
RÉPUBLIQUE DU SÉNÉGAL



ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE THIÈS

PROJET DE FIN D'ETUDES

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLÔME D'INGÉNIEUR DE CONCEPTION

TITRE : ANALYSE ET DIMENSIONNEMENT DU MARCHE DE POISSONS
DE SOUBEDIOUME

DATE : Juin 1986

AUTEUR : MAR THIAM
DIRECTEUR : Mr Moustapha NDIAYE, Ing. M.Sc.
CO-DIRECTEUR : Mr Alain DEBERDT, Ing.

A mes parents Palla et Kiné

A mes jeunes frères et sœurs

A mes amis et compagnons

~ REMERCIEMENTS ~

Nous ne manquerons pas de saisir cette occasion qui nous est offerte pour remercier avec la plus grande sincérité, notre directeur de projet Mr Moustapha Ndiaye qui n'a cessé de déployer ses efforts afin que nous puissions mener à bien cette étude.

De même qu'à Mr Debert, ingénieur au Bureau d'Etudes techniques J. Gaudillat, qui malgré un emploi du temps que nous savons chargé, n'a ménagé aucun effort pour la réussite de ce travail.

Nos remerciements vont également à :

- Mr Gaudillat pour sa contribution à l'élaboration du sujet
 - Nos parents qui ne se sont jamais lassés de nous assister à tout moment et de nous inculquer la foi et le désir de vaincre
 - L'ensemble de nos enseignants, du cours d'initiation au cours de génie, qui ont concouru à notre formation
 - Enfin tous ceux qui ont contribué, de près ou de loin, matériellement ou moralement à notre formation.
-

— SOMMAIRE —

Dans le cadre de la lutte contre l'insalubrité de la ville de Dakar, le Secretariat d'Etat à la pêche maritime a initié un projet de construction d'un marché moderne sur le baie de Soubedienne en lieu et place de l'actuel marché dont l'état précaire et inopérante a engendré des problèmes environnementaux graves.

Ainsi, les études architecturales ont été confiées au Cabinet Pierre Goudiaby Atepa qui a confié l'étude technique au Bureau d'Etudes techniques Jean Gaudillat (B.E.T.).

Le dernier nous a confié, dans le cadre de notre projet de fin d'études, d'étudier le bâtiment administratif à 4 niveaux de $25 \times 25 \text{ m}^2$, dont les principaux niveaux sont :

- le sous-sol
- le Rez de chaussée
- 1^{er} étage
- La salle de machine au 2^{ème} étage

Dans ce cadre, nous tenterons de faire la présentation des différentes phases de l'étude - Ceci après avoir définies les options architecturales. Ainsi, nous présenterons :

- L'analyse structure de la partie précitée
- le calcul des efforts des différents éléments
- le dimensionnement des différents ouvrages

Et enfin, nous acheverons notre étude en faisant des recommandations afin de garantir une meilleure exécution de notre projet.

LISTE DES FIGURES

PAGES

Figure 1	:	Schéma de la Nervure N1	21
Figure 2	:	Schéma des poutres 3, 6, 9, 12	23
Figure 3	:	Schéma des poutres 1, 2, 8, 7	24
Figure 4	:	Schéma des poutres 4, 5, 10, 11,	25
Figure 5	:	Schéma des poutres 14, 13	26
Figure 6	:	Schéma de la Console du plancher ht Rez de chaussée	29
Figure 7	:	Schéma de la Console du Plancher ht du 1 ^e étage	30
Figure 8	:	Ferraillage de la semelle de poteau 1	37
Figure 9	:	Ferraillage du voile des parois extérieures du sous-sol	43
Figure 10	:	Ferraillage de semelle sous le voile	45
Figure 11	:	Ferraillage du mur de soutènement dans la cour de service	50
Figure 12	:	Coffrage des marches d'escalier à Vis.....	52
Figure 13	:	Ferraillage des marches d'escalier à Vis	53
Figure 14	:	Ferraillage et Coffrage d'un volet de l'escalier central	55

LISTE DES TABLEAUX

Tableaux des semelles isolées	P	38
-------------------------------	---	----

T A B L E /)ES M A T I E R E S

<u>Composition</u>	<u>Pages</u>
Remerciements	i
Sommaire	ii
Liste des figures	iii
Table des matières	iv
<u>I. ELEMENTS INTRODUCTIFS</u>	
Introduction	1
Options architecturales et fonctionnelles	3
<u>II. ANALYSE STRUCTURALE</u>	
2.1 Structure choisie	5
2.2 Base de calcul	6
2.3 Calcul des charges appliquees sur les ouvrages	8
2.4 Analyse structurale proprement dit	14
<u>III. METHODE DE DETERMINATION DES EFFORTS</u>	
3.1 Description du programme	16
3.2 Programme du calcul des efforts	P.1
3.3 Exemple de fichier d'entrée de données	17
3.4 Exemple de fichier de sortie de résultats	R.01
<u>IV. DIMENSIONNEMENT DE DIFFERENTS OUVRAGES</u>	
4.1) Dimensionnement des poutrelles et poutres	18
4.2) Dimensionnement de la dalle pleine	27

T A B L E DES M A T I E R E S

4.3)	Dimensionnement des planchers en Console	29
4.4)	Dimensionnement des poteaux	31
4.5)	Dimensionnement des semelles	35
4.6)	Dimensionnement des parois extérieures du sous sol.....	40
4.7)	Dimensionnement de la Semelle filante sous voile	44
4.8)	Dimensionnement des murs de soutement dans la cour de service	46
4.9)	Dimensionnement des escaliers	
4.9.1	Escalier à vis reliant le sous-sol au rez de chaussée	51
4.9.2	Escaliers sans limon reliant le R.C au 1e étage	54
4.10)	Dimensionnement du dallage	56
V	<u>CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS</u>	58

Annexes

1.	Calcul des charges	60
2.	Tableaux des poutres dimensionnées	78
3.	Tableaux des pteaux dimensionnées	92
4.	Vérification de sections de poutre	97
5.	Calcul de dallage	100

TABLE DES MATIERES (suite)

B I B L I O G R A P H I E 102

P L A N S DE C O F F R A G E

1. du plancher - haut sous - sol
2. du plancher - haut Rez de chaussée
3. du plancher - haut 1e étage
4. de la toiture
5. de la Fondation

CHAP. 1

ELEMENTS

INTRODUCTIFS

— INTRODUCTION —

Après l'étude que nous venons de terminer, nous nous sommes proposé d'attirer l'attention des futurs projecteurs sur le côté essentiellement expérimental de la technique du Béton Armé.

En effet, les calculs font un large appel aux lois fondamentales du comportement de la matière, ce qui leur confert un aspect à la fois scientifique et mathématique. Cependant, il serait erroné d'en déduire une croyance aveugle dans la rigueur des calculs qui entraîne ipso facto, un comportement de l'ouvrage calculé fidèlement conforme aux résultats de ces calculs.

Prenez conscience que l'établissement d'un projet tel qu'il se pose au projecteur peut se résumer ainsi :

- Prendre connaissance du programme des actions à prendre en compte (Charges)
- Prendre connaissance de la nature et la résistance du sol sur lequel la construction devra être édifiée.
- Concevoir ou Imaginer une structure qui pourra conduire les actions prévues jusqu'au sol où devront se trouver leurs réactions d'équilibre (Semelles).

Par ailleurs, nous demeurons convaincus que ceci ne saurait être fait que si le projecteur est capable d'imaginer les dispositions générales d'une structure sans calculs mais en faisant surtout appel à ses qualités de "constructeur" :

- Connaissance d'une plage importante de formes de structure possibles.
- Notions quasi-instinctives des compositions et décompositions des forces et leur cheminement ainsi que les sollicitations (efforts normaux, tranchant, fléchissant) ainsi créés.
- Connaissance du comportement et des possibilités de résistance des matériaux utilisés
- Sens de la simplification des formes et de l'économie des moyens.
- Sens de l'esthétique de la construction
- Imagination, réflexion, persévérance et surtout un solide bon sens et beaucoup de travail.

Une structure ainsi conçue dans ses grandes lignes et prédimensionnée par quelques évaluations simplifiées et approximatives permettra d'aborder les calculs proprement dit. Ce qui permettra de dimensionner définitivement chaque élément en conformité avec la sécurité imposée et les règlements en vigueur.

— OPTIONS ARCHITECTURALES —

— Et FONCTIONNELLES —

Les architectes ont déterminé trois entités relationnelles fonctionnelles qui définissent d'une part la construction par phase et d'autre part les différentes formules de ventes.

Des impératifs d'économie ont conduit les architectes à opter pour une structure tramee supportant des charges bien réparties et une toiture légère dans le 2^e étage.

Ce qui, en somme, confert à ce projet sa silhouette expressive, ses espaces différenciés mais surtout son rôle de rencontres et de service telle que l'ont pensé les promoteurs.

Par ailleurs, un certain nombre de contraintes ont été exigées par les architectes

1) Une Ossature

Ils exigent que le marché soit entièrement conçu en ossature porteuse en béton armé dosé à 350 kg / m³.

Le système de plancher sera du type traditionnel: Hourdis creux avec dalle de compression.

2) Ouvrages en béton armé

Les ouvrages suivants sont indiqués: linteaux isolés, escaliers, bacs à fleurs et les acrotères

3) En Béton banché

Les ouvrages suivants sont indiqués: marches d'accès au niveau du Rez de chaussée

4) En maçonnerie

Les murs extérieurs et cloisons intérieurs seront en agglomérés ou briques creuses.

5) Enduit

3

Toutes les faces nues des murs, des cloisons extérieures et intérieures en maçonnerie d'agglomérés ou de briques, de même que les plafonds seront enduit au mortier dosé à 300 kg/m^3 sauf indication contraire.

Chap. 2

ANALYSE STRUCTURALE

2.1) Structure choisie

Le principe de la ~~conception~~ conception de la structure porteuse consiste à observer un plancher à partir du plancher inférieur et d'imaginer quel est le lieu le mieux indiqué pour acheminer les efforts.

C'est ainsi que nous avons procédé pour le choix des différents poutres et poteaux du 2^e étage, en observant ce plancher à partir du 1^e étage; ainsi que le 1^e étage à partir du Rez de chaussée, et ainsi de suite jusqu'au système d'appuis tout en essayant de nous soucier de l'économie.

Ainsi, notre structure choisie peut se définir ainsi:

. La partie essentielle qui est en forme hexagonale est en ossature porteuse telle que imposée par les architectes avec des murs et cloisons en agglomérés creusés pour le remplissage.

. Les planchers sont ~~houvés~~ ^{houvés} sauf pour la partie du plancher haut du sous-sol qui sera en béton armé à cause de l'ouverture pour l'escalier à vis reliant le sous-sol au Rez de chaussée.

. Les parties externes à la forme hexagonale sont en mur porteur pour la raison suivante. Si nous avons voulu mettre une ossature porteuse alors la poutre qui supporterait la charge serait en porte-à-faux et devrait s'appuyer sur une autre poutre créant ainsi une torsion assez importante sur cette dernière.

