés par l'action sismique (et par
 autour d'étage) sont représentés par le tableau suivant:

Sens yy = Sens xx		
NIVEAU	T(effort tranchant)(t)	Moment(t/m)
9	41.58	0.00
8	87.38	116.42
7	127.44	361.08
6	161.78	717.91
5	190.40	1170.90
4	213.30	1704.02
3	230.47	2301.26
2	241.91	2946.56
1	247.14	3623.92
0	247.14	4315.91

— CHAPITRE 5 —

ETUDE
DU CONTREVENTEMENT

1. Introduction :

L'étude du contreventement constitue en général un des problèmes les plus difficiles posés par le calcul de la structure des bâtiments cette difficulté est due au fait que la recherche de la solution exacte nécessite le calcul préalable de toutes les forces de liaison qui existent entre les éléments de contreventement et des planchers.

La présente note n'a pas pour but de permettre une évaluation exacte des contraintes dues à l'action sismique, mais simplement de préciser les opérations qui peuvent être effectuées pour s'assurer que les bâtiments à refends présentent une sécurité suffisante sous l'action des forces horizontales.

2. Objet de l'étude :

La présente étude concerne la distribution des forces horizontales entre les différents éléments capable, s'ils étaient isolés de véhiculer ces forces jusqu'aux fondations

3. Hypothèses de calcul de distribution des efforts d'ensemble (Méthode de M. Albiges et Goulets)

On simplifie l'étude des systèmes hyperstatiques en posant les hypothèses suivantes :

- * Les planchers sont indéformables horizontalement
 - * Les refends sont parfaitement encastés à leur base
 - * L'inertie des refends est constante sur toute la hauteur.
- dans le cas où les refends comportent des ouvertures, on fera appel à la notion d'inertie équivalente.

4. Inertie équivalente, définition et application

4.1 Introduction

L'introduction de la notion d'inertie équivalente permet par un artifice de calcul, d'assimiler les refends avec ouvertures au refends linéaires pleines.

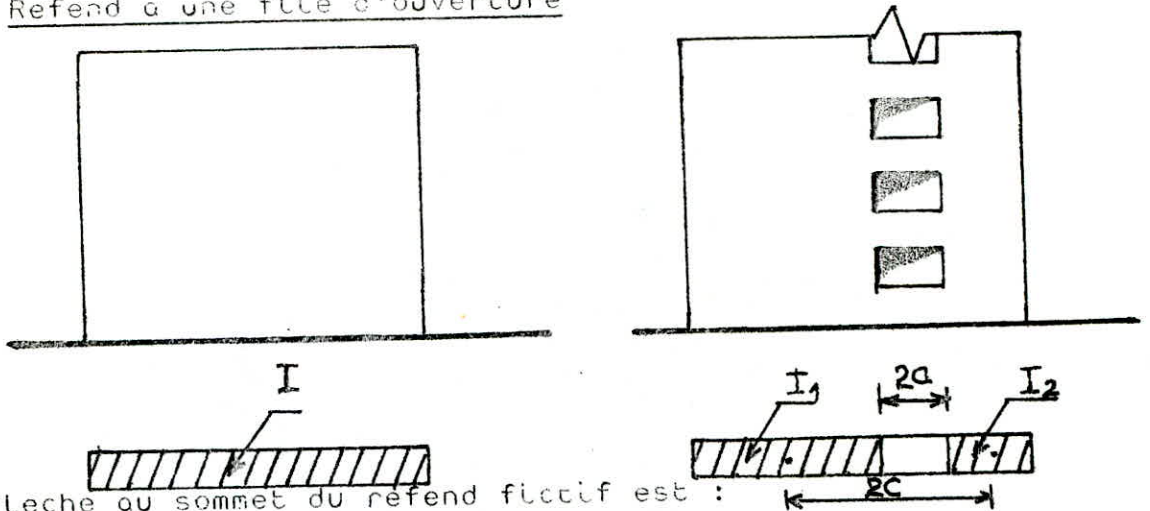
4.2 Définition :

On appellera "inertie équivalente" I_e du refend considéré l'inertie d'un refend linéaire plein fictif, qui soumis

../..

ou même efforts horizontal uniformément repartis sur la hauteur de celle du refend avec ouvertures.

4.2.1 Refend a une file d'ouverture



La fleche au sommet du refend fictif est :

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

(a) où H_0 est l'effort tranchant à la base du refend.

La flèche au sommet d'un à une seule file d'ouverture

$$\text{est : } f = \frac{H_0 Z^3}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{2mc}{I} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} \cdot \frac{H_0 Z^3}{8EI} \quad (b)$$

En égalant les deux expressions (a) et (b) on obtient.

$$I_e = \frac{I}{\frac{16mc}{I_1 + I_2} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

I_1, I_2 : Moment d'inertie de chaque élément de refend.

I : Moment d'inertie, totale du refend $I = I_1 + I_2 + 2mc$

ψ_0 : Coefficient donné par l'abaque B.23.b du livre de M. DIVER.

m : Moment statique de chacun des éléments du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble.

Ω_1, Ω_2 : Aires des éléments de refend 1 et 2

C : Demi-distance entre les centres de gravité des deux éléments de refend.

α = ωz est degré de monolichisme.

$$m = \frac{2C}{\dots}$$

$$\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}$$

$$\omega^2 = \frac{3iE'}{E(I_1 + I_2)} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$

i : inertie du linteau.

E' : coefficient d'élasticité longitudinale des linteaux

E : coefficient d'élasticité longitudinal des refends.

a : Demi-portée de l'ouverture

h : hauteur d'écage

z : hauteur totale du refend

Le refend et le linteau étant constitués du même matériau nous aurons $E' = E$

Alors :

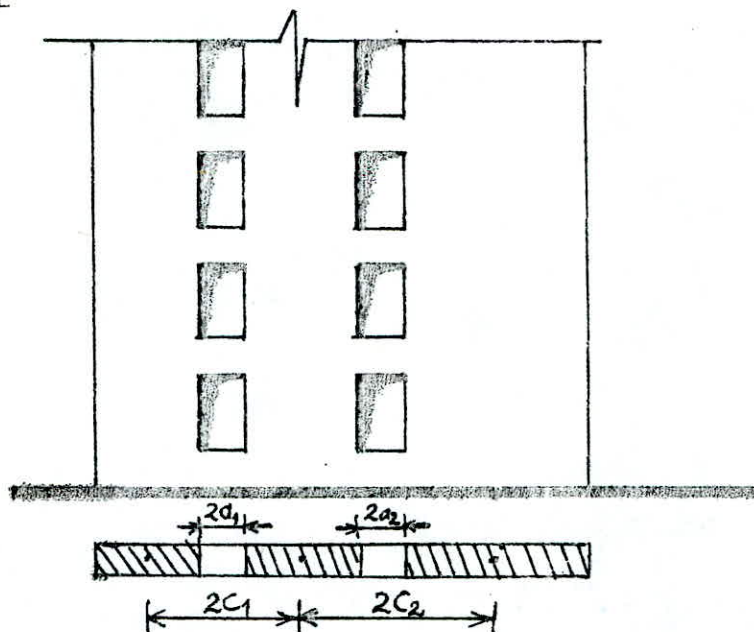
$$\omega^2 = \frac{3i}{I_1 + I_2} \cdot \frac{I}{m} \cdot \frac{C}{a^3 h}$$

4.2.2 - Refend a plusieurs files d'ouvertures :

$\alpha = \omega z$, degré de monolithisme.

$$\omega^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots)h} \left(\frac{i_1 C_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 C_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

$E' = E$



$$I_e = \frac{I}{\frac{8I}{(I_1 + I_2 + \dots)} \cdot \frac{\psi_0}{\alpha^2} + 1}$$

Remarques:

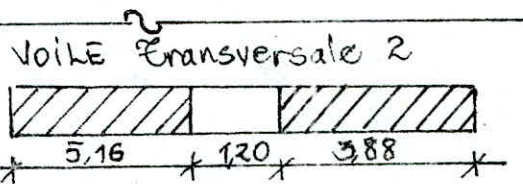
- * α est une caractéristique géométrique du refend, sa valeur ne dépend pas de l'épaisseur du voile un refend d'épaisseur variable sur la hauteur possède une valeur unique de α .
- * Pour l'évaluation de l'inertie équivalente, on supposera que les refends sont encastrés au niveau $-0,05$ m.
- * Il ne sera tenu compte que des inerties maximales c'est à dire par rapport à des axes parallèles aux petits côtés.

APPLICATION.

VOILE Transversale 1. (Plein)



$$I = I_c = \frac{bh_c^3}{12} = \frac{0,15 \cdot (10,24)^3}{12} = 13,421 \text{ m}^4$$



$$I_1 = 1,717 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,73 \text{ m}^4$$

$$i = 0,0015 \text{ m}^4 \quad (\text{hauteur du linteau} = 50 \text{ cm})$$

$$A_1 = 0,774 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 0,57 \text{ m}^2$$

$$2C = 5,72 \text{ m}$$

$$m = 1,9 \text{ m}^3$$

$$I = \sum I_i + 2mc = 13,315 \text{ m}^4$$

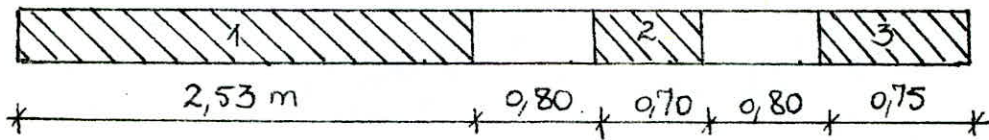
$$\omega^2 = 0,105 \Rightarrow \omega = 0,324$$

$$\alpha = \omega^2 = 8,326$$

Abaque B256 (M. DIVER) donne $\psi_0 = 0,53$.

$$I_e = 10,470 \text{ m}^4$$

VOILE Transversale 3b.



$$I_1 = 0,2024 \text{ m}^4$$

$$I_2 = 0,0024 \text{ m}^4$$

$$I_3 = 0,0052 \text{ m}^4$$

$$\sum I_i = 0,2118 \text{ m}^4$$

$$i_1 = 0,0031 \text{ m}^4 \quad (\text{hauteur du vide } 0,63 \text{ m})$$

$$i_2 = 0,042 \text{ m}^4$$

$$d_i = (x_e - x_G) ; \quad d_1^2 = 0,1075, \quad d_2^2 = 4,335, \quad d_3^2 =$$

$$I = \sum I_i + \sum \Omega_i d_i^2 ; \quad \Omega_1 = 0,379; \quad \Omega_2 = 0,105; \quad -$$

$$I = 2,177 \text{ m}^4 ; \quad a_1 = a_2 = 0,4 \text{ m}$$

$$C_1 = 1,2075 \text{ m}, \quad C_2 = 0,762 \text{ m}$$

$$\omega^2 = 4,572 \Rightarrow \omega = 2,138$$

$$\alpha = \omega^2 = 54,952$$

Connaissant α et ξ on détermine $\psi_0 = 0,6$
(Abaque B23b. M. Diver)

$$I_e = \frac{2,177}{\frac{8 \cdot 2,177}{0,2118} \cdot \frac{0,6}{(54,952)^2} + 1} = 2,173$$

$$I_e = 2,173 \text{ m}^4$$

ÉTUDE DE LA TORSION

Les forces horizontales peuvent engendrer deux effets suivant que :

- * - L'effort appliqué à un niveau donné passe par le "centre de torsion" il y a alors simplement une translation.
- * - L'effort appliqué ne passe pas par le centre de torsion, la translation est alors accompagnée d'une rotation.

Dans ce dernier cas, il faudra évaluer l'excentricité de l'effort horizontal (supposé agir au centre de gravité des masses) par rapport au centre de torsion (qui est le centre de gravité des inerties)

Le complément parasismique algérien aux PS 69 prévoit une excentricité "e" définie comme suit :

$$e = \max \left\{ \begin{array}{l} e \text{ théorique résultant des plans.} \\ 5\% \text{ de la plus grande dimension en plan.} \end{array} \right.$$

On calculera donc l'excentricité théorique (qui définit les positions relatives des centres de gravité des masses et des inerties) qu'on comparera au 5% de la plus grande dimension en plan.

Les coordonnées cartésiennes des centres de gravité des masses et des inerties sont définies par les expressions suivantes :

Centre de gravité des masses :

$$y_m = \frac{\sum m_i y_i'}{\sum m_i}$$

$$x_m = \frac{\sum m_i x_i'}{\sum m_i}$$

Centre de torsion :

$$y_{CT} = \frac{\sum y_i' I_{yy}^e}{\sum I_{yy}^e}$$

$$x_{CT} = \frac{\sum x_i' I_{xx}^e}{\sum I_{xx}^e}$$

Détermination du centre de gravité des masses :

Pour cela on déterminera le centre de gravité de chaque refend (dalle, acrotere, voile etc... au niveau de l'étage par rapport à un système d'axe orthonormé convenablement choisis ; les résultats sont résumés dans les tableaux suivants :

(E) TUDE DU CENTRE DE MASSE

C entre de masse des voiles

ELEMENT	M _i (t)	X (m)	Y (m)	M _i X _i	M _i Y _i
VL A	17.580	13.870	12.040	243.834	211.663
VL B	13.783	19.240	8.840	205.184	121.841
VL C	10.290	15.150	6.490	155.893	66.780
VL D	8.113	5.895	5.060	47.826	41.051
VT 1	10.752	0.075	5.120	0.806	55.050
VT 2	9.717	3.825	4.924	37.167	47.846
VT 3a	3.475	7.725	3.105	26.844	10.789
VT 3b	5.859	7.725	7.753	45.260	45.424
VT 4	9.282	11.325	6.870	105.118	63.767
VT 5	3.150	13.225	10.240	41.658	32.256
VT 6	4.110	15.075	4.280	61.958	17.590
VT 7	2.380	18.825	5.630	44.812	13.402
VT 8	7.064	22.575	4.460	159.475	31.506
VT 9	9.055	26.325	8.566	238.386	77.569
VT 10	11.508	30.075	7.860	346.103	90.452
Σ	126.119			1820.327	926.987

(C) ENTRE DE MASSE TERRASSE + ACROTERE

Terrasse: $G+1.2F = 0.958 \text{ t/m}^2$

ELEMENTS	$S_i (\text{m}^2)$	$M_i (\text{t})$	$X_i (\text{m})$	$Y_i (\text{m})$	$M X_i (\text{tm})$	$M Y_i (\text{tm})$
DALLE 1	36.864	35.315	1.8	5.12	63.568	180.812
2	18.288	17.518	5.55	7.7	97.230	134.903
3	17.856	17.518	5.55	2.48	94.838	42.422
4	24.408	23.382	9.30	6.55	217.460	199.916
5	17.856	17.106	9.30	2.48	94.938	42.422
6	16.537	15.842	14.925	7.61	236.44	120.636
7	14.076	13.483	13.05	4.33	175.976	58.448
8	14.076	13.483	16.80	4.335	226.514	58.448
9	22.896	21.934	20.55	5.56	450.551	121.951
10	15.840	15.176	24.30	11.14	368.728	169.038
11	39.456	21.934	24.30	5.56	532.996	121.953
12	39.456	37.798	28.05	7.86	1060.233	297.092
13	28.50	27.303	17.75	10.44	484.628	285.043
Ac1 (m)	10.24	1.945	0.075	5.12	0.145	9.961
2	7.35	1.396	3.675	10.16	5.131	14.588
3	11.90	0.631	7.425	11.19	2.280	4.039
4	14.85	2.821	14.924	12.06	42.11	34.083
5	1.25	0.237	22.35	12.69	5.308	3.013
6	3.75	0.712	26.10	13.24	18.818	9.433
7	10.95	2.082	29.92	7.86	62.31	16.367
8	18.60	3.543	20.55	2.455	72.623	8.675
9	2.38	0.452	11.175	1.19	5.053	0.538
10	11.10	2.109	5.55	0.00	11.704	0.00
Σ	293.03				4327.68	1933.77

CENTRE DE MASSE - Etage courant

DALES	$S_i(m^2)$	$M_i(t)$	$X(m)$	$Y(m)$	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
1	36.844	30.117	1.800	5.120	54.210	154.199
2	18.288	14.941	5.550	7.700	82.922	115.045
3	17.856	14.588	5.550	2.480	80.963	36.178
4	24.408	19.941	9.300	8.550	185.451	170.495
5	17.856	14.588	9.300	2.480	135.668	36.178
6	16.537	13.510	14.925	7.615	201.630	102.876
7	14.076	11.500	13.050	4.335	150.075	56.571
8	14.076	11.500	16.800	4.335	193.200	49.852
9	22.896	18.706	20.550	5.560	384.408	104.005
10	15.840	12.941	24.300	11.140	314.466	144.162
11	22.896	18.706	24.300	5.560	454.555	104.005
12	39.456	32.235	28.650	7.860	904.191	253.367
Σ		213.072			3141.475	1326.930

CENTRE DE MASSE (RDC)

DALLES	$S_i(m^2)$	$M_i(t)$	$X_i(m)$	$Y_i(m)$	$M_i X_i$	$M_i Y_i$
1	36.864	39.075	1.800	5.200	70.335	203.190
2	18.288	19.385	5.500	7.700	107.586	149.264
3	17.856	18.927	5.550	2.480	105.044	46.938
4	24.408	25.872	9.300	8.550	240.009	221.205
5	17.856	18.927	9.300	2.480	176.021	46.938
6	16.537	17.529	14.925	7.615	261.620	133.485
7	14.076	14.920	13.050	4.335	194.706	64.680
8	14.076	14.920	16.800	4.335	250.656	64.680
9	22.896	24.269	20.550	5.560	498.727	134.939
10	15.840	16.790	24.300	11.140	408.000	187.040
11	22.896	24.269	24.300	5.560	589.700	134.939
12	39.456	41.823	28.050	7.860	1173.135	328.728
Σ		276.511			4076.143	1716.02

Centre de masse des façades et garde-corps

ELEMENT	Mi (t)	X(m)	Y(m)	MiXi	MiYi
F 1	2.130	1.800	10.035	3.834	21.371
F 2	1.543	1.800	1.355	2.777	2.090
F 3	1.543	5.555	1.355	8.563	2.090
F 4	1.543	9.300	1.355	14.349	2.090
F 5	2.130	13.050	2.485	27.796	5.293
F 6	2.130	16.800	2.485	35.784	5.293
F 7	2.130	20.550	2.485	43.771	5.293
F 8	1.543	24.300	3.735	37.494	5.763
F 9	1.543	28.050	12.245	43.281	5.763
F 10	1.543	28.050	12.245	3.029	18.894
Ge 1	1.683	1.800	0.000	9.340	0.000
Ge 2	1.683	5.550	0.000	15.651	0.000
Ge 3	1.683	9.300	0.000	40.896	0.000
Ge 4	1.683	24.300	2.380	47.208	4.005
Ge 5	1.683	28.050	2.380	47.208	4.005
Ge 6	1.683	28.050	13.340	47.208	22.451
Ge 7	1.683	28.050	13.320	40.896	22.451
Σ	29.559			465.158	126.837

CENTRE DE TORSION

ELEMENTS	X'	Y'	$I_{e^{XX}}$	$I_{e^{YY}}$	$I_{ex'. X'}$	$I_{ey. Y'}$
VT 1	0.075	5.12	13.421		1.0075	
VT 2	3.825	4.924	10.470		40.04	
VT 3a	7.725	3.105	0.638		4.928	
VT 3b	7.725	7.735	2.173		16.796	
VT 4	11.325	6.87	12.44		140.883	
VT 5	13.225	10.24	0.3375		4.463	
VT 6	15.075	4.28	0.6859		10.339	
VT 7	18.825	5.63	0.01618		0.3045	
VT 8	22.575	4.46	11.68		263.676	
VT 9	26.325	8.566	8.735		229.948	
VT 10	30.075	7.86	16.456		494.91	
VL A	13.87	12.04		34.50		415.38
VL B	19.87	8.84		17.598		155.566
VL C	15.15	6.49		7.039		45.631
VL D	5.81	5.16		5.435		28.044
Σ			77.052	61.564	1206.98	644.62

Calcul de l'excentricité :

Centre de masse terrasse

$$X_{cm} = 14.709 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 6.732 \text{ m}$$

Centre de masse étage courant

$$X_{cm} = 15.080 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 6.780 \text{ m}$$

Centre de masse R.D.C.

$$X_{cm} = 14.740 \text{ m}$$

$$Y_{cm} = 6.80 \text{ m}$$

Coordonnées du centre de torsion

$$X_{ct} = 15.66 \text{ m}$$

$$Y_{ct} = 9.98 \text{ m}$$

D'où

$$e_x = 0.96 \text{ m}$$

$$e_y = 3.25 \text{ m}$$

Excentricité accidentelle = $e_a = 5\% \cdot 30.15 = 1.50 \text{ m}$

On prendra les valeurs de l'excentricité calculée.

Distribution des efforts d'ensemble sur les refends

Hypothèse :

On suppose que :

- La raideur de torsion de chaque refend est nulle.
- L'assemblage de plusieurs refends ne forme pas un ensemble rigide, pouvant présenter une raideur à la torsion : c'est à dire que l'étude est menée comme s'il s'agissait de plusieurs refends juxtaposés sans liaison.

Méthode du centre de torsion.

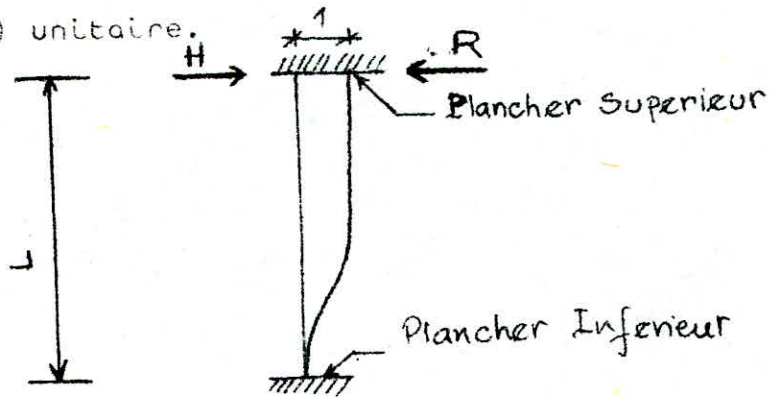
a; Si la résultante des efforts extérieures coïncide avec le centre des inerties de tous les refends l'effort dans chaque refend est proportionnel à son inertie.

En effet par suite de l'indéformabilité des planchers, tous les refends subissent un même déplacement (H')

b. Si au contraire la résultante des efforts extérieurs ne passe pas par le centre des inerties, il y a modification des efforts par suite de l'existence d'un moment dû à l'excentricité donc d'un effort supplémentaire dû à la rotation (H'')

Definition

La rigidité à la flexion d'un refend est la force (ou le couple) de rappel pour laquelle le refend réagit quand une force (ou un couple) H produit une translation (ou une rotation) unitaire.



$$R = \frac{12 E I}{L^3}$$

R = Rigidité

I = Moment d'inertie.

Tous les refends ont le même module d'élasticité la même hauteur et représentant les mêmes conditions aux appuis donc on effectuera le calcul en remplaçant partout la rigidité par le moment d'inertie.

Distribution des efforts tranchants

a/ Force sismique dirigée longitudinalement
(Sens X.X)

$$H'_{xi} = \frac{\bar{H}_x \cdot I_i^{yy}}{\sum I_i^{yy}}$$

H''_{xi} = Effort dû à la rotation sur l'élément i suivant X.X

$$H''_{xi} = \frac{\bar{H}_x e_j I_i^{yy} y_i}{\sum I_i^{yy} y_i^2 + \sum I_j^{xx} x_j^2}$$

H''_{yj} : Effort dû à la rotation sur l'élément j suivant Y.Y

$$H''_{yj} = \frac{\bar{H}_x e_x I_j^{xx} x_j}{\sum I_i^{yy} y_i^2 + \sum I_d^{xx} x_d^2}$$

Pour un élément transversal i on aura

$$H_{xi} = H'_{xi} + H''_{xi} \quad \dots/\dots$$

Pour un élément longitudinal j on aura

$$H y_j = H'' y_j$$

Force sismique - dirigée transversalement

Sens (Y.Y)

$H' y_j$: Effort de translation sur l'élément j suivant (Y.Y)

$$H' y_j = \frac{\bar{H} y I_j^{xx}}{\sum I_i^{xx}}$$

// $H'' y_j$: Effort dû à la rotation sur l'élément j suivant Y.Y

$$H'' y_j = \bar{H} y e \cdot \frac{I_j^{xx} x_j}{\sum I_i^{yy} y_i^2 + \sum I_j^{xx} x_j^2}$$

// $H' x_i$: Effort dû à la rotation sur l'élément suivant (X.X)

$$H'' x_i = \bar{H} y e y \frac{I_i^{yy} y_i}{\sum I_i^{yy} y_i^2 + \sum I_j^{xx} x_j^2}$$

Pour un élément transversal i on aura

$$H x_i = H'' x_i$$

Pour un élément longitudinal j on aura

$$H y_j = H' y_j + H'' y_j$$

Remarque :

Lorsque le séisme agit transversalement, en plus de la force de translation ($H' y$) les refends transversaux subissent la force de rotation ($H'' y$) due à l'excentricité "e".
 $H' y$ est soit augmentée; soit y diminué par $H'' y$ suivant que la force extérieure $H' y$ se trouve à gauche ou à droite du centre de torsion.

IL en est de même pour le sens longitudinal.

ÉTUDE SELON P.S. 69

SEISME AGISSANT LONGITUDINALEMENT

$$e_y = 0.96 \text{ (m)}$$

$$\bar{H}_y = 43.82 \text{ (t)}$$

NIVEAU / 25.2(m)

VOILES	$I_e^{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$y \text{ (m)}$	$I_e^{yy} \cdot y$	$I_e^{yy} \cdot y^2$	$H'x \text{ (t)}$	$H''x \text{ (t)}$	$E_x \text{ (t)}$	$J \text{ (m}^6\text{)}$
V_{La}	34.50	2.06	71.06	146.40	23.41	0.27	23.69	10520.359
V_{Lb}	17.59	-1.14	-20.06	22.87	11.94	-0.078	11.86	10520.359
V_{Lc}	7.03	-3.59	-25.24	90.82	4.77	-0.095	4.67	10520.359
V_{Ld}	5.43	-4.90	-26.63	130.50	3.69	-0.104	3.58	10520.359
	64.564			390.59				

$$J = \sum I_e^{yy} \cdot y^2 + \sum I_e^{xx} \cdot x^2 = 10520.359 \text{ m}^6$$

Pour simplifier les calculs donnant les efforts horizontaux à chaque niveau, on utilisera un artifice de calcul permettant la détermination de ces derniers.

Cette artifice de calcul consiste à prendre l'effort H_x ou (H_y) calculé dans le tableau précédent pour un voile donné due à H_x du niveau 25,7 m ; puis en serrant de règle de trois on en déduit l'effort H_x ou (H_y) dû à H_x du niveau considéré.

Exemple :

Le tableau précédent donne pour le voile (a) $H = 23,69t$ dû à $H_y = 43,82 t$ situé au niveau 25,2 m.

H_x du voile (a) pour le niveau 22,4 m dû à $H_y = 92,16t$. sera égale à

$$H_x = \frac{23,69 \times 92,16}{43,82 t} = 49,82 t.$$

niveau 22.4 m

$$\overline{H_x} = 92.16 \text{ t}$$

VOILE	A	B	C	D
$H_x(t)$	49.82	24.94	9.82	7.52

niveau 19.6 m

$$\overline{H_x} = 134.15 \text{ t}$$

VOILE	A	B	C	D
$H_x(t)$	72.52	36.30	14.29	10.94

niveau 16.8 m

$$\overline{H_x} = 170.97 \text{ t}$$

VOILE	A	B	C	D
$H_x(t)$	92.42	46.26	18.21	13.94

niveau 14.00m

$$\overline{H_x} = 201.09 \text{ t}$$

VOILE	A	B	C	D
$H_x(t)$	108.70	54.40	21.42	16.39

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	121.76	60.93	23.99	18.35

NIVEAU 11.2m

$\bar{H}_x = 225.26 \text{ t}$

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	131.60	65.85	25.93	19.83

NIVEAU 8.4m

$\bar{H}_x = 243.47 \text{ t}$

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	138.03	69.07	27.60	20.80

NIVEAU 5.6m

$\bar{H}_x = 255.38 \text{ t}$

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	141.25	70.67	27.83	21.28

NIVEAU 2.8m

$\bar{H}_x = 261.33 \text{ t}$

LES DISTRIBUTION DES MOMENTS AUX VOILES

(Forces sismiques horizontales)

Voile ↙	A	B	C	D
25.2	0	0	0	0
22.4	66.33	33.201	13.07	10.24
19.6	205.83	103.04	40.57	31.08
16.8	408.88	204.68	80.58	61.72
14.00	667.66	334.20	131.57	100.74
11.2	972.02	486.52	191.55	146.10
8.4	1312.95	657.132	258.72	198.01
5.6	1681.43	841.51	331.32	253.54
2.8	2067.91	1034.90	407.48	311.78
0.0	2463.46	1232.78	484.28	371.66

SKISSE AGISSANT TRANSVERSALEMENT

NIVEAU : 25.2 m

$E_x = 3.25 \text{ m}$
 $E_y = 43.82 \text{ m}$

VOULE	I_0^{XX}	X	$I_0^{XX} X$	$I_0^{XX} X^2$	$E'y$	$E^2 y$	E_y
1	3.421	-15.58	-53.16	825.85	7.42	-2.82	4.59
2	10.47	-11.83	-123.9	1466.5	5.84	-1.67	4.17
3a	0.638	-8.086	-5.16	41.714	0.360	-0.07	0.280
3b	2.173	-8.086	-17.57	142.08	1.21	-0.237	0.97
4	12.44	-4.339	-53.92	233.77	6.93	-0.729	6.20
5	0.3375	-2.585	-0.872	2.255	0.19	-0.011	0.17
6	0.6855	-0.585	-0.401	0.234	0.380	-0.005	0.370
7	1.445	+3.165	+4.573	14.474	0.81	0.061	0.86
8	11.68	+6.815	+80.77	558.52	6.52	1.089	7.61
9	8.735	+10.665	+93.16	993.54	4.87	1.25	6.12
10	16.456	+14.41	+237.13	3417.06	9.18	3.69	12.87
	78.481		1018.975				

NIVEAU 22.4 m

$\bar{E}_y = 92.6t$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
\bar{E}_y	9.65	8.77	0.59	2.04	13.04	0.357	0.78	1.80	16.00	12.87	27.06

NIVEAU 19.6 m

$\bar{E}_y = 134.15 t$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
\bar{E}_y	14.04	12.76	0.86	2.96	18.98	0.519	1.13	2.62	23.28	8.73	39.38

NIVEAU 16.8 m

$\bar{E}_y = 170.97 t$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
\bar{E}_y	17.89	16.26	1.09	3.77	24.18	0.66	1.44	3.33	29.66	23.87	50.18

NIVEAU 14 m

$\bar{R}_y = 201.09 \text{ t}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
R_y	21.04	19.12	1.28	4.43	28.43	0.77	1.69	3.91	34.88	29.07	59.02

NIVEAU 11.2 m

$\bar{R}_y = 225.26 \text{ t}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
R_y	23.56	21.41	1.43	4.98	31.84	0.86	1.98	4.37	39.07	31.44	66.11

NIVEAU 8.4 m

$\bar{R}_y = 243.47 \text{ t}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
R_y	25.46	23.16	1.54	5.36	34.41	0.92	2.04	4.72	42.22	33.98	71.45

NIVEAU 3.60m

$\bar{H}_y = 255.38t$

VOILE	1	2	3	3b	4	5	6	7	8	9	10
H_y	26.70	24.27	1.61	5.62	35.98	0.96	2.13	4.95	44.28	35.64	74.94

NIVEAU 2.8m

$\bar{H}_y = 261.33m$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
H_y	27.35	24.83	1.64	5.95	36.81	0.98	2.17	5.06	45.31	36.47	76.68

III) DISTRIBUTION DES MOMENTS AUX VOILES (Forces sismiques horizontales)

(TOUTES LES VALEURS SONT DONNEES EN m/t)

voile niveau	1	2	3 _a	3 _b	4	5	6	7	8	9	10
25,2m	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22,4m	12.85	11.61	0.78	2.71	17.36	0.470	1.03	2.40	21.30	17.13	36.03
19,6m	39.97	36.23	2.43	8.43	53.87	1.47	3.22	7.44	66.10	53.17	111.80
16,8m	79.18	71.96	4.84	16.71	107.01	2.90	6.38	14.78	131.29	105.61	222.06
14,0m	129.27	117.48	7.89	27.27	174.72	4.75	10.41	24.10	214.34	172.45	362.57
11,20m	188.18	171.02	11.47	39.67	254.32	6.90	15.14	35.05	312.80	251.04	527.82
8,60m	254.15	230.97	15.48	53.56	343.47	9.21	20.44	47.29	421.40	339.09	712.93
5,60m	325.44	295.76	19.79	68.57	439.82	11.89	27.16	60.50	539.61	434.22	912.99
2,80m	400.20	363.72	24.30	84.30	540.56	14.57	33.12	74.36	663.60	534.01	1122.82
0,00m	475.70	433.24	28.89	100.40	643.63	17.32	39.20	88.53	790.46	636.13	1337.53

ETUDE - SELON - R.P.A. 81

SYSTEME AGISSANT LONGITUDINALEMENT

$$\bar{H}_x = 41.58 \text{ t} \quad e_y = 0.96 \text{ m}$$

NIVEAU 25,20m

VOILE	$I_e^{yy} \text{ (m}^4\text{)}$	$Y \text{ (m)}$	$I_e^{yy} \cdot Y \text{ (m}^5\text{)}$	$I_e^{yy} \cdot Y^2 \text{ (m}^6\text{)}$	$H'_x \text{ (t)}$	$Hx' \text{ (t)}$	$H_x \text{ (t)}$	$J \text{ (m}^6\text{)}$
VL _A	34,501	2,060	+71,070	146,404	22,218	+0.269	22.479	10520,359
VL _B	17,598	1,140	-20,061	22,870	11.33	-0.076	11.25	10520,359
VL _C	7,031	-3,59	-25,241	90,616	4.52	-0.095	4.43	10520,359
VL _D	5,435	-4,90	-26,631	130,494	3.49	-0.10	3.39	10520,359
Σ	64,564			390,384				

$$J = \Sigma I_e^{yy} \cdot Y^2 + \Sigma I_e^{xx} \cdot X^2 = 10520,359 \text{ m}^6$$

-46-

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	47.23	23.64	9.30	7.12

NIVEAU 22,4 m

$\bar{H}_x = 87.38 \text{ t}$

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	58.88	34.47	13.56	10.30

NIVEAU 19,6 m

$\bar{H}_x = 127.44 \text{ t}$

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	87.44	43.75	17.21	13.07

NIVEAU 16,80m

$\bar{H}_x = 161.18 \text{ t}$

VOILE	A	B	C	D
Hx(t)	102.90	51.48	20.25	15.38

NIVEAU 14,00m

$\bar{H}_x = 190.40 \text{ t}$

NIVEAU 11,20m $\bar{H}_x = 213,30$ t

VOILES	A	B	C	D
	115.27	57.67	22.68	17.22

NIVEAU 8,40 $\bar{H}_x = 200,47$ t

VOILES	A	B	C	D
\bar{H}_x (t)	124.54	62.32	24.50	18.90

NIVEAU 5,60m $\bar{H}_x = 241,91$ t

VOILES	A	B	C	D
\bar{H}_x (t)	130.72	65.40	25.71	19.52

NIVEAU 2,80m $\bar{H}_x = 247,14$ t

VOILE	A	B	C	D
\bar{H}_x (t)	133.54	66.81	26.26	19.94

DISTRIBUTION DES MOMENTS SUR LES VOILES

VOILES ∇ (m)	A	B	C	D
25,20m	0	0	0	0
22,40m	62.94	31.50	12.40	9.49
19,60m	195.18	97.69	38.44	29.42
16,80m	388.04	194.20	76.41	58.26
14,00m	639.87	316.70	124.60	94.86
11,20m	927.99	460.85	181.30	137.92
8,40m	1250.75	622.32	244.80	186.14
5,60m	1599.56	796.79	313.40	238.22
2,80m	1965.48	979.91	385.39	292.88
0,00	2339.39	1166.98	458.92	348.71

SEISME AGISSANT TRANSVERSALEMENT.