2.2) BASE DE CALCUL

2.2.1) Norme utilisée

Sauf donné imposé, nous respectons les normes BAEL 83 pour la conception et le dimensionnement des ouvrages

2.2.2) Matériaux utilisés

a) Le béton: pour un dosage de 350 kg/m^3 , sa résistance caractéristique de compression $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ pour les conditions courantes de fabrication.

Son poids volumique $w_b = 2410 \text{ kN/m}^3$

Son module d'élasticité sera si le chargement pris en compte est appliqué:

- à une durée < 24 heures alors $E = 12000 f_{c_j}^{1/2}$ f_{c_j} (en MPa)
- à une durée normale $E = 4000 f_{c_j}^{1/2}$

b) L'acier

Nous utiliserons l'acier à haute adhérence Fe E 40 du type 1 dont les caractéristiques sont

$$E_s : 200 \text{ MN/m}^2 = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad , \quad f_c = 400 \text{ MPa}$$

Au niveau des planchers, nous utiliserons un treillis soudé de diamètre $\phi > 6 \text{ cm}$ $\rightarrow \sigma_s = 435 \text{ MPa}$

c) Le béton banché

Pour les ouvrages travaillant en fondation élastique, nous utiliserons un béton banché dont la résistance caractéristique de compression est $f_{c28} = 16 \text{ MPa}$ (dosage à 300 kg/m^3)

d) Le Mur porteur : il travaille en compression dont sa caractéristique principale est sa contrainte ultime à l'état de service en compression . $\bar{\sigma}_{ad} = 5 \text{ kg/cm}^2$

2.3) CALCUL DES CHARGES APPLIQUEES SUR LES OUVRAGES

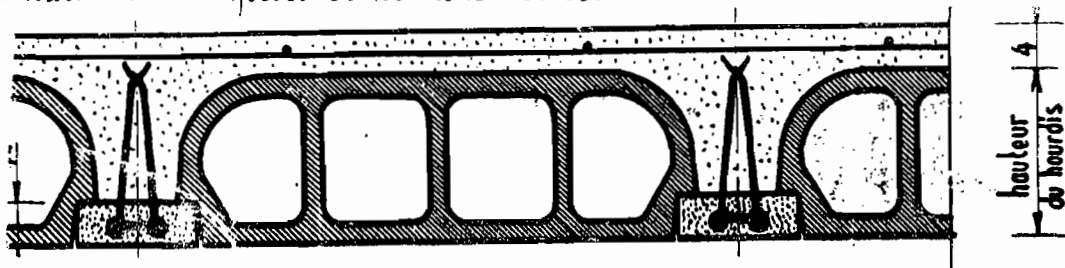
Il y a d'abord à indiquer que les charges sont de deux natures spécifiquement :

- Les charges ou actions permanentes, notées G , dont l'intensité est constante ou très peu variable dans le temps, ou varie toujours dans le même sens en tendant vers une limite

- Les charges variables, notées Q , dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps;

Ainsi, dans le cas de notre structure; nous avons calculé les charges variables et permanentes; après avoir numéroté (reperé) tous les poteaux et poutres, qui s'appliquent sur ces dernières. Ceci en faisant les suppositions suivantes.

- Pour les poutrelles (nervures), on suppose que la charge qu'elle supporte est celle comprenant la moitié des entrevous qui se trouvent de part et d'autre d'elle-même.



- Pour une poutre, on suppose que la charge qu'elle supporte est celle comprenant la moitié de la longueur de la nervure pour un plancher nervuré ou celle donnée par les surfaces tributaires pour les dalles pleines

Par ailleurs, le détail du calcul de toutes les poutres et poutrelles suivant les planchers s'établit comme suit :

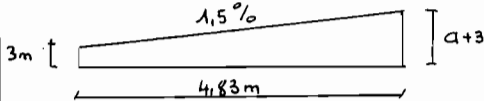
2.3.1). Determination des charges de la terrasse

3.1.1) Nervures

- Calcul des charges permanentes G

• poids propre de la nervure C 20+4 3,0 kN/m²

• forme de pente



$$a = \frac{4,83 \times 1,5}{100} = 7,25 \text{ cm} \rightarrow e_{\text{moy}} = \frac{(7,25+3)+3}{2} = 6,6 \text{ cm}$$

$$\text{charge superficielle} = 1500 \times 6,6 \times 10^{-2} \times 10^{-3} \times 10 = 0,99 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$$

- d'où forme de pente 1,0 kN/m²

• protection + étanchéité 1,2 kN/m²

d'où la charge superficielle permante = 3,0 + 1,0 + 1,2 = 5,2 kN/m²

- donc la charge permante appliquée à la nervure C 20+4 sera

$$G = 5,2 \times 0,6 = 3,12 \text{ kN/m}$$

- Surcharge d'exploitation Q

terrasse privée non accessible sauf travaux d'entretien . . . 1,0 kN/m²

ou Minimum pour pluie 2,0 kN/m²

$$\text{d'où } Q = 2,0 \times 0,6 = 1,2 \text{ kN/m}^2$$

2.3.1.2. Calcul des charges pour les différentes poutres

1) poutres 1, 2, 7, 8 (20x25)

Charge permanente G

$$\text{poids propre } 2500 \times 10^{-2} \times 0.2 \times 0.25 = 1.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{dalle + enduit supportés: } 5.2 \times 0.6 = 3.12 \text{ ---}$$

$$G = 4.37 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation Q

$$Q = 2.0 \times 0.6 = 1.2 \text{ kN/m}$$

2) poutres 4, 5, 10, 11 (20x25)

Charge permanente G

$$\text{poids propre } 25 \times 0.2 \times 0.25 = 1.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{dalle + enduit supportés } 5.2 \times 3.0 = 15.6 \text{ kN/m}$$

$$G = 16.85 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation Q

$$Q = 1.0 \times 3.0 \rightarrow Q = 3.0 \text{ kN/m}$$

3) poutres 3, 6, 9, 12 (20x25)

$$\text{poids propre } 1.25 \text{ kN/m}$$

$$\text{dalle + enduit supportés: } 5.2 \times \left[\frac{3.11^2}{2} + \frac{3}{5} \times 1.83 \right] = 13.42 \text{ kN/m}$$

$$G = 14.67 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } Q = 1.0 \times 3.0 \rightarrow Q = 3.0 \text{ kN/m}$$

4) poutres 14-13 (20x30)

Charge permanente : G

$$\text{frids propre} : 25,0 \times 0,2 \times 0,3 = 1,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{dalle+enduit} : 5,2 \times 5,0 = 26,0 \text{ kN/m}$$

$$G = 27,5 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 5,0 \text{ kN/m}$$

2.3.2) Predimensionnement des poteaux

1) Poteaux 1, 3, 4, 6, 7, 9, 10, 13

Surface tributaire par poteau S sera

$$S = \frac{3,39 \times 1,56}{2} - \frac{1,3 \times 1,71}{2} = 2,0 \text{ m}^2$$

Charge permanente

$$\text{dalle} \quad 5,2 \times 2,0 = 10,4 \text{ kN}$$

$$\text{poutres} \quad \frac{1}{2} \times [1,25 \times 3,11^2 + 1,5 \times 2,6] = 3,9 \text{ kN}$$

$$G = 14,3 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 2,0 \times 2,0 \rightarrow Q = 4,0 \text{ kN}$$

Predimensionnement

Comme le bâtiment est peu élancé, nous n'avons pas de problèmes de contreventement, on peut prendre $l_f = 0,7 l_0$.

Les armatures longitudinales nécessaires ont une section A.

$$\text{La section minimale d'armatures} \quad A_{\min} = \frac{0,2 B}{100}$$

$$\text{La charge pondérée appliquée} \quad N_u \leq \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} B + \sigma_2 A$$

Comme nous exigeons un dosage à 350 kg/m^3 d'où $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$
 de même nous utilisons un acier à haute adhérence d'où $f_e = 400 \text{ MPa}$

$$\text{d'où } \sigma_2 = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } N_u = \left(\frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} + \frac{\sigma_2 \times 0,2}{100} \right) B$$

$$\rightarrow B = \frac{N_u}{\frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} + \frac{\sigma_2}{100}}$$

$$\text{avec } \begin{cases} \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 20}{1,5} = 11,4 \text{ MPa} \\ \frac{\sigma_2}{100} = 3,48 \end{cases}$$

$$\rightarrow \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} + \frac{\sigma_2}{100} = 14,9 \text{ MPa}$$

$$\text{donc } \boxed{B \geq \frac{N_u}{14,9}} \quad \text{equation 1}$$

$$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 14,3 + 1,5 \times 4,0 = 25,3 \text{ kN}$$

$$B \geq \frac{25,3 \times 10^3}{14,9 \times 10^6} \times 10^4 = 17,0 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit } B = 20 \times 20 = 400 \text{ cm}^2 > 17 \text{ cm}^2 \quad \text{ok!}$$

2) Poteaux 2, 5, 8, 12

$$\text{Surface tributaire } S = 3,11^5 \times \frac{4,94^5}{2} = 7,70 \text{ m}^2$$

Charge permanente

$$\text{dalle} : 5,2 \times 7,70 = 40,04 \text{ kN}$$

$$\text{poutres } \frac{1}{2} \times (1,25 \times 3,11^5 + 1,25 \times 3,11^5 + 1,5 \times 4,94^5) = 7,6 \text{ kN}$$

$$G = 47,7 \text{ kN}$$

Surcharge d'exploitation $Q = 2,0 \times 7,7 = 15,4 \text{ kN}$

$N_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 47,7 + 1,5 \times 15,4 = 87,5 \text{ kN}$

Section de béton $B \geq \frac{87,5 \times 10}{14,9} = 66 \text{ cm}^2$

On choisit $B = 20 \times 20 > 66 \text{ cm}^2$ ok!

3) Poteaux 11

Surface tributaire : $4,945 \times 4,945 = 24,5 \text{ m}^2$

Charge permanente

dalle $5,2 \times 24,5 = 127,4$

poutres $4,945 \times 1,5 = 7,4$

$G = 134,8 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation $Q = 2,0 \times 24,5 \rightarrow Q = 49 \text{ kN}$

$N_u = 1,35 \times 134,8 + 1,5 \times 49 = 249,5 \text{ kN}$

Calcul de la section de béton $B \geq \frac{249,5 \times 10}{14,9} = 187,6 \text{ cm}^2$

On choisit $B = 20 \times 20 > 187,6 \text{ cm}^2$ ok!

Calcul de l'inertie des poutres et poteaux

poutres de section $20 \times 25 \rightarrow I = \frac{0,25 \times 0,2^3}{12} = 1,67 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

poutres de section $20 \times 30 \rightarrow I = \frac{0,3 \times 0,2^3}{12} = 2,0 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

poteaux de section $20 \times 20 \rightarrow I = \frac{0,2 \times 0,2^3}{12} = 1,33 \times 10^{-4} \text{ m}^4$

La détermination des charges des autres poutres, de même que le prédimensionnement des poteaux, présentés en Annexe 1

2.4 ANALYSE STRUCTURALE PROPREMENT DIT

D'une façon générale, les sollicitations sont calculées en utilisant pour la structure un modèle élastique et linéaire. La norme demande dans le cas où les procédés de la résistance des matériaux ne sont pas directement applicables d'adopter une des trois possibilités :

- Soit adopter les schémas se rapprochant de structures connues méthodes applicables dans des cas simples et faisant appel au bon sens et à l'expérience du projecteur.
- Soit avoir recours à des modèles de calculs plus élaborés
- Soit de procéder à une expérimentation probante sur modèle réduit, méthodes applicables dans le cas de pièces comportant des formes particulières complexes.