$\bar{H}_y = 41,58t$ $e_y = 3,25m$

NIVEAU 25,00m

VOILE	$\sum e^4$ (m)	X(m)	$\sum e \cdot X$	$\sum e \cdot X^2$	$H''_y(t)$	$H'''_y(t)$	$H_y(t)$
1	13,421	-15,58	-209,16	3259,85	7.11	-0.792	6.31
2	10,47	-11,83	-123,91	1466,50	5.54	-0.469	5.07
3a	0,638	-8,08	-5,158	41,71	0.337	-0.019	0.318
3b	2,17	-8,08	-17,57	142,07	1.15	-0.066	1.084
4	12,44	-4,33	-53,92	233,77	6.59	-0.204	6.386
5	0,337	-2,58	-0,87	2,25	0.178	-0.003	0.173
6	0,685	-0,58	-0,41	0,23	0.363	-0.001	0.362
7	1,44	+3,16	+4,57	14,47	0.765	+0.016	0.781
8	11,68	+6,91	+80,77	558,50	6.18	+0.306	6.48
9	8,735	+10,66	+93,16	993,54	4.62	0.352	4.97
10	16,45	+14,41	+233,13	417,06	8.71	+1.03	9.74
	78.481			10129.975			

NIVEAU 22.40 m

$\bar{H}_y = 87.38 \text{ t}$

VOILE	1	2	3	3b	4	5	6	7	8	9	10
H_y	13.26	10.65	0.66	2.27	13.42	0.36	0.76	1.64	13.61	10.44	20.46

NIVEAU 19.60 m

$\bar{H}_y = 127.44 \text{ t}$

VOILE	1	2	3	3b	4	5	6	7	8	9	10
H_y	19.33	15.53	0.96	3.31	19.57	0.53	1.10	2.39	19.84	15.22	29.84

NIVEAU 16.80 m

$\bar{H}_y = 161.78 \text{ t}$

VOILE	1	2	3	3b	4	5	6	7	8	9	10
H_y	24.53	19.71	1.21	4.20	24.84	0.67	1.39	3.03	25.18	19.32	37.88

NIVEAU 14.00m

$\bar{H}_y = 190.40 \text{ t}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
H y	28.86	23.19	1.42	4.94	29.23	0.78	1.63	3.56	29.63	22.73	44.58

NIVEAU 11.2 m

$\bar{H}_y = 213.30 \text{ m}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
H y	32.33	25.97	1.59	5.53	32.74	0.87	1.82	3.98	33.19	25.46	49.94

NIVEAU 8.4 m

$\bar{H}_y = 230.47 \text{ t}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
H y	34.93	28.06	1.71	5.97	35.37	0.94	1.96	4.30	35.86	27.50	53.96

- 007 -

NIVEAU 5.60 m

$\bar{H}_y = 241.91 \text{ t}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
H y	36.66	29.45	1.79	6.26	37.12	0.98	2.05	4.51	37.64	28.86	56.63

NIVEAU 2.80 m

$\bar{H}_y = 247.14 \text{ t}$

VOILE	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
H y	37.45	30.08	1.82	6.39	37.92	1.00	2.09	4.60	38.45	29.48	57.85

DISTRIBUTION DES MOMENTS AUX VOILES
(Selon les forces sismiques horizontales)

voile Niveau	1	2	3a	3b	4	5	6	7	8	9	10
25.2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22.4	17.66	14.1	0.89	3.035	17.88	0.49	1.01	2.18	18.14	13.91	27.27
19.6	54.79	44.01	2.73	9.39	55.45	1.51	3.14	6.77	56.25	43.14	84.56
16.8	108.92	87.50	5.42	18.65	110.25	3.00	6.22	13.47	111.80	85.76	168.11
14.0	177.60	142.68	8.51	30.41	179.80	4.87	10.11	21.95	182.30	139.86	274.17
11.2	258.41	207.62	12.79	44.25	201.64	7.06	14.67	31.92	265.27	203.50	399.00
8.4	348.93	280.33	17.24	59.73	353.32	9.49	19.77	43.066	358.20	274.79	538.83
5.6	446.74	358.90	22.03	76.45	452.35	12.12	25.26	55.10	458.61	351.79	689.92
2.8	549.36	441.36	27.04	93.98	556.29	14.87	31.00	67.73	564.00	432.60	848.48
0.0	654.24	525.58	32.13	111.87	662.46	17.67	36.85	80.61	671.66	515.14	1010.46

CHAPITRE 6

ETUDE DES VOILES

1. Introduction

Les voiles ayant participé au contreventement feront l'Objet de notre étude.

Parmi ces refends, nous distinguerons les refends pleins, et les refends avec ouvertures. La méthode utilisée pour le calcul des efforts sollicitant chaque élément de refend est celle exposée dans l'ouvrage de Mr M. DIVER. "Calcul Pratique des Tours en Béton Armé".

Remarque : Détermination des efforts internes M, N et T engendrés par les forces latérales.

La méthode développée d'ALBIGES et GOULET est donnée pour un chargement rectangulaire, dû au vent, mais dans notre cas, nous avons un chargement triangulaire dû au séisme. Pour cela nous avons fait une modification dans la première formule dont nous donnerons la démonstration plus loin.

2. Sollicitations Horizontales.

2.1 Refends a une file d'ouverture :

a/ Hypothèses.

- Les efforts localisés transmis par les linteaux peuvent être considérés comme répartis le long de la fibre moyenne de chaque élément de refend.

- Les éléments de refends subissent le même déplacement horizontal au niveau de chaque étage. De ces deux hypothèses, on peut admettre qu'un refend avec ouvertures peut être assimilé du point de vue de la résistance aux efforts horizontaux, à la structure constituée par deux éléments de refends liés par des linteaux uniformément distribués sur la hauteur du bâtiment.

b/ Etude des linteaux

Etapes de la méthode exposées dans l'ouvrage de M. DIVER.

- Etablir. $\frac{1}{3} = \frac{z}{Z}$ où : z : cote du niveau considéré
Z : hauteur du bâtiment.

.../...

- Ayant α et $\frac{1}{3}$, on détermine la valeur de Φ à partir de l'abaque B. 23 a.

- Calculer l'effort tranchant à la section d'encastrement du linteau à partir de la formule suivante.

$$\pi = H_0 \frac{m L}{I} \Phi$$

H_0 : Effort tranchant d'ensemble à la base du refend.

- Dimensionner le linteau en le considérant comme une poutre encastree aux extremités.

Le moment d'encastrement $M = \pi \cdot a$, l'effort tranchant $T = \pi$ et les efforts provenant du plancher seront superposés.

c/ Etude des éléments de refends.

Le calcul des éléments de refends est effectué au droit de chaque linteau.

- Avec α et $\frac{1}{3}$ trouver la valeur de ψ à partir de l'abaque B.23b.

- Calculer les moments dans les éléments de refends.

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

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

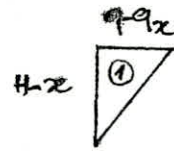
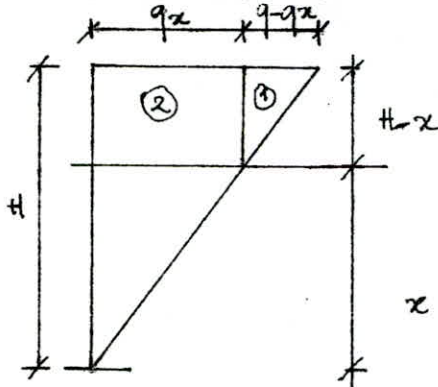
- Calculer les forces axiales dans les éléments des refend provoqués par l'action sismique.

A chaque étage on obtient $N = \sum \pi$ où $\sum \pi$ est la somme des efforts à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

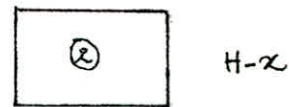
Démonstration de la formule donnant les moments dans les refends.

Dans le cas du seisme nous avons une charge qui est triangulaire.

DEMONSTRATION DE LA FORMULE DONNANT LES MOMENTS DANS LES REFENDS POUR UNE CHARGE TRIANGULAIRE, (SEIGNE)



$$M_1 = \frac{q-x}{2} (H-x) \cdot \frac{2}{3} (H-x) = \frac{q-x}{3} (H-x)^2$$



$$M_2 = q-x \cdot \frac{(H-x)^2}{2}$$

d'où $M = M_1 + M_2 = \frac{1}{3} (q-x) (H-x)^2 + \frac{q-x}{2} (H-x)^2$

d'autre part nous avons $\frac{q-x}{q} = \frac{x}{H} \Rightarrow q-x = q \frac{x}{H}$ et $\frac{x}{H} = \frac{z}{l}$

$$M = \frac{1}{3} \left(q - q \frac{x}{H} \right) (H-x)^2 + q \frac{x}{2H} (H-x)^2$$

$$M = (H-x)^2 \left[\frac{1}{3} \left(q - q \frac{x}{H} \right) + q \frac{x}{2H} \right]$$

$$M = q \frac{(H-x)^2}{6} \left(2 + \frac{z}{l} \right) = \frac{q}{6} \left[H \left(1 - \frac{z}{H} \right) \right]^2 \left(2 + \frac{z}{l} \right)$$

$$M = \frac{q}{6} H^2 \left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \left(2 + \frac{z}{l} \right) \quad \text{et } H_0 = q \frac{H}{2} \Rightarrow q = \frac{2H_0}{H} \quad \text{avec } H=l$$

$$M = \frac{H_0 z}{3} \left(1 - \frac{z}{H} \right)^2 \left(2 + \frac{z}{H} \right)$$

Les moments dans les éléments de refend sont

$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{2c}{h} \int_x^H \pi dx \right]$$

$$M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} \left[M - \frac{2c}{h} \int_x^H \pi dx \right]$$

avec $\int_x^H \pi dx = \frac{H_0 m h z}{I} \psi(\alpha, \frac{z}{H})$

nous avons donc

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

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

d/ Verification de l'Equilibre exterieur a la Base du Refend:

On doit avoir $M = M_1 + M_2 + 2 N.C$

où M : moment d'ensemble distribué au refend pris en considération. Les valeurs M , M_1 , M_2 et N sont ceux calculés à la base du refend.

e/ Cas des petites ouvertures:

Quand $\alpha > 10$ on peut considerer que pratiquement $\alpha \rightarrow \infty$

Les variations de Φ et π sont linéaires.

A la base:

$$\Phi = 1 ; \pi = \frac{H_0 m l}{I}$$

Au sommet :

$$\Phi = 0 ; \pi = 0$$

Le refend se comporte comme un mur plein, l'influence des ouvertures ayant un caractère local.

$$\pi = \frac{H_0 m l}{I} \left(1 - \frac{y}{l}\right)^2$$

f/ Cas de grandes ouvertures

Quand $\alpha < 1$, on peut considerer que pratiquement $\alpha \rightarrow 0$

en conséquence $\Phi = 0$ et $\pi = 0$, la rigidité des linteaux étant très faible les deux éléments de refend sont simplement entretoisés par les linteaux donc assujettis aux mêmes déformations horizontales. La répartition du moment fléchissant est proportionnelle aux inerties des refends ($\psi = 0$).

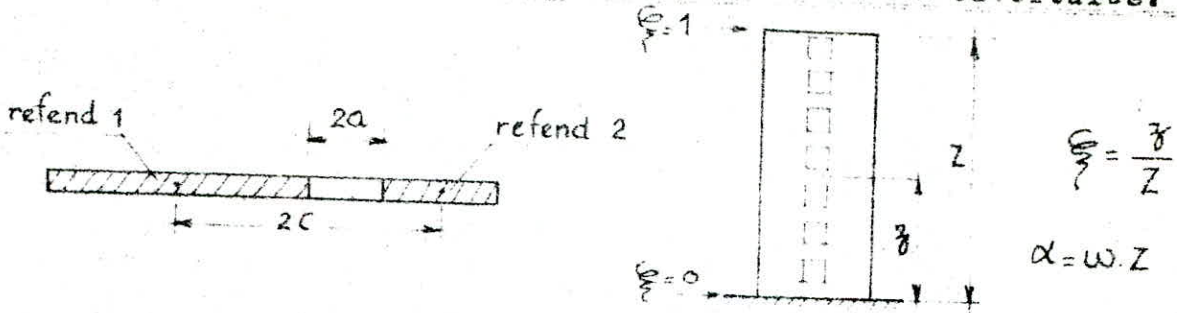
$$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} M ; M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} M$$

Conclusion

L'examen des contraintes donne une idée du comportement du refend. On voit que les petites ouvertures ne l'affectent pratiquement pas. L'accroissement des dimensions des ouvertures perturbe le comportement du refend, qui se sépare en deux éléments distincts quand ces ouvertures deviennent relativement très grandes.

.../...

Calcul pratique des refends à une file d'ouvertures.



cas d'ouvertures	α	π	N	M
<p>cas general</p>	$\alpha = \omega Z$	$\pi = H_0 \frac{m l \phi}{I}$	$N = \sum \pi$	$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\phi)^2}{2} - \frac{2cm\psi}{I} \right]$ $M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 Z \left[\frac{(1-\phi)^2}{2} - \frac{2cm\psi}{I} \right]$
<p>petites ouvertures</p>	$\alpha > 10$	$\pi = H_0 \frac{m l (1-\phi)}{I}$	$N = \sum \pi = \frac{M}{2c}$	$M_1 = M_2 = 0$
<p>grandes ouvertures</p>	$\alpha < 1$	$\pi = 0$	$N = 0$	$M_1 = \frac{I_1}{I_1 + I_2} H_0 \frac{Z}{2}$ $M_2 = \frac{I_2}{I_1 + I_2} H_0 \frac{Z}{2}$

Pour l'effort tranchant π dans les linteaux, sa valeur diminue généralement au fur et à mesure que les ouvertures augmentent pour devenir négligeable quand $\alpha \ll 1$; ne font exception à cette règle que les linteaux proches du sommet.

2.2 Refend à plusieurs fils d'ouvertures

La méthode utilisée pour le calcul des refends à une file d'ouverture peut être généralisée dans le cas des refends à plusieurs files d'ouvertures, en négligeant la déformation due aux efforts normaux dans les éléments de refend,

$$\alpha = w.z. \quad \text{avec } w^2 = \frac{6E'}{E(I_1 + I_2 + \dots)l} \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)$$

Ensuite on calcule l'effort tranchant dans les linteaux.

Pour la première série de linteaux.

$$\pi_1 = H_0 l \frac{i_1 c_1}{2a_1^3 \left(\frac{i_1 c_1^2}{a_1^3} + \frac{i_2 c_2^2}{a_2^3} + \dots \right)} \Phi$$

Pour la détermination de Φ , on utilise l'abaque B 23.a.

de même, on évalue π_2, π_3, \dots , etc.

$$\begin{aligned} N_1 &= \sum \pi_1 \\ N_2 &= \sum \pi_2 - \sum \pi_1 \\ N_3 &= \sum \pi_3 - \sum \pi_2 \end{aligned}$$

($\sum \pi_1, \sum \pi_2, \dots$) étant les sommes des efforts π à partir du sommet jusqu'à l'étage considéré.

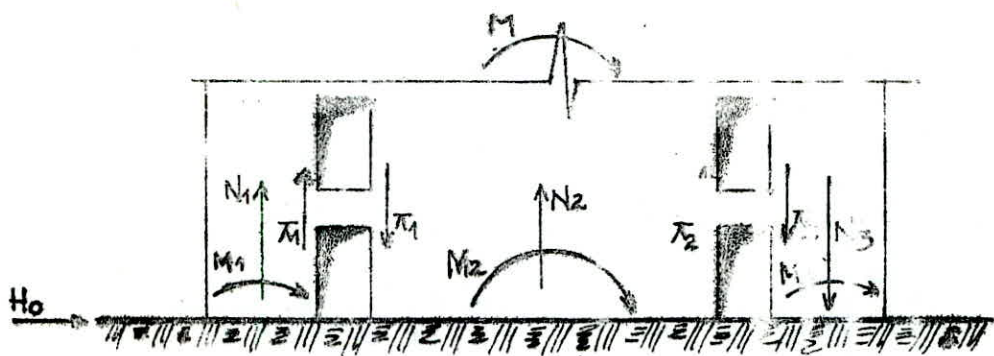
Les moments dans les éléments de refend sont donnés approximativement par la formule.

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

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

Pour l'évaluation des valeurs de ψ on utilise la figure B.23b on vérifie l'équilibre extérieur par la relation.

$$M = M_1 + M_2 + M_3 + \dots + 2N_1 (C_1 + C_2 + \dots) + 2N_2 (C_2 + C_3 + \dots) + \dots$$



Vérification à la base

Il faut que $M_i = M_1 + M_2 + M_3 + 2N_1(C_1 + C_2) + N_2 C_2$
doit être égale à M (moment externe).

$$\text{avec: } N_1 = \sum \pi_1$$

$$N_2 = \sum \pi_2 - \sum \pi_1$$

$$N_3 = \sum \pi_3 - \sum \pi_2$$

APPLICATION Au voile transversale 36 (3 files d'ouvertures)

$$M_i = 0,922 + 0,00105 + 0,123 + 2 \cdot 2,87 \cdot (4,257 + 0,1762) - 2 \cdot (11,479) \cdot (0,1762)$$

$$M_e = 105,594 \text{ t.m}$$

$$M_e = 100,400 \text{ t.m}$$

Les résultats pour les autres voiles sont regroupés sous forme de tableaux.

VOILE TRANSVERSAL -3B-
A DEUX FILES D OUVERTURES

NIVEAU	ξ	Φ	ψ	\bar{T}_1 (t)	\bar{T}_2 (t)	M (tm)	M (tm)	M (tm)	N (t)	N (t) 2
25.2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22.4	0.888	0.7	0.02	0.940	0.596	-1.097	-0.012	-0.028	0.940	-0.35
19.6	0.777	0.4	0.05	1.904	1.200	-0.548	-0.006	-0.014	0.467	-1.05
16.8	0.666	0.55	0.1	2.616	1.650	-0.118	-0.0014	-0.029	5.469	-3.22
14.0	0.555	0.7	0.17	3.330	2.090	-0.186	-0.0021	-0.0047	8.804	-4.459
11.2	0.444	0.81	0.27	3.860	2.430	-2.51	-0.028	-0.064	12.660	-5.890
8.4	0.333	0.89	0.36	4.240	2.660	-1.94	-0.0228	-0.049	16.900	-6.259
5.6	0.222	0.95	0.46	4.529	2.850	-1.615	-0.0184	-0.041	21.430	-7.935
2.8	0.111	0.98	0.56	4.670	2.940	-0.536	-0.0061	-0.013	26.100	-9.665
0.0	0.000	1.00	0.66	4.760	3.000	+0.922	+0.0105	+0.023	30.87	-11.429

- 010 -

VOILE LONGITUDINALE -A-
A. DIXIE FILLES B. COURBURES

HIVERNE	$\frac{1}{3}$	$\frac{2}{3}$	ψ	τ_1	τ_2	π_1	π_2	π_3	π_1	π_2	π_3
23.2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22.4	0.808	0.2	0.02	6.93	8.78	-17.03	-10.64	-0.439	6.93	1.85	-8.78
19.6	0.777	0.4	0.05	13.20	17.58	-8.53	-5.32	0.22	20.83	5.53	-26.36
16.8	0.666	0.55	0.1	19.07	24.17	-1.85	-1.35	-0.046	39.9	10.63	-50.53
14.0	0.555	0.7	0.17	24.27	30.77	-2.89	-1.80	-0.074	64.17	17.13	-81.30
11.2	0.444	0.81	0.27	28.09	35.60	-39.02	-24.35	-1.006	92.26	24.64	-116.90
8.4	0.333	0.89	0.36	30.86	39.13	-30.17	-18.82	-0.777	123.12	32.91	-156.03
5.6	0.222	0.95	0.46	32.94	41.76	-25.14	-15.68	-0.648	156.06	41.73	-197.79
2.8	0.111	0.98	0.56	33.99	43.06	-8.34	-5.20	-0.214	190.05	50.80	-240.85
0.0	0.000	1.0	0.66	34.68	43.90	+14.34	+8.94	+0.369	224.73	60.02	-284.75

WILLE KONTINENTAL - B.

niveau	ξ	ξ	π (E)	ψ	π_1 (E.m)	π_2 (E.m)	N (E)
25,20	1	0,23	3,79	0,01	10,96	0,142	3,79
22,40	0,888	0,29	5,48	0,04	22,60	0,295	9,27
19,60	0,777	0,42	7,96	0,054	21,73	0,284	17,23
16,80	0,666	0,55	10,43	0,13	31,81	0,415	27,66
14,00	0,555	0,65	11,95	0,18	99,19	1,296	39,61
11,20	0,444	0,73	13,48	0,26	157,75	2,062	53,00
8,40	0,333	0,76	14,81	0,36	213,63	2,793	67,90
5,60	0,222	0,72	13,67	0,44	305,85	3,999	81,57
2,80	0,111	0,53	11,01	0,51	418,65	5,474	92,58
0,00	0,00	0,00	0,000	0,53	591,06	7,789	92,58

VOILE LONGITUDINAL -D-
A DEUX FILES D'OUVERTURES

NIVEAU	β	Φ	γ	π_1	π_2	π_1	π_2	π_3	π_1	π_2
25.2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22.4	0.888	0.2	0.02	2.61	1.018	-0.0713	-4.135	-15.580	2.610	-1.830
19.6	0.777	0.4	0.03	3.220	2.037	-0.005	-2.937	-7.670	7.830	-5.430
16.8	0.666	0.55	0.1	7.18	2.790	-0.001	-0.444	-1.670	15.010	-10.530
14.0	0.555	0.7	0.18	9.14	3.560	-0.002	-0.696	-2.620	24.150	-16.940
11.2	0.444	0.84	0.27	10.57	4.110	-0.026	-9.550	-35.770	34.720	-24.360
8.4	0.333	0.89	0.36	11.62	4.520	-0.020	-7.322	-27.600	46.300	-32.510
5.6	0.222	0.95	0.46	12.400	4.830	-0.017	-6.050	-22.500	58.740	-41.210
2.8	0.111	0.98	0.53	12.790	4.980	-0.005	-2.030	-7.670	79.530	-50.480
0	0.00	1.0	0.66	13.06	5.090	+0.009	+ 3.504	+ 13.200	84.590	-51.665

-113-

VOILE TRANSVERSAL -2-
A UNE FILE D'OUVERTURE

NIVEAU	δ	Φ	$\bar{\kappa}$	Ψ	M_1	M_2	M
23.2	1	0.22	2.17	0.01	-3.570	-1.51	2.170
22.4	0.808	0.29	2.672	0.03	-5.444	-2.313	5.048
19.6	0.777	0.4	3.96	0.07	-4.960	-2.060	9.010
18.2	0.666	0.55	5.45	0.12	-0.533	-0.223	14.460
16.8	0.555	0.66	6.53	0.18	9.530	6.850	21.000
11.2	0.444	0.75	7.43	0.27	13.81	5.865	28.433
8.4	0.333	0.79	7.82	0.36	22.88	9.727	36.260
5.6	0.222	0.75	7.43	0.45	35.56	15.110	43.690
2.8	0.111	0.58	5.74	0.52	57.81	26.580	48.430
0.0	0.000	0.00	0.00	0.56	91.710	38.980	49.430

-444-

VOILE TRANSVERSAL -4-
A DEUX D OUVERTURES

NIVEAU	ξ	Φ	Ψ	\bar{A}_1 (+)	\bar{A}_2 (+)	M ₁ (tm)	M ₂ (tm)	M ₃ (tm)	N ₁ (t)	N ₂ (t)	N ₃ (t)
25.2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22.4	0.888	0.2	0.02	0.614	4.489	-1.73	-0.493	-5.110	0.614	3.875	-4.489
19.6	0.777	0.4	0.05	1.229	8.978	-0.868	-0.246	-2.550	1.844	11.628	-13.467
16.8	0.666	0.55	0.1	1.690	12.340	-0.189	-0.053	-0.557	3.535	-22.280	-25.807
14.0	0.555	0.7	0.17	2.152	15.710	-0.290	-0.083	-0.868	5.687	-35.840	-41.517
11.2	0.444	0.81	0.27	2.490	18.140	-3.977	-1.130	-11.71	8.178	-51.490	-59.657
8.4	0.333	0.89	0.36	2.737	19.980	-3.074	-0.872	-9.048	10.910	-68.740	-79.637
5.6	0.222	0.95	0.46	2.910	21.300	-2.561	-0.727	-7.540	13.830	-87.140	-100.937
2.8	0.111	0.98	0.56	3.013	22.00	-0.85	-0.241	-2.504	16.84	-106.130	-122.937
0.0	0.000	1.00	0.66	3.074	22.440	-1.311	+0.364	+3.890	19.920	-125.504	-145.377

-15-

VOILE TRANSVERSAL -7-
AUNE FILE D OUVERTURE

NIVEAU	ξ	$\bar{\Phi}$	Ψ	$\bar{\pi}$ (t)	M (tm) ¹	M (tm) ²	N (t)
25.2	0	0	0	0	0	0	0
22.4	0.888	0.2	0.944	0.02	-0.164	-0.803	0.944
19.6	0.777	0.4	1.88	0.05	-0.068	-0.336	2.830
16.8	0.666	0.55	2.59	0.1	+0.012	+0.0627	5.429
14.0	0.555	0.7	3.30	0.17	-0.024	-0.121	8.730
11.2	0.444	0.81	3.822	0.27	-0.304	-1.493	12.559
8.4	0.333	0.89	4.200	0.36	-0.185	-0.917	16.760
5.6	0.222	0.95	4.48	0.46	-0.0104	-0.512	21.240
2.8	0.111	0.98	4.63	0.56	+0.094	0.463	25.870
0.0	0.000	1.00	4.72	0.66	+0.128	+0.631	30.600

-146-

VOILE TRANSVERSAL - 8-
A DEUX FILE D'OUVERTURES

NIVEAU	ψ	$\bar{\sigma}$	γ	$\bar{\pi}_1$	$\bar{\pi}_2$	M_1	M_2	M_3	N_1	N_2	N_3
25.2	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
22.4	0.888	0.2	0.02	2.663	3.520	-8.210	-1.736	-0.417	2.663	0.857	-3.520
19.6	0.777	0.4	0.05	5.326	7.040	-4.110	-0.869	-0.208	7.989	2.571	-10.56
16.8	0.666	0.55	0.1	7.323	9.680	-0.895	-0.189	-0.045	15.312	4.928	-20.24
14.0	0.555	0.7	0.17	9.321	12.320	-1.398	-0.295	-0.071	24.633	7.927	-32.56
11.2	0.444	0.81	0.27	10.785	14.256	-18.82	-3.980	-0.956	35.413	11.398	-46.816
8.4	0.333	0.89	0.35	11.851	15.664	-14.540	-3.075	-0.738	47.269	15.211	-62.430
5.6	0.222	0.95	0.46	12.650	16.720	-12.116	-2.562	-0.615	59.919	19.281	-79.20
2.8	0.111	0.98	0.56	13.049	17.248	-4.020	-0.850	-0.204	72.968	23.480	-96.448
0.0	0.000	1.0	0.66	13.316	17.601	+6.220	+1.315	+0.315	86.284	27.765	-114.048

- 117 -

VOIE TRANSVERSAL 9
A UNE FILE D'OUVERTURE

NIVEAU	$\frac{h}{s}$	Φ	γ	$\bar{\gamma}$	M ₁ tm	M ₂ tm	N t
25.2	1	0.2	0	3.121	221.760	385.860	3 121
22.4	0.888	0.23	0.03	3.592	-4.237	7.367	6 710
19.6	0.777	0.4	0.052	6.240	1.003	1.743	12 955
16.8	0.666	0.55	0.125	8.587	-1.403	-2.441	21 543
14.0	0.555	0.67	0.18	10.462	+6.590	11.460	32.000
11.2	0.444	0.76	0.26	11.866	+ 12.260	21.330	43.872
8.4	0.333	0.82	0.36	12.800	+ 16.060	27.950	56.670
5.6	0.222	0.78	0.46	12.179	+22.607	39.320	68.859
2.8	0.111	0.60	0.53	9.370	+39.220	68.240	78.230
0	0.00	1	0.56		+ 67.550	117.53	78.230

DISTRIBUTION DES EFFORTS VERTICAUX SUR LES REPENDS

VOILE LONGITUDINALE *F*

niveau (m)	G(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{G+P(t)}{5}$	ξ_V	$S_{iv} (G+P/5) \xi_V$
25.2	25.536	1.494	1.494	21.834	0.156	3.400
22.4	31.165	1.018	1.018	31.368	0.138	4.328
19.6	31.165	1.018	0.916	31.348	0.121	3.792
16.8	31.165	1.018	0.814	40.222	0.104	4.182
Σ	115.034	4.548	4.242	124.770	0.519	15.702
14	31.165	1.018	0.713	31.307	0.086	2.692
11.2	31.165	1.018	0.611	31.287	0.069	2.159
8.4	31.165	1.018	0.509	31.266	0.052	1.625
Σ	208.526	7.602	1.833	218.630	0.726	22.178
5.6	31.165	1.018	0.509	31.266	0.034	1.062
2.8	31.165	1.018	0.509	31.266	0.017	0.531
0.00	31.008	2.328	2.328	31.730	0.00	0.000
Σ	301.864	11.966	9.403	312.530	0.777	23.771

Niveau	$Q(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$\frac{Q+P'}{5}$	ϵ_V	$S_{1V} (Q+P'/5) \epsilon_V$
25.2	31.686	3.031	3.031	32.292	0.156	5.031
22.4	33.545	3.709	3.709	34.286	0.138	4.73
19.6	33.543	3.709	3.338	34.210	0.121	4.14
16.8	33.543	3.709	2.967	34.136	0.104	3.55
Σ	132.317	14.158	13.045	134.924		17.45
14.0	33.543	3.709	2.585	34.062	0.086	2.93
11.2	33.543	3.709	2.225	33.988	0.069	2.34
8.4	33.543	3.709	1.854	33.913	0.052	1.76
Σ	132.946	25.285	19.719	136.857		24.48
5.6	33.543	3.709	1.854	33.913	0.034	1.15
2.8	33.543	3.709	1.854	33.913	0.017	0.58
0.0	32.967	8.470	34.662	0.007		0.00
Σ	332.599	41.182	31.906	339.370		26.22



NIVEAU	G(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{G+P'(t)}{5}$	σ_V	$S_{1V} (G+P/5) \sigma_V$
25.2	12.360	1.475	1.475	12.655	0.156	1.974
22.4	21.669	2.581	2.581	22.185	0.138	3.061
19.4	21.669	2.581	2.323	22.133	0.121	2.295
16.8	21.669	2.581	2.065	22.082	0.104	2.295
Σ	77.367	9.218	8.444	79.055		10.007
14	21.669	2.581	1.806	22.036	0.086	1.893
11.2	21.669	2.581	1.548	21.978	0.069	1.516
8.4	21.669	2.581	1.29	21.927	0.052	1.139
Σ	142.374	16.961	13.088	144.99		14.555
5.6	21.669	2.581	1.29	21.927	0.034	0.745
2.8	21.669	2.581	1.29	21.927	0.017	0.372
0	18.635	5.9	5.9	19.815	0.00	0.00
Σ	104.347	28.023	21.568	108.659		15.672

NIVEAU	G(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{GP(t)}{5}$	σ_v	$\text{Sig}(G+P/5) \sigma_v$
25.2	10.860	1.296	1.296	11.119	0.156	1.734
22.4	15.769	2.268	2.268	16.222	0.138	2.238
19.6	15.769	2.268	2.041	16.177	0.121	1.956
16.8	15.769	2.268	1.814	16.137	0.104	1.677
Σ	58.167	8.100	7.419	59.655		7.605
14	15.769	2.268	1.587	16.086	0.086	1.382
11.2	15.769	2.268	1.360	16.041	0.069	1.106
8.4	15.769	2.268	1.134	15.995	0.052	0.831
Σ	105.47	14.904	11.50	107.777		10.924
5.6	15.769	2.268	1.134	15.995	0.034	0.543
2.8	15.769	2.268	1.134	15.995	0.017	0.271
0	15.419	5.184	5.184	16.455	0.00	0.00
Σ	152.43	24.624	18.952	156.222		11.738