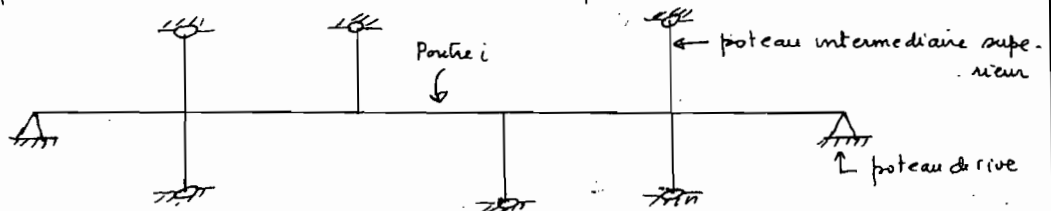
Comme notre structure est telle qu'on ne peut pas faire une analyse structurale générale, c'est pourquoi nous avons adopté le principe des schémas se rapprochant des structures connues.

Ceci consiste à considérer une travée continue, composée de poutres et poteaux dont le principe d'idéalisation est le suivant :

Les poutres seront considérées comme telle avec leur système de chargement.

Les poteaux de rives seront considérés comme des appuis simples et les poteaux intermédiaires, aussi bien, inférieurs et supérieurs seront rotulés, au milieu de leur longueur.

Ce qui donne des structures de la forme suivante



Ensuite, nous utiliserons un programme dont la description détaillée sera faite pour déterminer les efforts pertinents pour les différents ouvrages afin de les dimensionner par la suite.

CHAP. 3

METHODE
DE
DETERMINATION
DES EFFORTS

3.1 Description du programme

utilise pour le calcul des efforts

Il convient de signaler que ce programme fut conçu dans ces grandes lignes par notre classe l'année passé. Dans le cadre de ce projet, nous avons apporté des rectificatifs au niveau du calcul de charge

Il permet de déterminer les efforts normaux, axiaux et flechissant de tous les éléments constituant l'ossature d'une structure à analyser.

Il permet également de calculer la valeur des déplacements des nœuds dans leur directions non restrictes (libres).

L'exploitation du programme consiste en gros à créer un fichier de données où les principales données des nœuds, des éléments et du matériaux seront définies. Et après analyse, les résultats se localiseront sur un fichier de résultats que nous avons créé au préalable. Ainsi; nous avons, dans le cadre de ce travail, les efforts pour le dimensionnement de nos poteaux et poutres.

Le programme sera présenté avec un exemple de fichier d'entrée et de fichier de sortie.

```

1 c *****
2 c
3 c
4 c
5 c *****
6 c

```

2.2 CALCUL DES EFFORTS

```

7      implicit real*8(a-h,o-z)
8      character*6 stdon , strat
9      dimension tx(30),ty(30),iresx(30),iresy(30),iresr(30),ih(90),
10     1j1(30),j2(30),as(30),ai(30),al(30),iad(6),maxa(100),grk(700),
11     2amat(6,6),w(30),fc(30,3,2),fl(6),fg(6),vc(90),ncc(30),rx(30),
12     3ry(30),rz(30)

```

```

13 c
14     print *,' *****'
15     print *,' **FICHER DE LECTURE DES DONNEES ? **'
16     print *,' *****'
17     read 99 ,stdon
18     print *,' *****'
19     print *,' **FICHER DE LECTURE DES RESULTATS ? **'
20     print *,' *****'
21     read 99 ,strat
22     open (unit=5,file=stdon)
23     open (unit=6,file=strat)
24     rewind (5)
25     rewind (6)

```

DONNEES GENERALES

```

26 c
27 c
28 c
29     print 2
30     read *,nel,nod,ndl,nnr,icc,e
31     print 10,nel,nod,nnr,icc,e
32     nk=2*ndl
33     nn=ndl*nod
34     nx=nn+1

```

```

35 c
36     do 90 i=1,nod
37         iresx(i)=0
38         iresy(i)=0
39     90     iresr(i)=0

```

COORDONNEES DES NOEUDS

```

40 c
41 c
42 c
43     print 11
44     do 100 i=1,nod
45         read *,k,tx(k),ty(k)
46     100     print 12,k,tx(k),ty(k)

```

RESTREINTES AUX NOEUDS

```

47 c
48 c
49 c
50     print 13
51     do 110 i=1,nnr
52         read *,k,iresx(k),iresy(k),iresr(k)
53     110     print 14,k,iresx(k),iresy(k),iresr(k)

```

DONNEES ET CONNECTIVITE DES ELEMENTS

```

54 c
55 c
56 c
57 c
58     print 15
59     do 120 i=1,nel
60         read *,k,j1(k),j2(k),as(k),ai(k)
61         al(k)=dsqrt(((tx(j2(k))-tx(j1(k)))**2+(ty(j2(k))-ty(j1(k)))**2)
62     120     print 16,k,j1(k),j2(k),as(k),ai(k),al(k)

```

calcul de l'adresse des diagonales

```

63 c
64 c
65 c

```

```

66 c do 130 i=1,nn
67 130 ih(i)=0
68 c
69 do 140 k=1,nel
70 jj1=j1(k)
71 jj2=j2(k)
72 call adres(jj1,jj2,ndl,nk,iad)
73 mi=iad(1)
74 c
75 do 150 i=1,nk
76 150 if(iad(i).lt.mi) mi=iad(i)
77 do 160 i=1,nk
78 ii=iad(i)
79 iht=ii-mi
80 ihii=ih(ii)
81 if(iht.gt.ihii) ih(ii)=iht
82 160 continue
83 140 continue
84 maxa(1)=1
85 maxa(2)=2
86 do 170 i=2,nn
87 170 maxa(i+1)=maxa(i)+ih(i)+1
88 nwk=maxa(nn+1)-1
89 print *, 'nombre d'equations =',nn
90 print *, 'espace requis pour grk =',nwk
91 c
92 c RIGIDITE DES ELEMENTS ET ASSEMBLAGE
93 c
94 do 180 i=1,nwk
95 180 grk(i)=0.d0
96 c
97 do 190 i=1,nel
98 c
99 jj1=j1(i)
100 jj2=j2(i)
101 asi=as(i)
102 aii=ai(i)
103 ali=al(i)
104 cs=(tx(jj2)-tx(jj1))/ali
105 sn=(ty(jj2)-ty(jj1))/ali
106 call adres(jj1,jj2,ndl,nk,iad)
107 call rigel(amat,nk,e,asi,aii,ali,cs,sn)
108 call assemb(iad,ndl,nk,amat,grk,nwk,maxa,nx,nn)
109 190 continue
110 c
111 c INTRODUCTION DES RESTREINTES
112 c
113 do 200 i=1,nod
114 if(iresx(i).eq.1) grk(maxa(3*i-2))=grk(maxa(3*i-2))+1.d20
115 if(iresy(i).eq.1) grk(maxa(3*i-1))=grk(maxa(3*i-1))+1.d20
116 if(iresr(i).eq.1) grk(maxa(3*i ))=grk(maxa(3*i ))+1.d20
117 200 continue
118 c
119 call trip1d (grk,maxa,nn,nwk,nx)
120 c
121 c INTRODUCTION DES CHARGES
122 c
123 do 210 ii = 1 , icc
124 c
125 do 220 i=1,nel
126 w(i)=0.d0
127 ncc(i)=0.d0
128 do 220 j=1,3
129 do 220 k=1,2
130 220 fc(i,j,k)=0.d0
131 do 230 i = 1 , nn

```

```

132 230      vc(i) = 0.d0
133      c
134      print 1
135      print 33,ii
136      read *,nnch
137      if(nnch.gt.0) print 23
138      if(nnch.gt.0) print 25 ,nnch
139      if(nnch.gt.0) print 24
140      do 240 i = 1 , nnch
141      read * , k,vc(k*nd1-2),vc(k*nd1-1),vc(k*nd1)
142      print 26, k,vc(k*nd1-2),vc(k*nd1-1),vc(k*nd1)
143 240      continue
144      c
145      read * , nelcu
146      if (nelcu .ne.0) print 27
147      if (nelcu .ne. 0) print 28 , nelcu
148      if (nelcu .ne. 0) print 29
149      do 250 i = 1 , nelcu
150      read * , k , w(k)
151      if(nelcu.ne.0) print 12 , k , w(k)
152 250      continue
153      c
154      read * , nelcc
155      if (nelcc .ne. 0) print 60 , nelcc
156      do 260 i =1,nelcc
157      read * , k,ncc(k)
158      ncck=ncc(k)
159      do 270 j = 1 , ncck
160      read * , (fc(k,j,l),l=1,2)
161      if(nelcc.ne.0) print 30 ,k,j,(fc(k,j,l),l=1,2)
162 270      continue
163 260      continue
164      c
165      c          VECTEUR CHARGE
166      c
167      c          fl          :vecteur charge equiv. locale
168      c          fg          :vecteur charge equiv globale
169      c
170      c
171      do 290 i = 1 , nel
172      ali = al(i)
173      jj1 = j1(i)
174      jj2 = j2(i)
175      cs = (tx(jj2)-tx(jj1)) / ali
176      sn = (ty(jj2)-ty(jj1)) / ali
177      wi = w(i)
178      call equiv(fg,fl,nk,wi,fc,cs,sn,i,ali)
179      c
180      do 300 j = 1,nd1
181      iad(j) = nd1*(jj1 - 1) + j
182 300      iad(j+nd1) = nd1*(jj2 - 1) + j
183      c
184      do 310 j = 1 , nk
185      vc(iad(j))=vc(iad(j))-fg(j)
186 310      continue
187      c
188 290      continue
189      c
190      c          SOLUTION DES EQUATIONS - DEPLACEMENTS
191      c
192      call sol(grk,vc,maxa,nn,nwk,nx)
193      c
194      print 38
195      do 320 i=1,nod
196 320      print 35 ,i,vc(3*i-2),vc(3*i-1),vc(3*i)
197      c