VOILE TRANSVERSAL -1-

NIVEAU	Q(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{Q+P'}{5}(t)$	δ_V	Siv (Q+P/5) δ_V
25.2	18.075	1.843	1.843	18.443	0.156	2.876
22.4	24.617	3.225	3.225	25.262	0.138	3.485
19.6	24.617	3.225	2.903	25.197	0.121	2.613
16.8	24.617	3.225	2.58	25.133	0.104	2.613
Σ	91.926	11.518	10.551	94.035		12.02
14	24.617	3.225	2.257	25.068	0.086	2.155
11.2	24.617	3.225	2.257	25.068	0.086	1.725
8.4	24.617	3.225	1.613	24.939	0.052	1.296
Σ	165.777	21.193	16.356	169.042		17.196
5.6	24.617	3.225	1.613	24.939	0.034	1.282
2.8	24.617	3.225	1.613	24.939	0.017	0.423
0	21.442	7.372	7.372	22.916	0	0
Σ	236.453	35.015	26.954	241.837		18.901

NIVEAU	G(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{G+P'}{5}(t)$	σ_v	$\text{Stv}(G+P'/5) \sigma_v$
25.2	29.243	3.326	3.326	29.908	0.156	4.665
22.4	32.695	5.82	5.82	33.859	0.138	4.672
19.6	32.695	5.82	5.24	33.743	0.121	4.082
16.8	32.695	5.82	4.65	33.625	0.104	3.495
Σ	127.328	20.786	19.036	131.136		16.914
14	32.695	5.82	4.07	33.509	0.086	2.881
11.2	32.695	5.82	3.50	33.395	0.069	2.304
8.4	32.695	5.82	2.91	33.277	0.052	1.730
Σ	225.413	38.186	29.516	231.316		23.829
5.6	32.695	5.82	2.91	33.277	0.034	1.130
2.8	32.695	5.82	2.91	33.277	0.017	0.565
0	28.571	13.305	13.305	31.232	0	0
Σ	319.374	63.131	48.631	329.102		25.524

NIVEAU	G(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{G+P'(t)}{5}$	δv	$\text{Siv } (G+P'/5)$	δv
25.2	27.414	3.11	3.11	28.036	0.156	4.370	
22.4	31.326	5.44	5.44	32.414	0.138	4.472	
19.6	31.326	5.44	4.89	32.304	0.121	4.265	
16.8	31.326	5.44	4.35	32.196	0.104	3.348	
Σ	106.378	15.11	13.84	109.812		14.118	
14	26.930	4.23	2.96	27.522	0.086	2.366	
11.2	26.130	4.23	2.54	27.438	0.069	1.892	
8.4	26.930	4.23	2.11	27.352	0.052	1.421	
Σ	187.168	27.80		192.124		19.797	
5.6	26.930	4.23	2.11	27.352	0.034	0.929	
2.8	26.930	4.23	2.11	27.352	0.017	0.464	
0	23.599	9.67	9.67	25.533	0	0	
Σ	264.627	45.93		272.361		21.190	

VOILE TRANSVERSAL - 4 -

NIVEAU	G(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{G+P'}{5}(t)$	ζ_V	$Siv (G+P'/5)\zeta_V$
25.2	25.588	2.42	2.42	26.072	0.156	4.066
22.4	26.930	4.23	4.23	27.796	0.138	3.832
19.6	26.930	4.23	3.81	27.692	0.121	3.350
16.8	26.930	4.23	3.38	27.604	0.104	2.870
Σ	106.378	15.11	13.84	109.812		14.118
14.0	26.930	4.23	2.96	27.522	0.086	2.366
11.2	26.930	4.23	2.54	27.438	0.069	1.892
8.4	26.930	4.23	2.11	27.352	0.052	1.421
Σ	87.168	27.80		192.124		19.797
5.6	26.930	4.23	2.11	27.352	0.034	0.929
2.8	26.930	4.23	2.11	27.352	0.017	0.464
0.0	23.599	9.67	9.67	25.533	0.00	0.00
Σ	264.627	45.93		272.361		21.190

VOILE TRANSVERSAL - 5 -

NIVEAU	G(t)	P(t)	P'(t)	$\frac{G+P'(t)}{5}$	δ_V	$\text{Siv}(G+P'/5) \delta_V$
25.2	1.885	0.225	0.225	1.930	0.156	0.300
22.4	6.581	0.393	0.393	6.659	0.138	0.918
19.6	6.581	0.393	0.354	6.651	0.121	0.804
16.8	6.581	0.393	0.315	7.211	0.104	0.749
Σ	21.628	1.404	1.286	22.451		2.771
14.0	6.581	0.393	0.275	6.636	0.086	0.569
11.2	6.581	0.393	0.236	6.628	0.069	0.456
8.4	6.581	0.393	0.196	6.620	0.052	0.343
Σ	41.371	2.583	1.993	42.335		4.139
5.6	6.581	0.393	0.196	6.620	0.034	0.224
2.8	6.581	0.393	0.196	6.620	0.017	0.111
0.0	6.581	0.90	0.90	6.761	0.00	0.00
Σ	61.114	4.269	3.286	62.336		4.474

VOILE TRANSVERSAL 6

NIVEAU	$Q(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$\frac{Q+P'(t)}{5}$	S_V	$51V(Q+P'/5) S_V$
25.2	9.43	1.044	1.044	9.638	0.156	1.503
22.4	12.28	1.82	1.82	12.644	0.138	1.744
19.6	12.28	1.82	1.64	12.572	0.104	1.307
16.8	12.28	1.82	1.46	12.572	0.104	1.307
Σ	46.27	6.504	5.964	47.462		6.079
14.0	12.28	1.82	1.28	12.534	0.086	1.078
11.2	12.28	1.82	1.096	12.499	0.059	0.862
8.4	12.28	1.82	0.913	12.462	0.052	0.647
Σ	83.11	11.964	9.253	72.497		8.666
5.6	12.28	1.82	0.913	12.462	0.034	0.423
2.8	12.28	1.82	0.913	12.462	0.017	0.236
0.0	10.165	1.82	4.176	11.00	0.00	0.00
Σ		17.424	15.255	120.883		9.325

VOILE TRANSVERSAL - 7 -

NIVEAU	$U(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$\frac{S \cdot P'(t)}{5}$	ϵ_T	$\frac{S \cdot P'(0+P')}{5}$	ϵ_x
25.2	11.480	1.282	1.833	11.736	0.155	1.63	
22.4	13.347	2.244	2.204	13.795	0.138	1.903	
19.6	13.347	2.244	2.013	13.753	0.121	1.663	
16.8	13.347	2.244	1.755	13.706	0.104	1.415	
Σ	51.521	8.014	7.360	52.987		6.824	
14.0	13.347	2.244	1.519	13.661	0.086	1.174	
11.2	13.347	2.244	1.246	13.616	0.069	0.938	
8.4	13.347	2.244	1.121	13.571	0.052	0.705	
Σ	91.562	14.746	11.379	93.835		9.661	
5.6	13.347	2.244	1.122	13.571	0.036	0.661	
2.8	13.347	2.244	1.122	13.571	0.017	0.223	
0.0	9.433	2.244	5.13	10.453	0.00	0.00	
Σ	127.632	21.478	18.753	134.436		10.331	

TIME	$C(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$C \cdot P'(t)$ 5	\bar{C}_V	$\bar{C}_V \cdot (C \cdot P'(t)/5)$
25.2	36.475	3.585	3.585	32.132	0.158	5.072
26.4	36.489	6.274	6.274	37.743	0.138	5.208
27.6	36.489	6.274	5.627	37.618	0.121	4.550
28.8	36.489	6.274	5.020	37.493	0.104	3.828
\sum	140.892	22.407	20.526	144.986		18.668
14.0	36.489	6.274	4.392	37.367	0.086	3.213
14.2	36.489	6.274	3.765	37.242	0.069	2.509
8.4	36.489	6.274	3.137	37.116	0.052	1.929
\sum	250.349	41.229	37.890	256.711		26.379
5.6	36.489	6.274	3.137	37.116	0.034	1.284
2.8	36.489	6.274	3.137	37.116	0.017	0.630
0.0	29.841	14.342	14.342	32.989	0.00	0.00
\sum	355.168	68.119	52.436	363.652		28.21

NIVEAU	$Q(t)$	$P(t)$	$P'(t)$	$\frac{Q+P'(t)}{E}$	δv	$\delta v_m = (Q+P'/5) \delta v$
25.2	18.298	1.970	1.970	19.692	0.158	3.071
22.4	26.708	3.452	3.452	27.398	0.136	3.700
19.6	26.708	3.452	3.107	27.329	0.121	3.306
16.8	26.708	3.452	2.761	27.260	0.104	2.834
Σ	99.422	12.326	11.210	101.679		12.991
14.0	26.708	3.452	2.416	27.191	0.086	2.338
11.2	26.708	3.452	2.071	27.122	0.065	1.870
8.4	26.708	3.452	1.726	27.053	0.052	1.406
Σ	179.546	22.682	11.503	183.065		18.605
5.6	26.708	3.452	1.726	27.053	0.034	0.949
2.8	26.708	3.452	1.726	27.053	0.017	0.475
0.0	22.930	7.894	7.894	24.525	0.00	0.00
Σ	255.912	37.477	28.845	261.678		28.983

— CHAPITRE 7 —

**— FERRAILLAGE
DES VOILES —**

1. Introduction :

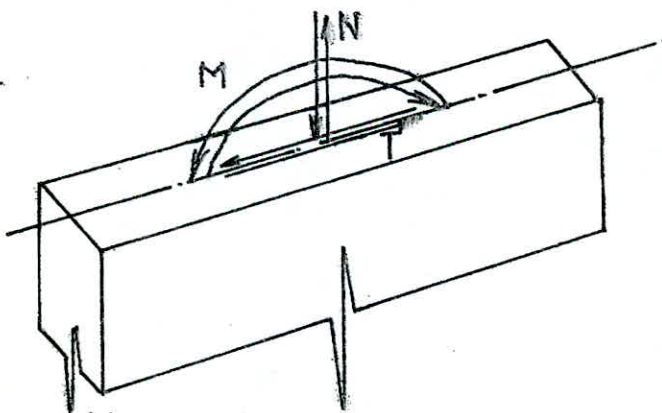
Sous l'action des forces verticales (seisme charges permanentes et surcharges) et des forces horizontales (seisme, vent), un refend est sollicité à la flexion composée.

Les sollicitations à considérer pour la détermination des sections d'acier nécessaires, sont les résultats de la superposition des sollicitations dues aux forces verticales et horizontales. En effectuant cette superposition il ne faut pas oublier que les forces (seisme dans notre cas) ont un caractère alternatif, elles peuvent changer de signes en gardant la même valeur absolue et la même direction.

L'état de contrainte se trouve modifié qualitativement (mutation compression-traction)

Ainsi nous aurons les deux (2) combinaisons suivantes à considérer :

1^{re} combinaison : M, N_{max}
2 " " : M, N_{min}



avec

$$N_{max} = G + P + \delta V \downarrow + \delta H \downarrow$$
$$N_{min} = G + P - \delta V \uparrow - \delta H \uparrow$$

. Types d'Armatures :

Trois catégories d'armatures se rencontrent dans les murs en béton armé.

- Les armatures verticales.
- Les armatures horizontales.
- Les armatures transversales.

- Armatures vertical

Elles serviront à reprendre les contraintes de flexion composée.

Le complément C.T.C prévoit un pourcentage minimal de

$$\begin{array}{l} 0,15\% \text{ si } \sigma_b \leq 0,025 \sigma'_{28} \\ 0,25\% \text{ si } 0,025 \sigma'_{28} \leq \sigma_b \leq 0,12 \sigma'_{28} \end{array} \quad \begin{array}{l} \text{Dans chaque} \\ \text{Direction} \end{array}$$

disposées en général en deux nappes parallèles aux faces du refend par ailleurs ce règlement impose de placer ces aciers en double nappe, de même que les espacements entre les barres verticales consécutives doit être limité à la plus grande des deux valeurs suivantes (1,5b, 30cm) b étant l'épaisseur du refend.

- Armatures horizontales

Selon les prescriptions du complément C.T.C le choix des armatures horizontales est fonction du choix des armatures verticales en zone courante le tout doit former un quadrillage.

L'écartement de ces armatures restera le même que celui adopté pour les armatures verticales disposées également en deux nappes parallèles aux faces du refend vers l'extérieur ces armatures devront éviter la fissuration due à la contraction des façades par suite d'un éventuel abaissement de la température.

- Armatures transversales

Selon C.T.C en général il est prévu au moins 4 épingles au mètre carré.

Ces aciers transversaux sont d'autant plus utiles qu'ils empêchent les flambements éventuels des aciers verticaux

Autres - Prescriptions - du - C.T.C

Relatives - au Ferrailages des voiles.

- Les extrémités des voiles doivent comporter un renforcement d'armatures verticales sous forme de potelet incorporés de dimensions $b \times 1,5 b$

Il est possible d'utiliser ces armatures là, pour équilibrer les efforts de traction dans la partie tendue du voile. mais le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue ne doit pas être inférieur à 0,5% dans ce cas les longueurs de recouvrement seront égale à $70 \varnothing$

Les dispositions de ferrailage de ces potelets d'extrémités doivent être au moins égales à celles fixés pour le poteau de rive des ossatures autostables en zone I.

Renforcement au niveau des joints de reprise de coulage.

Le long des joints de reprise de coulage on prévoit des armatures verticales de couture réparties uniformément en deux nappes équilibrant la totalité de l'effort tranchant à $\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{cv}$ c'est à dire

$$A_{vj} = \frac{T}{\bar{\sigma}_{cv}}$$

La longueur d'ancrage de ces armatures est égale ou supérieure à $50 \varnothing$ dans les voiles

A défaut de calcul, on pourra prévoir forfaitairement une section d'armatures de couture de $0,5 b$ par mètre linéaire

La méthode de ferrailage ainsi que toutes les justifications au contraintes seront exposées plus loin (voir exemple de calcul).

I Ferailage des voiles :

Les refends seront calculés, sous la sollicitation la plus défavorable.

$$* G + 1,2 P$$

$$* 0,8 G - E$$

$$* 0,8 G + E$$

$$* G + P + E$$

La combinaison la plus défavorable est : $G+P+E$ qui donne un effort normal très important.

Or, le moment à la base de chaque refend est important donc on prendra l'effort normal le plus petit qui est donné par la sollicitation $0,8 G-E$ car dans ce cas on peut avoir un effort de traction.

d'où la sollicitation est :

$$0,8G - E \quad N \text{ min}$$
$$M \text{ max}$$

Le mode de la sollicitation : flexion composée.

Vérification des contraintes: La vérification se fera sous la sollicitation $G+P+E$

On doit vérifier : (Méthode P.CHARON)

- Pour les sections partiellement comprimées.

$$\sigma'_b = \kappa y_1 \leq \bar{\sigma}'_b$$

$$\sigma'_a = n \kappa (y_1 - d') \leq \bar{\sigma}'_a \quad (n=15)$$

$$\sigma_a = n \kappa (-y_1 - d' + h_e) \leq \bar{\sigma}_a \quad (n=15)$$

- Pour les sections entièrement comprimées.

$$\sigma'_{b1} = \frac{N'}{B'_0} + \frac{M G \sigma_1}{I} \leq \bar{\sigma}'_b.$$

$$\sigma'_{b2} = \frac{N'}{B'_0} - \frac{M G \sigma_2}{I} \leq \bar{\sigma}'_b.$$

$$\sigma'_{a(1,2)} = n \left(\frac{N'}{B'_0} \pm \frac{M G}{I} (v - d') \right) \leq \bar{\sigma}'_a$$

- Prescriptions relatives aux éléments de contreventement

I. Principe de calcul

Art. 4.3.2.1 : La vérification de la résistance aux sollicitations normales de flexion composée les plus défavorables doit être effectuée avec la contrainte admissible béton du premier genre majorée au plus de 50% et la contrainte de traction des aciers au plus égale à σ_{st}

Art. 4.3.2.2 : La vérification de la résistance aux sollicitation d'effort tranchant doit être effectuée avec :

$$T = 1,4 \text{ fois l'effort tranchant de calcul}$$

$$N = 0$$

$$\bar{\sigma}_b = 0,12$$

$$\bar{\sigma}_{ac} = \sigma_{st}$$

II. Disposition des armatures

Art.4.3.3.1 : Les armatures de la section transversale résistante à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule :

$$\bar{w}_s = \frac{\bar{G} - \bar{Q}}{\sigma_{st}} \cdot 100 \quad \text{avec } \bar{G} = \frac{1,4 T}{b \cdot z}$$

wt pourcentage calculé par rapport à la section totale brute du béton, il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée ci-dessous.

$$\left. \begin{array}{l} * \bar{w}_s \leq 0,025 \bar{w}_{s0} \Rightarrow 0,15\% \\ * 0,025 \leq \bar{w}_s \leq 0,12 \bar{w}_{s0} \Rightarrow 0,25\% \end{array} \right\} \text{ dans chaque direction}$$

Art.4.3.3.3 : Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue d'un voile est de 0,5% et il est possible de concentrer des armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau de section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,5% de la section horizontale du béton tendue.

.../...

Art. 4.3.3.4 : L'espacement des barres verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} e \leq 1,5 b \\ \text{ou} \\ e \leq 30 \text{ cm.} \end{array} \right\}$$

Art. 4.3.3.5 : Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingle par m^2 . Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Art. 4.3.3.6 : Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.

Art. 4.3.3.7 : L'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la largeur du voile et ce à chaque extrémité du voile.

Art. 4.3.3.11. Les longueurs de recouvrement doivent être égales à

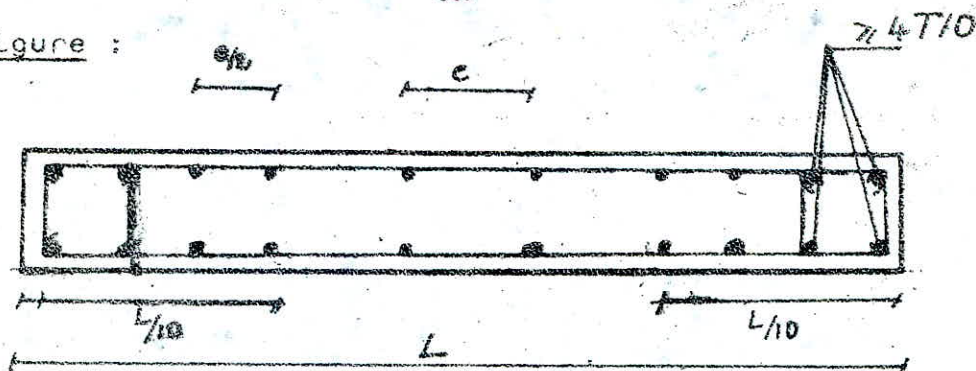
1 - 50ϕ pour les barres situées dans les zones où le renversement des signes des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Art. 4.3.3.12 : L'effort tranchant doit être pris par les aciers de coupure dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{T}{\sigma_{tm}}$$

figure :



Ferraillage du voile Transversale 1 selon les règles Parasismique 69 et Le complément du CTC

Caractéristiques :

$$\begin{aligned} h_t &= ; 1024 \text{ cm.} \\ b &= 15 \text{ cm.} \\ d &= 40 \text{ cm.} \\ M_y &= 476,70 \text{ T.m} \\ N_{\max} &= 282,31 \text{ t} \\ N_{\min} &= 244,56 \text{ t.} \end{aligned}$$

Calcul des contraintes σ_1 et σ_2

$$\sigma_{(1,2)} = \frac{N}{S} \pm \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_1 = \frac{244,56 \cdot 10}{15 \times 1024} - \frac{476,70 \cdot 10}{15 \times (1024)^2} \times 6 = -2,266 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{244,56 \cdot 10}{15 \times 1024} + \frac{476,70 \cdot 10}{15 \times (1024)^2} \times 6 = 34,1026 \text{ Kg/cm}^2$$

Calcul de la largeur de la zone tendue :

$$Y = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \times l$$

$$Y = \frac{2,266}{2,266 + 34,1026} \times 1024 = 63,80 \text{ cm.}$$



Calcul de la force moyenne dans la zone tendue /

$$F_m = \sigma_1 \times \frac{2}{3} \times y \times b = 2,266 \times \frac{2}{3} \times 63,8 \times 15 = 1445,708 \text{ Kg.}$$

La section d'armature nécessaire sera donc :

$$A = \frac{F_m}{\sigma_a} = \frac{1445,708 \text{ Kg}}{4200 \text{ Kg/cm}^2} = 0,344 \text{ cm}^2$$

Calcul de la section d'armature minimale réglementaire

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot S$$

S étant la section de béton de la zone tendue.

$$A_{\min} = \frac{0,5}{100} \times 15 \times 63,80 = 4,785 \text{ cm}^2$$

$$\text{On retiendra donc } A_{\min} = \frac{4,785 \times 100}{63,8 \times 2} = 3,75 \text{ cm}^2 \text{ p.m / face}$$

.../...

IL est prévu un renforcement aux extrémités du voile sous forme de potelet dont le ferrailage et la section sont imposés par le complément CTC.

à savoir

section $b \times 1,5 b$ on retiendra 15×25

$$A_{\min} = \frac{1}{100} \times b \times 1,5 b = \frac{1}{100} \times 15 \times 25 = 3,75 \text{ cm}^2$$

qui correspondra à 4 T 12

Donc le poteau peut à lui seul reprendre l'effort de traction.

Calcul de la section d'acier verticale en zone courante.

en procédera de la manière suivante

$$\sigma_b = \frac{1,1 \times 1,5 T}{bh} = \frac{1,1 \times 1,5 \times 27;32 \cdot 10}{15 (1024 - 40)} = 3,054 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b$$

Par ailleurs $\sigma_b < 0,028 \sigma_{28} = 6,875$

on prendra une section d'armature égale à :

0,15 % de la section de la zone courante dans les 2 directions (verticales et horizontales).

$$A_{\min} = 0,15\% \times 15 (1024 - 40) = 22,14 \text{ cm}^2$$

soit $\frac{22,14 \times 100}{(1024-40)} = 1,125 \text{ cm p.m /face}$

Ce qui correspond à 5 T 6 pm /face espacée de 25 cm
L'écartement des armatures à $\frac{L}{10}$ de chaque extrémité doit être réduit de moitié qu'en zone courante.

Calcul des armatures horizontales/

Selon les prescriptions du CTC il faut prendre un quadrillage avec les armatures verticale avec des aciers correspondant au choix des armatures en zone courante.

donc des barres HA 6 espacé de 25 cm.

Armatures transversale en zone courante.

Selon les prescriptions du CTC il faut prendre 4 épingles au m^2 .

Armatures transversale dans le potelet d'extrémité.

selon les prescriptions du CTC il faut prévoir des cadres en HA de $\phi = 6$ espacées de $t = \min (10\phi \text{ } 15 \text{ cm})$
donc $t = 6 \text{ cm}$.

L'espacement étant le même en zone nodale qu'en zone courante.

.../...

Justification aux contraintes admissibles :

On procédera à la vérification avec l'effort normal le plus grand

$$e_0 = \frac{M_f}{N_{\max}} = \frac{476,70 \cdot 10}{282,31 \cdot 10} = 168,85 \text{ cm.}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = \frac{1024}{6} = 170,66 \text{ cm}$$

$e_0 < e_1$ ce qui implique que la section est entièrement comprimée.

$$e_0 < \frac{ht}{2} = 512 \text{ cm} \Rightarrow \bar{\sigma}'_b = 1,25 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1}\right) \bar{\sigma}'_{b_0}$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,25 \left(1 + \frac{168,85}{3 \times 170,66}\right) \cdot 68,5 = 113,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tilde{w}_1 = \tilde{w}_2 = \tilde{w} = \frac{A}{bht} = \frac{4,52}{15 \times 1024} = 2,942 \cdot 10^{-4}$$

$$B'_0 = bht \left(1 + b_1 \tilde{w}\right) = 15 \times 1024 \left(1 + 25 \times 2,942 \cdot 10^{-4}\right) = 15472,97 \text{ cm}^2$$

$$I = \frac{bht^3}{12} + b_1 w bht \left(\frac{ht}{2} - \delta ht\right)^2 = 1367345812 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}'_{b(1,2)} = \frac{N_{\max}}{B'_0} \mp \frac{M_f v}{I} \quad \text{avec } v = \frac{ht}{2} = 512 \text{ cm.}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b_1} = 0,395 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{b_2} = 36,095 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}'_b = 113,86 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{a(1,2)} = n \left[\frac{N_{\max}}{B'_0} \mp \frac{M_f}{I} (v-d) \right]$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{a_1} = 26,85 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{a_2} = 520,51 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

VOILE TRANSVERSAL -2-


TRONÇON -1-

CARACTERISTIQUES

$ht = 516 \text{ cm}$ $b = 15 \text{ cm}$ $d = 20 \text{ cm}$

$M = 91.71 \text{ tm}$ $N_{max} = 247.374 \text{ t}$ $N_{min} = 122.838 \text{ t}$

CALCUL DES CONTRAINTES

$$\sigma_{IV} = \frac{N}{S} + \frac{M \cdot v}{I}$$


$$\left. \begin{aligned} \sigma_t &= 2.093 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_c &= 29.68 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} \Rightarrow \text{S.E.C}$$

FORCE MOYENNE DANS LA ZONE TENDUE

$$F_m = \frac{\sigma_t + \sigma_c}{2} \times 1 \text{ kb} \quad F_m = 122833.8 \text{ kg}$$

$$A = \frac{F_m}{\sigma_a} \quad A = 29.24 \text{ cm}^2$$

ARMATURES MINIMUM

$$\bar{\sigma}_t = 1.1 \frac{1.5 T}{bh} \quad \bar{\sigma}_c = 5.50 \text{ kg/cm}^2 \leq \bar{\sigma}_c = 0.025 \bar{\sigma}'_{cs}$$

$$A_{min} = 0.15 \frac{15 \cdot 100}{100 \cdot 2} \quad A_{min} = 1.125 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

$A = 29.24 > A_{min}$

SOIT 6T8 par face $t = 20 \text{ cm}$

A_{min} dans le potelet $A = 1/100 \cdot 15 \cdot 25 = 3.75 \text{ cm}^2$

SOIT 4T12

Armature transversale pour le poteau : cadre 6

$t_{min} = 6 \text{ cm}$ en zone nodale et en zone courante

ARMATURE HORIZONTALE

SOIT 6T8 par face $t = 20 \text{ cm}$

VERIFICATION DES CONTRAINTES

$N = 247.374 \text{ t}$ $M = 91.71 \text{ tm}$ $e_A = \frac{ht}{6} = 86 \text{ cm}$ $e_0 = 37.07 \text{ cm}$

$\frac{ht}{2} = 25.8 \text{ cm}$ $e_A > e_0 \dots \dots \dots \text{S.E.C}$

$e_c > \frac{ht}{2} \Rightarrow \bar{\sigma}'_c = 1/25 \times 2 \bar{\sigma}'_{cs}$

$\bar{\sigma}'_c = 1,25 \times 2 \times 68.5 = 171.25 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\sigma}'_c = \bar{\sigma}'_t = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$\bar{\omega}'_x = \bar{\omega}'_y = \bar{\omega} = \frac{A}{bht} = \frac{4.52}{15 \cdot 516} = 5.839 \cdot 10^{-4}$

$Bb = 7852.9 \text{ cm}^2$ $I = 178135022.5 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{a(2)} = 15 \left(\frac{N_{\max}}{B' \cdot o} \pm \frac{M (v' - d)}{I} \right)$$

$$\sigma_{a1} = 19,24 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma_{a2} = 43,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{b(2)} = \frac{N'}{B' \cdot o} \pm \frac{M \cdot v}{I}$$

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{b1}' &= 18,21 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_{b2}' &= 44,78 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} < \bar{\sigma}_b$$

TRUPEAU- 1- NIVEAU 8,40 m

$$N_{\text{min}} = 80,19 \text{ t}$$

$$N_{\text{max}} = 176 \text{ t}$$

$$M = 22,88 \text{ tm}$$

$$\sigma_{(2)} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}$$

$$\sigma_1 = 6,92 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 13,79 \text{ kg/cm}^2$$

donc on à S.E.C.

$$F = 80186 \text{ kg}$$

$$A = 19,09 \text{ cm}^2 \text{ soit } A = 1,85 \text{ cm}^2 \text{ par face}$$

SOIT 5T8 pm par face.

TRUPEAU- 1 - NIVEAU 16,80 m

On à ferrailage minimum $A_{\min} = 1,125 \text{ cm}^2$ pm par face.

SOIT AT6 pm par face , t = 25 cm

VOILE TRANSVERSAL- 2 -

TRIMEAU -2-

CARACTERISTIQUES.

ht = 388cm b = 15cm d = 20cm Nmin = 80,02t M = 38,98tm

Calcul des contraintes

$$\bar{\sigma}_1 = 12,022 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 15,475 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{(1,2)} = \frac{N}{S} \pm \frac{Mv}{I}$$

Donc on a une section entierement comprimée.

$$F_m = \frac{\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{2} \cdot l \cdot b$$

$$A = \frac{F}{\bar{\sigma}_a} = 19,051 \text{ cm}^2$$

Soit 2,45cm² par face

soit 5T8 par face

Amin = 1,875cm² par face

Section d'acier dans le potelet d'extremite Amin = 3,75cm² soit 4T12

Armature horizontale ø 8 t = 25cm

Armature transversale ø 6

VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$N_{\max} = 198,183t \quad e_1 = \frac{ht}{6} = 64,66 \text{ cm} \quad e_1 > e_0 \dots \dots \dots \text{S.F.C}$$

$$\frac{ht}{2} = 194 \text{ cm} > e_0 = \frac{M}{N_{\max}} = 19,60 \text{ cm} \quad \bar{\sigma}'_b = 1,25 \left(1 + \frac{e_0}{3e_1} \right)$$

$$\bar{\sigma}'_b = 1,25 \left(1 + \frac{19,66}{3 \cdot 64,66} \right) 68,5 = 94,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_a = \bar{\sigma}_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$B' \cdot e = 5932799 \text{ cm}^2 \quad I = 75066467,42 \text{ cm}^4$$

$$\bar{\sigma}'_{b(1)} = \frac{N'}{B'} \pm \frac{Mv}{I} \quad \bar{\sigma}'_{b1} = 23,32 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{b2} = 43,47 \text{ kg/cm}^2$$

$$(\bar{\sigma}'_{b1}, \bar{\sigma}'_{b2}) < \bar{\sigma}'_b = 94,30 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{a(1,2)} = 15 \left(\frac{N_{\max}}{B'_0} \pm \frac{M(v' - d)}{I} \right)$$

$$\bar{\sigma}'_{a1} = 636,58 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_a = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{a2} = 365,52 \text{ kg/cm}^2$$

VT2- TRUMEAU-2- NIVEAU -8.40m-

M=9.72tm Nmax=141.88t Nmin=51.29t

$$\sigma_1 = 6.12 \text{kg/cm}^2$$

S.E.C

$$\sigma_2 = 11.39 \text{kg/cm}^2$$

$$F_m = 51245.10 \text{kg}$$

$$A = \frac{F_m}{\sigma_2} = 1.57 \text{cm}^2 \text{ pm par face}$$

SOIT 5T6 pm par face t= 25cm

NIVEAU - 16.80m-

Ferrailage minimum Amin = 1.125cm² pm par face

soit 4T6 pm par face

Voile	l (cm)	b (m)
VT3a		15
VT1	1024	15
VT3	300	15
VT6	360	15
VT10	1096	15
VLC	750	20
VT2		
Trumeau I	516	15
Trumeau II	388	15
VT7		
Trumeau I	71	15
" II	120	15
VT9		
Trumeau I	381	15
" II	460	15
VLB.		
Trumeau I	764	20
" II	180	20
VT3b		
Trumeau I	253	15
" II	70	15
" III	75	15
VT4		
Trumeau I	286	15
" II	188	15
III III	410	15
VT8		
Trumeau I	391	15
" II	233	15
" III	145	15
VLD		
Trumeau I	55	20
" II	390	20
" III	85	20
VLA		
Trumeau I	560	20
" , II	483	20
III , III	167	20

VOILE à UNE FILE D'OUVERTURE

Voiles	VL.B	VT.7	VT.9
M (t.m)	591,06	0,3	67,55
N (t)	135,661	-5,284	71,56
$e_1 = h/6$ (m)	1,27	0,11	0,63
nature de la sollicitation	S.P.C	S.ET	S.P.C
σ_1 kg/cm ²	-18,54	-7,34	-6,133
σ_2 kg/cm ²	42,216	-2,58	31,093
A_{v1} zone 1 (cm ²)	5T12 p.m par face	5T10 t=25 par m par face	5T10 p.m par face t=25
A_{v2} zone 2 (cm ²)	6T6 t=20cm p.m par face		5T8 p.m par face t=25
A_h (cm ²)	6T6 p.m par face t=20cm	5T6 p.m par face	5T8 p.m par face
A_{vj} p.m	0,96 cm ² par face	0,64 cm ² p.m par face	0,64 cm ² p.m par face
potelet	4T12	4T10	4T12
TRUPEAU II			
M (t.m)	7,723	11,753	117,53
N (t)	-38,81	11,768	120,451
$e_1 = h/6$ (m)	0,30	0,20	0,76
sollicitation	SET	SEC	S.P.C
σ_1 kg/cm ²	-17,93	2,39	-3,45
σ_2 kg/cm ²	-3,62	10,68	+40,97
A_{v1} zone 1 (cm ²)	5T12 t=25 par m par face	5T6 p.m par face	t=25cm 5T10.p.m par face
A_{v2} zone 2 (cm ²)	par m par face		t=25cm 5T8 p.m par face
A_h (cm ²)	6T6 p.m par face t=20	5T6 p.m par face	5T8 p.m par face
potelet	4T12	4T12	4T12
A_{vj} cm ²	0,612 cm ² p.m.p.f	0,64 cm ² p.m.p.f	0,64 cm ² p.m.p.f

- VOILES - PLEINS -

voiles caractéristique	T ₁	T ₁₀	VLC
M (t.m)	476,70	1937,53	484,28
N(t)	244,56	264,774	210,243
ht (m)	10,24	10,96	7,50
e _s = ht/6 (m)	1,70	1,82	1,25
e ₀ = $\frac{M}{N}$ (m)	1,94	5,05	2,30
sollicitation	S. P. C	S. P. C	S. P. C
σ_1 kg/cm ²	- 2,26	- 28,43	- 11,81
σ_2 kg/cm ²	34,10	60,64	39,84
A_v zone 1 1' (cm ²)	5 T 10 p.m. par face	5 T 10 p.m. par face	5 T 12 p.m. par face
A_v zone 2 (cm ²)	5 T 6 p.m. par face	5 T 8 p.m. par face	5 T 6 p.m. p. face
A_h (cm ²)	5 T 6 p.m. par face	5 T 8 p.m. par face	5 T 6 p.m. par face
potelet	4 T 12	4 T 12	4 T 12
A_{vj} (cm ²)	13,53	28,21	7,54
A_e (cm ²)	4 ϕ 6 p/m ² (ca. des)	4 épingles/m ²	4 épingles/m ²
c cm	25 en about 12,7	25 en about 12,5	25 en about 12,5

VOILES - PLEINS

	VT3a	VT5	VT6	
Niveau I	Π (t.m)	28,89	17,32	39,20
	N (t)	84,65	59,92	123,76
	Sollicitation	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	Av (cm ²)	6TB t=20 p.m par face	5TB t=25 p.m par face	6T10 t=20m p.m par face
	Ah (cm ²)	6TB t=20 p.m par face	5TB t=25 p.m par face	6T10 t=20 p.m par face
	Potelet	4T12	4T12	4T12
Niveau II	Π (t.m)	15,48	9,31	20,44
	N (t)	71,46	39,22	88,69
	Sollicitation	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	Av (cm ²)	5TB t=25 p.m par face	5TG t=25 p.m par face	6TB t=20 p.m par face
	Ah (cm ²)	5TB t=25 p.m par face	5TG t=25 p.m par face	6TB t=20 p.m par face
	Potelet	4T12	4T12	4T12
Niveau III	Π (t.m)	5,20	2,51	6,38
	N (t)	33,77	15,30	46,15
	Sollicitation	S.E.C	S.E.C	S.E.C
	Av (cm ²)	5TG t=25 p.m par face	5TG t=25 p.m par face	6TG t=20 p.m par face
	Ah (cm ²)	5TG t=25 p.m par face	5TG t=25 p.m par face	6TG t=20 p.m par face
	Potelet	4T12	4T12	4T12

VOILE - A. à 2 FILES D'OUVERTURES.