```

```

198 c
199 c
200 print 1
201 print 40
202 c
203 do 330 i=1,nel
204 c
205     jj1=j1(i)
206     jj2=j2(i)
207     asi=as(i)
208     aii=ai(i)
209     ali=al(i)
210     wi=w(i)
211     ncci=ncc(i)
212     cs=(tx(jj2)-tx(jj1))/ali
213     sn=(ty(jj2)-ty(jj1))/ali
214     call adres(jj1,jj2,ndl,nk,iad)
215     call rigel(amat,nk,e,asi,aii,ali,cs,sn)
216     call equiv(fg,fl,nk,wi,fc,cs,sn,i,ali)
217 c
218     do 340 k=1,nk
219         fl(k)=fg(k)
220         fg(k)=0.d0
221     do 350 j=1,nk
222 350     fg(k)=fg(k)+amat(k,j)*vc(iad(j))
223 340     fg(k)=fg(k)+fl(k)
224 c
225     fl(1)= fg(1)*cs+fg(2)*sn
226     fl(2)=-fg(1)*sn+fg(2)*cs
227     fl(3)= fg(3)
228     fl(4)= fg(4)*cs+fg(5)*sn
229     fl(5)=-fg(4)*sn+fg(5)*cs
230     fl(6)= fg(6)
231 c
232     if(mod(i,2).eq.0.and.i.gt.2) print 1
233     if(mod(i,2).eq.0.and.i.gt.2) print 40
234     print 61
235     print 17
236     print 35,i,(fl(j),j=1,3)
237     print 18
238     print 35,i,(fl(j),j=4,6)
239     xn1=fl(1)
240     xv1=fl(2)
241     xm1=fl(3)
242     call forc(xn1,xv1,xm1,wi,fc,ali,i)
243 c
244 330     continue
245 c
246 c     CALCUL DES REACTIONS
247 c
248     print 39
249     do 360 i=1,nod
250 c
251     if(iresx(i).eq.1) go to 144
252     go to 143
253 144     rx(i)=-vc(3*i-2)*1.d20
254     print 50 , i,rx(i)
255 143     if(iresy(i).eq.1) go to 146
256     go to 145
257 146     ry(i)=-vc(3*i-1)*1.d20
258     print 51 , i,ry(i)
259 145     if(iresr(i).eq.1) go to 147
260     go to 148
261 147     rz(i)=-vc(3*i )*1.d20
262     print 52 , i,rz(i)
263 148     continue

```

```

264      if((iresx(i).eq.1).or.(iresy(i).eq.1).or.(iresr(i).eq.1)) P05
265      1      print 4
266 360      continue
267 210      continue
268 c
269 c      FORMATS D'ECRITURE
270 c
271 1      format('1')
272 2      format(' ',t10,'DONNEES GENERALES'/' ',t8,21('*'))
273 4      format(/)
274 10     format(' ',t10,'nombre d'elements -----=' ,t38,i5/
275 1      ' ',t10,'nombre de noeuds -----=' ,t38,i5/
276 2      ' ',t10,'nombre de noeuds restreints=' ,t38,i5/
277 3      ' ',t10,'nombre de cas de chargement=' ,t38,i5/
278 3      ' ',t10,'module d'elasticite -----=' ,t38,d10.3)
279 11     format(///' ',t8,22('*'))/' ',t10,'DONNEES DES NOEUDS'/' ',t8
280 1,22('*'))/' ',t8,'noeud',7x,'coordx',10x,'coordy')
281 12     format(' ',5x,i5,2(5x,f10.3))
282 13     format(///' ',t8,25('*'))/t10,'RESTREINTES AUX NOEUDS'/' ',
283 1      t8,25('*'))/ t16,'noeud',12x,'iresx',12x,'iresy',12x,'iresr')
284 14     format(' ',4(12x,i5))
285 15     format(///' ',t8,24('*'))/t10,'DONNEES DES ELEMENTS'/' ',
286 1      t8,24('*'))/' ',t8,'elmt',t18,'noeud1',t28,'noeud2',
287 2      t42,'aire',t57,'inertie',t74,'longueur')
288 16     format(' ',3(5x,i5),3(7x,d10.3))
289 17     format(/' ',t8,'elmt',t23,'ng',t40,'vg',t57,'mg')
290 18     format(' ',t23,'nd',t40,'vd',t57,'md')
291 23     format(/' ',t20,22('*')),' ',t22,'charges aux noeuds',/' ',t20,
292 122('*'))/)
293 24     format(' ',t8,'noeud',t26,'fx',t46,'fy',t64,'moment')
294 25     format(' ',t8,'nombre de noeuds charges =' ,i5/)
295 26     format(' ',5x,i5,3(10x,d10.3))
296 27     format(/' ',t20,'**charge en travee**'/' ',t20,20('*'))/)
297 28     format(' ',t10,'nombre d'elements avec charge uniforme =' ,i5/)
298 29     format(' ',t10,'elmt',t22,'W')
299 30     format(' ',t10,i3,i7,5x,2d10.3)
300 33     format(' ',t8,25('*'))/t10,'CAS DE CHARGEMENT NO.' ,t31,i5/
301 1t9,25('*'))
302 35     format(' ',5x,i5,6(5x,d12.4))
303 36     format(///' ',t10,'nombre d'equations',t31,i5/)
304 37     format(' ',t10,'espace requis par grk',t31,i5/)
305 38     format(/' ',t8,15('*'))/' ',t10,'DEPLACEMENTS'/' ',t8,15('*'))/
306 1/' ',t8,'noeud',t24,'dx',t40,'dy',t56,'rot.')
307 39     format(/' ',t12,13('*'))/' ',t14,'REACTIONS'/' ',t12,13('*'))/)
308 40     format(/' ',t8,19('*'))/' ',t10,'EFFORTS INTERNES'/' ',t8,19('*'))
309 41     format(/' ',5x,i5,6(5x,d12.4))
310 50     format(' ',t10,'noeud',t16,i2,t19,'rx=' ,f12.4)
311 51     format(' ',t10,'noeud',t16,i2,t19,'ry=' ,f12.4)
312 52     format(' ',t10,'noeud',t16,i2,t19,'rz=' ,f12.4)
313 59     format(' ',i5)
314 60     format(/' ',t10,'nombre d'elements avec charges concentrees=' ,i5
315 1/' ',t10,'elmt',3x,'no. ch.' ,5x,'fy',8x,' x')
316 61     format(///' ',t20,'**en bouts de membrure**'/' ',t20,24('*'))
317 99     format(a6)
318 c
319      close(unit=5)
320      close(unit=6)
321 c
322      stop
323      end
324 c
325      subroutine adres(jj1,jj2,ndl,n,iad)
326 c
327      dimension iad(n)
328      do 1 i=1,ndl
329      iad(i)=ndl*(jj1-1)+i

```



```

330 1      iad(i+nd1)=nd1*(jj2-1)+1
331      return
332      end
333  c
334      subroutine rigel(sm,n,e,asi,aai,ali,cs,sn)
335  c
336      implicit real*8(a-h,o-z)
337      dimension sm(n,n)
338  c
339      do 1 i=1,n
340      do 1 j=1,n
341  1      sm(i,j)=0.d0
342  c
343      cax=e*asi/ali
344      a1=4.d0*e*aai/ali
345      a2=2.d0*e*aai/ali
346      a3=6.d0*e*aai/(ali**2)
347      a4=12.d0*e*aai/(ali**3)
348  c
349      d1=cax*(cs**2)+a4*(sn**2)
350      d2=(cax-a4)*cs*sn
351      d3=cax*(sn**2)+a4*(cs**2)
352      d4=-a3*sn
353      d5=a3*cs
354  c
355      sm(4,1)=-d1
356      sm(1,1)= d1
357      sm(4,4)= d1
358      sm(2,1)= d2
359      sm(4,2)=-d2
360      sm(5,1)=-d2
361      sm(5,4)= d2
362      sm(2,2)= d3
363      sm(5,2)=-d3
364      sm(5,5)= d3
365      sm(3,1)= d4
366      sm(4,3)=-d4
367      sm(6,1)= d4
368      sm(6,4)=-d4
369      sm(3,2)= d5
370      sm(5,3)=-d5
371      sm(6,2)= d5
372      sm(6,5)=-d5
373      sm(3,3)= a1
374      sm(6,6)= a1
375      sm(6,3)= a2
376  c
377      do 2 i=1,n
378      do 2 j=i,n
379  2      sm(i,j)=sm(j,i)
380      return
381      end
382  c
383      subroutine assemb(iad,nd1,nk,ptk,grk,nwk,maxa,nx,nn)
384  c
385      implicit real*8(a-h,o-z)
386      dimension iad(nk),ptk(nk,nk),grk(nwk),maxa(nx)
387  c
388      do 3 i=1,nk
389      ii=iad(i)
390      do 2 j=1,nk
391      jj=iad(j)
392      if(jj.lt.ii) go to 2
393      k=maxa(jj)+jj-ii
394      grk(k)=grk(k)+ptk(i,j)
395  2      continue

```

```

396 3      continue
397      return
398      end
399  c
400      subroutine tripld (a,maxa,nn,nwk,nnm)
401  c
402      implicit real*8(a-h,o-z)
403      dimension a(nwk),maxa(nnm)
404  c
405      do 140 n=1,nn
406          kn=maxa(n)
407          kl=kn+1
408          ku=maxa(n+1)-1
409          kh=ku-kl
410          if(kh) 110,90,50
411 50      k=n-kh
412          ic=0
413          klt=ku
414          do 80 j=1,kh
415              ic=ic+1
416              klt=klt-1
417              ki=maxa(k)
418              nd=maxa(k+1)-ki-1
419              if(nd) 80,80,60
420 60      kk=min(ic,nd)
421          c=0.d0
422          do 70 l=1,kk
423 70      c=c+a(ki+1)*a(klt+1)
424          a(klt)=a(klt)-c
425 80      k=k+1
426 90      k=n
427          b=0.d0
428          do 100 kk=kl,ku
429              k=k-1
430              ki=maxa(k)
431              c=a(kk)/a(ki)
432              b=b+c*a(kk)
433 100     a(kk)=c
434          a(kn)=a(kn)-b
435 110     if(a(kn)) 120,120,140
436 120     print 1000,n
437         stop
438 1000    format('matrice singuliere rangee',i5)
439 140     continue
440         return
441         end
442         subroutine equiv (fg,fl,nk,wc,fc,cs,sn,k,cl)
443  c
444  c         CHARGES EQUIVALENTES AUX NOEUDS
445  c         SYSTEME GLOBAL
446  c
447  c             fl           :charges suiv. syts. local
448  c             fg           :charges suiv. syts. global
449  c
450         implicit real*8(a-h,o-z)
451         dimension fl(6),fg(6),fc(30,3,2)
452  c
453         fl(1) = 0.d0
454         fl(2) = -wc * cl / 2.d0
455         fl(3) = -wc * cl**2 / 12.d0
456         fl(4) = 0.d0
457         fl(5) = -wc * cl / 2.d0
458         fl(6) = -fl(3)
459  c
460         do 1 j = 1 , 3
461         p = fc(k,j,1)