	TRUMEAU I		TRUMEAU II	
M (E.m)	565 39,02		24,35	
N (E)	-108,33		38,12	
solicitation	S. E.T.		S.E.C.	
(cm^2) A_v zone 11'	$\left\{ \begin{array}{l} 5T12 \\ \text{pm par face} \end{array} \right.$		$\left\{ \begin{array}{l} 5T12 \\ \text{pm par face} \end{array} \right.$	
A_v zone 21' (cm^2)	$\left\{ \begin{array}{l} 5T12 \\ \text{pm par face} \end{array} \right.$		$\left\{ \begin{array}{l} 5T12 \\ \text{pm par face} \end{array} \right.$	
A_h (cm^2)	5 T12 pm par face		5 T12 pm par face	
Potelet	4T12		4T12	
A_{tr} (cm^2)	4 cm^2/m^2 $\phi 6$		4 cm^2/m^2 $\phi 6$	
A_{vj} (cm^2)	0,75 cm^2 pm par face		0,75 cm^2 pm par face	
TRUMEAU III	Niveau I	Niveau II	Niveau III	
M (E.m)	1	-0,777	0,084	
N (E)	-264,24	-128,19	-34,37	
solicitation	S.E.T	S.E.T	S.E.T	
A_v zone 21' (cm^2)	6T20	6T14	6T10 pm par face	
A_h (cm^2)	6T12 pm par face	6T12 pm par face	6T10 pm par face	
A_{vj} (cm^2)	4,5	4,5	4,5	
Potelet	4T12	4T12	4T12	

CARACTERISTIQUE

ht=1024cm M=654.24tm
 b=15cm Nmax=263.41t
 d=40cm Nmin=189.16t

Calcul de l'excentricité

$$e_0 = \frac{M}{N} = 3.45 \text{ m} \qquad e_1 = \frac{ht}{6} = 1.70 \text{ m}$$

$e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C.}$

Calcul des contraintes

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{W}$$

$$\sigma_1 = -12.64 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = +37.27 \text{ kg/cm}^2$$



Longueur de la zone tendue

$$y = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot l = 259.33 \text{ cm}$$

Force moyenne dans la zone tendue

$$F_m = \sigma_1 \cdot \frac{2}{3} \cdot y \cdot b = 32779.312 \text{ kg}$$

Section d'armature necessaire

$$A = \frac{F_m}{\sigma_s} = \frac{32779.312}{4200} = 7.80 \text{ cm}^2$$

Section d'armature minimale

$$A_{min} = \frac{0.5}{100} \cdot 259.33 \cdot 15 = 19.44 \text{ cm}^2$$

donc on retiendra $A_{min} = 3.74 \text{ cm}^2$ p.m. par face

Il est prevu un renforcement aux extremités du voile sous forme de potelet dont le ferailage et la section d'acier imposee doit être superieure ou egale a 4 T 10

Calcul de la section d'acier en zone courante.

$$\tau_b = \frac{1.4 T}{b \cdot z} = \frac{1.4 \cdot 37.45 \cdot 10^3}{15 \cdot \frac{7}{8} (984)} = 5.22 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b < \bar{\tau}_b = 0.025 \sigma'_{28} = 6.87 \text{ kg/cm}^2$$

Donc on prendra une section d'armature dans les deux directions egale à 0.15% de la zone:

$$A_{\min} = \frac{0.15 \cdot 15 \cdot 100}{100 \cdot 2} = 1.125 \text{ cm}^2 \text{ p.m par face}$$

Armatures horizontale

Suivant l'article 4 3 31 on a $W_t = \frac{\sigma_s \cdot b}{\sigma_{st}} \cdot 100 \leq 0$

$$\sigma_s = \frac{1.1 \cdot 1.4 \cdot T}{b \cdot z} = 5.74 \text{ kg/cm}^2$$

on a $W_t < 0$ donc on prendra $W_t = 0.15\%$

$$A = \frac{0.15 \cdot 15 \cdot 100}{100} = 2.25 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

Le long du joint de reprise de coulage on a la section d'acier A_{vj}

$$A_{vj} = \frac{1.1 \cdot T}{\sigma_{st}} = 13.73 \text{ cm}^2$$

C'est à dire $1.79 \text{ cm}^2 \text{ p.m par face}$

VERIFICATION DES CONTRAINTES

$e_c = 248 \text{ cm}$ $N = 263.4 \text{ t}$ $\frac{ht}{2} = 512 \text{ cm}$ $d = 40 \text{ cm}$

$C = e_c - \frac{ht}{2} = -264 \text{ cm}$ $y_a = y_b + C$

$y_p \neq y_i + q = 0$ $y_p = nt$ $n = 15.5$ $P_i = \frac{P}{n^2}$ $q_i = \frac{q}{n^3}$

$t^3 + P_i t + q_i = 0$

$t = 36475$

$P_i = -2.64$

$q_i = -38.90$

$y_p = nt = 565.326$ $y_b = 301.362$

$I = 272731097.1 \text{ cm}^4$

$K = \frac{N}{I} y_b = 0.291$

$\sigma'_b = K y_b = 87.69 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$

$\sigma_a = nk(ht - d - y_p) = 2979.71 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$

VERIFICATION AU FLAMBEMENT

$l_c = 0.7 l_0$ $l_c = 1.848 \text{ m}$

CALCUL DE L'ELANCEMENT

$\lambda = \frac{l_c}{i} =$ $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$

$I = \frac{ht^3}{12}$ $B = ht \cdot b$ $i = 4.33 \text{ cm}$

$\lambda = \frac{184.80}{4.33} = 42.67 < 50$ donc pas de risque de flambement

VOILE TRANSVERSAL - 2 -

TRUPEAU - 1 -

CARACTERISTIQUE

ht = 516 cm
b = 15 cm
d = 20 cm

M = 118.36 ton
Nmax = 244.98 t
Nmin = 68.63 t

$$e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 172 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} = 86 \text{ cm}$$

CALCUL DES CONTRAINTES $e_0 > e_1$. SEC.

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}$$

$$\sigma_1 = - 8.91 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = + 26.64 \text{ kg/cm}^2$$



ZONE TENDUE

$$y = \frac{\sigma_1}{\sigma_1 + \sigma_2} \cdot h = 129.37 \text{ cm}$$

SECTION D'ARMATURE

$$A = \frac{F}{\sigma_a}$$

$$F = \sigma_a \cdot 2/3 \cdot y \cdot b = 34596.125 \text{ kg}$$

$$A = 8.23 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = \frac{0.5 \cdot 15 \cdot 129.37}{100} = 9.70 \text{ cm}^2$$

$A_{min} > A_{coulée}$

$$A_{min} = 3.749 \text{ cm}^2 \text{ p. m par face}$$

soit 5T10 p.m par face

ARMATURE EN ZONE COURANTE

$$\sigma_b = \frac{1.4 T}{b z} = 6.46 \text{ kg/cm}^2 \quad \angle \quad \bar{\sigma}_b = 0.025 \bar{\sigma}_{es} = 6.87 \text{ kg/cm}^2$$

donc on prévoit des armature égale à 0.15% de la section dans chaque direction

$$A = \frac{0.15 \cdot 100 \cdot 15}{100} = 3.75 \text{ cm}^2 \text{ p.m}$$

$$A = 1.875 \text{ cm}^2 \text{ p.m par face}$$

soit 5T8 p.m par face

ARMATURE HORIZONTALES

$$W_b = \frac{\sigma}{\sigma_{en}} \angle 0$$

donc Ah = 5T8 p.m par face

LE LONG DU JOINT DE REPRISE

$$A_{vj} = \frac{1.4 T}{\sigma_{en}} = 11.02 \text{ cm}^2$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$e_0 = 48 \text{ cm}$$

$$N = 244.98 \text{ t}$$

$$h_0 = 258 \text{ cm}$$

$$e_1 = 86 \text{ cm}$$

$$e_0 < \frac{ht}{2}$$

\Rightarrow

$$\left\{ \begin{aligned} \bar{\sigma}'_b &= \left(1 + \frac{e_0}{3 e_1}\right) \cdot 67.5 = 80.05 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_c &= 1.5 \cdot 80.05 = 120.08 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right.$$

$$\bar{\omega} = \bar{\omega}_1 = \bar{\omega}_v = \frac{\Lambda}{bht} = 0,0005$$

$$B' = bht = (1 + b_v v) = 7853 \text{ cm}^2$$

$$I = 24736214000 \text{ cm}^4$$

$$\sigma'_{h,v} \left(\frac{N}{B'} \pm \frac{M \cdot v}{I} \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{h,v} = 31,20 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{h,v} = 31,07 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. < \bar{\sigma}'_h$$

$$\sigma'_{a,b} = \left(15 \left(\frac{N}{B'} \pm \frac{M (v-d)}{I} \right) \right)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma'_{a,b} = 468,04 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma'_{a,b} = 467,82 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. < \bar{\sigma}'_a$$

condition verificée:

VOILE TRANSVERSAL -2-

TRUMLAUD -2-

CARACTERISTIQUES

ht = 388 cm
b = 15 cm

N = 47.22 t
N_{max} = 128.98 t
N_{min} = 36.69 t

$$\left\{ \begin{array}{l} e_0 = \frac{M}{N_{min}} = 128 \text{ cm} \\ e_1 = \frac{ht}{6} = 64.66 \text{ cm} \end{array} \right. \quad e_0 > e_1 \Rightarrow \text{S.P.C.}$$

CALCUL DES CONTRAINTES

$$\sigma_1 = -6.24 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = +18.25 \text{ kg/cm}^2$$

FORCE MOYENNE EN ZONE TENDUE

$$F = \sigma_1 \cdot 2/3 \pi \cdot y \cdot b$$

$$F = 6020.97 \text{ kg} \quad A = 1.43 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} = 7.23 \text{ cm}^2 \quad A_{min} > A_0$$

soit $A_{min} = 3.74 \text{ cm}^2$; pm. par face

5T10 p m par face

ARMATURE EN ZONE COURANTE

$$\sigma_b = 3.74 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 0.025 \bar{\sigma}_{cb}$$

$$A = \frac{0.15 \times 15 \cdot 100}{100} = 2.25 \text{ cm}^2$$

$$A = 1.125 \text{ cm}^2 \text{ pm par face} \quad \text{SOIT } 5T6 \text{ pm par face}$$

ARMATURE HORIZONTALE

$$w_t = \frac{\sigma - \sigma_c}{\sigma_{cm}} < 0, w_t = 0.15\%$$

$$A = 5T6 \text{ pm par face}$$

LE LONG DU JOINT DE REPRISE

$$A_{vj} = 4.73 \text{ cm}^2$$

ARMATURE TRANSVERSALE

$$4T6 \text{ pm}^2$$

VERIFICATION DES CONTRAINTES

$$\bar{\sigma}'_b = 113.25 \text{ kg/cm}^2 > \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{b1} = 45.53 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{b2} = 21.55 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}_{cm} = 4200 \text{ kg/cm}^2 > \left\{ \begin{array}{l} \bar{\sigma}'_{a1} = 664.45 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}'_{a2} = 341.84 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

verifié:

vorLes	T1	T10	VLC
H(tm)	654,24	1010,40	458,92
N(t)	189,16	204,72	163,49
ht(m)	10,24	10,96	7,50
$e_s \cdot ht/6$ (cm)	170	182	125
$e_s = \frac{M}{N}$	345	493,5	280
nature sollicitation	S.P.C.	S.P.C.	S.P.C.
σ_x kg/cm ²	-12,64	-21,19	-13,57
σ_y kg/cm ²	37,27	46,10	35,37
$Av_{\xi, 1^e}$	5T10 pm pf 3,92cm ²	5T10pm pf 3,92cm ²	5T12 pm pf 5,65cm ²
Av_2 (cm ²)	5T8 pm pf	5T6 pm pf	5T6pm pf
Ah (cm ²)	5T8pm. par face	5T6pm par face	5T6pm par face
Potelet	4T10	4T10	4T12
Av_j (cm ²)	13,93	22,56	9,62
At (cm ²)	4T6 par m ²	4T6 par m ²	4T6 par m ²
t (cm)	25 en about t=12,5	25 about t=12,5	25 about t=12,5

- VOILES - PLEINS -

voiles	VT3a	VT5	VT6
M (E.m)	32,13	17,67	36,85
N (E)	96,12	48,89	94,26
Substitution	S.E.C	S.E.C	S.E.C
NIVEAU I Av	6 TB p.m par face	5 TB p.m par face	7 TB p.m par face
Ah	6 TB p.m par face	5 TB p.m par face	7 TB p.m par face
Perlet	4 T10	4 T10	4 T10
Avj	0,64 cm ² p.m par face	0,64 cm ² p.m par face	0,64 cm ² p.m par face
M (E.m)	17,24	9,49	19,77
N (E)	68,80	33,09	66,48
Substitution	S.E.C	S.E.C	S.E.C
NIVEAU II Av (cm ²)	t=25 5 TB p.m par face	t=25 5 TG p.m par face	t=20 6 TB p.m par face
Ah (cm)	5 TB p.m par face	5 TG p.m par face	6 TB p.m par face
Avj perlet	0,6 cm ² p.m par face 4 T10	0,6 cm ² p.m par face 4 T10	0,6 cm ² p.m par face 4 T10
M (E.m)	5,42	3,00	10,11
N (E)	38,77	47,30	37,01
Substitution	S.E.C	S.E.C	S.E.C
NIVEAU III Av (cm ²)	5 TG p.m par face	5 TG t=25 p.m par face	6 TG t=20 p.m par face
Ah (cm)	5 TG p.m par face	5 TG p.m par face	6 TG t=20 p.m par face
Avj (cm ²)	0,26 cm ² p.m par face	0,26 cm ² p.m par face	0,26 cm ² p.m par face
Perlet	4 T10	4 T10	4 T10

- VOILES A 2 FILES D'OUVERTURES -

		VT3b	VT4	VT6
TRUMEAU I	M (E.m)	-3,78	-4,08	-10,82
	N (E)	31,24	30,61	-7,82
	sollicitation	S.E.C.	SEC	P. RT
	Av (cm ²)	6 T6 ^{c=20} p.m. par face	5 T8 p.m. par face	5 T6 p.m. par face
	Ah (cm ²)	6 T6 p.m. par face	5 T8 p.m. par face	5 T6 p.m. par face
	poilet	4 T10	4 T10	4 T10
Avj (cm ²)	0,64 cm ² p.m. par face	0,64 cm ²	0,97 p.m. par face	
TRUMEAU II	M (E.m)	0,028	-0,74	-3,98
	N (E)	5,45	-80,74	24,067
	sollicitation	S.E.C	S. ET	S. EC
	Av (cm ²)	7 T6 ^{b=10} par face	5 T12 p.m. par face	5 T6 p.m. par face
	Ah (cm ²)	7 T6 ^{b=10}	5 T10 p.m. par face	5 T6 p.m. par face
	Avj (cm ²) poilet	0,64 cm ² p.m. par face	1,68 cm ² 4 T12	0,96 cm ² p.m. par face
TRUMEAU III	M (E.m)	0,064	-12,063	-1,10
	N (E)	-2,10	-42,50	-81,80
	sollicitation	S. ET	S. E.T.	SET
	Av (cm ²)	7 T6 par face	5 T10 p.m. ^{b=25} par face	6 T12 p.m. par. face
	Ah (cm ²)	7 T6 par face	5 T10 p.m. par face	6 T10 p.m. par. face
	Avj (cm ²)	0,64 cm ² p. face	1,64 cm ² p.m. par face	0,97 cm ² p.m. par face
poilet	4 T10	4 T10	4 T10	

VOILES à une file d'ouverture

	VT2	VT7	VT9	VLB
M (t.m)	118,36	0,30	54,60	658,77
N (t)	68,63	9,26	48,6	87,20
$e_1 = \frac{ht}{6}$ (m)	0,86	0,118	0,635	1,27
nature de la sollicitation	S.P.C	S.ET	S.P.C	S.P.C
σ_1 (kg/cm ²)	- 8,91	- 6,19	- 6,53	- 23,01
σ_2 (kg/cm ²)	26,64	- 10,94	23,55	34,42
Av 1 1' (cm ²)	5 T10 p.m par face	5 T10 par face	5 T10 p.m par face	5 T12 p.m par face
Av zone 2 (cm ²)	5 T8 p.m par face		5 T6 p.m par face	5 T6 p.m par face
Ah (cm ²)	5 T8 p.m par face	T8 t = 8 cm	5 T6 p.m par face	5 T6 p.m par face
Avj (cm ²)	1,06 cm ² p.m par face	1,06 cm ² par face	0,64 cm ² p.m par face	0,56 cm ² p.m par face
E (cm)	25 t = 12,5 en about	14 cm	25 12,5	25 12,5
M (t.m)	47,22	1,36	95,00	7,30
N (t)	36,69	3,53	71,81	- 50,92
$e_1 = \frac{ht}{6}$	0,646	0,20	0,76	0,30
sollicitation	S.P.C	S.P.C	S.P.C	S.ET
σ_1 (kg/cm ²)	- 6,24	- 1,81	- 4,19	- 20,70
σ_2 (kg/cm ²)	18,25	5,73	31,72	- 7,19
Av 1 1' (cm ²)	5 T10 p.m par face	4 T10	5 T10 p face	5 T12 p.m par face
Av zone 2 (cm ²)	5 T6 p.m par face	6 T6	5 T8 p.m p. face	
Ah (cm ²)	5 T6 p.m par face	6 T6	5 T8	5 T8 p.m par face
Avj (cm ²)	0,6 cm ² p.m par face	2,460,6 cm ² p.m par face	0,64 p.m par face	1,28 p.m par face
E (cm)	25 t = 12,5 en about	t = 16 en about t = 16	25 12,5	25 12,5

VOILE - A. à 2 FILES D'OUVERTURES

	TRUMEAU I	TRUMEAU II	
M (t.m)	- 36,89	- 23,02	
N (t)	- 14,62	+ 23,58	
sollicitation	S.E.T.	S.P.C	
A_v cm ^v 1.1'	$\left\{ \begin{array}{l} 5 T12 \\ p.m. \text{ par face} \end{array} \right.$	3 T12 par face	
A_v zone 2' cm ^v		5 T8 $b=25$ p.m. par face	
A_h cm ²	5 T12 $b=25$ p.m. par face	5 T8 $b=25$ p.m. par face	
Potelet	3 T12 par face	3 T12 par face	
A_{vj} cm ²	1,68/8 p.m. par face	1,75 p.m. par face	
TRUMEAU III	Niveau I	Niveau II	Niveau III
M (t.m)	- 0,94	- 0,73	- 0,043
N (t)	- 255,84	- 127,84	- 39,81
sollicitation	SET	SET	S.ET
A_v cm ^v	6 T20 p.m. par face	6 T12 p.m. par face	6 T10 p.m. par face
A_h cm ²	6 T20 p.m. par face	6 T12 p.m. par face	6 T10 p.m. par face
A_{vj} cm ²	4,5 p.m. par face	4,5 p.m. par face	4,5 p.m. par face
Potelet	3 T20 par face	3 T12 par face	3 T10 par face

- VOILE - D - - à 2 files d'ouvertures -

TRUMEAU I	Niveau I		Niveau II		Niveau III	
M (E.m)	- 0,026		+ 0,045		0,0012	
N (E)	- 70,34		- 27,09		- 10,66	
sollicitation	S. ET		S. ET		S. ET	
Av cm ²	6 T14 ^{b=10} par face		6 T10 par face		6 T8 p.m par face	
Ah cm ²	6 T8 ^{b=8} par face		6 T8 ^{b=8} par face		6 T8 p.m par face	
Avj cm ²	3,90 par face		3,90 par face		3,90 par face	
Potelet	4 T14		4 T10		4 T10	
TRUMEAU III	Niveau I		Niveau II		Niveau III	
M (E.m)	- 21,46		- 25,86		- 7,54	
N (E)	- 13,595		- 7,40		+ 2,4521	
sollicitation	S. P. T		S. P. T		S. P. C	
Av	7 T12 ^{b=12} par face		8 T16 par face		8 T6 par face	
Ah	7 T10 ^{b=10} p.m par face		6 T10 p.m. par face		8 T6 par face p.m	
Avj	0,25 p.m par face		0,45 p.m. par face		0,55 p.m par face	
Potelet	4 T12		4 T12		4 T10	
TRUMEAU II	M (E.m)	N (E)	sollicitation	Av cm ²	Ah cm ²	Avj cm ²
II	- 8,94	15	S. E. C	^{b=10} 6 T6 p.m. par face	^{b=10} 6 T6 p.m par face	0,87 p.m p face

Ferraillage des Linteaux.

Sous l'action de M et T Les linteaux seront calculées en flexion simple comme des poutres encastrees à leurs extrémités. Il doivent être capables de reprendre les moments fléchissants et les efforts tranchants dus aux charges permanentes, aux surcharges d'exploitation et aux seisme la méthode utilisée sera celle proposée par Monsieur P.CHARRON, elle permet en même temps la vérification des contraintes par l'utilisation des tableaux, en outre cette méthode présente l'avantage d'être rapide.

Il convient cependant de tenir compte du fait que les actions horizontales (seisme) pouvant alterner, les moments fléchissants dans les linteaux peuvent alors changer de sens. Il sera donc procédé à un ferraillage symétrique de la section transversal des linteaux.

Les sections d'aciens seront évaluées à partir de la combinaison du second genre. (S.P₂)

* Les contraintes de references sont :

$$\begin{aligned} \sigma_s &= 1,5 \cdot 73,74 = 110,16 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_a &= \sigma_{\text{con}} = 4200 \text{ Kg/cm}^2 \quad (\phi \leq 20) \\ \sigma_b &= 1,5 \times 137 = 205,5 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_b &= 1,5 \cdot 5,9 = 8,85 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

Pourcentage minimum d'armatures :

$$A_s \geq 0,0015 \text{ b.a}$$

$$A_i \geq 0,002 \text{ b.a}$$

$$A_t \geq 0,0025 \text{ b.t}$$

$$t \leq \frac{a}{4} \quad (\text{éspacement des cadres})$$

$$l_r \geq \frac{a}{4} + 50 \phi.$$

- Prescriptions relatives aux ferrailage des linteaux.

Art. 4.3.2.4

- Les linteaux doivent être conçu de façon à éviter leur rupture fragile. Ils doivent être capable de prendre l'effort tranchant et le moment fléchissant dont les sens d'action peuvent alterer.

Art. 4.3.2.5

- La vérification de la résistance des linteaux aux sollicitations d'effort tranchant les plus défavorables doit être effectuée avec :

* $T = 1,4$ fois l'effort tranchant de calcul

* M calculé à partir de la valeur ci dessus de T .

$$\bar{\sigma}_b = 0,12 \cdot \sigma'_{28}$$

$$\sigma'_b = 0,75 \sigma'_{28}$$

$$\bar{\sigma}_a = \bar{\sigma}_{at} = \sigma_{en}$$

Art. 4.3.3.1

- Les armatures de la section transversale résistant à l'effort tranchant doivent être calculées avec la formule.

$$\bar{w}_t = \frac{\tau - 8}{\sigma_{en}} \cdot 100$$

avec $\tau = 1,4 T / b \cdot z$

où : τ est la contrainte de cisaillement et σ_{en} est la limite élastique des aciers (en bars) . Le pourcentage.

\bar{w}_t (en%) est calculé par rapport à la section totale brute du béton; il doit être supérieur à la valeur minimale indiquée dans l'article 4.3.3.2.

Art. 4.3.3.2

- pour $\tau_b \leq 0,025 \sigma'_{28}$: 0,15 % dans chaque
- pour $0,025 \sigma'_{28} \leq \tau_b \leq 0,12 \sigma'_{28}$: 0,25 % direction

Art. 4.3.3.13 :

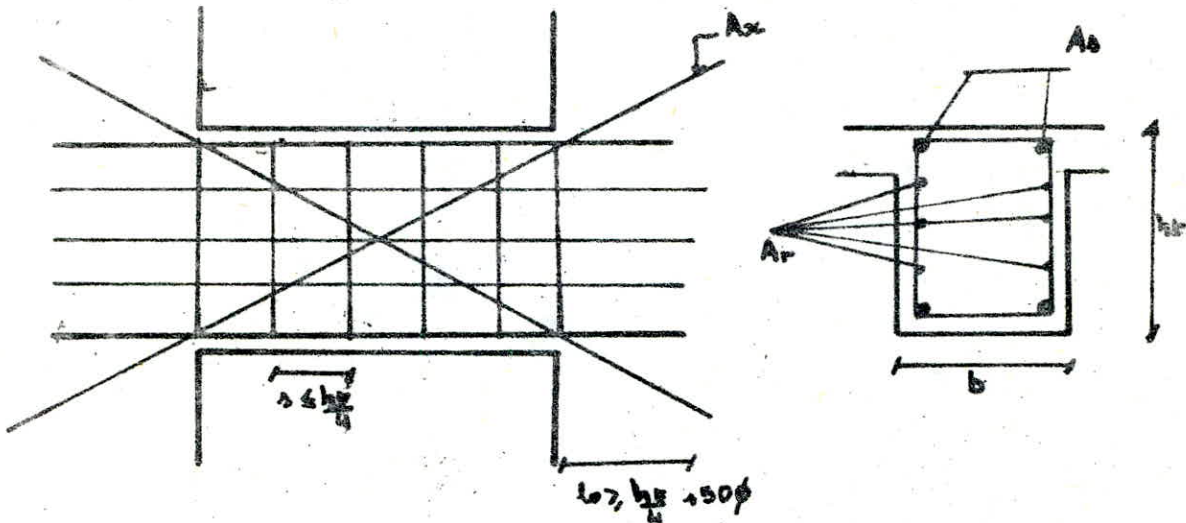
- Les armatures doivent être disposées et ancrées dans les trumeaux suivant la figure ci après.

.. / ..

Art . 4.3.3.14.

Pour $\tau_{\perp} \geq 0,06 \sigma'_{25}$, des armatures supplémentaires doivent être disposées dans les angles suivant la figure ci après.

- τ_{\perp} = contrainte de cisaillement dans le linteaux = $1,4 \frac{T}{b.z}$

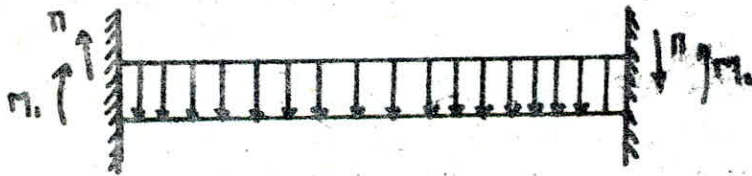


$A_x \geq 0,0015 h \cdot b$
 $A_i \geq 0,06 \sigma'_{25}$

$A_i, A_s \geq 0,0015 B' h$
 $A_r \geq 0,0020 b h$
 $A_t \geq 0,0025 b \cdot s$

METHODE DE CALCUL

LES LINTEAUX SERONT CALCULES COMME DES POUTRES ENCASTRES, AVEC DEUX EXTREMITES



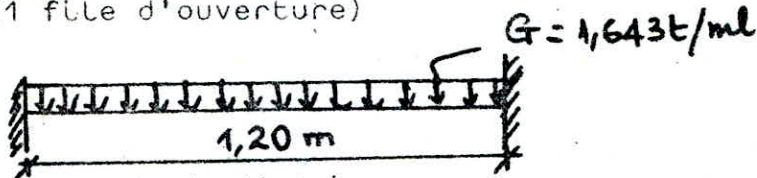
$M_1 = P_1 \frac{l}{2} + q \frac{l^2}{12}$
 $M_2 = P_2 \frac{l}{2} - q \frac{l^2}{12}$

ON FERRAILLERA LES LINTEAUX AVEC $M_{max} = M_1$ ET DU FAIT QUE LESISME AGIT AUSSI BIEN DANS UN SENS QUE DANS L'AUTRE

Nous donnerons, ici un calcul détaillé pour les linteaux respectivement transversal (2) et (4) à 1 file et à 2 files d'ouvertures. La méthode de calcul étant la même nous exposerons les résultats sous forme de tableau.

1°/ Etude du linteau du voile T₂

(1 file d'ouverture)



Q_1 = Poids propre du linteau

$$Q_1 = 2,5 \times 0,5 \times 0,15 = 0,1875 \text{ t/ml}$$

Q_2 = Poids de plancher revenant au linteau

$$Q_2 = 0,607 \times \frac{2,88}{1,20} = 1,456 \text{ t/ml.}$$

a/ G = Charge permanente sur le linteau

$$G = Q_1 + Q_2 = 0,1875 + 1,456 = 1,6435 \text{ t/ml}$$

Effort Tranchant due a G

$$T_G = \frac{1,643 \times 1,20}{2} = \frac{qL}{2}$$

$$T_G = 0,985 \text{ t.}$$

Moment fléchissant

$$M_G = \frac{qL^2}{12} = \frac{1,643 \times (1,20)^2}{12}$$

$$= 0,197 \text{ tm.}$$

b/ Surcharge d'Exploitation

$$Q_s = 0,175 \times \frac{2,88}{1,20} = 0,42 \text{ t/ml}$$

Effort tranchant du à Q_s

$$T_{Q_s} = \frac{Q_s L}{2} = \frac{0,42 \times 1,20}{2}$$

$$T_{Q_s} = 0,252 \text{ t}$$

Moment fléchissant

$$M_{Q_s} = \frac{Q_s L^2}{12} = \frac{0,42 \times (1,20)^2}{12}$$

$$M_{Q_s} = 0,0504 \text{ tm.}$$

.../...

C/ Séisme - Horizontal

Effort tranchant due à S_{th}

Moment fléchissant

$$T = 1,4 \cdot \pi$$

$$= 1,4 \cdot 7,82$$

$$M_{siv} = \pi \cdot h$$

$$M_{siv} = 7,82 \cdot 0,5$$

$$T_{siv} = 10,94 \text{ t}$$

$$M_{siv} = 3,91 \text{ tm}$$

D/ Séisme - Vertical

$$Q_{siv} = (G + \frac{Q_d}{3}) \cdot \gamma_{max}$$

$$= (1,643 + \frac{0,42}{5}) \cdot 0,086 = 0,148 \text{ t/ml}$$

$$Q_{siv} = 0,148 \text{ t/ml}$$

Effort tranchant due à Q^{siv}

Moment fléchissant

$$T_{Qsiv} = \frac{0,148 \times 1,20}{2}$$

$$M_{Qsiv} = \frac{0,148 \times (1,20)^2}{12}$$

$$T_{Qsiv} = 0,088 \text{ t}$$

$$M_{Qsiv} = 0,0177 \text{ tm}$$

sous Sp_2

$$T_{max} = \sum T_i = 0,088 + 10,94 + 0,252 + 0,985 = 12,266 \text{ t}$$

$$M_{max} = \sum M_i = 0,017 + 3,91 + 0,0504 + 0,197 = 4,174 \text{ tm}$$

$$T_{max} = 12,266 \text{ t}$$

$$M_{max} = 4,174 \text{ tm}$$

Vérification au cisaillement :

$$\bar{\tau}_b = 0,12 \sqrt{f_{c28}} = 0,12 \times 270 = 32,4 \text{ bars.}$$

$$= 33,05 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{12,266 \times 10^3}{15 \times \frac{7}{8} \times 46} = 20,31 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\tau}_b$$

Ferraillage et vérifications selon la méthode de P.CHARRON

$$p = \frac{15 \cdot M}{\sigma_s \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \times 4,174}{4200 \times 15 \times (46)^2} = 0,0469$$

$$p = 0,0469 \longrightarrow \left\{ \begin{array}{l} k = 39,8 \\ \lambda = 8,2737 \end{array} \right. \dots$$

Armatures de repartition.

$$A_r = 0,002 b h_t = 0,002 \times 15 \times 50 = 1,5 \text{ cm}^2$$

On prendra **6.T.6** (1,69 cm²).