```

```

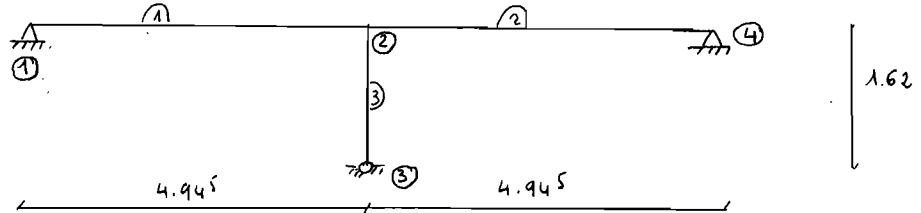
462      ek = fc(k,1,2) / c1
463      fl(2) = fl(2) - p * (1.d0 + 2.d0 * ek) * (1.d0 - ek)**2
464      fl(3) = fl(3) - p * ek * c1 * (1.d0 - ek)**2
465      fl(5) = fl(5) - p * ek**2 * (3.d0 - 2.d0 * ek)
466      fl(6) = fl(6) + p * ek**2 * c1 * (1.d0 - ek)
467  1    continue
468  c
469      fg(1) = fl(1) * cs - fl(2) * sn
470      fg(2) = fl(1) * sn + fl(2) * cs
471      fg(3) = fl(3)
472      fg(4) = fl(4) * cs - fl(5) * sn
473      fg(5) = fl(4) * sn + fl(5) * cs
474      fg(6) = fl(6)
475  c
476      return
477      end
478  c
479      subroutine sol(a,v,maxa,nn,nwk,nnm)
480  c
481  c      RESOLUTION POUR LARGEUR DE BANDE VARIABLE
482  c
483  c          a          :matrice decomposee
484  c          v          :vecteur chargement
485  c
486      implicit real*8(a-h,o-z)
487      dimension a(nwk),maxa(nnm),v(nn)
488  c
489      do 180 n = 1 , nn
490          kl = maxa(n) + 1
491          ku = maxa(n + 1) - 1
492          kukl=ku-kl
493          if(kukl) 180, 160 , 160
494  160      k = n
495          c = 0.d0
496          do 170 kk = kl , ku
497              k = k - 1
498  170      c = c + a(kk) * v(k)
499          v(n) = v(n) - c
500  180      continue
501  c
502  c          substitution a rebours
503  c
504      do 200 n = 1 , nn
505          k = maxa(n)
506  200      v(n) = v(n) / a(k)
507          n = nn
508          do 230 l = 2 , nn
509              kl = maxa(n) + 1
510              ku = maxa(n + 1) - 1
511              kukl=ku-kl
512              if(kukl) 230 , 210 , 210
513  210      k = n
514              do 220 kk = kl , ku
515                  k = k - 1
516  220          v(k) = v(k) - a(kk) * v(n)
517  230          n = n - 1
518          return
519      end
520  c
521  c
522      subroutine forc (xnl,xvl,xml,wi,fc,ali,k)
523  c
524      implicit real*8(a-h,o-z)
525      dimension fc(30,3,2)
526  c
527      print 56

```

```
528      p1=0.d0
529      p2=p1
530      p3=p2
531      x1=fc(k,1,2)
532      x2=fc(k,2,2)
533      x3=fc(k,3,2)
534      x=0.d0
535      c
536      do 20 i=1,11
537      c
538          if(x.gt.x1) go to 10
539          go to 100
540      10      continue
541      c
542          if(x.gt.x2.and.x2.gt.x1) go to 11
543          p1=fc(k,1,1)
544          go to 100
545      11      continue
546      c
547          if(x.gt.x3.and.x3.gt.x2) go to 12
548          p1=fc(k,1,1)
549          p2=fc(k,2,1)
550          go to 100
551      c
552      12      p1=fc(k,1,1)
553              p2=fc(k,2,1)
554              p3=fc(k,3,1)
555      c
556      100      an=-xn1
557              av=-xv1-p1-p2-p3-wi*x
558              am=-av*x-xm1-wi*x**2/2.d0-p1*x1-p2*x2-p3*x3
559              print 53,x,an,av,am
560              x=x+.1d0*ali
561      20      continue
562      53      format(' ',5x,f7.2,3(5x,f12.3))
563      56      format(/t20,'**aux 10-eme de portee**'
564              1/t20,24('*')/t10,' X',t26,'N',t43,'V',t60,'M')
565      return
566      end
```

3.3) EXEMPLE DE FICHER DE DONNEES

Travée 26-27



3 4 3 3 3 1

1 0. 1.65

2 4.945 1.65

3 4.945 0.

4 9.89 1.65

1 1 1 0

3 1 1 0

4 1 1 0

1 1 2 0.06 4.5d-4

2 2 4 0.06 4.5d-4

3 2 3 0.04 1.33d-4

1^e cas

3

1 0. -97.0 0.

2 0. -234.0 0.

4 0. -97.0 0.

2

1 -37.0

2 -37.0

0

2^e cas

0

2

1 -14.8

2 -14.8

0

3^e cas

0

1

1 -14.8

0

4.1) Dimensionnement des poutrelles et poutres

Les poutres et les poutrelles travaillent en flexion simple.
Le principe de dimensionnement en flexion simple com-
-porte essentiellement trois étapes

a) Choix de la section de béton.

Comme la largeur est fixée par les plans architecturaux, nous choisissons une poutre rectangulaire de hauteur h_t définie par: $\frac{1}{16} l \leq h_t \leq \frac{1}{12} l$ où l est la portée entre nu de poteaux. (voir Guerin et LAVALUR, Traité de béton armé T.4)

b) Choix de l'acier d'armatures longitudinales et transversales aux endroits où les sollicitations sont maximales

c) Détermination des points de terminaison des barres.

Nous nous proposons de présenter le calcul détaillé de la poutrelle N1 ainsi que les poutres du 2^e étage.

Par la suite, nous présenterons sous forme tabulaire les autres nervures et poutres des autres étages car leur dimensionnement se fait suivant le même principe en annexe 2.

3

4

EXEMPLE DE FICHER DE RESULTATSDE LA TRAVEE 26.27

7 Avr 09:35 1986 .pte05 Page 2

 CAS DE CHARGEMENT NO. 1

charges aux noeuds

nombre de noeuds charges = 3

noeud	fx	fy	moment
1	.000d+00	-0.970d+02	.000d+00
2	.000d+00	-0.234d+03	.000d+00
4	.000d+00	-0.970d+02	.000d+00

charge en travee

nombre d'elements avec charge uniforme = 2

elmt	W
1	-37.000
2	-37.000

 DEPLACEMENTS

noeud	dx	dy	rot.
1	-0.3056d-33	-0.1657d-17	-0.4718d+06
2	-0.2518d-11	-0.1908d+05	0.4080d-09
3	0.6164d-33	-0.4625d-17	-0.1965d-09
4	-0.3009d-33	-0.1657d-17	0.4718d+06

EFFORTS INTERNES

en bouts de membrure

elmt	ng	vg	mg
1	0.3056d-13	0.6871d+02	-0.1421d-13
	nd	vd	md
1	-0.3056d-13	0.1143d+03	-0.1126d+03

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	0.000	-68.707	0.000
.49	0.000	-50.410	29.452
.99	0.000	-32.114	49.856
1.48	0.000	-13.817	61.212
1.98	0.000	4.479	63.521
2.47	0.000	22.776	56.782
2.97	0.000	41.072	40.995
3.46	0.000	59.369	16.161
3.96	0.000	77.665	-17.721
4.45	0.000	95.962	60.650
4.95	0.000	114.258	-112.627

en bouts de membrure

elmt	ng	vg	mg
2	-0.3056d-13	0.1143d+03	0.1126d+03
	nd	vd	md
2	0.3056d-13	0.6871d+02	.0000d+00

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	0.000	-114.258	-112.627
.49	0.000	95.962	-60.650
.99	0.000	-77.665	-17.721
1.48	0.000	-59.369	16.161
1.98	0.000	-41.072	40.995
2.47	0.000	-22.776	56.782
2.97	0.000	-4.479	63.521
3.46	0.000	13.817	61.212
3.96	0.000	32.114	49.856
4.45	0.000	50.410	29.452
4.95	0.000	68.707	0.000

en bouts de membrure

7 Avr 09:35 1986 pte05 Page 4

elmt	ng	vg	mg
3	0.4625d+03	0.6111d-13	0.9914d-13
	nd	vd	md
3	-0.4625d+03	-0.6111d-13	0.1694d-14

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	-462.517	0.000	0.000
.17	-462.517	0.000	0.000
.33	-462.517	0.000	0.000
.50	-462.517	0.000	0.000
.66	-462.517	0.000	0.000
.83	-462.517	0.000	0.000
.99	-462.517	0.000	0.000
1.16	-462.517	0.000	0.000
1.32	-462.517	0.000	0.000
1.49	-462.517	0.000	0.000
1.65	-462.517	0.000	0.000

REACTIONS

noeud 1 rx= 0.0000
noeud 1 ry= 165.7065

noeud 3 rx= 0.0000
noeud 3 ry= 462.5169

noeud 4 rx= 0.0000
noeud 4 ry= 165.7065

7 Avr 09:35 1986. pte05 Page 5

```
*****
CAS DE CHARGEMENT NO.      2
*****
```

```
**charge en travée**
*****
```

```
nombre d'elements avec charge uniforme =      2
```

```
elmt      W
1          -14.800
2          -14.800
```

```
*****
DEPLACEMENTS
*****
```

```
noeud      dx              dy              rot.
1          -0.1157d-33      -0.2746d-18      -0.1876d+06
2          -0.9539d-12      -0.3772d+04       0.1638d-09
3           0.2309d-33      -0.9145d-18      -0.8367d-10
4          -0.1204d-33      -0.2746d-18       0.1876d+06
```

7 Avr 09:35 1986 pte05 Page 6

EFFORTS INTERNES

en bouts de membrure

elmt	ng	vg	mg
1	0.1157d-13	0.2746d+02	.0000d+00
	nd	vd	md
1	-0.1157d-13	0.4572d+02	-0.4515d+02

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	0.000	-27.463	.000
.49	0.000	-20.145	11.771
.99	0.000	-12.826	19.923
1.48	0.000	-5.508	24.456
1.98	0.000	1.811	25.370
2.47	0.000	9.130	22.665
2.97	0.000	16.448	16.341
3.46	0.000	23.767	6.398
3.96	0.000	31.085	-7.164
4.45	0.000	38.404	-24.345
4.95	0.000	45.723	-45.146

en bouts de membrure

elmt	ng	vg	mg
2	-0.1157d-13	0.4572d+02	0.4515d+02
	nd	vd	md
2	0.1157d-13	0.2746d+02	.0000d+00

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	0.000	-45.723	-45.146
.49	0.000	-38.404	-24.345
.99	0.000	-31.085	-7.164
1.48	0.000	-23.767	6.398
1.98	0.000	-16.448	16.341
2.47	0.000	-9.130	22.665
2.97	0.000	-1.811	25.370
3.46	0.000	5.508	24.456
3.96	0.000	12.826	19.923
4.45	0.000	20.145	11.771
4.95	0.000	27.463	0.000

en bouts de membrure

7 Avr 09:35 1986 pte05 Page 7

elmt	ng	vg	mg
3	0.9145d+02	0.2315d-13	0.3905d-13
	nd	vd	md
3	-0.9145d+02	-0.2315d-13	-0.8510d-15

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	-91.445	0.000	0.000
.17	-91.445	0.000	0.000
.33	-91.445	0.000	0.000
.50	-91.445	0.000	0.000
.66	-91.445	0.000	0.000
.83	-91.445	0.000	0.000
.99	-91.445	0.000	0.000
1.16	-91.445	0.000	0.000
1.32	-91.445	0.000	0.000
1.49	-91.445	0.000	0.000
1.65	-91.445	0.000	0.000

REACTIONS

```
noeud 1 rx= 0.0000
noeud 1 ry= 27.4635
```

```
noeud 3 rx= 0.0000
noeud 3 ry= 91.4451
```

```
noeud 4 rx= 0.0000
noeud 4 ry= 27.4635
```