Calcul des aciers Transversaux

$$A_t \geq 0,0025 b t \quad \text{avec } t = \frac{ht}{4} = 12,5 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025 \cdot 15 \times 12,5 = 0,46 \text{ cm}^2$$

On prendra $A_t = 4T8$. 1 Cadre + 1 epingle;

$$A_t = (2,01 \text{ cm}^2)$$

Ce qui donne comme espacement/

$$t = \frac{z}{T} \frac{at}{A_t} \quad \text{At}$$
$$t = \frac{\frac{7}{8} \cdot 46 \times 4200}{12,26 \cdot 10^3} \times 2,01 = 27,71 \text{ cm.}$$

$$t = \frac{ht}{4} = 12,5 \text{ cm}$$

on retiendra alors

$$t = 12 \text{ cm}$$

On prévoit des armatures d'angle dans le cas où

$$\sigma_b \geq 0,06 \sigma_{28} = 16,2 \text{ bars} \quad \text{c'est le cas car}$$
$$= 16,5 \text{ kg/cm}^2 ; \quad \sigma_b = 20,31 \text{ kg/cm}^2$$

Armatures d'Angles

$$A_x = 0,0015 \times 15 \times 50 = 1,125 \text{ cm}^2$$

On prendra 2 T 10 (1,57 cm²)

Arret des Armatures d'angles.

$$L_0 = \frac{ht}{4} + 50 \phi$$
$$= \frac{50}{4} + 50 \times 0,8 = 52,5 \text{ cm}$$

On prendra $L_0 = 53 \text{ cm}$.

Longueur de la barre.

$$L = \sqrt{L^2 + (ht)^2} + 2 \times \frac{L_0}{\cos 45^\circ}$$
$$L = \sqrt{(1,20)^2 + (50)^2} + 2 \times \frac{53}{\cos 45^\circ} = 199,92 \text{ cm.}$$

.../...

$$\bar{\sigma}'_b = 205,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_d}{k} = \frac{4200}{+39,8} = 105,52 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

La section d'armature tendue sera donc égale.

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot z} = \frac{4,174 \cdot 10^5}{4200 \times 0,9025 \times 46}$$

$$A = 2,37 \text{ cm}^2 \quad \text{on retiendra } 5 \text{ T } 8 = 2,51 \text{ cm}^2$$

Contrainte d'adhérence admissible pour l'entraînement :

$$\bar{\sigma}_d = 2 \psi_a \bar{\sigma}_b = 2 \times 1,5 \times 8,85 = 26,55 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{T}{n p z} = \frac{T}{[(4(\pi + 2)d + \pi s d)] \frac{7}{8} h}$$

$$\bar{\sigma}_d = \frac{12,26 \cdot 10^3}{[(4(\pi + 2) \cdot 0,8 + \pi \times 0,8)] \frac{7}{8} \cdot 46} = 13,20 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_d < \bar{\sigma}'_d$$

Vérification à la fissuration.

$$\bar{\sigma}_1 = 1,5 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,6 \cdot 0,017}{8 \cdot (1 + 10 \cdot 0,017)} \quad W_f = \frac{2,51}{15 \times 4,4 \times 2}$$

$$W_f = 0,017$$

$$\bar{\sigma}_1 = 4358,97 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \cdot \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 8,85}{8}} = 3910,60 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a < \max(\bar{\sigma}_1; \bar{\sigma}_2) \quad \text{ceci est vérifié.}$$

Condition de non fragilité

$$A \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_d}{\sigma_{cm}} = 0,69 \times 15 \times 46 \times \frac{8,85}{4200}$$

$$A \geq 1,00 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée.}$$

.../...

On prendra $L = 200 \text{ cm}$

Vérification des Contraintes

$$\omega = \frac{100 \times A}{b \times n} = \frac{100 \times 2,51}{15 \times 50}$$

$$\omega = 0,3346$$

P. CHARRON

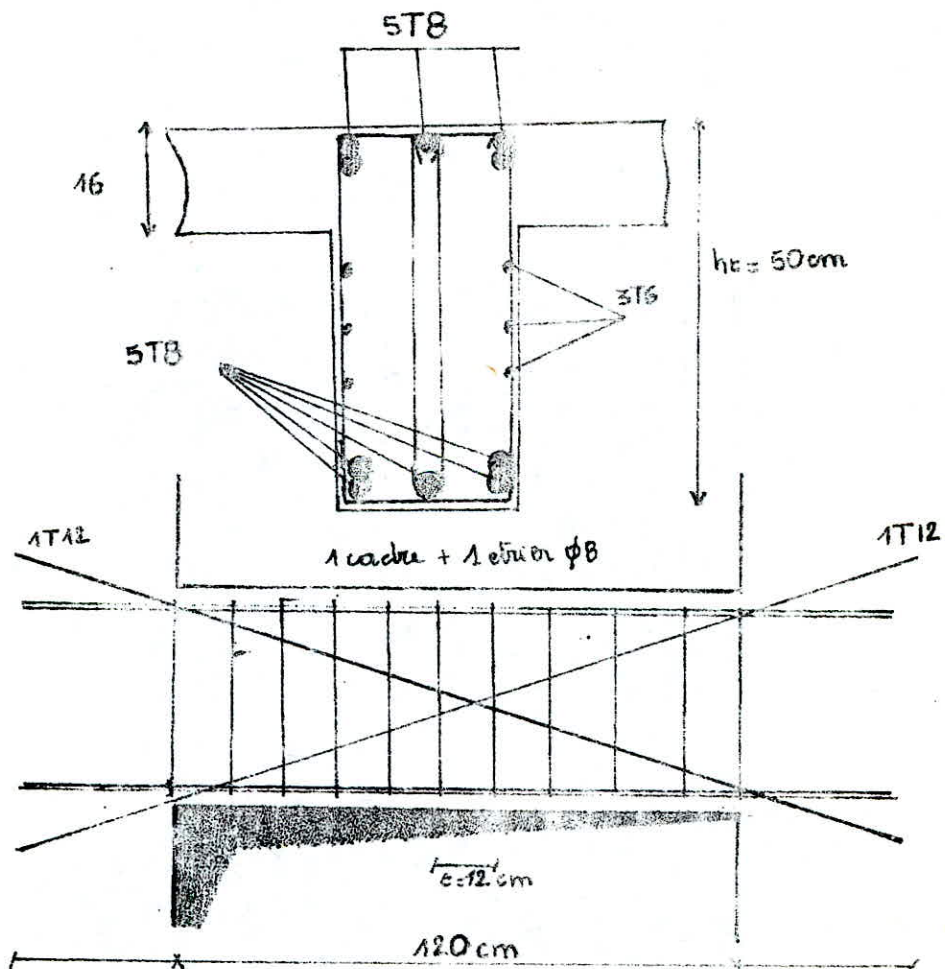
$$\left. \begin{array}{l} E = 0,9098 \\ K = 40,4 \end{array} \right\}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A E h} = \frac{4,174 \cdot 10^5}{2,51 \cdot 0,9098 \cdot 46} = 3973,519 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a < \sigma_c$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_c}{k} = \frac{3973,519}{40,4} = 98,35 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma'_b < \sigma''_b = 205,5 \text{ Kg/cm}^2$$



EFFORTS SOLLICITANT LES LINTREUX

	T (t)	M (tm)
VLA	38.06	13.82
VLB	22.39	9.82
VLD	18.85	8.43
VT2	12.26	4.17
VT3b	7.99	3.18
VT4	21.32	9.25
VT7	6.99	3.01
VT8	23.00	10.23
VT9	19.58	8.39

TABLEAU RESUMANT LE FERRAILLAGE DES LITEAUX

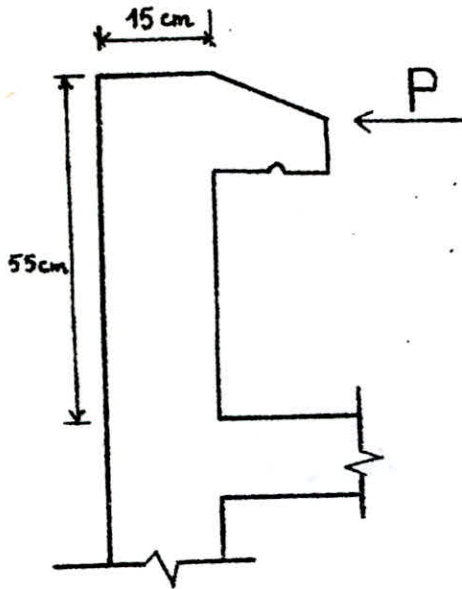
	l (cm)	ht (cm)	b (cm)	A _s (cm ²)	A _i (cm ²)	A _t (cm ²)	A _r (cm ²)	A _{st} (cm ²)	s (cm)	L (cm)
VLA	100	70	20	7.52 5T14	7.52 5T14	1.13 4T6	3.01 6T8	2.26 2T12	10	350
VLB	180	63	20	5.65 5T12	5.65 5T12	1.13 4T6	3.01 6T8	2.01 4T8	10	400
VLD	90	63	20	3.92 5T10	3.92 5T10	2.01 4T8	3.01 6T8	2.26 4T8	15	390
VT2	120	50	15	2.51 5T8	2.51 5T8	2.01 4T8	1.69 6T6	1.57 2T10	12	200
VT3b	80	63	15	2.01 4T8	2.01 4T8	0.56 2T6	2.01 4T8	0.00	15	0.00
VT4	200	63	15	4.71 6T10	4.71 6T10	1.13 4T6	2.01 4T8	2.01 4T8	10	400
VT7	200	63	15	2.01 4T8	2.01 4T8	0.56 2T6	2.01 4T8	0.000	10	0.00
VT8	120	63	15	4.71 6T10	4.71 6T10	1.13 4T6	2.01 4T8	2.01 4T8	10	380
VT9	120	63	15	4.52 4T12	4.52 4T12	1.00 2T8	2.01 4T8	1.57 2T10	12	325

-17-

— CHAPITRE 8 —

— CALCUL —
— DES' ELEMENTS' —

CALCUL DE L'ACROTERE



épaisseur = 15cm

hauteur = 55cm

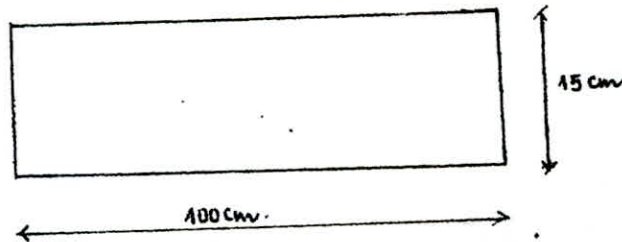
L'acrotere est assimilable à une console encastrée dans le plancher terrasse. La section dangereuse est celle de l'encastrement.

La console est soumise à son poids propre et à une surcharge réglementaire de 100kg/ml

$$\text{Poids propre} = G = 2500 \cdot 0,15 \cdot 0,55 = 206,25 \text{kg/ml}$$

$$\text{Surcharge} \quad P = 100 \text{kg/ml (main courante)}$$

Le calcul se fera en flexion composée on prendra un mètre linéaire d'acrotere (nous considérons une section rectangulaire)



EFFORT NORMAL:

$$N = G = 206,25 \text{ kg/ml}$$

Moment de flexion produit dans la section d'encastrement, par la

charge $Q = 1,2S$

$$M = 1,2.S.h$$

$$M = 1,2.100.0,55 = 66 \text{ kg.m/ml}$$

La methode utilisee est celle de M^r P. CHARRON.

* Centre de pression $M = N \cdot e$ $e = \frac{M}{N} = \frac{66}{206,25} = 0,32 \text{ m}$

$$e = 32 \text{ cm} > \frac{ht}{6} = \frac{15}{6} = 2,5 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{ht}{6} \quad \text{Section partiellement comprimée.}$$

Moment par rapport aux aciers tendus:

$$M_A = N y_A \quad y_A: \text{ distance entre les aciers et le centre de pression.}$$

$$y_A = e + \left(\frac{ht}{2} - d \right) = 32 + \left(\frac{15}{2} - 2 \right) = 37,5 \text{ cm}$$

$$M_A = 206,25 \cdot 0,375 = 77,34 \text{ kg m/}$$

Moment resistant du beton:

$$M_{rb} = b \cdot \frac{\sigma'_b}{2} (h - y/3) \quad y = \frac{n \cdot \sigma'_b}{n \cdot \sigma'_b + \sigma_a} h \quad n=15$$

$$y = \frac{15 \cdot 137,5113}{15 \cdot 137,5 + 2800} = 5,5 \text{ cm}$$

$$M_{rb} = 100 \cdot \frac{137,5}{2} \cdot 5,5 \cdot \left(15 - \frac{5,5}{3} \right) = 498588,75 \text{ kg. cm}$$

$$M_{rb} > M_A \quad \text{Aciers comprimée non necessaire.}$$

Calcul des aciers:

le calcul se fera en flexion simple sous l'effet du moment M_A

puis en deduit la section en flexion composé par la relation

suyvante:

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} \quad K = 205$$

$$A_1 = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 7734}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,00245 \quad \epsilon = 0,9773.$$

$$A_1 = \frac{N}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{7734}{2800 \cdot 0,9773 \cdot 13} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N}{\sigma_a} = 0,217 - \frac{206,25}{2800} = 0,143 \text{ cm}^2$$

La section d'acier trouvée étant très faible, on adoptera alors une section minimale conformément aux prescriptions du C.C.B.A. 69 (Art.52) relative à la condition de non fragilité.

$$A \geq 0,69 \cdot bh \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \frac{5,9}{4200} = 1,26 \text{ cm}^2$$

On choisira alors 6 T 6 ($A = 1,70 \text{ cm}^2$) espacés de 15cm .

VERIFICATION DE LA FISSURATION :

$K = 1,5 \cdot 10^6$ fissuration peu préjudiciable

$$\eta = 1,6$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{b_f} = \frac{1,70}{4 \cdot 100} = 4,25 \cdot 10^{-3}$$

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

$$\sigma_1 = 1630 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$\sigma_2 = 3687 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_f = \max(\sigma_1, \sigma_2) = 3687 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}_a = \min\left(\frac{2}{3} \sigma_{en}, \bar{\sigma}_f\right) = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

La condition de fissuration est vérifiée.

VERIFICATION DE L'EFFORT TRANCHANT :

On doit vérifier que:

$$A \bar{\sigma}_a \geq T + \frac{M}{z}$$

$$T = 1,2 P = 1,2 \cdot 100 = 120 \text{ kg/ml}$$

$$z = 7/8 \cdot h = 7/8 \cdot 13 = 11,37 \text{ cm}$$

$$1,70 \cdot 2800 = 4760 > \frac{120 + 77,34 \cdot 10^2}{11,37} = 800,2$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

VERIFICATION AU SEISME :

Les acrotères sont soumis à des sollicitations horizontales de directions quelconques agissant seules.

$$F = \zeta \cdot W$$

$$F = 0,3 \cdot 206,25 = 61,88 \text{ kg} < 120 \text{ kg} \quad (*)$$

ζ : coefficient sismique local uniforme .

$$\zeta = 0,20 + 0,10 \alpha$$

$$\zeta = 0,20 + 0,10 (1) = 0,3$$

$$W = G + \frac{P}{5} \text{ avec } G : \text{ poids propre de l'acrotère . } W = 206,25 \text{ kg/ml}$$

P : surcharge d'exploitation verticale ($P = 0$)

(*) \Rightarrow La vérification au séisme n'est pas nécessaire

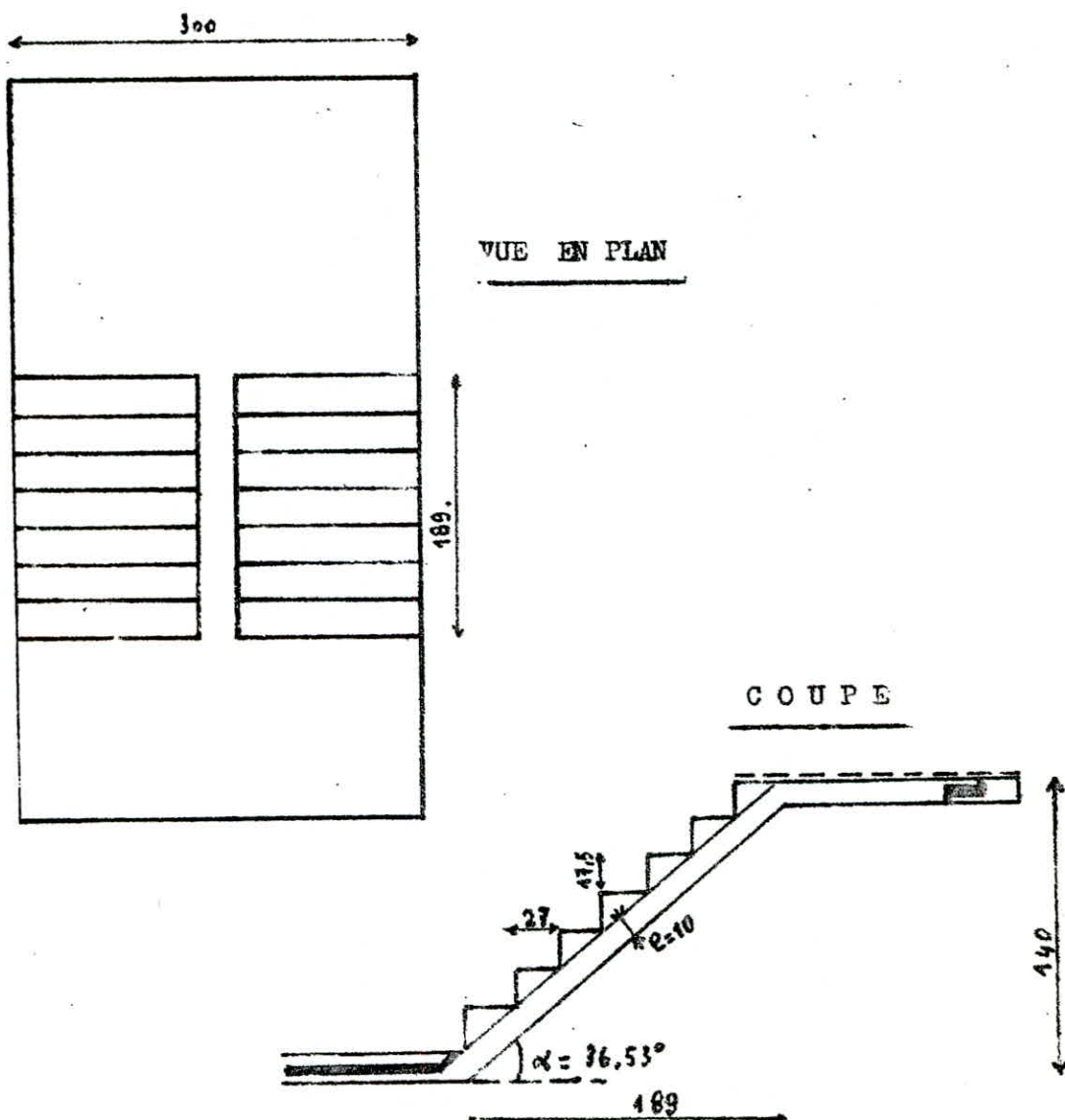
CALCUL DE L'ESCALIER

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment, celle-ci est limitée de part et d'autre par des voiles transversaux appelés murs d'échiffres.

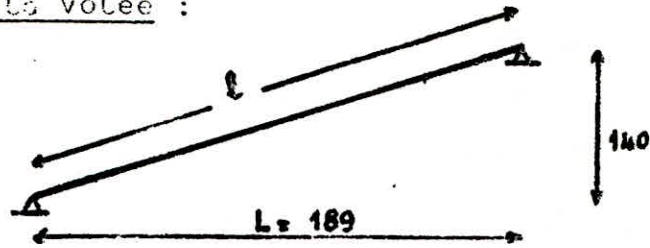
Les escaliers seront en béton armé à volées préfabriquées alors que les paliers seront coulés sur place.

Les paliers s'encastrent dans les refends, tandis que la volée repose simplement sur les deux paliers.

SCHEMATISATION DE L'ESCALIER



Calcul de la volée :



1/ épaisseur de la poutre :

$$t_g \alpha = \frac{140}{189} = 0,74$$

$$\text{d'où } \alpha = 36,53^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,803$$

$$\sin \alpha = 0,593$$

d'après les recommandations du C.T.C la poutre sera calculée en flexion simple pour les charges normales C.P+1,25 et une portée horizontale égale à la distance entre les deux plans verticaux passant par les extrémités des bequêts.

Dans le cas de la dalle portant sur les deux côtés, l'épaisseur de la poutre à prendre est généralement comprise entre $\frac{1}{20}$ et $\frac{1}{30}$ de la portée entre appuis/

$$l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{189}{0,803} = 235 \text{ cm.}$$

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \Rightarrow \frac{235}{30} \leq e \leq \frac{235}{20}$$

$$\Rightarrow 7,83 \leq e \leq 11,75 \text{ cm.}$$

On prend $e = 10$ cm pour toute la poutre.

Prédimensionnement :

$$h = \frac{140}{8} = 17,5 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{189}{7} = 27 \text{ cm.}$$

- Formule de Blondel :

$$60 \leq 2h + g = 64 \text{ cm.}$$

$$\text{comme } 2h + g = 62 \text{ cm.}$$

Donc la formule est bien vérifiée.

Evaluation des charges et surcharges :

Dans le calcul, on peut admettre que les surcharges et le poids propre constituent une charge uniformément répartie sur un (01) mètre de projection horizontal et pour un mètre d'embranchement.

- Charges permanentes :

- . Poids propre de la pailleasse : $\frac{2500 \times e}{\cos \alpha}$
====> $\frac{2500 \times 0,10}{0,803} = 311,3 \text{ Kg/ml.}$
 - . Poids propre des marches = $\frac{2200 \times h}{2}$
 $\frac{2200 \times 0,175}{2} = 192,5 \text{ Kg/ml.}$
 - . Revêtement ($\sim 3\text{cm}$) : $2200 \times 0,03 = 66 \text{ Kg/ml.}$
 - . Garde corps = 100 Kg/ml.
- ====> Poids propre total = 669,8 KG/ml.

Surcharges :

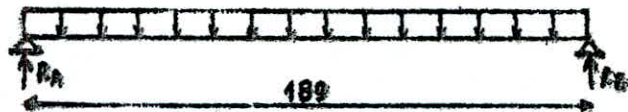
Escalier d'habitation S = 250 Kg/ml

La charge de calcul sera donc prise égale à :

$$q = C.P + 1,25$$

$$q = 669,8 + 1,2 \cdot 250 \implies = 970 \text{ KG/ml}$$

Determination des efforts :



Calcul des réactions R_A et R_B.

$$R_A = R_B = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{970 \cdot 1,89}{2}$$

$$\underline{R_A = R_B = 916,65 \text{ Kg}} / \text{ On prend } R_A = R_B = 917 \text{ Kg}$$

Soit M le Moment de flexion dans la pailleasse

$$M_{\text{max}} = \frac{qL^2}{8} = 433,12 \text{ Kg m.}$$

$$e = ht = 10 \text{ cm.}$$

- Ferraillage :

$$M = 433,12 \text{ Kg.m}$$

$$h = 8 \text{ cm.}$$

$\phi = 0,8 \text{ cm}$, pour éviter la fissuration on doit choisir $\phi \leq \frac{e}{10}$

$$\Rightarrow \phi \leq \frac{100}{10} = 10 \text{ mm} = 1 \text{ cm.}$$

On prend $\phi = 8 \text{ mm}$.

- Methode de Monsieur Pierre Charron :

$$\mu = \frac{n \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 433,12 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 8^2} = 0,0363$$

$$\mu = 0,0363 \quad \left. \begin{array}{l} \text{-----} \\ \text{-----} \end{array} \right\} \begin{array}{l} K = 46,4 \\ E = 0,9186 \end{array}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot E \cdot h} = \frac{433,12 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9186 \cdot 8} = 2,10 \text{ cm}^2$$

On prendra $6 \phi 8 = 3,01 \text{ cm}^2$.

$$\sigma'_b = 60,34 \text{ Kg/cm}^2 < 135 \text{ Kg/cm}^2 = \bar{\sigma}'_b$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

- Armatures de repartition :

On prévoit des armatures de répartition telle que :

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

$$0,752 \leq A_{rep} \leq 1,5$$

Soit 4 T 6 /ml avec $A = 1,13 \text{ cm}^2$

avec un espacement de $e = 20 \text{ cm}$.

- Vérifications :

a/ Vérification de non fissuration

La valeur maximum de la contrainte de traction des armatures sera limitée par la plus grande des valeurs suivantes :

$$\sigma_1 = k \frac{n}{\phi} \cdot \frac{\bar{w} f}{1 + 10 \bar{w} f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{n \cdot k}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$K = 1,5 \cdot 10^6$: fissuration peu nuisible.

$\mu = 1,6$: acier H.A $\phi = 8$ mm.

$$\frac{A}{B_f} = \bar{w} f = \frac{3,01}{4 \cdot 100} = 0,0075$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{8} \cdot \frac{0,0075}{1 + 10 \cdot 0,0075} = 2093, \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,5 \cdot 5,9}{8}} = 3091,6 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\sigma_f = \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3091,6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{cm} \\ \sigma_f \end{array} \right. = \begin{array}{l} 2800 \text{ kg/cm}^2 \\ 3091,6 \text{ Kg/cm}^2. \end{array}$$

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

La vérification à la non fissuration est satisfaite

- Vérification des contraintes :

$$A = 3,01 \text{ cm}^2.$$

$$w = \frac{100 A}{b;n} = \frac{3,01 \cdot 100}{100 \cdot 8} = 0,3762$$

$$w = 0,3762 \text{ ----- } \left\{ \begin{array}{l} k = 37,8 \\ \epsilon = 0,9053. \end{array} \right.$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{433,12 \cdot 10^2}{3,01 \cdot 0,9053 \cdot 8} = 1986,82 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{----} \rightarrow \sigma_a = 1986,82 < 2800 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{k} = \frac{1986,82}{37,8} = 52,56 \text{ Kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 135 \text{ Kg/cm}^2$$

- Vérification à l'effort tranchant :

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{916,65}{100 \cdot 7/8 \cdot 8} = 1,31 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,79 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{---} \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b \text{ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.}$$

- Vérification de non fragilité :

$$A \geq 0,69 bh \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}}$$

$$A \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 8 \cdot \frac{5,9}{2800} = 1,16 \text{ cm}^2$$

$$\text{Comme notre section } A = 3,01 \text{ cm}^2$$

Donc la condition est vérifiée.

- Vérification de la flèche :

La flèche est donnée par la formule suivante :

$$f = \frac{5 q l^4}{284 \cdot E \cdot I} ; \quad E = 7000 \sqrt{\bar{\sigma}_b'} = 7000 \cdot \sqrt{270}$$

$$E = 115021,73 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f = \frac{5 \cdot 970 \cdot 1,84^4}{384 \cdot 38 \cdot 115021,73 \cdot 1 \cdot \frac{(0,1)^3 \cdot 10^4}{12}} = 0,17 \text{ m.}$$

- La flèche admissible est donnée par des recommandations techniques relatives aux volées d'escaliers préfabriqués en béton armé du type "poutresse pleine".

$$\bar{f} = \frac{1}{300} \text{ de la portée horizontale.}$$

$$\bar{f} = \frac{1}{300} \cdot 1,89 = 0,63 \text{ cm.}$$

$$f = 0,17 \text{ cm} < \bar{f} = 0,63 \text{ cm.} \quad \text{Vérifiée.}$$

- Vérification d'about :

$$A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{Z}$$

$$\text{nous avons } A \cdot \bar{\sigma}_a = 3,01 \cdot 2800 = 8428 \text{ Kg.}$$

$$T + \frac{M}{Z} = 916,65 + \frac{433,12 \cdot 10^2}{\frac{7}{8} \cdot 8} = 7104,07 \text{ Kg.}$$

$$\text{Donc } A \cdot \bar{\sigma}_a > T + \frac{M}{Z}$$

Relation vérifiée.

- Vérification d'adhérence :

La contrainte d'adhérence admissible vis à vis de l'entraînement des barres est :

$$\bar{\tau}_d = 2,72 \cdot \bar{\sigma}_b = 2,1,5 \cdot 5,9 = 17,7 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$\tau_d = \frac{T}{n \cdot P \cdot z} = \frac{916,65}{6 \cdot 3,14 \cdot 7/8 \cdot 8} = 6,95 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } \tau_d < \bar{\tau}_d \quad \text{----- Vérifiée.}$$

Remarque :

Afin de tenir compte d'un éventuel transport à l'envers de la volée, on dispose des armatures longitudinales supérieures calculées sous le poids propre de la volée seulement (création d'un moment de flexion).

Les armatures seront reliées aux armatures principales par les cadres.

ÉTUDE DES PALIERS

A) PALIER INTERMÉDIAIRE

On calculera le palier comme une dalle encastrée sur deux cotés et libre sur deux autres, cette dalle sera soumise aux efforts suivants :

- Poids propre
- Surcharge majorée
- La réaction que transmet la volée au palier, cette réaction sera considérée comme une charge uniformément répartie, elle est égale à la moitié de la charge totale de la volée; Pour les deux volées, la charge à considérer sera prise égale à la charge totale de la volée

B) CHARGES ET SURCHARGES

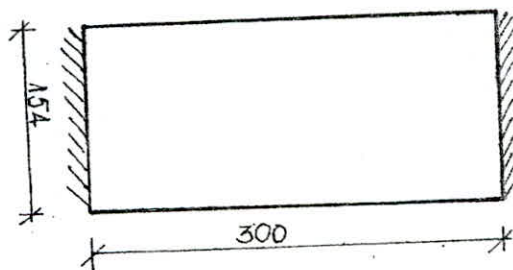
Poids propre du palier	2500 . 0,16	= 400 kg/m ²
Mortier de pose	2200 . 0,02	= 44 kg/m ²
Carrelage	2200 . 0,02	= 44 kg/m ²
Sable	1700 . 0,01	= 17 kg/m ²
Surcharge	1,2 . 250	= 300 kg/m ²

$$Q_p = 805 \text{ kg/m}^2$$

$$\text{Charge due à la volée } Q_v = 970 \text{ kg/m}^2$$

$$q = Q_p + Q_v = 1775 \text{ kg/ml}$$

On considérera une bande de 1m

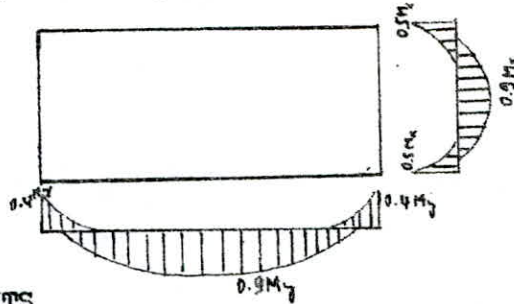


$$j = \frac{l_x}{l_y} = \frac{154}{300} = 0.513 > 0.4$$

Donc les moments seront calculés suivant les deux sens (l_x et l_y)

$$M_x = \mu x q l x^2 = 0,0965 \cdot 1775 \cdot 1,54^2 = 406,2 \text{ kg;m}$$

$$M_y = \mu_y \cdot q \cdot l_x^2 = 0,0335 \cdot 406,2 = 136,08 \text{ kg m}$$



CALCUL DES MOMENTS
Suivant lx

$$M_{tx} = 0.9 M_x = 365,58 \text{ kg.m}$$

$$M_{ax} = 0,5 M_x = 203,10 \text{ kg.m}$$

Suivant ly

$$M_{ty} = 0.9 M_y = 122,47 \text{ kg.m}$$

$$M_{ay} = 0.4 M_y = 54,43 \text{ kg.m}$$

FERRAILLAGE.

ON utilisera la methode de (P. CHARRON), conformement aux regles C.C.B.A.68 on calculera le moment en appui de la petite portee et en ferraillera avec dans le sens de la grande portee.

APPUI

$$M_a = 203,10 \text{ kg m}$$

$$\mu = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a b h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 20310}{2800 \cdot 100 \cdot 14^2} = 0,0055$$

$$K = 133$$

$$\mu = 0,0055 \Rightarrow$$

$$\epsilon = 0,966$$

Contrainte de beton.

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{133} = 21,05 \text{ kg/cm}^2$$

donc pas d'armature comprimée.
SECTION D'ACIER.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon h} = \frac{20310}{2800 \cdot 0,966 \cdot 14} = 0,536 \text{ cm}^2$$

La section etant faible on utilisera la section d'acier donnee par la condition de non fragilité

$$A \geq 0,68 \cdot b \cdot h; \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{bn}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{200}$$

$$\text{soit } A = 1,35 \text{ cm}^2 \text{ on adoptera } 5T6/ml \text{ } A = 1,41 \text{ cm}^2$$

Ce ferrailage sera represente suivant la grande portee.

TRAVEE.

$$M_t = 365,58 \text{ kg m}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \epsilon \cdot h} = \frac{36558}{2800 \cdot 0,9662 \cdot 14} = 0,965 \text{ cm}^2$$

ON adoptera un ferrailage que celui des appuis . soit 5T6/ml (A = 1,41 cm²)

. Armatures de repartition.

$$\frac{1}{4} A < A_r < \frac{1}{2} A .$$

$$\frac{1}{4} \cdot 1,41 = 0,352 < A_r < 0,705$$

$$\text{On prend } A_r = 3T6 \quad (A = 0,84 \text{ cm}^2).$$

Condition de non fragilitée suivant lx

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(1 - \frac{\rho}{2}\right)$$

$$A = 1,41 \text{ cm}^2$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 14 \text{ cm}$$

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

$$\bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A = 1,41 \text{ cm}^2 \\ b = 100 \text{ cm} \\ h = 14 \text{ cm} \\ \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2 \\ \bar{\sigma}_{en} = 4200 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right\} \Rightarrow A = 1,41 \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,513}{2}\right)$$

$$\text{Donc } A = 1,41 \text{ cm}^2 > 1,003 \text{ cm}^2$$

Verifié .

Condition de non fragilitée suivant ly.

$$A \geq 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \left(\frac{1 + \rho}{4}\right)$$

$$A = 1,41 \geq 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1 + 0,513}{4}\right)$$

$$\text{Donc } A = 1,41 \text{ cm}^2 \geq 0,510 \text{ cm}^2$$

Verifié .

Verification de non fissuration :

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{1.41}{2.100.2} = 0.0071$$

$$\sigma_1 = K \frac{\eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

$$\sigma_1 = \frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{6} \frac{0.0071}{1 + 0.071} = 2651.72 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b}$$

$$\sigma_2 = 2.4 \sqrt{\frac{1.5 \cdot 10^6 \cdot 1.6}{6} \cdot 5.9} = 3686.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\sigma_f = \max \{ \sigma_1, \sigma_2 \} = 3686.9 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_a = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} \sigma_{en} = 2800 \text{ Kg/cm}^2 \\ \sigma_f = 3686.9 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \right.$$

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

$$\sigma_a = \frac{M_t}{A \cdot e \cdot h} = \frac{36558}{1.41 \cdot 0.95 \cdot 14} = 1938.43 \text{ Kg/cm}^2$$

La Condition est verifiée.

Verification au cisaillement:

$$T = \frac{q \ell}{2}$$

$$T = \frac{4775.3}{2} = 2662.5 \text{ Kg}$$

$$\tau_b = \frac{T_{max}}{b \cdot z}$$

$$\tau_b = \frac{2662.5}{100 \cdot \frac{7}{8} \cdot 14} = 2.17 \text{ Kg/cm}^2$$

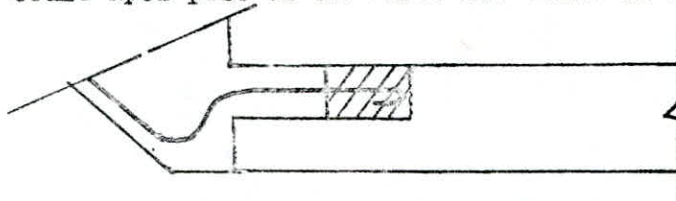
$$\bar{\tau}_b = 1.15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1.15 \cdot 5.9 = 6.78 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{Donc } \tau_b < \bar{\tau}_b$$

Par consequent les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais on disposera des armatures constructives.

LIAISON PALIER PAILLASSE.

Afin d'assurer une garantie contre tout risque déffondrement de la paillasse aussi bien sous les charges verticales normales que sous l'action du seisme, il devra obligatoirement être prévu une liaison systematique des paillasses et des paliers par des armatures scrtant des extremités de la paillasse prefabriquée et scellées dans un chainage coulé apes pose de la volée sur toute la largeur de l'appui



Les liaisons en aciers devront être disposées au droit de cadres de la poutre paliere et devront être choisies avec un diametre superieur ou egale à $\phi = 8\text{mm}$. Elles devront être totalement ancrées dans le chainage coulé en place et dans la paillasse prefabriquée.

CALCUL DES ACIERS DE LIAISON VOLÉE- PALIER:

Chaque liaison haute et basse sera calculée pour une charge égale à 0,7 fois le poids total ($C_p + 1,2 S$) de la volée prefabriquée.

$$q = 0,7 \cdot 1,89(970) = 1283,31\text{kg/ml.}$$

Les aciers intervenant dans le cas de la traction volée, palier.

$$A = \frac{F}{\sigma_a} \quad \text{avec } F = 1283,31 \cdot 1,54 = 1976,297\text{kg.}$$

$$A = \frac{1976,297}{2800} = 0,705\text{ cm}^2$$

$$\text{On prendra } A_1 = 4T8 = 1,50\text{cm}^2$$

avec un recouvrement de 50ϕ c'est à dire $50 \cdot 0,6 = 30\text{ cm}$.

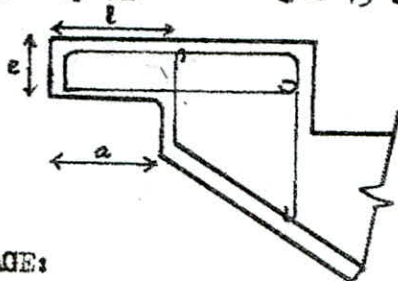
o ((CALCUL DES BEQUETS)) o

Epaisseur des bequets des paillasse et des paliers:

D'après les recommandations techniques du C T C , cette epaisseur ne doit pas être inférieure à 0,07m (7cm) aussi bien dans les sections d'encastrement que dans les sections d'extrémités. On prend $e = 8$ cm

La longueur des bequets ne devra pas être inférieure à (10 cm)

On prend: $a = 13$ cm $l = 15$ cm



FERRAILLAGE:

L'armature des bequets de la paillasse et des paliers devra être réalisée au moyen de boucles ou de cadres fermes, l'écartement des armatures des bequets à son encastrement, ne devra pas dépasser $2.e = 16$ cm Dans tous les cas cet écartement ne devra pas dépasser 0,20m (20cm)

CALCUL: Chaque béquet de la paillasse et de la poutre paliere doit être calculer pour une charge linéaire: $Q = (Cp+1,2S)$

Cp : charge permanente de la totalite de la volée prefabriquée

S : surcharge d'exploitation sur la la totalité de la volée prefabriquée

γ_q : coef de comportement donné par le tableau.

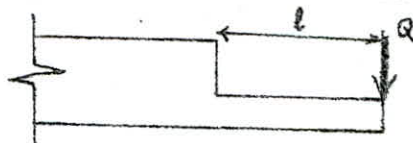
On fait la pose de la volée à sec, la paillasse ne comporte pas d'armatures de suspension (car les armatures principales sont formées de petits diametres)

$$\gamma_q = 1,4 \cdot l = 1,89m \quad Q = 1,4 \cdot 1,89 (669,8 + 1,2 \cdot 250)$$

$$\underline{\underline{Q = 2566,09 \text{ kg / ml}}}$$

Les armatures en boucles des bequets des paillaises et des paliers seront calculées en fléxion simple avec une porté: $l = 15$ cm

On prend le cas le plus defavorable ou la charge Q est appliquee à l'extremité .



Moment de la console encastree.

$$M = Q \cdot l = 2566,09 \cdot 0,15 = 384,91 \text{ kg.m}$$

Calcul des aciers.

$$\mu = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 38491}{2800 \cdot 100 \cdot 6^2} = 0,05727 \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} K = 35,4 \\ \xi = 0,9004 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \xi h} = \frac{38491}{2800 \cdot 0,9004 \cdot 6} = 2,54 \text{ cm}^2$$

soit 6T8/ ml (A = 3,01)

Espacement.

Les recommandations du CTC indique: $t \leq 2e = 16\text{cm}$

$e = 8\text{cm}$ (épaisseur totale du bequet)

t : écartement entre les armatures longitudinales, boucles.

$t = 14\text{cm}$ (entre boucles)

Armatures longitudinales de repartition:

les béquets comportent des armatures longitudinales de repartition de section totale supérieure ou égale à $0,5\text{cm}^2$ (une barre $\phi 8$ ou deux barres $\phi 6$ suivant les deux directions du béquet.)

on a $A = 3,01 \text{ cm}^2$

$$A/4 \leq A_{\text{rep}} \leq A/2$$

$$0,752 \leq A_{\text{rep}} \leq 1,505$$

$$A_{\text{rep}} = 3T8 = 1,5\text{cm}^2/\text{ml}$$

Verification au cisaillement:

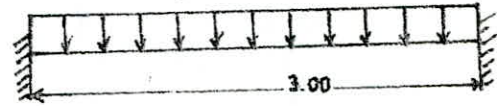
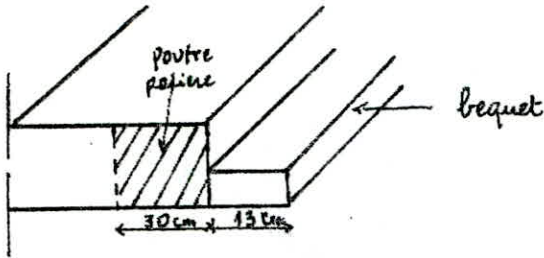
$$T = Q = 2566,09 \text{ kg.}$$

$$\tau_b = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{2566,09}{100 \cdot 7/8 \cdot 6} = 4,88 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\tau}_b = 1,15 \cdot 4,88 = 5,61 \text{ kg/cm}^2 \Rightarrow \tau_b < \bar{\tau}_b$$

...Donc..Armatures transversales dans les béquets ne sont pas nécessaires.

CALCUL DE LA POUTRE PALIERE



- CHARGES A COSIDERER.

$$Q_1 = \text{reaction de la volée} = 917 \text{ kg/ml}$$

$$Q_2 = \text{poid propre de la dalle (poutre)}.$$

$$3,00 \cdot 0,19 \cdot 2500 = 1425 \text{ kg/ml}$$

Lapoutre sera considerée comme partiellement encastrée à ses extremités

Moment en travées.
$$M_t = \frac{q l^2}{10} = \frac{2342 \cdot 3^2}{10} = 2107,8 \text{ kgm}$$

Moment en appui.
$$M_a = \frac{-q l^2}{20} = \frac{-2342 \cdot 3^2}{20} = -1053,9 \text{ kg m}$$

Effort tranchant.
$$T = \frac{q l}{2} = \frac{2342 \cdot 3}{2} = 3513 \text{ kg}$$

Predimensionnement de la poutre.

$$\frac{ht}{I} \geq 1/10 \frac{M_t}{M_o} \quad \text{avec } M_o = \frac{q l^2}{8} = 2634,75 \text{ kg m}$$

$$l = 300 \text{ cm}$$

$$\frac{ht}{I} \geq 1/100 \cdot 300 \cdot \frac{2107,8}{2634,75} = 0,24 \text{ m}$$

soit $ht = 30 \text{ cm}$

$$\tau_b = \frac{T}{b z} < 3,5 \bar{\sigma}_b \quad b = \frac{T}{3,5 \bar{\sigma}_b \cdot 7/8 h} = 7,2 \text{ cm}$$

soit $b = 25 \text{ cm}$

-FERRAILLAGE DE LA POUTRE.

-armature en travée.

$$\mu = \frac{15 Nt}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2}$$

$$\mu = \frac{15 \cdot 210780}{2800 \cdot 25 \cdot 27^2} = 0,06195 \Rightarrow \begin{cases} K=33,6 \\ \epsilon = 0,8971 \end{cases}$$

Contrainte de beton. $\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2800}{33,6} = 83,33 \text{ kg/cm}^2$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

ACIER TENDU.

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{210780}{2800 \cdot 0,8971 \cdot 27} = 3,10 \text{ cm}^2$$

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

ARMATURE D'APPUI.

$$\mu = \frac{15 \cdot 105390}{2800 \cdot 25 \cdot 27^2} = 0,0309 \Rightarrow \begin{cases} K=51,00 \\ \epsilon = 0,9242 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{105390}{2800 \cdot 0,9242 \cdot 27} = 1,508 \text{ cm}^2$$

soit 3T10 ($A=2,35 \text{ cm}^2$)

VRIFICATIONS.

-Fissuration.

$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{3,39}{25 \cdot 6} = 0,022$$

$$K=1,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 1,6 \quad \phi = 12 \quad * 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_1 = \frac{K \eta}{\phi} + \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10 \bar{\omega}_f} \Rightarrow \sigma'_1 = 3686,78 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma'_2 = 2,4 \frac{K \eta}{\phi} \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \sigma'_2 = 2607,06 \text{ kg/cm}^2$$

$\max(\sigma'_1, \sigma'_2) = 3686,78 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_a = 2800 \text{ kg/cm}^2$
donc la condition est verifiee

-Condition de non fragilité.

$$A_s \geq 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\sigma_{eu}} = 0,69 \cdot 25 \cdot 27 \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,65 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 3,39 \text{ cm}^2 > A_s = 0,65 \text{ cm}^2 \quad \text{verifiee}$$

$$A_s = 2,35 \text{ cm}^2 > A_t = 0,65 \text{ cm}^2$$

-FLECHE.

$$* \frac{ht}{I} \rightarrow 1/10 \Rightarrow 30/300 = 0,1 > 0,0625$$

$$* \frac{ht}{I} \rightarrow \frac{Mt}{10 M_0} = \frac{210780}{10 \cdot 263475} = \text{verifie}$$

$$* \frac{A}{bh} \geq \frac{43}{\sigma'_{eu}} \quad \frac{43}{4200} = 0,102 \quad \frac{A}{25 \cdot 27} = 0,050$$

verifier.

-EFFORT TRANCHANT.

$$\tau_b \frac{T}{b z} \leq \bar{\tau}_b$$

comme $\bar{\sigma}'_{b0} \leq \sigma'_b \leq \bar{\sigma}'_b \Rightarrow \bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{\sigma'_b}{\bar{\sigma}'_{b0}}) \bar{\sigma}_b$

$$\bar{\tau}_b = (4,5 - \frac{103,32}{68,50}) 5,9 = 17,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_b = \frac{3513}{25 \cdot 27} = 5,20 \text{ kg/cm}^2 \rightarrow \tau_b = 5,20 < \bar{\tau}_b \quad \text{verifiee}$$

-ARMATURE TRANSVERSALES

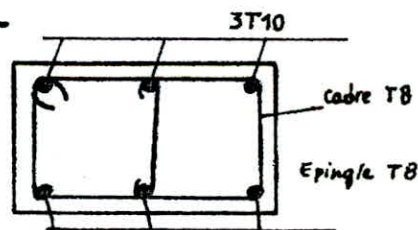
La section A_t d'armatures transversales est constituée d'un cadre et d'un étrier.

$$A_t = 3T8 = 1,5 \text{ cm}^2$$

Espacement: $t = \frac{A_t \cdot z \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{T}$

$$\bar{\sigma}'_{at} = f_{at} \cdot \sigma_{eu}$$

$$t = \frac{1,5 \cdot \frac{7}{8} \cdot 27 \cdot \bar{\sigma}'_{at}}{3513}$$



$$f_{at} = \max \left(1 - 1/9 \frac{\tau_b}{\bar{\sigma}_b}, 2/3 \right) \text{ pas de reprise de betonage}$$

$$\left. \begin{array}{l} 1 - 1/9 \cdot \frac{5,20}{5,9} = 0,90 \\ 2/3 = 0,66 \end{array} \right\} f_{at} = 0,90$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 0,90 \cdot 2400 \text{ kg/cm}^2 \quad (\text{Aciers doux ou ronds lisses.}) \quad \bar{\sigma}_a = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_{at} = 2160 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{FeE24} \dots \dots \dots \bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$t = \frac{1,5 \cdot 7/8 \cdot 27 \cdot 2160}{3513} = 21,78 \text{ cm}$$

$$0,2h \leq t \leq (1 - 0,3 \frac{\sigma_b}{\bar{\sigma}_b}) h$$

$$0,2 \cdot 27 \leq t \leq (1 - 0,3 \frac{5,2}{5,9}) 27$$

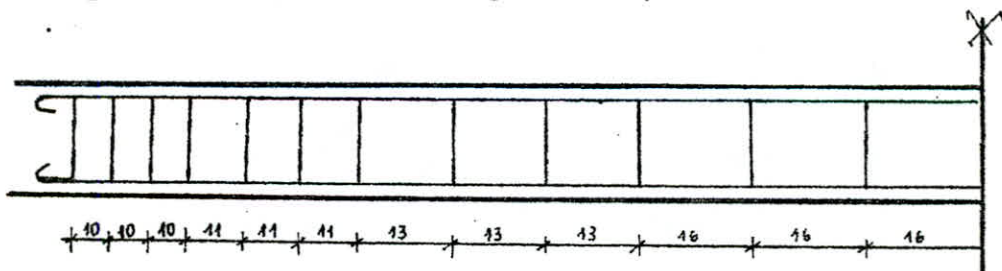
$$5,4 \leq t \leq 19,86$$

$$\text{soit } t = 18 \text{ cm}$$

demi longueur $l/2 = 150 \text{ cm}$

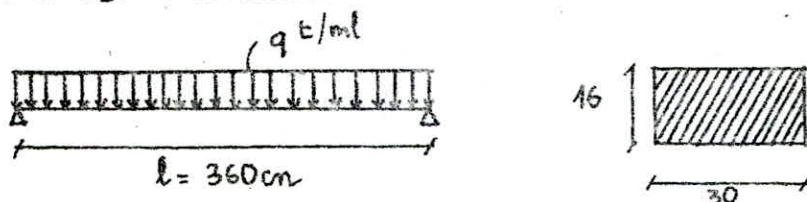
Pour la repartition des armatures transversales perpendiculaires à la ligne moyenne, on utilisera la méthode de M^r. CAQUOT applicable aux cas des poutres supportant une charge uniformément repartie.

Repartition sur la demi longueur $l/2 = 150 \text{ cm}$.



POUTRE NOYEE

Au niveau des loggias on prévoit une bande noyée de 20cm de largeur et de 16cm de hauteur, elle sera considéré comme simplement appuyé et chargé uniformément.



Poid propre de la poutre. $G = 2.5 \cdot 0.30 \cdot 0.16 \cdot 3.6 = 0.432 \text{ t}$

Poid du plancher lui revenant. $G = 0.607 \cdot 2 \cdot \frac{1.8^2}{2} = 1.96 \text{ t}$

Surcharge du plancher. $P = 0.4 \cdot 2 \cdot \frac{1.8^2}{2} = 1.29 \text{ t}$

Surcharge sur la poutre. $P = 0.4 \cdot (3.6 \cdot 0.30) = 0.432 \text{ t}$

$$Q = G + G + 1.2(P + P) =$$

$$Q = 2.392 + 1.2 \cdot 1.722 = 4.458 \text{ t}$$

$$q = \frac{Q}{l} = 1.238 \text{ t/ml}$$

~~MOMENT FLECHISSANT.~~ $M_{\max} = \frac{q l^2}{8} = 2.005 \text{ tm}$

$$T_{\max} = q l / 2 = 2.22 \text{ t}$$

FERRAILLAGE DE LA POUTRE

$$\mu = \frac{15 \cdot M}{b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 2.005 \cdot 10^5}{2800 \cdot 30 \cdot 14^2} = 0.1826$$

$$\mu = 0.1826 \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} K = 16.43 \\ \bar{\epsilon} = 0.8410 \end{array} \right.$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = 170.21 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}'_b = 137.5 \text{ kg/cm}^2$$

Donc les armatures comprimées sont nécessaire

soit $K = \frac{\bar{\sigma}_a}{\bar{\sigma}'_b} = 20.26$ donc $K = 18$

$$K = 18 \implies \left\{ \begin{array}{l} \alpha = 0.4545 \\ w = 1.263 \\ w' = 0.1928 \end{array} \right.$$

Contrainte de traction des aciers

$$\bar{\sigma}_a = K \bar{\sigma}'_b = 2475 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_a = 15 \left(\frac{\alpha - \delta'}{\alpha} \right) = 1413.57 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

CALCUL DES ACIERS COMPRIMÉS

$$M_0 = \rho' b \cdot h^2 \cdot \bar{\sigma}'_b = 1.567 \text{ tm}$$

$$M = M - M_0 = 0.36 \text{ tm}$$

$$A' = \frac{M}{(h-d) \bar{\sigma}'_a} = \frac{0.36 \cdot 10^5}{(14-2) 1413.57} = 2.12 \text{ cm}^2$$

SOIT 6T8 $A=3.01 \text{ cm}^2$
 ARMATURE TENDUE

$$A = \frac{\omega b h}{100} + \frac{M}{(h-d') \bar{\sigma}'_a} = 6.51 \text{ cm}^2$$

SOIT 6T 12 $A= 6.78 \text{ cm}^2$

ARMATURE TRANSVERSALE

$$T = 2.22 \text{ t}$$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{T}{b \cdot z} = 6.04 \text{ kg/cm}^2 < 3.5 \bar{\sigma}'_b$$

DONC LES ARMATURES TRANSVERSALES PERPENDICULAIRES A LA LIGNE MOYENNE
 SERONT DES CADRES ET ETRIERS DE NUANCES A dx FeE 24

Taux de travail admissible de ces armatures.

$$\bar{\sigma}'_{at} = (1 - \frac{\bar{\sigma}_b}{9 \bar{\sigma}'_b}) \bar{\sigma}'_{en} = 2136.94 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_{at} > 2/3 \bar{\sigma}'_{en} = 1600 \text{ kg/cm}^2$$

Donc on choisira 4φ6 , $A= 1.13 \text{ cm}^2$

— Espacement des cadres au voisinage des appuis

$$t = \frac{A_t z \bar{\sigma}'_{at}}{T} = 10.33 \text{ cm}$$

— Espacement max réglementaire

$$t_{\text{max}} \leq (0.2 h, h (1 - \frac{0.3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}'_b}))$$

$$\left. \begin{array}{l} t_1 = 2.8 \text{ cm} \\ t_2 = 9.85 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

Soit: $t= 8 \text{ cm}$

Verification de la condition de non fragilité

$$A \geq 0.69 \frac{\bar{\sigma}'_b}{\bar{\sigma}'_{en}} \times b \cdot h = 0.40 \text{ cm}^2$$

$$A = 6.70 \text{ cm} > 0.4 \text{ cm} \text{ vérifié}$$

- Verification de la fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{K \eta}{\phi} \cdot \frac{w_f}{1 + 10 w_f}$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \eta \bar{\sigma}_b}{\phi}}$$

$$w_f = \frac{A}{2 b \cdot d} = \frac{6.70}{2 \cdot 2 \cdot 30} = 0.055$$

$$K = 1.5 \cdot 10^6$$

$$\bar{\sigma}_b = 5.9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 1.6$$

$$\bar{\sigma}_1 = 7096.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2607.06 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) = 7096.77 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2) > \bar{\sigma}_a$$

CALCUL DES DALLES

-INTRODUCTION.

VO l'ossature du bâtiment qui est très rigide (ossature à voile)
le plancher adopté est à dalles pleines.

EN effet, ce dernier présente une très grande rigidité par rapport
au plancher à corps creux.

Nous avons 3 types de planchers qui diffèrent par les charges qui
les sollicitent.

-Plancher terrasse

-Plancher étage courant

-Plancher R.D.C

CHARGES ET SURCHARGE: (descente de charge)

-Plancher terrasse

Charge permanentes: $G = 0,838 \text{ t/m}^2$

Surcharge d'exploitation: $S = 0,100 \text{ t/m}^2$

Sollicitation: $G + 1,2 S = 0,958 \text{ t/m}^2 = Q_1$

-Plancher étage courant:

$G = 0,607 \text{ t/m}^2$ $S = 0,175 \text{ t/m}^2$

$Q_2 = G + 1,2 S = 0,817 \text{ t/m}^2$

-Plancher R.D.C.

$G = 0,580 \text{ t/m}^2$ $S = 0,400 \text{ t/m}^2$

$Q_2 = G + 1,2 S = 1,060 \text{ t/m}^2$

PRESENTATION DES DALLES:

1^{er} type de dalle, encastrée sur 3 côtés libre sur l'autre.

- DALLES- (2, 3, 5, 7, 8, 10, 11, 14)

2^{eme} type de dalle: encastrée sur 2 côtés libre sur les 2 autres.

-DALLES- (1, 6, 12)

3^{eme} type de dalle: encastrée sur 4 côtés.

-DALLES- (13, 4,)

-FERRAILLAGE DES PLANCHERS:

-Pour le ferrailage des dalles nous allons considerer les charges du RDC car elles sont les plus grandes afin d'en faciliter l'execution, nous etendrons le même aux dalles similaires.

Les moments qui nous permettent de ferrailer les dalles sont obtenus à partir des tables établies par M^r. BARRES.

Les moments à prendre en compte pour ferrailer, sont les moments maximum en travée et en appui.

On tiendra compte du fait que nous n'avons pas un encastrement parfait(encastrement partiel, reduction du moment en travée à $0,75M_0$ égale à M_t et le moment en appui égale à $0,3M_0$.

Pour chaque type de dalles, nous ferrailerons la plus defavorable. C'est à dire celle qui nous donne le ferrailage à adopter pour le plancher.

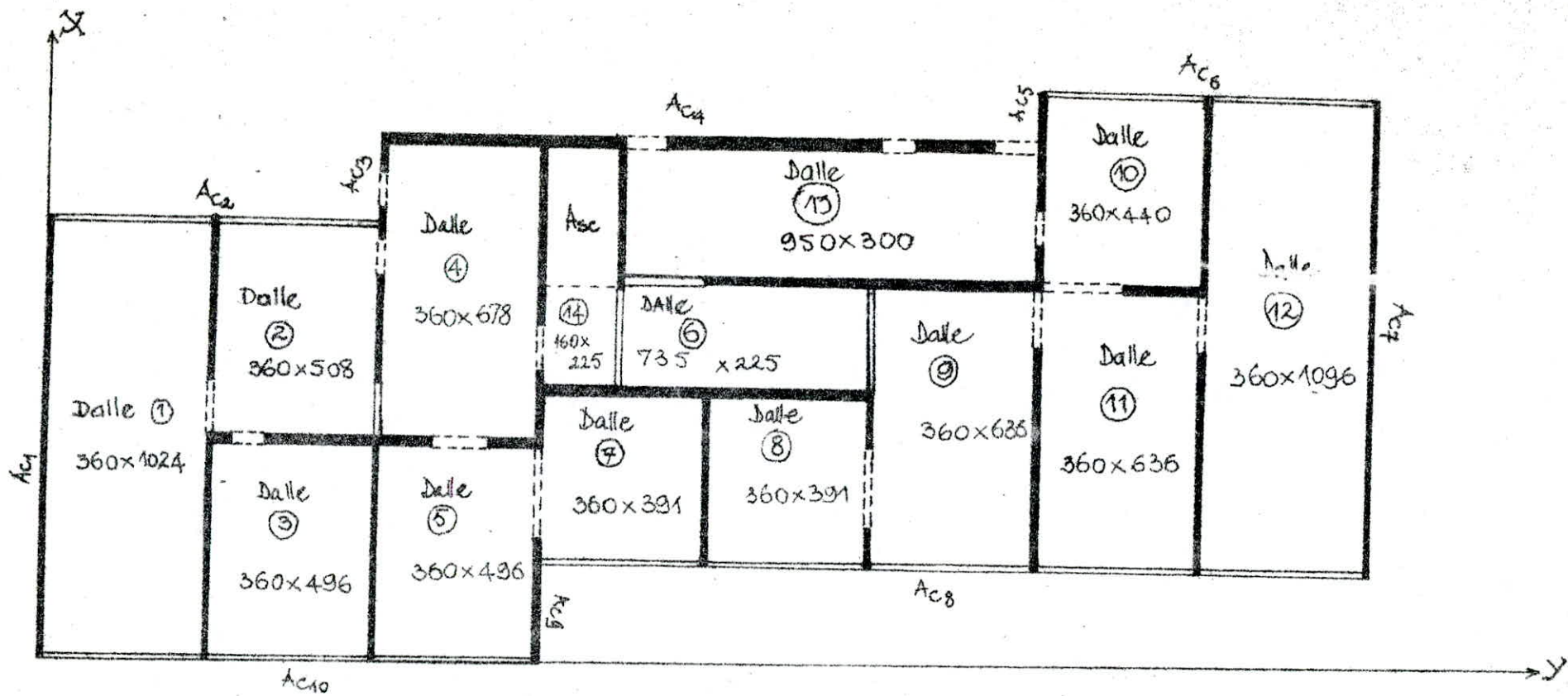
-ETUDE DES DALLES.:

Dans chaque type de dalle on choisit la dalle la plus sollicitée.

On calcul tous les coefficients, et on determine les moments ainsi que les flèches par l'utilisation des tables de M^r BARRES.

ensuite on ferraille le même type de dalles par le même ferrailage

198



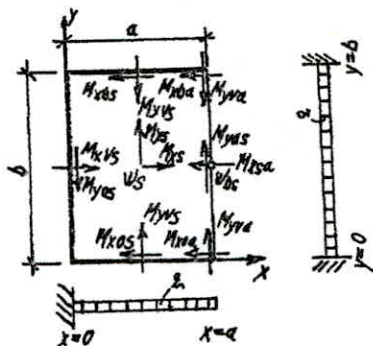
1^{er} type de dalle, ce type de dalle sera calculée en conséquence de la dalle ($n^2 = 11$)

$h_t = 16 \text{ cm}$, $h = 16 - 3 = 13 \text{ cm}$, $E = 2,1 \cdot 10^5 \text{ kg/cm}^2$
 $q_a^2 = 1060 \times 360 = 381600 \text{ kg.cm/ml}$
 $q_b^2 = 1060 \times 636 = 674160 \text{ kg.cm/ml}$

$\mu = 0,15$

$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{360}{636} = 0,56$

$M_{xsa} = -\mu M_{as}$
 $M_{xbs} = M_{xbs} = \mu M_{ys}$
 $M_{xoa} = M_{xba} = -\mu M_{ym}$
 $M_{yos} = \mu M_{xs}$



γ	μ_s	μ_b	M_{xsa}	M_{xbs}	M_{ys}	M_{yos}	M_{yms}	M_{yba}
0,56	0,1263	0,2561	0,0168	-0,1687	0,0154	0,0307	0,0383	0,0676
M_{x075} en t	/	/	6410,88	-64375,9	10395,5	20696,7	25820,3	-45586
FACTEUR DE X	$\frac{q_a^2}{Eh^3}$	$\frac{q_b^2}{Eh^3}$	q_a^2	q_a^2	q_b^2	q_b^2	q_b^2	q_b^2

FERRAILLAGE. (méthode de P. CHARRON.)

$M_{max} = 64375,9 \text{ kg.cm}$

$K = 64,8$

$\mu = \frac{15 \cdot M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 64375,9}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0204$

$\epsilon = 0,9373$

$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot b \cdot h} = 1,88 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On adopte dans les deux direction, lit inférieur et supérieur

soit 4T8 /ml ($A = 2,01 \text{ cm}^2$)

-VERIFICATION:

-Condition de non fragilité.

$A_{ox} = A_{oy} = A_o = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{1x} = A_{1y} = 1,2 A_o = 2,412 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{2x} = 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{2 - \gamma}{2} \right)$

$\gamma = \frac{l_x}{l_y}$

$A_{2x} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{2 - 0,56}{2} \right) = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$A_{2y} = 0,69 b h \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}} \left(\frac{1 + \gamma}{4} \right)$

$A_{2y} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1 + 0,56}{4} \right) = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A \geq \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases} \quad A \geq \begin{cases} 2,01 \\ \min(2,412, 0,9) \end{cases}$$

A 2,01 cm²/ ml condition vérifiée

-Vérification de la flèche.

SI les deux conditions suivantes sont vérifiées, il est inutile de faire la vérification à la flèche.

$$\frac{h_0}{l_x} > 1/20 \frac{M_t}{M_x} \quad M_t \leq 0,75 M_x$$

$$M_x = q l_x^2$$

$$\frac{A}{bh} = \bar{\omega}_0 < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

$$M_t = 64375,22 \text{ kg.cm}$$

$$M_x = 0,089 \cdot 1060 \cdot 10^2 \cdot 3,6^2$$

$$M_t < 0,75 M_x = 91698,48 \text{ kg.cm}$$

$$M_x = 122264,64 \text{ kg.cm}$$

donc $M_t \leq 0,75 M_x$

La vérification de la flèche s'impose.

$$\bar{f}_a = \frac{l}{500} = 360/500 = 0,72 \text{ cm}$$

$$E = 7000 \sqrt{270} = 115021,74 \text{ kg/cm}^2$$

$$J = \frac{1 \cdot 0,16^3}{12} = 0,00031 \text{ m}^4$$

$$f = \frac{q \cdot l^4}{384 EI} = \frac{1060 \cdot 10^2 \cdot 3,6^4}{384 \cdot 115021,74 \cdot 0,00034} = 0,12 \text{ cm}$$

$$f = 0,12 \text{ cm} < \bar{f}_a = 0,72 \text{ cm}$$

$$\% \bar{\omega}_0 = \frac{A}{bh} = \frac{2,01}{100 \cdot 13} = 0,0015$$

$$\bar{\omega}_0 < \frac{20}{\sigma_{en}} = \frac{20}{4200} = 0,0047$$

$$\bar{\omega}_0 = 0,0015 < 0,0047$$

VERIFIEE

VERIFICATION DE LA FISSURATION.

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \quad \eta = 1,6 \quad \bar{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{2,01}{2 \cdot 3 \cdot 100} = 0,0189$$

$\phi = 8\text{mm}$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\bar{\omega}_f}{1 + 10\bar{\omega}_f} \quad \sigma_1 = 4768,7 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \sigma_2 = 3192,99 \text{kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 4768,7 \text{kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a = 2800 \text{kg/cm}^2$$

Pas de risque de fissuration.

VERIFICATION DES CONTRAINTES.

$$A_x = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \dots \dots \dots \bar{\omega} = \frac{100}{bh} \cdot A$$

$$A_y = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\bar{\omega} = \frac{100 \cdot 2,01}{100 \cdot 13} = 0,155 \quad \text{donc} \quad K = 62,5$$

$$\epsilon = 0,9355$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{64375,92}{2,01 \cdot 0,9355 \cdot 13} = 2633,54 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{kg/cm}^2$$

$$\sigma_b' = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2633,54}{62,5} = 42,14 \text{kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b' = 137,5 \text{kg/cm}^2$$

Les conditions sont vérifiées.

-EFFORT TRANCHANT.

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1060 \cdot 6,36}{2} = 33,7 \text{kg}$$

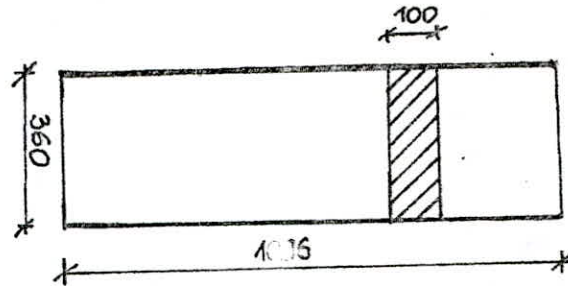
$$\tau = \frac{T}{b \cdot z} = \frac{33,7}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 0,029 \text{kg/cm}^2$$

$$\text{on a } 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b = 1,15 \cdot 5,9 = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau = 0,029 \text{kg/cm}^2 < 1,15 \cdot \bar{\sigma}_b$$

condition est vérifiée.