7 Avr 09:35 1986 pte05 Page 8

```
*****
CAS DE CHARGEMENT NO. 3
*****
```

```
  **charge en travée**
  *****
```

```
nombre d'elements avec charge uniforme = 1
```

```
elmt      W
1         -14.800
```

```
*****
DEPLACEMENTS
*****
```

noeud	dx	dy	rot.
1	-0.6830d-19	-0.2975d-18	-0.2338d+06
2	-0.5629d+03	-0.1886d+04	0.9354d+05
3	0.1366d-18	-0.4572d-18	-0.4626d+05
4	-0.6830d-19	0.2286d-19	-0.4620d+05

 EFFORTS INTERNES

en bouts de membrure

elmt	ng	vg	mg
1	0.6830d+01	0.2975d+02	-0.3908d-13
	nd	vd	md
1	-0.6830d+01	0.4344d+02	-0.3384d+02

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	-6.830	-29.749	0.000
.49	-6.830	-22.431	12.902
.99	-6.830	-15.112	22.184
1.48	-6.830	-7.794	27.847
1.98	-6.830	-.475	29.892
2.47	-6.830	6.844	28.317
2.97	-6.830	14.162	23.124
3.46	-6.830	21.481	14.311
3.96	-6.830	28.799	1.879
4.45	-6.830	36.118	-14.172
4.95	-6.830	43.437	-33.842

en bouts de membrure

elmt	ng	vg	mg
2	-0.6830d+01	0.2286d+01	0.1130d+02
	nd	vd	md
2	0.6830d+01	-0.2286d+01	-0.1776d-14

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	6.830	-2.286	-11.304
.49	6.830	-2.286	-10.173
.99	6.830	-2.286	-9.043
1.48	6.830	-2.286	-7.913
1.98	6.830	-2.286	-6.782
2.47	6.830	-2.286	-5.652
2.97	6.830	-2.286	-4.522
3.46	6.830	-2.286	-3.391
3.96	6.830	-2.286	-2.261
4.45	6.830	-2.286	-1.130
4.95	6.830	-2.286	0.000

en bouts de membrure

7 Avr 09:35 1986 pte05 Page 10

elmt	ng	vg	mg
3	0.4572d+02	0.1366d+02	0.2254d+02
	nd	vd	md
3	-0.4572d+02	-0.1366d+02	-0.3553d-14

aux 10-eme de portee

X	N	V	M
.00	-45.723	-13.659	-22.538
.17	-45.723	-13.659	-20.284
.33	-45.723	-13.659	-18.030
.50	-45.723	-13.659	-15.777
.66	-45.723	-13.659	-13.523
.83	-45.723	-13.659	-11.269
.99	-45.723	-13.659	-9.015
1.16	-45.723	-13.659	-6.761
1.32	-45.723	-13.659	-4.508
1.49	-45.723	-13.659	-2.254
1.65	-45.723	-13.659	0.000

REACTIONS

noeud 1 rx= 6.8297
noeud 1 ry= 29.7494

noeud 3 rx= -13.6594
noeud 3 ry= 45.7225

noeud 4 rx= 6.8297
noeud 4 ry= -2.2859

CHAP. 4.

DIMENSIONNEMENT

DES DIFFERENTS OUVRAGES

4.1.1) Dimensionnement des nervures du type N1

Après analyse structurale, nous avons obtenus les résultats suivants:

Moment en travée maximal : $M_t = 10,85 \text{ kN.m}$

Moment aux appuis maximal $M_e = -17,50 \text{ kN.m}$

Effort tranchant aux appuis externes $V_u = 10,87 \text{ kN}$

à l' " " " " intermédiaires $V_u = 18,11 \text{ kN}$

" " " " au tiers intermédiaire $V_u = 12,32 \text{ kN}$

- détermination des armatures longitudinales

a) Calcul de $\bar{\sigma}_b b h_0 (d - h_0/2)$

$$\bar{\sigma}_b = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,85 \times 20}{1,5} = 11,4 \text{ MPa}$$

$$h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 h = 0,9 \times 24 = 21,6 \text{ cm}$$

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

$$\text{d'où } \bar{\sigma}_b b h_0 (d - h_0/2) = 11,4 [60 \times 4] \cdot (21,6 - \frac{4}{2}) = 53626 \text{ N.m} \approx 54 \text{ kN.m}$$

$$\text{Or } M_{\max} = 10,85 < \bar{\sigma}_b b h_0 (d - \frac{h_0}{2}) \quad \text{ok!}$$

Donc la nervure est une poutre rectangulaire

b) Calcul des armatures longitudinales nécessaires en travée

Pour cela, nous avons utilisé deux méthodes

$$\text{1^{re} méthode: } \mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{10,848}{11,4 \times 60 \times 21,6^2} \times 10^3 = 0,0340$$

$$\rightarrow \alpha = 0,0432 \quad \text{et} \quad \beta = 0,983$$

d'où $\alpha \leq 0,2593$ nous sommes dans le domaine du pivot A, alors

$$\text{la section des armatures } A = \frac{M}{\beta d \bar{\sigma}_s} = \frac{10848}{0,983 \times 21,6 \times 347} = 1,5 \text{ cm}^2$$

2^e methode : Utilisation des abaques de Jean-Pierre Mougin

(Université de Savoie) Annales I.T.B.T.P. Fev 86)

Pour utiliser les aciers de haute adhérence Fe E40

$$X = M/bd^2 = \frac{10,848 \times 10^3}{60 \times 21,6^2} = 0,388$$

$$\rightarrow A_s/bd = 1,1\%$$

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } A_s = 1,52 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T}10$$

Donc la première comme la deuxième méthode donnent la même valeur de A_s . Dans ce qui suit nous utilisons cette dernière méthode pour le calcul des sections rectangulaires.

b) Calcul des armatures au droit des appuis

On prend le moment \bar{a} , $d = 0,9h = 0,9 \times 25 = 0,23 \text{ m}$ de l'appui intermédiaire. d'où le moment de design M sera

$$M = -9,45 - \frac{17,45 - 9,45}{4,83 - 4,35} \times 0,23 = -13,31 \text{ kN.m}$$

$$X = \frac{13,310 \times 10^3}{60 \times 23^2} = 0,503$$

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

$$\text{d'où } \gamma = \frac{A_s}{bd} = 2,5\%$$

$$\text{donc } A = 2,5 \times \frac{60 \times 23}{1000} = 2,10 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3 \text{ T}10$$

Longueur de scellement $l_s = 50\phi = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}$

c) Armatures transversales

c-1) de l'appui externe jusqu'au tiers

$$V_u = 18,11 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{18,11 \times 10}{12 \times 21,6} = 0,70 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{u \max} = \min(0,13 f_{ce}, 4 \text{ MPa}) = 2,6 \text{ MPa} > \sigma_u = 0,70 \text{ MPa} \quad \text{ok!}$$

Pour les nervures, la fissuration est préjudiciable - car la ruine des nervures entraîne un non fonctionnement de une partie de l'ouvrage - d'où l'écartement entre les armatures s_t sera

$$s_t \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b_0 \sigma_u}$$

Pour choisissons comme armature T8 $\Rightarrow A_t = 0,5 \text{ cm}^2$

Aussi, nous avons $f_e = 400 \text{ MPa}$ et $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$\text{d'où } s_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,5}{12 \times \sigma_u} = \frac{13,3}{\sigma_u}$$

Pour $\sigma_u = 0,70 \text{ MPa}$, nous aurons $s_t \leq 19 \text{ cm}$, on choisit $s_t = 15 \text{ cm}$

L'écartement maximal $s_{t \max} = \min(0,9d, 40 \text{ cm}) = 19 > 15 \text{ cm} \quad \text{ok!}$

C-2) Au tiers intermédiaire

$$V_u = 12,32 \text{ kN} \quad \rightarrow \quad \sigma_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{12,32 \times 10}{12 \times 21,6} = 0,46 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{u \max} = 2,6 \text{ MPa} > 0,46 \text{ MPa} \quad \text{ok!}$$

$$s_t \leq \frac{13,3}{0,46} = 28 \text{ cm} \quad \text{or } s_{t \max} = 19 \text{ cm}$$

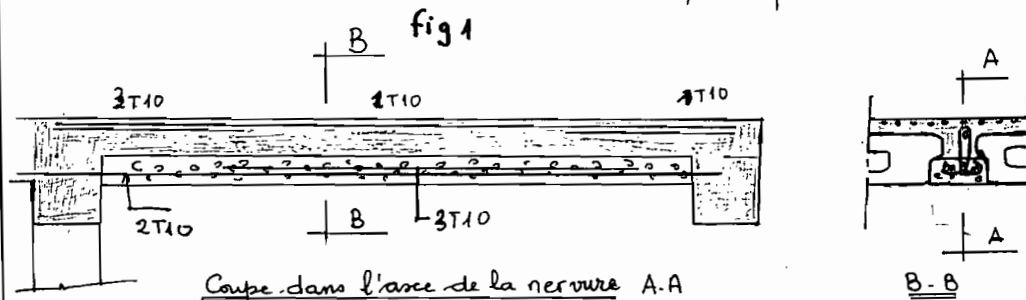
On choisit $s_t = 19 \text{ cm}$

C-3) De l'appui interne au tiers intermédiaire

$$V_u = 10,87 \text{ kN} \quad \Rightarrow \quad \sigma_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{10,87 \times 10}{12 \times 24,6} = 0,42 \text{ MPa}$$

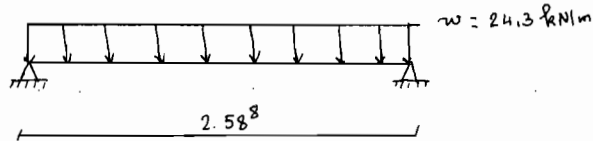
donc $s_t = 15 \text{ cm}$

Donc nous aurons, au niveau de la nervure, la répartition suivante



4.1.2 Dimensionnement des poutres 3, 6, 9, 12 (20x20)

Calcul des charges



$$\text{Moment maximal en travée} \quad M_m = \frac{w l^2}{10} = \frac{24.3 \times 2.6^2}{10} = 16.4 \text{ kNm}$$

$$\text{Moment aux appuis} \quad M = 0.3 M_0 = 0.3 \frac{w l^2}{8} = 0.3 \times \frac{24.3 \times 2.6^2}{8} = 6.2 \text{ kNm}$$

$$\text{Effort tranchant Max} \quad V_u = \frac{Pl}{2} = \frac{24.3 \times 2.6}{2} = 31.6 \text{ kN}$$

Calcul des armatures longitudinales

a) en travée ($M = 16.4 \text{ kNm}$)

$$\text{-d'au} \quad \left\{ \begin{array}{l} X = \frac{M_u}{b d^2} = \frac{16.4 \times 10^3}{20 \times (25 \times 0.9)^2} = 1.62 \\ \rightarrow \gamma = 5\% \\ f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{-d'au} \quad A_s = \frac{5}{1000} \times 20 \times (25 \times 0.9) = 2.25 \text{ cm}^2 \Rightarrow 3T10$$

b) Au droit des appuis ($M = 6.2 \text{ kNm}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{6.2 \times 10^3}{20 \times (25 \times 0.9)^2} = 0.61 \\ \rightarrow \gamma = 2\% \\ f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

$$\text{-d'au} \quad A_s = \frac{2}{1000} \times 20 \times (25 \times 0.9) = 0.9 \text{ cm}^2 \Rightarrow 2T8$$

Calcul des armatures transversales

Effort tranchant de design V_{ud} sera

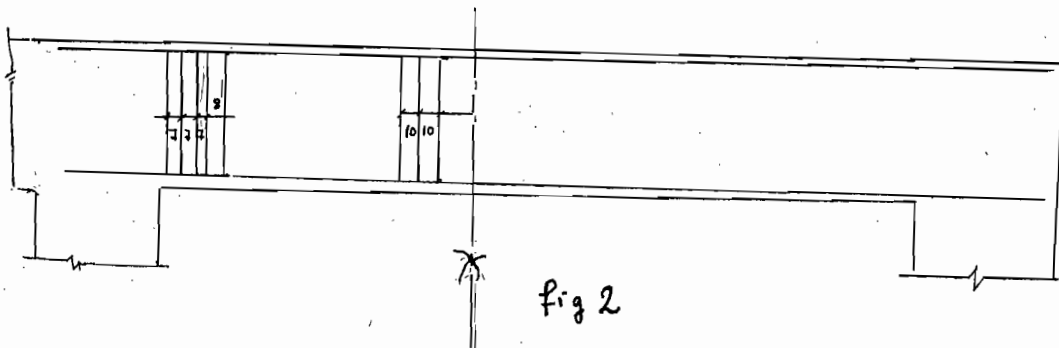
$$\frac{V_{ud}}{260 - 22.5} = \frac{31.6}{260} \Rightarrow V_u = 28.9 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{28,9 \times 10}{20 \times 22,5} = 0,64 \leq \tau_{u, \max} = 2,6 \text{ MPa} \quad \text{OK!}$$

La fissuration est très préjudiciable avec $A_t = 0,28 \text{ cm}^2$ (T6)

$$S_t \leq \frac{0,8 f_e A_t}{b_0 \tau_u} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,28}{20 \times 0,64} = 7 \text{ cm}$$

Donc, la disposition sera la suivante



4.4.3) Dimensionnement des poutres 1-2-8-7 (20 x 30)

longueur entre axe $L = 3,115 \text{ m}$

Moment maximal en travée $M_m = 4,8 \text{ kN.m}$

Moment aux appuis $M = -4,9 \text{ kN.m}$

Effort tranchant Max $V_u = 11,4 \text{ kN}$

Calcul des armatures longitudinales

$$X = \frac{4,9 \times 10^3}{20 \times 22,5^2} = 0,49$$

$$\rightarrow \eta = 1,5 \text{ ‰} \rightarrow A_s = \frac{1,5 \times 20 \times 22,5}{1000} = 0,68 \text{ cm}^2$$

$$f_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

donc 2 T8

Calcul des armatures transversales

$$V_u = 11,1 \text{ kN} \rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{11,1 \times 10}{20 \times 22,5} = 0,25 < \tau_{u, \max}$$

La fissuration est très préjudiciable avec $A_t = 0,28 \text{ cm}^2$ (T6)

$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,28}{20 \times 0,25} = 18 \text{ cm} \Rightarrow S = 15 \text{ cm}$$

La disposition de la poutre sera la suivante

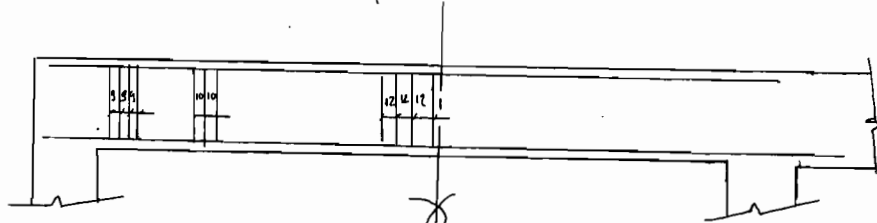


fig 3

4.1.4) Dimensionnement des poutres 4, 5, 10, 11 (20x30)

Longueur entre axe $L = 3,115 \text{ m}$

Moment maximal en travée $M_m = 19,0 \text{ kN.m}$

Moment maximum aux appuis $M = -18,0 \text{ kN.m}$

effort tranchant de design $V_{u_d} = 46 \text{ kN}$, $V_{u_g} = 25 \text{ kN}$

Calcul des armatures longitudinales

Les moments $M_m \approx |M| = 19,0 \text{ kN.m}$

d'où

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{19,0 \times 10^3}{20 \times 27} = 1,3 \\ f_{c28} = 20,0 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \gamma = 4,0\% \rightarrow A_s = \frac{4,0}{1000} \times 20 \times 27 = 2,2 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow 3T10$

donc

Calcul des armatures transversales

Moitié droite de la poutre

$$V_u = 46 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{46 \times 10}{20 \times 27} = 0,85$$

fissuration très préjudiciable ($A = 0,28 \text{ cm}^2$ pour T6)

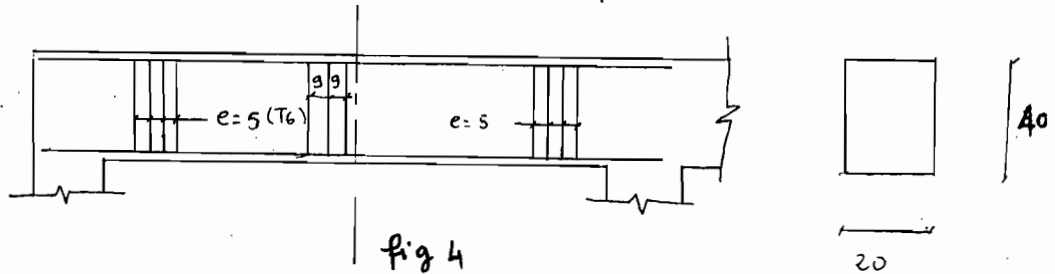
$$S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,28}{20 \times 0,85} = 5,3 \text{ cm} \Rightarrow e = 5 \text{ cm}$$

Moitié gauche de la poutre

$$V_u = 25 \text{ kN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{25 \times 10}{20 \times 27} = 0,46$$

$$\text{d'où } S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,29}{20 \times 0,46} = 9,7 \text{ cm} \Rightarrow e = 9 \text{ cm}$$

La disposition générale de la poutre sera



4.1.5) Dimensionnement des poutres 14, 13 (20 x 40)

Longueur entre axe $L = 4,945 \text{ m}$

Moment maximal en travée $M_m = 70 \text{ kN.m}$

Moment à l'appui de rive $M = -23,2 \text{ kN.m}$

Moment à l'appui intermédiaire $M = -80,0 \text{ kN.m}$

Effort tranchant de design $V_{ud} = 100 \text{ kN}$, $V_{ug} = 60 \text{ kN}$

Calcul des armatures longitudinales

. En travée ($M = 70 \text{ kN.m}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{70 \times 10^3}{(40 \times 0,9)^2 \times 20} = 2,7 \\ f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 2,6 \text{ ‰} \rightarrow A_s = \frac{8,6}{1000} \times 20 \times 360 = 6,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

donc $A_s \Rightarrow 2 \text{ T}20$

. Au droit de la rive ($M = 23,2 \text{ kN.m}$)

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{23,2 \times 10^3}{20 \times 36^2} = 1,13 \\ f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \gamma = 4 \text{ ‰} \rightarrow A_s = \frac{4}{1000} \times 27 \times 360 = 2,2 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Au droit du poteau intermediaire

$$\left\{ \begin{array}{l} X = \frac{80 \times 10^3}{20 \times 32} = 3,1 \\ f_{c28} = 20 \text{ MPa} \end{array} \right. \rightarrow \eta = \frac{A_s}{bd} = 10\% \rightarrow A_s = \frac{10}{1000} \times 20 \times 32 = 7,2 \text{ cm}^2$$

donc nous avons 4T16

Calcul des armatures transversales

Moitie gauche de la poutre ($V_u = 60 \text{ kN}$)

$$V_u = 60 \text{ kN} \rightarrow \sigma_u = \frac{60 \times 10}{20 \times 32} = 0,94 \text{ MPa} \rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,5}{20 \times 0,94} = 8,5 \text{ cm}$$

- d'où T8 (e = 8 cm)

Moitie droite de la poutre

$$V_u = 100 \text{ kN} \rightarrow \sigma_u = \frac{100 \times 10}{20 \times 32} = 1,56 \text{ MPa} \rightarrow S_t \leq \frac{0,8 \times 400 \times 0,5}{20 \times 1,56} = 5 \text{ cm}$$

- d'où T8 (e = 5 cm)

La disposition generale sera

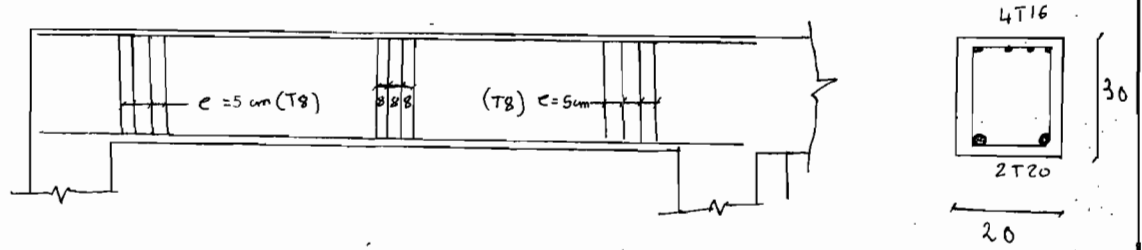


Fig 5

4.2) Dimensionnement de la dalle pleine

Données :-

$$h_t = 25 \text{ cm} \rightarrow d = 0,9h = 22,5 \text{ cm}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow f_{t28} = 2,2 \text{ MPa}$$

Etat limite de service : f_e E40 : $\sigma_s = 240 \text{ MPa}$

Etat ultime de résistance : f_u E40 : $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$G = 25 \times 0,25 = 6,2 \text{ kN/m}^2 ; Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

La fissuration est préjudiciable.

Principe du dimensionnement

Even qu'il y ait une ouverture, il faut considérer la dalle sans ouverture, puis la dimensionner comme telle et ensuite couper les barres dans l'ouverture pour renforcer les contours du trou.