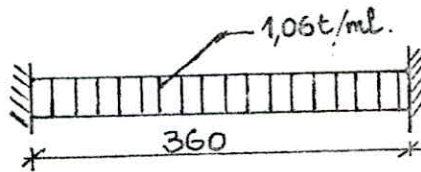
2^{eme} type de dalle encastrée sur deux cotés libre sur les deux autres.



les dalles de ce types seront ferrillées en consequence de la dalle N° 12

$$\frac{a}{b} = \frac{360}{1096} = 0,328 < 0,4 \text{ dalle portant sur 1 seul sens celui de la petite portée.}$$

cette dalle se calcul comme une poutre portant sur le petit côté lx.



$$M_t = \frac{q l^2}{10} = 1,38 \text{ t m}$$

$$M_a = \frac{-q l^2}{20} = 0,69 \text{ tm}$$

$$I_{tr} = \frac{15 M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1380 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,02887 \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} K = 53 \\ \epsilon = 0,9264 \end{array} \right.$$

$$I_{app} = \frac{15 M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 690 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 16^2} = 0,01414 \dots \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} K = 79,45 \\ \epsilon = 0,9469 \end{array} \right.$$

$$A_{tx} = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1380 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9264 \cdot 16} = 3325 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

soit 5T10 /ml dans les deux sens

$$A_{ap} = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{690 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9469 \cdot 16} = 1,626 \text{ cm}^2$$

soit 6T6/ml dans les deux sens (A = 1,69 cm²)

VERIFICATION:

1^{er} condition de non fragilité.

$$A_{ox} = A_{oy} = 3,92 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = A_{1y} = 1,2 \cdot 3,92 = 4,704 \text{ cm}^2$$

$$A_{2x} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(1 - \frac{0,328}{2} \right) = 1,053 \text{ cm}^2$$

$$\varphi = 0,328$$

$$A_{2y} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \frac{5,9}{4200} \left(\frac{1 + 0,328}{4} \right) = 0,418 \text{ cm}^2$$

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

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

car $A > \begin{cases} A_0 \\ \min(A_1, A_2) \end{cases}$

-Verification de la fleche (Art. 6.122. CCBA68.)

$$M_x = \frac{1,066 \cdot 3,60^2}{8} = 1,72 \text{ tm} \quad (\text{poutre simplement appuyée})$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{3,60} = 0,044 > \frac{1}{20} \cdot \frac{M_t}{M_x} = 0,0399$$

$$M_t = 1380 \cdot 10^2 \text{ kg.cm} > 0,75 M_x = 129 \cdot 10^3 \text{ kg.cm}$$

VERIFIE

$$* \tilde{\omega} = \frac{A}{bh} < \frac{20}{6 \text{ cm}} \quad \frac{3,92}{100 \cdot 13} < \frac{20}{4200}$$

$$0,003 < 0,0047 \quad \text{VERIFIE'}$$

-Condition de non fissuration.

$$\tilde{\omega}_f = \frac{A}{Bf} = \frac{3,92}{400} = 0,0098$$

$$Bf = 2 \cdot b \cdot d = 2 \cdot 100 \cdot 2 = 400 \text{ cm}^2$$

$$K = 1,5 \cdot 10^6 ; \quad \eta = 1,6$$

$$\phi = 6 \text{ mm}$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f}$$

$$\sigma_1 = 3570,12 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_y = 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta \cdot \sigma_b}{\phi}}$$

$$\sigma_y = 9031,14 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_y) > = 2800 \text{ kg/cm}^2$$

pas de risque de fissuration.

-Verification des contraintes.

$$A_x = A_y = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \bar{\omega} = \frac{100 \cdot 3,92}{100 \cdot 14} = 0,28$$

$$\begin{cases} K = 44,8 \\ \varepsilon = 0,9164 \end{cases}$$

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{138000}{3,92 \cdot 0,9164 \cdot 14} = 2745,17 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\sigma'_b = \frac{\sigma_a}{K} = \frac{2745,17}{44,8} = 61,27 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b$$

-Verification de l'effort tranchant.

$$T = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{1,066 \cdot 3,60}{2} = 1,918 \text{ t}$$

$$\tau = \frac{1,918 \cdot 10^3}{100 \cdot 7/8 \cdot 14} = 1,565 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\sigma}_b = 6,785 \text{ kg/cm}^2$$

Condition est verifiée.

3^{eme} type de dalle , ce type de dalle sera calculée en consequence de la dalle N° 4, elle porte dans deux sens encastree sur 4côtés.

$$qa^2 = 1,06 \times 3,60^2 = 13,737 \text{ t.m}$$

$$qb^2 = 1,06 \times 6,78^2 = 48,726 \text{ t.m}$$

$$\mu = 0,15$$

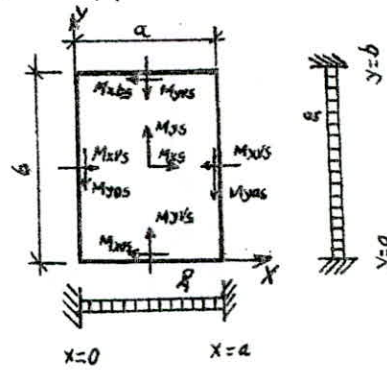
$$\gamma = \frac{a}{b} = \frac{360}{678} = 0,53$$

$$M_{x05} = M_{x15}$$

$$M_{y05} = M_{y15}$$

$$M_{x05} = \mu M_{y05}$$

$$M_{y05} = \mu M_{x05}$$



γ	μ	M_{x05}	M_{x15}	M_{y05}	M_{y15}
0,53	0,029	0,039	0,082	0,003	0,016
Facteur de Multiplicateur	$\frac{qa^4}{Eh^3}$	qa^2	qa^2	qb^2	qb^2
M (t.m)	/	0,546	1,1308	0,141	0,719

— Caracteristiques.

$$q = 1,06 \text{ t/ml} \quad a = 3,60 \text{ m} \quad b = 6,78 \text{ m} \quad \gamma = \frac{a}{b} = 0,53$$

$$ht = 16 \text{ cm} \quad qa^2 = 13,737 \text{ t.m} \quad qb^2 = 48,726 \text{ t.m}$$

$$= 2800 \text{ kg/cm}^2 \quad b = 100 \text{ cm} \quad h = ht - d = 13 \text{ cm} \quad M_{max} = 113050 \text{ kg.cm}$$

Ferraillage.

$$\mu = \frac{15 M}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 113050}{2800 \cdot 100 \cdot 13^2} = 0,0358 \Rightarrow \begin{cases} K = 46,7 \\ \epsilon = 0,9190 \end{cases}$$

$$A = \frac{M}{\sigma_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{113050}{2800 \cdot 0,9190 \cdot 13} = 3,379 \text{ cm}^2$$

SOIT 7T10/ml dans les deux sens pour lit inferieur et superieur.

$$7T10/ \text{ ml} \quad (A = 3,51 \text{ cm}^2)$$

VERIFICATIONS:

-Condition de non fragilité/:

Soit A_0 : section d'armature longitudinale suffisante pour resister
resister aux sollicitations calculées

soit A_1 : section d'armature évaluée pour resister dans les mêmes
meme conditions que A_0 et aux meme sollicitations majorées de 20%

$$A_1 = 1,2 A_0$$

à A_2 : section d'acier pouvant equilibrer la sollicitation de
fissuration ou de rupture par traction du beton supposé non
fissuré et non armé.

$$A_2 = 0,69 b h \frac{\bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_{en}} \begin{cases} \left(\frac{2-\gamma}{2} \right) & \text{Pour les aciers disposes} \\ & \text{selon le petit côté. } l_x \\ \left(\frac{1+\gamma}{4} \right) & \text{Pour les aciers disposes} \\ & \text{selon le grand côté } l_y \end{cases}$$

$$\gamma = \frac{l_x}{l_y}$$

La section d'acier (A) longitudinale susceptible d'être tendus
d'une partie ou d'une plaque rectangulaire doit être au moins
egale à

- d'une part à la section A_0
- d'autre part la plus petite des valeurs des
section A_1 et A_2

$$A = \sup \begin{cases} A_0 \\ \min (A_1, A_2) \end{cases}$$

En outre , en aucune cas le rapport de la section des armatures
de chaque direction à la section totale du beton ne doit être
inferieur à

- 0,0008 (pour les ronds lisses)
- 0,0006 (pour les H.A)

Remarque: cette derniere est verifie quelque soit le cas, dès
que la section adoptée $A_0 \geq 1,4 \text{ cm}^2/\text{mlq}$

$$\text{car } \frac{1,4}{100 \cdot 1,6} = 0,00085 > 0,0006$$

$$A_{2x} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \left(\frac{2-0,53}{2} \right) \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,926 \text{ cm}^2$$

$$A_{2y} = 0,69 \cdot 100 \cdot 13 \cdot \left(\frac{1+0,53}{4} \right) \cdot \frac{5,9}{4200} = 0,481 \text{ cm}^2$$

$$A_{1x} = 1,2 A_{0x} = 1,2 \cdot 3,51 = 4,212 \text{ cm}^2$$

$$A_{1y} = 1,2 A_{0y} = 1,2 \cdot 3,51 = 4,212 \text{ cm}^2$$

$$A_x \geq \begin{cases} 3,51 \\ \min(4,12, 0,912) \end{cases} \Rightarrow A_x = 3,51 \text{ cm}^2$$

VERIFIER

$$A_y \geq \begin{cases} 3,51 \\ \min(4,12, 0,48) \end{cases} \Rightarrow A_y = 3,51 \text{ cm}^2$$

Donc 7T8 /ml pour lit sup et inf.

VERIFICATION DE LA FLECHE: (Art 6122)

Si les deux conditions suivantes sont vérifiées, il n'est pas nécessaire de faire la vérification.

$$\frac{h_0}{l_x} > 1/20 \frac{M_t}{M_x}$$

M_t : moment en travée calculé

$$\frac{A}{bh} = \tilde{\omega}_0 < \frac{20}{\sigma_{en}}$$

M_x : moment max en travée
comme si la dalle était non
encastrée et non continue, par
bande de longueur unité dans
sens l_x .

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot l_x^2$$

$$\mu_x = 1/8 (1 + 2\beta^3) = 0,096$$

$$M_x = 1,318 \text{ t.m}$$

$$M_t = 113050 \text{ kgom}$$

$$M_t \geq 0,75 M_x$$

$$\frac{h_0}{l_x} = \frac{16}{260} = 0,045 \quad 0,045 > 0,042 \text{ 1}^{\text{ere}} \text{ condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{bh} = \frac{3,51}{100 \cdot 13} = 0,0027 < 0,00476 \quad 2^{\text{eme}} \text{ condition vérifiée}$$

VERIFICATION DE LA FISSURATION:

$$K = 1,5 \cdot 10^6 \text{ fissuration peu nuisible. } \bar{\sigma}_b = 5,9 \text{ kg/cm}^2$$

$$\eta = 1,6 \text{ (acier H.A.) } \quad \tilde{\omega}_f = \frac{A}{BF} = \frac{3,51}{100 \cdot 2,3} = 0,00585$$

$$\sigma_1 = \frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \sigma_1 = 1643,83 \text{ kg/cm}^2$$

$$= 2,4 \sqrt{\frac{K \cdot \eta}{\phi} \cdot \bar{\sigma}_b} \quad \sigma_2 = 3192,99 \text{ kg/cm}^2$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 3192,99 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_a$$

donc ça vérifie.

VERIFICATION DES CONTRAINTES;

$$\tilde{\omega} = \frac{100 \cdot A}{bh} = \frac{100 \cdot 3,51}{100 \cdot 13} = 0,27 \quad \Rightarrow \begin{cases} K = 45,7 \\ \varepsilon = 0,9176 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \varepsilon \cdot h} = \frac{113050}{3,51 \cdot 0,9176 \cdot 13} = 2700 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_a$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{K} = \frac{2700}{45,7} = 59,08 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 137,5 \text{ kg/cm}^2$$

condition vérifiée.

EFFORT TRANCHANT .

$$T_{\max} = \frac{q \cdot l}{2} = 35,93 \text{ kg}$$

$$\bar{\tau} = \frac{T}{bz} = \frac{35,93}{100 \cdot 7/8 \cdot 13} = 0,0315 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$\text{Donc } \bar{\tau} = 0,0315 \text{ kg/cm}^2 < 1,15 \bar{\tau}_b = \bar{\tau}_t$$

condition vérifiée.

ALCUL DES PREDALES DU PLANCHER HAUT DU VIDE SANITAIRE

CHOIX DU SYSTEME DES PREDALES:

Vu l'impossibilité d'un coffrage table et banche pour ce plancher, voulant éviter la solution d'un coffrage perdu, nous adoptons un système de prédalles préfabriquées jointives présentant les avantages suivants:

*-Suppression des coffrages, réduction de l'étalement, facilité d'incorporation des canalisations, suppression des enduits de plâtre en sous face.

*-Préfabrication: sur le chantier, en usine, fabrication soignée de chaque élément, rendement assuré, réalisation simple d'élément non réguliers, réservation facile.

*-Temps d'exécution et de livraison réduit.

DEFINITIONS, CALCUL DES PREDALLES:

On désigne par prédalles, des plaques préfabriquées en béton armé ou précontraint destinées à former la partie inférieure armée d'un plancher de type dalle pleine qui après durcissement d'une lame de béton, d'épaisseur au moins égale à celle des prédalles est coulé sur le chantier et aura un fonctionnement monolithique.

Dans le calcul, nous aurons à considérer 3 phases, conformément aux prescriptions du CCEA 68 (Art 22): Les 3 phases sont:

1^{ère} phase: Prédalle soumise à son poids propre seulement.

2^e phase: Prédalle soumise à son poids propre, plus une surcharge constituée de béton frais coulé sur chantier et une surcharge forfaitaire 100kg/m^2 DITE de chantier, correspondant aux ouvriers, aux matériels courants ou aux matériaux concentrés susceptibles d'être présents pendant la mise en œuvre.

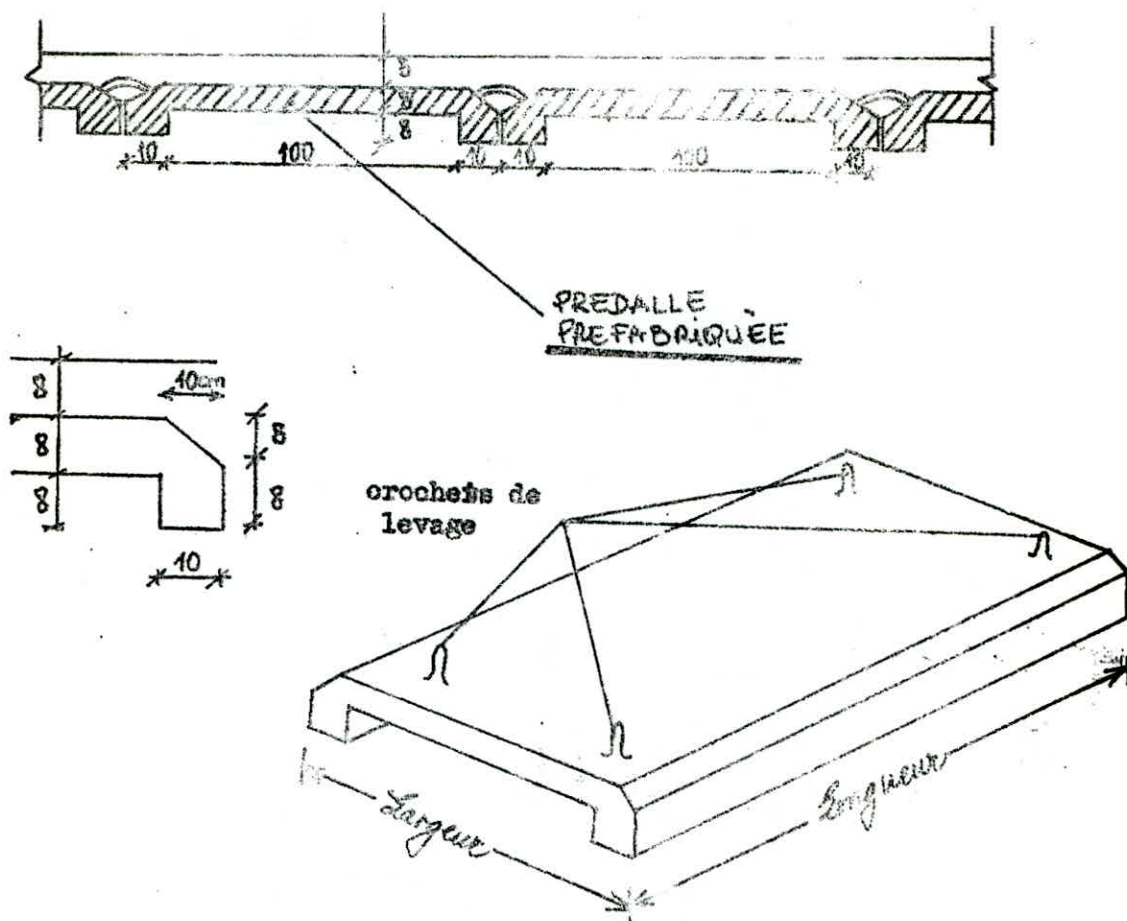
3^e phase: Prédalle à pleine résistance sous G+1, 2P. Les prédalles sont calculées suivant les règles classiques de la résistance des matériaux et armées en conséquence.

DIMENSIONNEMENTS:

La longueur d'une prédalle sera prise égale à la petite portée du panneau plus 8cm qui doivent servir comme appuis de la dite prédalle sur les voiles du vide sanitaire, la largeur est en fonction de la grande portée du panneau et de l'emplacement des trémis.

L'étude sera faite seulement pour les prédalles du panneau N° 3

L'étude est similaire pour tous les autres

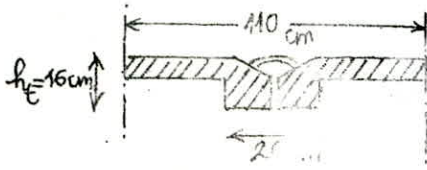


DETAIL D'une predalle et de son système de crochets de levage

ETUDE DES POUTRES PORTEUSES

des armatures de ligatures sont prévues au niveau de la jonction de deux predalles consecutives, ce qui nous permet d'adopter comme section transversale de calcul une section en Tc nous utiliserons les methodes exposes dans le calcul et la vérification des ouvrages en béton armé (théorie et application) de P.CHARON. Pour les 2 types de section; rectangulaire ou section en Té .

1° phase: Prédalle soumise à son poids propre seulement



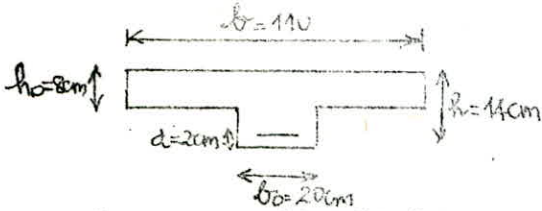
Longueur de la prédalle $L = 3,9 \text{ m}$

$$L = 3,9 \text{ m}$$

Portée libre: $l = 3,9 \text{ m} - 2 \cdot 0,20 \text{ m} = 3,5 \text{ m}$

Largeur: 120 cm (soit $2 \cdot 10 \text{ cm} = 20 \text{ cm}$ de largeur des hourdis à prendre en compte de chaque côté de la nervure doit être inférieure à:

$$\frac{1,00}{2} = 0,50 \text{ m et } \frac{3,9}{10} = 0,39$$



Charge par mètre linéaire :

$$q = (0,20 \cdot 0,08 + 1,10 \cdot 0,08) \cdot 2500 = 260 \text{ kg/ml}$$

2° phase: Prédalle soumise à son poids propre plus une surcharge constituée de béton frais, de chantier (ouvriers et matériel)

Charge par mètre linéaire:

Poids propre par mètre linéaire = 260 kg/ml

Béton frais majoré: $1,2 \cdot 0,08 \cdot 1,10 \cdot 2500 = 264 \text{ kg/ml}$

Surcharges re chantier majorés: $1,2 \cdot 1,10 \cdot 100 = 132 \text{ kg/ml}$

$$q = 656 \text{ kg/ml}$$

La comparaison des 2 valeurs de charges par mètre linéaire dans les 2 phases montre que le cas le plus défavorable est celui de la 2° phase.

Etude de la 2° phase: $M = \frac{q l^2}{8} = \frac{656 \cdot (3,82)^2}{8} = 1196,57 \text{ kg/m}$

Position de l'axe neutre $\mu = \frac{15 \cdot M}{6 a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 1196,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 110 \cdot 14^2}$

$$\mu = 0,029 \rightarrow \alpha = 0,2206, K = 53 \quad \epsilon = 0,9265$$

$$h = 0,0206 \cdot 14 = 3,08 \text{ cm} \quad h_0 = 8 \text{ cm}$$

L'axe neutre tombe dans la table on calcule la section rectangulaire de largeur b et de hauteur h .

Section des aciers:

$$A_2 = \frac{M}{6 a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1196,57 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9265 \cdot 14} = 3,29 \text{ cm}^2 \quad A = 5 \phi 10 = 3,92 \text{ cm}^2$$

VERIFICATIONS

a) Contraintes:

$$\sigma_a = \frac{M}{A \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{1196,57 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9265 \cdot 14} = 2353,30 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\sigma_a = 2353,30 \text{ kgf/cm}^2 \quad R_a = 2000 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{Vérfié}$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2373}{53} = 44,40 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = 44,40 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

$$\text{ou } \bar{\omega} = \frac{100 A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,92}{110 \cdot 14} = 0,162$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \varepsilon = 0,9199 \\ k = 47,4 \end{cases}$$

$$\bar{\sigma}_a = \frac{M}{A \cdot \bar{\sigma}_b} = \frac{1198,87 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9199 \cdot 14} = 2370,19 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}_a = 2800 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}'_b = \frac{\bar{\sigma}_a}{k} = \frac{2370,19}{47,4} = 50,00 \text{ kgf/cm}^2 < \bar{\sigma}'_b = 135 \text{ kgf/cm}^2 \quad \text{vérifié}$$

b) Non fragilité

$$A_{\text{min}} = 0,69 \cdot \frac{b \cdot h}{400}$$

$$A = 3,92 \text{ cm}^2 \quad 0,69 \cdot 110 \cdot 14 \cdot \frac{5,2}{4200} = 1,49 \text{ cm}^2$$

vérifié

c) Non fissuration

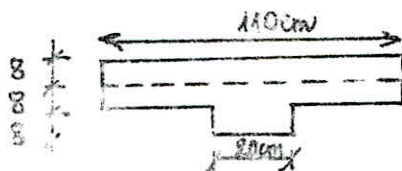
$$\bar{\omega}_f = \frac{A}{B_f} = \frac{A}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{3,92}{2 \cdot 2 \cdot 110} = 0,0089$$

$$\bar{\sigma}_f = \frac{k \cdot \ell \cdot \bar{\omega}_f}{\phi \cdot 1 + 10 \cdot \bar{\omega}_f} = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,0089}{1 + 10 \cdot 0,0089} = 1961,41 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \cdot \ell \cdot \bar{\sigma}_b}{\phi}} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot 5,9} = 2855,88 \text{ kg/cm}^2$$

3° phase

Prédalle à pleine résistance sous G+1.2P



Charge par ml (0,20.0,08+1,10.0,16) = 480kg/ml

Carrelage (2cm) 2.22 = 44kg/ml

Mortier de pose 0,02.2000 = 40kg/ml

Dalle (3cm) 0,03.1700 = 51kg/ml

Surcharge rajoutée 1,2.250 = 300kg/ml

q = 915kg/ml

$$M = \frac{q l^2}{8} = \frac{915 \cdot 3,82^2}{8} = 1169,00 \text{ kg.m}$$

$$T_{\text{max}} = \frac{q l}{2} = \frac{915 \cdot 3,82}{2} = 1747,65 \text{ kg}$$

$$f_t = \frac{15 M}{\bar{\sigma}_a \cdot l^2} = \frac{15 \cdot 1169,00 \cdot 10^6}{1000 \cdot 110 \cdot 14^2} = 0,0117$$

$$\mu = 0.0117 \rightarrow K = 88.5 \text{ ET } \alpha = 0.1449$$

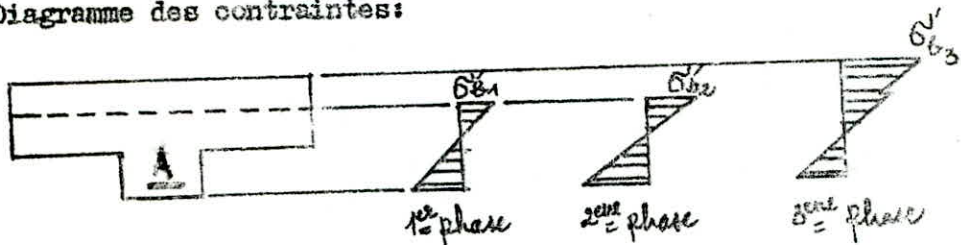
$$y = \alpha h = 3.187 \text{ cm} < h_0 = 16 \text{ cm}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table. Nous sommes ramenés à l'étude d'une section rectangulaire ($b = 110$; $h = 22 \text{ cm}$)

$$\rightarrow A_3 = \frac{\mu = 0.0117}{\sigma_s \cdot \epsilon_s} = \frac{1169,00 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9517 \cdot 22} = 1,99 \text{ cm}^2$$

La section à prendre devra être $\max(A_2, A_3)$ c'est-à-dire $\max(3,29 ; 1,99) = 3,29 \text{ cm}^2$
 5 T 10 ($3,92 \text{ cm}^2$)

Diagramme des contraintes:



Vérification des contraintes :

$$\tilde{\omega} = \frac{100A}{b h} = \frac{100 \cdot 3,92}{110 \cdot 22} = 0,1619 \rightarrow \begin{cases} \epsilon = 0,9344 \\ K = 0,61,25 \end{cases}$$

Aciers:
$$\sigma_s = \frac{M}{A \epsilon h} = \frac{1169,00 \cdot 10^2}{3,92 \cdot 0,9344 \cdot 22} = 1450,68 < \bar{\sigma}_s$$

Béton:
$$\sigma_b = \frac{\sigma_s}{K} = \frac{1450,68}{61,25} = 23,68 < \bar{\sigma}_b = 135 \text{ kg/cm}^2$$

Vérification de non fragilité:

$$A_{\min} = 0,69 b h \cdot \frac{\sigma_b}{\sigma_{en}}$$

$$A_{\max} = 0,69 \cdot 110 \cdot 22 \cdot \frac{5,29}{4200} = 2,34 \text{ cm}^2$$

$A_c > A_{\min}$ Vérifiée

Condition de non fissuration:

$$\sigma_1 = \frac{k \tau}{\phi} \frac{\tilde{\omega}_f}{1 + 10 \tilde{\omega}_f} \quad \tilde{\omega}_f = \frac{3,22}{2 \cdot 2 \cdot 20} = 0,049 \text{ kg/cm}$$

$$\sigma_1 = \frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6}{10} \cdot \frac{0,049}{1 + 10 \cdot 0,049} = 7892,61 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_2 = 2,4 \sqrt{\frac{k \tau}{\phi} \cdot \sigma_b} = 2,4 \sqrt{\frac{1,5 \cdot 10^6 \cdot 1,6 \cdot 5,9}{10}} = 2855,19$$

$$\max(\sigma_1, \sigma_2) = 7892,61 \text{ kg/cm}^2 > \bar{\sigma}_s \quad \text{Vérifiée}$$

$$T_{\max} = 1747,65 \text{ kg}$$

On utilisera des cadres perpendiculaires à la ligne moyenne.

$$\bar{\sigma}_b = 52,83 < \bar{\sigma}_{bo} = 67,5 \text{ kg/cm}^2$$

$$\bar{\sigma}_b = 3,5 \bar{\sigma}_b = 3,5 \cdot 5,9 = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = \frac{T_{\max}}{b \cdot z} = \frac{1747,65}{20,7 \cdot 14} = 7,133 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_b = 7,133 \text{ kg/cm}^2 < \bar{\sigma}_b = 20,65 \text{ kg/cm}^2$$

Contrainte admissible des armatures transversales

$$\bar{\sigma}_{at} = \gamma_{at} \bar{\sigma}_{en} \quad \text{avec } \gamma_{at} = \max\left(\frac{2}{3}, 1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b}\right)$$

$$\bar{\sigma}_{en} = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

$$1 - \frac{\sigma_b}{9 \bar{\sigma}_b} = 1 - \frac{7,133}{9 \cdot 5,9} = 0,865 \quad \frac{2}{3} = 0,66$$

$$\gamma_{at} = 0,865 \quad \bar{\sigma}_{at} = 0,865 \cdot 2400 = 2076 \text{ kg/cm}^2$$

L'écartement des cadres doit vérifier la condition suivante:

$$t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} t_0 \\ \max(\bar{E}_1; \bar{E}_2) \end{array} \right.$$

ou $A_t =$ Section des armatures transversales dans une section droite soit: 2 cadres $\Phi 6$

$$\Rightarrow A_t = 1,13 \text{ cm}^2$$

$$t_0 = \frac{1,13 \cdot \frac{7}{3} \cdot 14 \cdot 2076}{1747,65} = 16,44 \text{ cm}$$

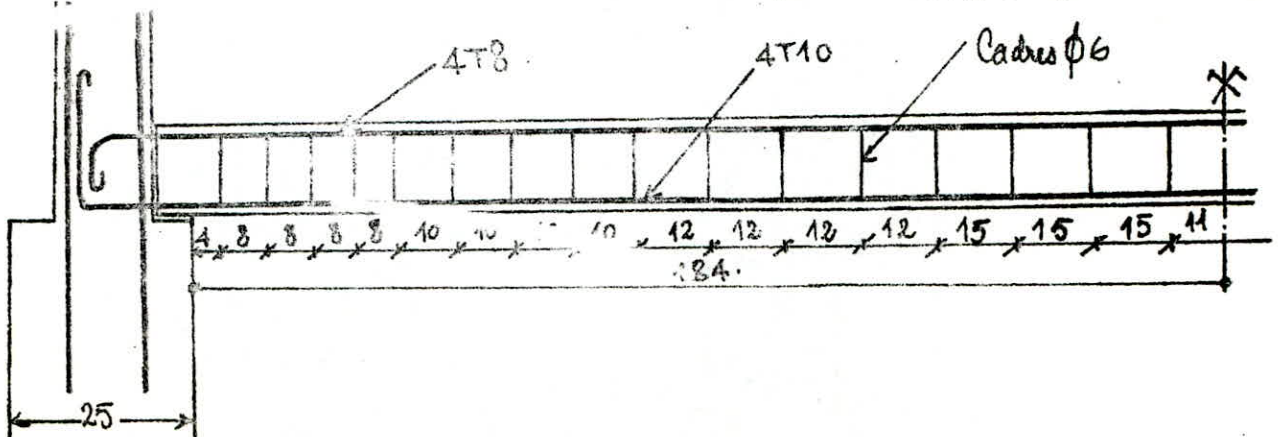
$$t_1 = h \left(1 - \frac{0,3 \bar{\sigma}_b}{\bar{\sigma}_b} \right) = 14 \left(1 - \frac{0,3 \cdot 7,133}{5,9} \right) = 8,92 \text{ cm}$$

$$t_2 = 0,2h = 0,2 \cdot 14 = 2,8 \text{ cm}$$

$$t \leq \inf \left\{ \begin{array}{l} 16,44 \\ \max(8,92; 2,8) \end{array} \right.$$

$$t \leq 8,92 \text{ cm}$$

on adoptera $t = 8,92 \text{ cm}$ c-à-dire quand $T = 1747,65 \text{ kg}$



Calcul des hourdis:

1^o phase :

Charge par metre lineaire

$$q = 1,00 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 200 \text{ kg/ml}$$

$$M_{dt_1} = \frac{ql^2}{10} = \frac{200 \cdot 1,00^2}{10} = 20 \text{ kg.m}$$

$$M_{ba_1} = \frac{ql^2}{20} = \frac{200 \cdot 1,00^2}{20} = 10 \text{ kg.m}$$

2^o phase :

Charge par metre lineaire

- Hourdis : $1,00 \cdot 0,08 \cdot 2500 = 200 \text{ kg/ml}$

- Béton frais : $1,2 \cdot 0,08 \cdot 10 \cdot 2500 = 240 \text{ kg/ml}$

- Surcharges de chantiers : $1,2 \cdot 100 \cdot 1,00 = 120 \text{ kg/ml}$

$$q = 560 \text{ kg/ml}$$

$$M_{dt_2} = \frac{ql^2}{10} = \frac{560 \cdot 1,00^2}{10} = 56,0 \text{ kg/m}$$

$$M_{ba_2} = \frac{ql^2}{20} = \frac{560 \cdot 1,00^2}{20} = 28,0 \text{ kg.m}$$

3^e phase

charge par metre lineaire

- Dalle $0,16 \cdot 1,00 \cdot 2500 = 400 \text{ kg/ml}$

- Carrelage $2,22 = 44 \text{ kg/ml}$

- Mortier de pose $0,02 \cdot 2000 = 40 \text{ kg/ml}$

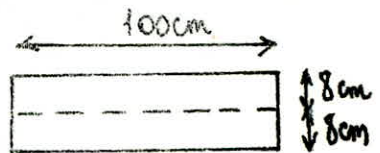
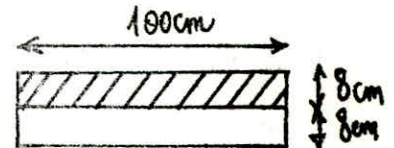
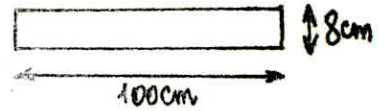
- Sable $0,03 \cdot 1700 = 51 \text{ kg/ml}$

- Surcharges Majorée $1,2 \cdot 250 = 300 \text{ kg/ml}$

$$q = 835 \text{ kg/ml}$$

$$M_{t_3} = \frac{ql^2}{10} = \frac{835 \cdot 1,00^2}{10} = 83,5 \text{ kg.m}$$

$$M_{a_3} = \frac{ql^2}{20} = \frac{835 \cdot 1,00^2}{20} = 41,75 \text{ kg.m}$$



FERRAILLAGE DU HOURDIS.

On prendra une bande de 1,00m de large c'est à dire $b = 1,00m$
1er phase.

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t1}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0021 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9787 \\ K = 270 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{M_{t1}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{20 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9787 \cdot 7} = 0,104 \text{ cm}^2$$

2^{eme} phase

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t2}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 56 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,006 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9647 \\ K = 127 \end{array} \right.$$

$$A_2 = \frac{M_{t2}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{56 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9647 \cdot 7} = 0,296 \text{ cm}^2$$

3^{eme} phase

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{t3}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 83,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,009 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9573 \\ K = 102 \end{array} \right.$$

$$A_3 = \frac{M_{t3}}{\bar{\sigma}_a \cdot \epsilon \cdot h} = \frac{83,5 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9573 \cdot 7} = 0,445 \text{ cm}^2$$

$$\text{DONC } A = \max (A_1, A_2, A_3) = 0,445 \text{ cm}^2$$

SECTION MINIMALE PAR LA CONDITION DE NON FRAGILITE.

$$A_{\min} = 0,69 \cdot b \cdot h \cdot \frac{\bar{\sigma}_s}{\bar{\sigma}_{en}} = 0,69 \cdot 100 \cdot 14 \cdot \frac{5,9}{4200} = 1,357 \text{ cm}^2$$

donc on choisira la section minimale donné par la condition de non fragilité.

$$A = 1,35 \text{ cm}^2 \quad \text{SOIT } 5T6 / \text{ml } A = 1,41 \text{ cm}^2$$

espacement $e = 20 \text{ cm}$

$$\text{on a } e = 20 \text{ cm} \leq \left\{ \begin{array}{l} t_1 = 44 \text{ cm} \\ t_2 = 2 \cdot h_t = 2 \cdot 16 = 32 \text{ cm} \end{array} \right.$$

Ferrailage dans le sens de la grande portée (armature de repartition)

les predalles sont considerées comme des poutres dalles la section d'acier de repartition sera donnée par la condition suivante.

$$A_{\text{rep}} = \frac{4 \cdot \bar{\sigma}_b \cdot I}{0,9 \cdot h \cdot v ; \bar{\sigma}_{en}} = \frac{4 \cdot 5,9 \cdot 22866,66}{0,9 \cdot 14 \cdot 8 \cdot 4200} = 1,27 \text{ cm}^2$$

On adoptera: $A^{\text{rep}} = 5T6 / \text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2$

Chapeau (nappe supérieure)

1^o phase:

$$\mu = \frac{15 \cdot M_{a1}}{\bar{\sigma}_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 10 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,001 \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \epsilon = 0,9851 \\ K = 320 \end{array} \right.$$

$$A_1 = \frac{Ma_1}{\sigma_a \cdot \xi \cdot n} = \frac{10 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9851 \cdot 7^2} = 0,051 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot Ma_2}{\sigma_a \cdot \xi \cdot b} = \frac{15 \cdot 28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,003$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9749 \\ \eta = 184 \end{array} \right.$$

$$A_2 = \frac{Ma_2}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{28 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9749 \cdot 7} = 0,146 \text{ cm}^2$$

$$\mu = \frac{15 \cdot Ma_3}{\sigma_a \cdot b \cdot h^2} = \frac{15 \cdot 41,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 100 \cdot 7^2} = 0,0045$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \xi = 0,9693 \\ \eta = 148 \end{array} \right.$$

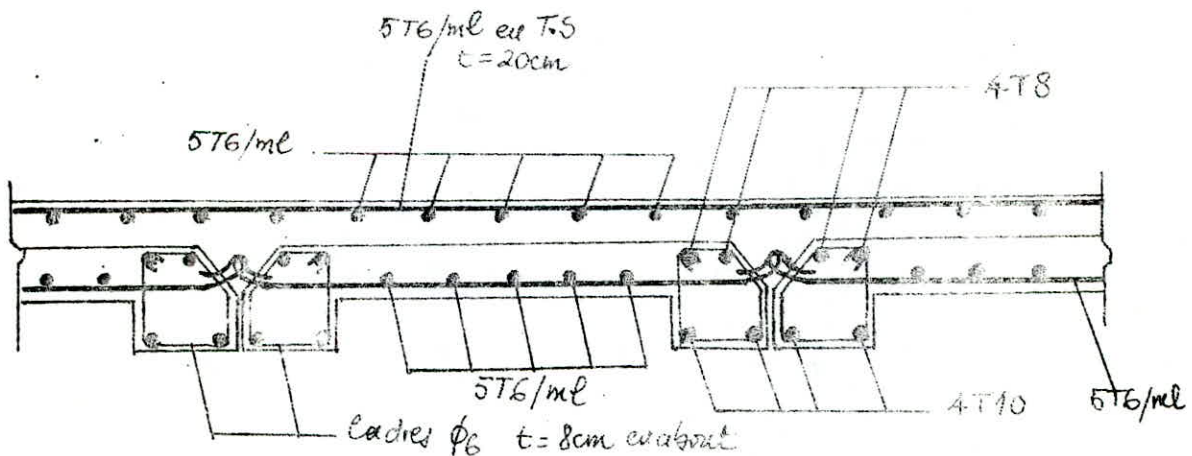
$$A_3 = \frac{Ma_3}{\sigma_a \cdot \xi \cdot h} = \frac{41,75 \cdot 10^2}{2800 \cdot 0,9693 \cdot 7} = 0,219 \text{ cm}^2$$

$$A = \max(A_1; A_2; A_3) = 0,219 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage minimum vérifiant la condition de non fragilité est:

$A = 1,35 \text{ cm}^2$ (calculée précédemment, ferrailage en travée)

On adoptera: $A = 5T6/ml = 1,41 \text{ cm}^2$ dans les 2 sens sous forme de treillis soudés (écartement de 20 cm dans les 2 sens).



Coupe du Plancher "Piedalle"

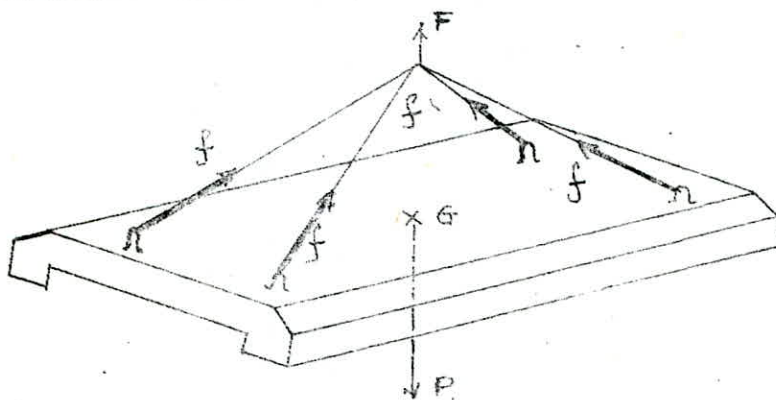
SYSTEMES DE LEVAGE ET D'ANCRAGE DANS LES PREDALLES

Les systemes doivent être positionnés de telle sorte que l'on puisse procéder au levage sans avoir à agir sur l'équilibre du palonnier.

Tous les détails doivent figurer sur les plans d'exécution et que, particulièrement, la pose des aciers de manutention ne soit pas laissée à l'initiative du chantier qui improvisera sûrement une solution sans tenir compte des règles de sécurité

Les boucles doivent être rendues solidaires des armatures de l'élément. Elles ne doivent pas être trop près du parement.

Calcul des boucles de levage:



$$f = \frac{F}{4}$$

$K = 1,56$: Coefficient de sécurité à appliquer au calcul sur la contrainte admissible:

Pour une boucle on aura:
$$\sigma_a = K \cdot \frac{f}{2s} = K \cdot \frac{f}{2 \cdot \frac{\pi \phi^2}{4}} = \frac{2 \cdot K \cdot f}{\pi \phi^2}$$

s: section de la boucle en (cm²)

ϕ en (cm) et f en (kg)

"f" doit tenir compte non seulement du poids du panneau, mais également des efforts parasites qui peuvent être superposés ou non :

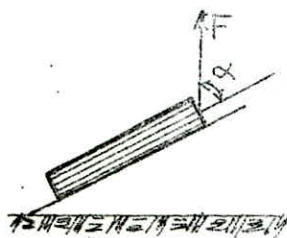
- Efforts supplémentaires de démoulage.
- Efforts supplémentaires pour emploi d'élinges.

On prend: $F = a \cdot k \cdot P$

F: effort global.

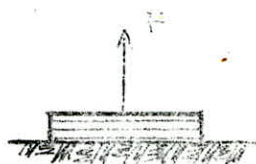
P: poids du panneau.

k: coefficient, fonction de l'orientation de F par rapport au plan de la pierre.



$$k = 1$$

avec $\alpha > 5^\circ$



$$k = 0,75$$

Effort normal



$$k = 3$$

Effort tangentiel

Pour les autres cas, l'expérimentation est en cours.

Finalement on a $P = a.k.P = 0,75 \cdot 1,70 \cdot 870,8 = 1110,24 \text{ kg}$

$P = (1,00 \cdot 3,11 \cdot 0,08) + (2,0 \cdot 10,3 \cdot 11,0 \cdot 16) \cdot 2500$

$P = 870,8 \text{ kg}$

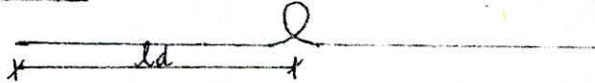
$$f = \frac{P}{4} = \frac{1110,24}{4} = 277,56 \text{ kg}$$

$$\bar{\sigma}_a = K \cdot \frac{2f}{\pi \phi^2} \Rightarrow \phi = \sqrt{\frac{K \cdot 2f}{\bar{\sigma}_a \pi}} = \sqrt{\frac{1,56 \cdot 2 \cdot 277,56}{1600 \cdot 3,14}} = 0,409 \text{ cm} \approx 4 \text{ mm}$$

On prendra: $\phi = 8 \text{ mm}$

N.B.: Ces crochets sont aciers doux

Longueurs d'ancrage:



Ancrage normal: (C.C.B.A.68)

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

* - $\bar{\sigma}_a$ = Contrainte de traction admissible de l'acier.

* - $\bar{\sigma}_d$ = Contrainte d'adhérence admissible.

* - ψ = Coefficient de scellement.

$$d = 1,25 \cdot \psi_d^2 \cdot \bar{\sigma}_b$$

$$\psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} \eta_d$$

$$\Rightarrow \psi_d = \frac{1,5}{\sqrt{2}} = 1,06$$

$\eta_d = 1$ pour Fe E 24

$$\Rightarrow \bar{\sigma}_d = 1,25 \cdot 1,06^2 \cdot 5,9 = 8,29 \text{ kg/cm}^2$$

$$ld = \frac{0,8}{4} = \frac{1600}{8,29} = 38,60 \text{ cm}$$

On prend: $ld = 45 \text{ cm}$

— CHAPITRE 9 —

CALCUL
DES FONDATIONS

Détermination de la surpression admissible ($\bar{\sigma}_s$) vis à vis du pouvoir portant. La surpression admissible sera déterminée avec les hypothèses:

$$\gamma_h = 2 \text{ t/m}^3 \text{ poids volumique du sol.}$$

$$c = 0.7 \text{ cohesion}$$

$$\varphi = 23^\circ \text{ angle de frottement}$$

$$N_q = 8.66$$

$$N_\gamma = 7.73$$

$$N_c = 18.01$$

} Parametre déterminé en fonction de

$$B = 1.6 \text{ m largeur de la semelle}$$

$$D = 2.5 \text{ m hauteur de pénétration de la fondation dans le sol}$$

$$F = 3 \text{ coef. de sécurité}$$

$$\frac{Q_L}{F} = \bar{\sigma}_s = 2.25 \text{ kg/cm}^2$$

Méthode utilisée

Dans notre cas, on considérera dans un 1^{er} lieu que toute l'infrastructure se compose d'une boîte assez rigide d'où on déterminera:

- N total de la superstructure

- Moment total du bâtiment qui sera la superposition d'un moment dû à (~~l'inertie de la semelle par rapport~~) la résultante des forces sismiques horizontales et d'un moment résiduel dû à l'excentricité de la semelle par rapport à la superstructure dans les deux sens.

On calculera aussi la surface des semelles et leurs inerties dans les deux sens.

On procédera ensuite à la vérification suivante:

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} \cdot v$$

Avec $\sigma_{1.2} \leq 1.33 \bar{\sigma}_s$. (RPA 81) pour sol meuble

1) N total du bâtiment avec voiles du vide sanitaire.

$$N = 3775.784 + 371.8 = 4147.58 \text{ t (descente de charge)}$$

Cet effort est appliqué à $X_G = 14.72 \text{ m}$

$$Y_G = 6.7 \text{ m}$$

2) Résultante due aux efforts sismiques horizontaux:

R = efforts sismiques appliqués à 16.8 cm de sa base

$$R = 247.63 \text{ t}$$

$$Z = 16.8 \text{ m}$$

Moment dû aux efforts sismiques

$$247.63 \cdot 16.8 = 4160,18 \text{ t.m}$$

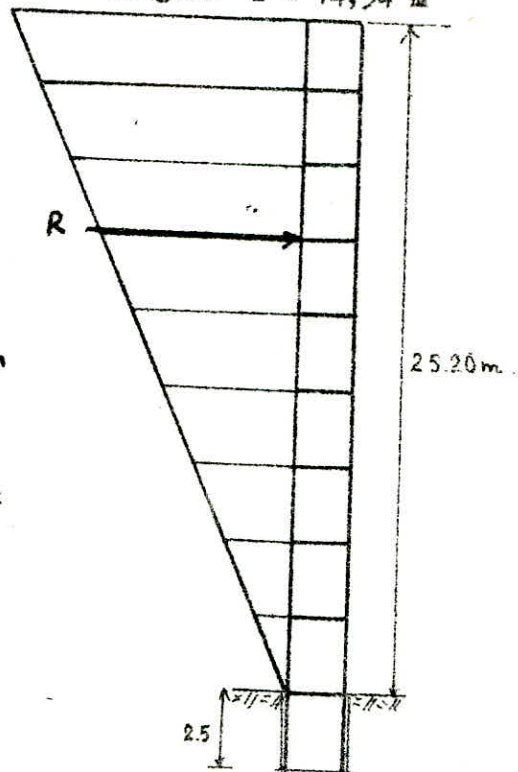
Dimensionnement des semelles

Largeur B = 160cm DONC une largeur de 80cm de chaque côté de voile

Longueur totale du bâtiment:

$$L = 31,60 \text{ m}$$

$$\text{largeur } l = 14,94 \text{ m}$$



R: I efforts sismiques
appliqués à 16.8 m
de sa base.

$$R = 247,63 \text{ t}$$

Surface totale de toute la fondation

$$31,60 \cdot 14,72 = 465,15 \text{ m}^2$$

Surface des semelles:

$$465,15 - 200,74 = 264,41 \text{ m}^2$$

Le centre de gravité de la fondation (semelles)

$$X_G = \frac{\sum S_i X_i}{\sum S_i} = 13,79 \text{ m}$$

$$Y_G = \frac{\sum S_i Y_i}{\sum S_i} = 6,43 \text{ m}$$

Donc

$$e_x = 14,72 - 13,79 = 0,93 \text{ m}$$

$$e_y = 6,70 - 6,43 = 0,27 \text{ m}$$

$$V_x = 31,60 - 13,79 = 17,81 \text{ m}$$

$$V_y = 14,74 - 6,43 = 8,31 \text{ m}$$

2) Moment total du bâtiment: (Su.16,8 + N.2)

$$M_x = 4160,18 + 4147,58 \cdot 0,27 = 5280,03 \text{ t}$$

$$M_y = 4160,18 + 4147,58 \cdot 0,93 = 7893 \text{ t.m}$$

$$I_x = 7945,52 \text{ m}^4$$

$$I_y = 36747,82 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{A_s} + \frac{M_x v_x}{I_x}$$

Dans le sens longitudinal: (X.x) :

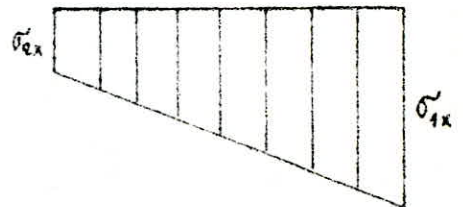
$$\sigma_{1x} = \frac{N}{A_s} + \frac{M_x}{I_x} \cdot v_x$$

$$\sigma_{1x} = \frac{4147,58}{265,4} + \frac{5280,03}{7945,52} \cdot 17,80 \text{ t/m}^2$$

$$= 15,62 + 11,83$$

$$\sigma_{1x} = 27,5 \text{ t/m}^2 = 2,75 \text{ kg/cm}^2$$

$$\sigma_{2x} = 15,62 - 11,83 = 0,38 \text{ kg/cm}^2$$



Donc $\sigma_{1x} < 1,33 \cdot \bar{\sigma}_s = 1,33 \cdot 2,25 \text{ kg/cm}^2$

$\sigma_{2x} < 1,33 \bar{\sigma}_s$ vérifiée

Dans le sens Y.Y

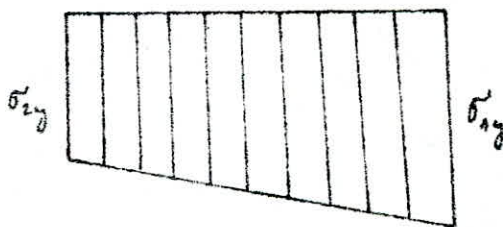
$$\sigma_{1y} = \frac{N}{A_s} + \frac{M_y v_y}{I_y}$$

$$\sigma_{1y} = \frac{4147,58}{265,4} + \frac{7893}{36747,82} \cdot 8,31$$

$$\sigma_{1y} = 1,7 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

$$\sigma_{2y} = 1,38 \text{ kg/cm}^2 < 1,33 \bar{\sigma}_s$$

Vérifiée

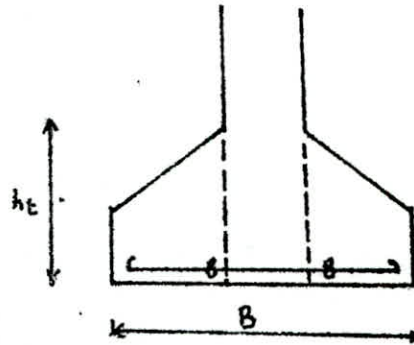


Donc pour le ferrillage on prend σ_{\max}
de la fondation = $\sigma_{1x} = 2,75 \text{ kg/cm}^2$

Ferraillage des semelles:

Pour le ferraillage des semelles, on prend les semelles les plus sollicitées

Ferraillage de la semelle:



Moment d'encastrement:

Elle consiste à considérer la semelle comme une double console encastrée au mur.

$$A = \frac{M_b}{z \cdot \sigma_a}$$
$$M = \frac{ql^2}{2} = \max \frac{(B-b)^2}{8} \cdot 1m$$

Sollicitations du 1^{er} genre:

On suppose que notre fondation travaille sous N total et un moment résiduel (dû à l'excentricité.)

$$M_y = N \cdot e_x = 4147,58 \cdot 0,9$$
$$= 3732,82 \text{ kg.m}$$

$$M_x = N \cdot e_y = 4147,58 \cdot 0,27 = 1119,8 \text{ kg.m.}$$

$$M_x = 1119,8 \text{ kg.m.}$$

$$M_y = 3732,82 \text{ kg.m.}$$

Moment d'inertie :

$$I_{xx} = 7945,52 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 36747,82 \text{ m}^4$$

$$v_x = 17,81$$

$$v_y = 8,31$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{S} + \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma'_{1x} = \frac{N}{S} + \frac{M_x \cdot v_x}{I_x}$$

$$\sigma'_{1x} = \frac{4147,58}{265,4} + \frac{1119,8 \cdot 17,81}{7945,52} = 17,39 \text{ t/m}^2$$

Suivant x.x

$$\sigma'_{1x} = 17,39 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma'_{2x} = 13,85 \text{ t/m}^2$$

Suivant y.y :

$$\sigma_{1,2} = \frac{4147,58}{265,4} \pm \frac{3112,82 \cdot 8,31}{36747,82}$$

$$\sigma_{1y} = 16,47 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_{2y} = 14,78 \text{ t/m}^2$$

D'où on prend $\sigma_{\max} = 17,39 = \sigma_{1x}$

Moment d'encastrement:

$$M_B = \frac{ql^2}{2} = \sigma_{\max} \frac{(B-b)^2}{8} \cdot 1 \text{ m}$$

$$M_B = 4,36 \text{ t.m.}$$

Calcul de la section d'acier: (sous SP1)

$$\bullet A = \frac{M_B}{z \cdot \bar{\sigma}_a}$$

$$A = 4,27 \text{ cm}^2$$

On prend 4T16 = (A = 4,41 cm²)

avec t = 20 cm

Dans les sollicitations du 2^o genre:

Moment dû au seisme

$$M_B = \frac{ql^2}{2} = \max \frac{(B-b)^2}{8} \cdot 1 \text{ m}$$

$$\sigma_{\max} = \sigma_{1x} = 27,5 \text{ t/m}^2$$

$$M_B = 27,5 \frac{(1,60 - 0,2)^2}{8} \cdot 1 \text{ m} = 6,73 \text{ t.m.}$$

$$A = \frac{M}{z \cdot \bar{\sigma}_a} = \frac{6,73 \cdot 10^5}{0,85 \cdot 45 \cdot 4200} = 4,18$$

Soit 4T12 (A = 4,52 cm²) t = 25 cm

Pour les armatures de répartition :

$$A_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 1,13 \text{ cm}^2$$

D'où 4T6/ml (A = 1,13) t = 25 cm

Vu le rapprochement des voiles V_{T4} - V_{T5} - V_{T6} , on prend une largeur des semelles de 100cm la fondation travaille avec une contrainte:

$$\sigma_{1x} = 2,75 \text{ kg/cm}^2$$

La méthode utilisée est toujours celle des consoles.

$$M_B = \frac{ql^2}{2} = \sigma_{\max} \frac{(B-b)^2}{8} \cdot 1m$$

$$M_B = 2,19t.m.$$

Le ferrailage se fera sous les sollicitations du 2^o genre

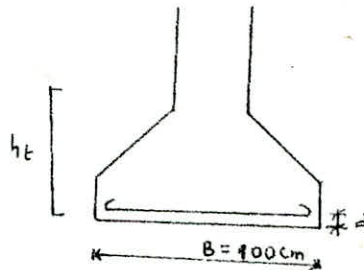
$$A = \frac{M_B}{z \cdot \sigma} = \frac{2.19.10^5}{0,85.45.4200} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 3T8 \quad (A = 1,50 \text{ cm}^2)$$

$$t = 33 \text{ cm}$$

$$A'_{\text{rep}} = \frac{A}{4} = 0,38 \text{ cm}^2$$

On prend 2T8 ($A = 1 \text{ cm}^2$) comme armature de repartition avec $s = 50 \text{ cm}$



L'ancrage de nos barres doit être total, pour cela on respectera par le façonnage de nos armatures les valeurs suivantes:

/ Ancre droit: la longueur de scellement droit l_d assurent l'ancrage total d'une barre soumise à un effort de traction F est égale à:

$$l_d = \frac{\sigma_s \cdot \bar{\sigma}_s}{4 \cdot \bar{\sigma}_d}$$

Dans notre bâtiment on admet que:

- barres à haute adhérence, zone d'ancrage $l_d = 43 \phi$
- barres à haute adhérence, zone d'ancrage en pleine masse $l_d = 27 \phi$

CALCUL DES TASSEMENTS

CARACTERISTIQUES DU SOL

- $\gamma = 2 \text{ t/m}^3$ poids volumique des terres
- $C = 0,7$ cohésion
- $\phi = 23^\circ$ angle de frottement
- $N_q = 7,73$ terme de surface
- $N_q = 8,66$ terme de profondeur
- $N_c = 18,01$ terme de cohésion
- $\bar{\sigma}_s = 2,25 \text{ kg/cm}^2$ à une profondeur de 2,5m

On calculera le tassement pour un sondage effectué à des profondeurs différentes, on assimilera notre fondation à une semelle rectangulaire de dimension $L \times l$ dont on fera le calcul de tassement au milieu de celle-ci

H_1	$\times \gamma_1$	γ_1
H_2	$\times \gamma_2$	γ_2
H_3	$\times \gamma_3$	γ_3
H_4	$\times \gamma_4$	γ_4

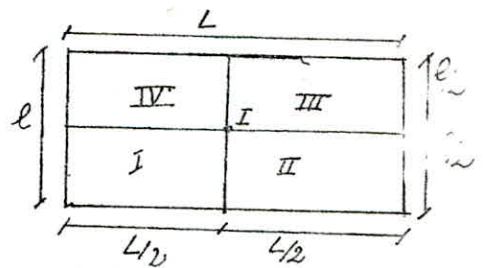
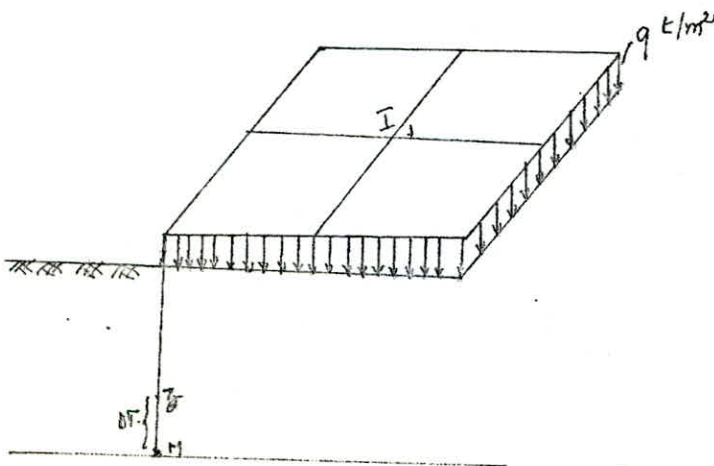
$$\gamma = \gamma_s (1 + w)$$

$$\sigma_1 = \gamma_1 H_1 / 2$$

$$\bar{\sigma}_{1,2} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 / 2, \quad \bar{\sigma}_{1,3} = \gamma_1 H_1 + \gamma_2 H_2 + \gamma_3 H_3 / 2$$

Le calcul des contraintes (σ_1, σ_2) au centre de la semelle et dans l'angle d'un rectangle, pour le calcul de $\bar{\sigma}_2 = q_k$ on décomposera la semelle rectangulaire en quatre petits rectangles de dimension $L/2, l/2$ de façon à avoir le centre de la semelle sur chaque coin du petit rectangle les valeurs de $K = f(L/l, z_i/l)$ seront déduites à partir du tableau VIII-23 page 278 du LIVRE DE Mr G. PHILIPPONNAT Fondations et OUVrages en Terre.

$$q_L = \frac{3\bar{\sigma}_1 + \bar{\sigma}_2}{4} = 21,57 \text{ t/m}^2$$



contraintes σ_1, σ_2 $\sigma_1 = \sum \gamma_i H_i$ $\sigma_2 = q_c K_c$

H_i (m)	z_i (m)	γ_i t/m ³	σ_1 t/m ²	σ_2 t/m ²
2,25	+0,25	2	1	1
4,25	1,75	1,976	4,199	21,5
6,15	3,65	2,192	15,039	42,89
9,75	7,25	2,106	32,145	63,07
17,75	15,25	2,100	61,049	80,42

calcul du Tassement

$$\Delta H_i = \frac{-C_c \cdot H_i}{1 + e_0} \times \log \frac{\sigma_2}{\max(\sigma_1, \sigma_c)}$$

z_i (m)	σ_1 t/m ²	σ_2 t/m ²	C_c	H_i (m)	e_i	$1 + e_i$	$\log \frac{\sigma_2}{\max(\sigma_1, \sigma_c)}$	σ_c t/m ²	ΔH (m)
1,75	4,199	21,5	0,06	2,70	0,509	1,509	$\sigma_2 < \sigma_c$	30	9 sans tassement
3,65	15,039	42,89	0,148	2,75	0,520	1,520	0,14772	37	$-3,9510^{-2}$
7,25	32,145	63,07	0,05	5,8	0,51	0,52		23	$-2,99710^{-4}$
15,25	61,049	80,42	0,076	8	0,529	0,530		20	$-2,659610^{-4}$
Σ									$4,00610^{-2}$

le tassement calculé $\Delta H = \Sigma \Delta H_i = 4,006 \text{ cm}$, inférieur à $\Delta H_{ad} = 5 \text{ cm}$
 - Vérification au glissement

$$\frac{H}{S} = \tau_{mobilisant}$$

$$\tau_m = \frac{2047,63}{265,4} = 0,933 \text{ t/m}^2$$

$$\tau_{reel} = C + \frac{N}{S} \text{tg} \varphi$$

$$\tau_{reel} = 0,7 + \frac{4147,58 \text{ tg} 23}{265,4} = 7,33 \text{ t/m}^2$$

coefficient de sécurité

$$F_s = \frac{\tau_{reel}}{\tau_{mobilisant}} = \frac{7,33}{0,933} = 7,85$$

donc $F_s = 7,85 > 3$ condition de la risque de glissement est vérifiée

Comparaison des regles parasismiques Algeriennes R.P.A. 81.

Et des regles francaises P.S.69

INTRODUCTION:

Afin de pouvoir etablir des comparaisons entre les actions et les sollicitations determinees a partir de chacun de ces reglements, nous les avons appliques au batiment separement.

R.P.A. 81	P.S. 69
Sismicité: Zone	Sismicité: moyenne
groupe d'usage : 2 A=0,15	groupe d'usage: d'habitation $\alpha = 1$
sol: terrain meuble	sol: terrain meuble $\delta = 1,00$
sens longitudinal	sens longitudinal:
$T = \frac{0,09H}{L} = 0,42\text{sec}$	$T = \frac{0,08H}{\sqrt{L}} \sqrt{\frac{H}{L+H}} = 0,254\text{sec}$
D=2	$\beta = 0,11$
Coefficient de comportement:	
Structure voiles porteurs B=1/4	
Coefficient de qualité	
$Q = 1 + \sum_{q=1}^4 P_q = 1,1$	
Sens longitudinal:	
A.B.D.Q. = 0,15.2.1/4.1.1 = 0,0825	$\beta = 0,11$
$T = 0,633\text{sec}$	$T = 0,456\text{sec}$
D = 1,77	$\alpha\beta\delta = 0,11$
<u>Charges sismiques</u>	
Poids total: W = 3011,423t	Poids total: W = 3083,051t
Coefficient de distribution:	
$F = \frac{(V - Ft) W_r \cdot hr}{\sum W_r \cdot hr} = (V - Ft) \frac{\frac{W_r}{h} \cdot hr}{\frac{W}{h} \cdot hr}$	
SOIT r. le rang de l'etage et pour une hauteur d'etage est.//
$\frac{F_x}{V - Ft} = \frac{r}{\sum r} = \frac{2r}{2n(n+1)}$	$F_r = \alpha \beta \delta W_r \gamma_r$
n = 9 $\gamma_r = r/45$	$\gamma_r = \frac{3r}{2n+1}$
Sens LONG, Sens Trans.	n = 9 $\gamma_r = r/6,33$
$F_x = \gamma_r \cdot V$	$F_r = \alpha \beta \delta \cdot W_r \cdot \gamma_r$
$\gamma_r = \frac{r}{45}$	$\gamma_r/n = \frac{r}{57}$

SEISME VERTICAL:

On considere la combinaison: PS69
0,8G +SI } $\sigma_v = 0,118$

Les regles Algeriennes ne determines pas de coefficient sismique vertical mais le remplace par une combinaison d'actions permanentes. On considerer un seisme fictif d'acceleration 0,2g, ce qui est beaucoup plus severe que les regles francaises.

EFFORT SISMIQUE HORIZONTAL.

ON a les efforts sismique suivant les deux directions X.X et Y.Y sont les memes de meme pour le PS69.

REMARQUE.

pour les deux reglement, l'effrt sismique global transversal est meme. PARcontre on remarquera nottament un ecart de 5,5% en tête en faveur du PS69. (voir tableau des efforts sismique, RPA, PS69. et ceci pour tenir compte du phenomène du coup de fouet (influence des modes superieures).

ETUDE COMPARATIVE.

La comparaison se fera pour deux types de voiles.

- voiles pleins VOILES a files d'ouvertures.

On se limitera essentiellement à comparer le ferrailage obtenu suivant les deux reglements car il sera illusoir de vouloir etablir un parallele rigoureux entre les differentes regles etant donné que les regles et normes constructives propres à chaque pays dependent de nombreux facteurs.

- VOILES PEU SOLLICITES.

Dans ce cas, c'est le ferrailage minimum qui est preponderant ainsi, les voiles ferrailles suivant le RPA 81; necessitent d'avantage d'acier que ceux ferrailés suivant le P S 69.

ainsi le pourcentage minimum d'acier verticaux sur toute la zone tendu est de 0,5% pour le R.P.A, et par contre pour le DTU 231 exige que 0,1% VOILES TRES SOLLICITES.

On distingue alors deux zones distinctes.

La premiere allant de la base jusqu'à un certain niveau et dont les efforts de calcul sont relativement importants, la difference de ferrailage de calcul variant de 20% à 50% suivant les niveaux....

Pour les niveaux superieurs ou les efforts sont faibles et qui seront ferrailles à l'aide des minimum reglementaires des deux reglement....

ERRAILLAGE DU VOILE PERIPHERIQUE

Au niveau du sous-sol, il est prévu un voile périphérique, ce dernier avec les fondations constituent l'infrastructure.

L'infrastructure doit constituer un ensemble rigide capable de remplir les fonctions suivantes:

- _ Réaliser l'encastrement de la structure dans le terrain.
- _ Transmettre au sol de fondation la totalité des efforts apportés par la structure.
- _ Limiter les tassements différentiels à une valeur acceptable.

Certaines parties de ce voile ne sont à d'autres que les continuités vers les fondations des refends de contreventement. Ces parties du fait de leur encastrement dans le sol, sont plus rigides que les parties du dessus.

Ce voile sera ferrillé conformément aux règles du C.T.C.

_ Armatures longitudinales filantes supérieures et inférieures de section supérieure ou égale à 0,20% de la section transversale totale du béton avec recouvrements supérieurs ou égaux à 50 ϕ

$$\text{Soit: } \sigma_A \geq \frac{0,20 \cdot 30 \cdot 100}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

On adopte 10 T 10 / ml

$$A = 7,85 \text{ cm}^2$$

_ Armatures longitudinales de peau de section $\geq 2 \text{ cm}^2$ par face et par mètre linéaire de hauteur.

BIBLIOGRAPHIE

- * REGLES TECHNIQUES CCBA 68
- * REGLES PARASISMiques PS 69
- * REGLES PARASISMiques ALGERIENNES 81
- * REGLES NV 65
- * CALCUL & VERIFICATION DES OUVRAGES EN B.A P.CHARON
- * EXERCICES DE B.A. P.CHARON
- * CALCUL DES TOURS EN B.A. M.DIVER
- * CONTREVENTEMENT DES BATIMENTS MM.ALBIGES & GOULET
- * OSSATURES DE BATIMENTS EN B.A. A.FUENTES
- * COMPLEMENT DU CTC AUX REGLES PS 69
- * TABLE DE BARRES
- * COURS DE BETON DE L'ENPA
- * FONDATIONS ET OUVRAGES EN TERRE PHILIPPONNAT

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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

ECOLE NATIONALE POLYTECHNIQUE

DEPARTEMENT :

PROJET DE FIN D'ETUDES

SUJET

Proposé par :

Etudié par :

Dirigé par :



PROMOTION :