Dimensionnement de la dalle

Calcul des moments

$$l_x = l_y = 7,0 \rightarrow l_x / l_y = 1,0$$

$$\text{d'ici } M_{Gx} = M_{Gy} = 0,0044 \times 6,2 \times 7,0^2 = 13,4 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{Qx} = M_{Qy} = 0,0044 \times 3,0 \times 7,0^2 = 6,5 \text{ kN.m/m}$$

Prenons une largeur de dalle dans une direction, unitaire : $b = 100 \text{ cm}$

Contrôle de la flèche (Art.B6.5.2)

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} = \frac{100 \times 22,5^3}{12} = 949215 \text{ cm}^4$$

$$I_f = I_0 \left(\frac{1}{1 + \mu} \right) \quad \text{or} \quad \mu = \min \left(0, 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4(\sigma_s + f_{t28})} \right)$$

Supposons $\beta = 1\%$

$$\mu_1 = 1 - \frac{1,75 \times 2,2}{4 \left(\frac{240 \times 1}{100} + 2,2 \right)} = 0,7 > 0 \Rightarrow \mu = 0$$

d'où $I_f = I_0$

Les charges permanentes G étant par définition, de longue durée et les charges d'exploitation Q , de courte durée, la flèche totale sera

$$f_t = f_{g_v} + f_{q_i}$$

Or,

$$f_{g_v} = \frac{M_g l^2}{10 E_v I_0} \quad \text{et} \quad f_{q_i} = \frac{M_q l^2}{10 E_i I_0}$$

De plus

$$E_v = 3700 f_{c_j}^{1/3} = 3700 \times \sqrt[3]{25} = 10820 \text{ MPa}$$

$$E_i = 11000 f_{c_j}^{1/3} \quad \text{et comme nous prenons } f = 1 \text{ jour, nous aurons}$$

$$f_{c_j} = 0,685 f_{c_{28}} \log(j+1) = 0,685 \times 25 \times \log 2 = 5,2$$

D'où

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{5,2} = 19060 \text{ MPa}$$

$$f_{g_v} = \frac{13,4 \times 7,0^2 \times 10^7}{10 \times 10820 \times 94920} = 0,64$$

$$f_{q_i} = \frac{6,5 \times 7,0^2 \times 10^7}{10 \times 19060 \times 94920} = 0,20$$

$$\text{D'où } f_t = 0,64 + 0,20 = 0,84 \text{ cm}$$

Valeur limite de flèche (Art B6.5.2)

L'article stipule que :

si la portée $l < 5 \text{ m}$

la flèche totale $f_t < 0,002 l$

si la portée $l \geq 5 \text{ m}$

la flèche totale $f_t < 0,5 \text{ cm} + 0,001 l$

Comme nous avons $l = 7,0 \text{ m} \rightarrow f_{t \text{ max}} = 0,5 + \frac{700}{1000} = 1,2 \text{ cm}$

$$f_t = 0,84 \text{ cm} < 1,2 \text{ cm} \quad \text{ok!}$$

Calcul de la quantité d'armatures nécessaires

$$M_u = 1,35 \times 13,4 + 1,50 \times 6,5 = 27,8 \text{ kN.m / m}$$

$$b = 100 \text{ cm}, \quad d = 22,5 \text{ cm} \quad \text{ce qui donne } A_s = 4,05 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

soit 9T8 par mètre linéaire ou 1T8 ($e = 10 \text{ cm}$) dans les 2 directions

4.3) Dimensionnement des planchers en Console

4.3.1) Console du plancher haut Rez de chaussée

La console sera en dalle pleine avec utilisation d'un contre poids de même longueur que la console sur le plancher hourdé.

• données

$$l = 150 \text{ cm} \quad ; \quad f_e \text{ E 40 type 1} \quad , \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

• Epaisseur de la dalle $h_t \geq \frac{150}{12} = 12,5 \rightarrow h = 15 \text{ cm} \rightarrow d = 13,5 \text{ cm}$

• hypothèse on prend comme largeur de bande $b = 100 \text{ cm}$

• Calcul de charge

poids propre $25 \times 0,15 = 3,75$

forme de pente $1,0$

protection + étanchéité $1,2$

$$G = 5,95 \text{ kN/m}^2$$

Charge permanente due au garde-corps :

$$G_1 = 25 \times 1,05 \times 0,12 = 3,0 \text{ kN/m}$$

Surcharge superficielle $Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$

• Calcul des efforts

$$M_G = 5,95 \times \frac{1,5^2}{2} + 3,0 \times 1,5 = 11,2 \text{ kN.m/m}$$

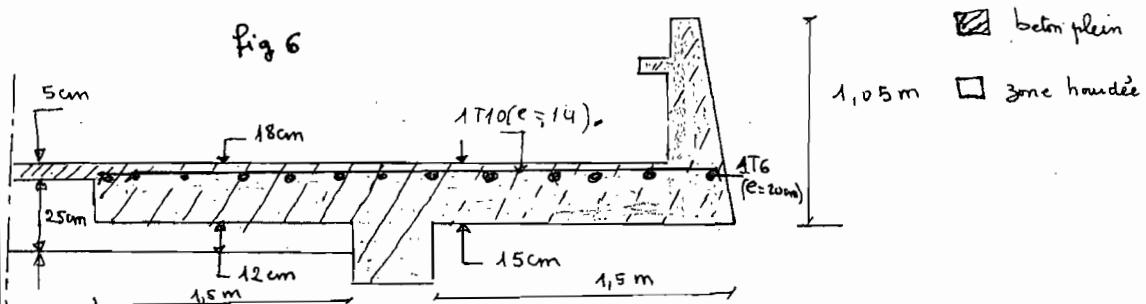
$$M_Q = 3,0 \times \frac{1,5^2}{2} + 1,0 \times 1,5 = 4,75 \text{ kN.m/m}$$

$$M_u = 11,2 \times 1,35 + 4,75 \times 1,5 = 22,4 \text{ kN.m/m}$$

$$X = \frac{22,4 \times 10^3}{100 \times 13,5^2} = 1,23 \rightarrow \eta_y = 4\% \rightarrow A_s = \frac{4 \times 100 \times 13,5}{1000} = 5,4 \text{ cm}^2$$

On choisit 1T10 (e = 14 cm) comme acier longitudinal et

1T6 (e = 20 cm) comme acier de répartition



4.3. 2) Dimensionnement du console du plancher h⁺ du 1^{er} étage

$$l = 2,30 \text{ m} \rightarrow h_t \geq \frac{230}{12} = 18 \text{ cm} \rightarrow d = 16,2 \text{ cm}$$

les autres données ne changent pas

• Charge permanente

poide propre	$25 \times 0,18$	4,5
forme de pente		1,0
protection + etancheite		<u>1,2</u>
		$G = 6,7 \text{ kN/m}^2$

poide propre de l'axetere $G_1 = 3,0 \text{ kN/m}$

• surcharge d'exploitation

$$Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

$$Q_1 = 1,0 \text{ kN/m}$$

• Calcul des efforts de flexion

$$M_G = 6,7 \times \frac{2,3^2}{2} + 3,0 \times 2,30 = 24,6 \text{ kN.m/m}$$

$$M_Q = 3,0 \times \frac{2,3^2}{2} + 1,0 \times 2,3 = 10,2 \text{ kN.m/m}$$

$$M_u = 1,35 \times 24,6 + 1,5 \times 10,2 = 48,5 \text{ kN.m/m}$$

• Calcul de la section d'armatures longitudinales

$$X = \frac{48,5 \times 1000}{100 \times 16,2^2} = 1,84 \rightarrow \frac{A_s}{bd} = 6/1000 \rightarrow A_s = \frac{6 \times 100 \times 16,2}{1000} = 9,72 \text{ cm}^2$$

On choisit alors 1T16 (e = 15cm)

• Calcul des efforts tranchant

$$V_{uG} = 6,7 \times 2,3 + 3,0 = 18,4 \text{ kN/m}$$

$$V_{uQ} = 3,0 \times 2,3 + 1,0 = 7,9 \text{ kN/m}$$

$$V_u = 1,35 \times 18,4 + 1,5 \times 7,9 = 36,7 \text{ kN/m}$$

$$\bar{\sigma}_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{36,7 \times 10^3}{100 \times 0,162} = 0,226 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

donc on choisit, comme acier de repartition 1T8 (e = 20 cm)

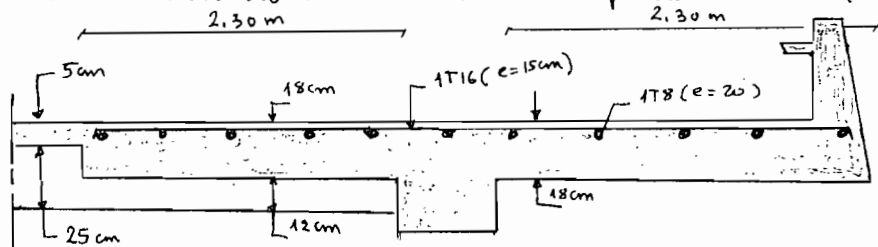


fig 7

4.4) Dimensionnement des poteaux

L'étude pour la détermination des armatures longitudinales nécessaire pour assurer une stabilité de forme peut se faire suivant le mode de chargement des poteaux:

a) Si le poteau est soumis à une compression simple centrée alors son mode de chargement donne une compression simple.

b) Si le poteau est chargé de façon excentrée ou soumis à des couples de flexion importants alors le mode de chargement donne une flexion composée ou devée suivant que la flexion se fait dans une ou deux directions.

Dans ce cas de structures que nous avons à analyser, les moments de continuité ont des valeurs faibles et ne sont pas pris en compte, ainsi nous avons le cas de poteau réputé centré.

4.4.1) Principe du dimensionnement de ces poteaux

Soit N_u l'effort normal ultime

- B_r : section de béton réduite de 1 cm de ses parois (pour une section rectangulaire $B_r = (b-2)(h-2) \text{ cm}^2$)

- A_s la section d'acier longitudinale

- $\gamma_s = 1,15$

- α coefficient destiné à tenir compte de l'excentricité et des effets du 2^e ordre

Pour avoir:

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{1,35} + A_s \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{si } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{si } 50 < \lambda \leq 100$$

Comme la moitié des charges appliquées sur le poteau peut se faire avant 90 jours, la norme propose de diviser α par 1,20.

λ représente l'élancement d'où

$$\lambda = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad \text{où } I : \text{moment d'inertie}$$

B section de béton

Pour une poutre ou un poteau de section rectangulaire

$$\lambda = 3,46 \frac{l_f}{h} \quad \text{ou } \lambda = 3,46 \frac{l_f}{b} \quad \text{suivant la direction de flambement.}$$

$$\text{Pour une poutre circulaire, } \lambda = 4 \frac{l_f}{D}$$

Pour nous proposons de présenter le calcul détaillé des poteaux du 1^{er} étage.

Par la suite nous présenterons sous forme tabulaire les autres poteaux des autres niveaux comme le dimensionnement se fait suivant le même principe. (voir annexe 3)

4.4.2) Dimensionnement des poteaux

4.4.2.1) Dimensionnement des poteaux 1, 3, 4, 6, 7, 9, 10, 13

Pour avons des poteaux de section de beton B = 20x20 avec

$$N_u = 31,9 + 31,6 = 63,5 \text{ kN}$$

le batiment est contreventé $\Rightarrow l_f = 0,7 l_0$ avec $l_0 = 10,83 - 8,13 = 2,7 \text{ m}$

d'où $l_f = 0,7 \times 2,7 = 1,90 \text{ m}$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{190}{20} = 33 < 100 \quad \text{ok!}$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{33}{35}\right)^2} = 0,72$$

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

avec $\gamma_s = 1,15$, $f_e = 400 \text{ MPa}$

$\gamma_b = 1,5$ $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$

$$\rightarrow \frac{N_u}{\alpha} \leq \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s}$$

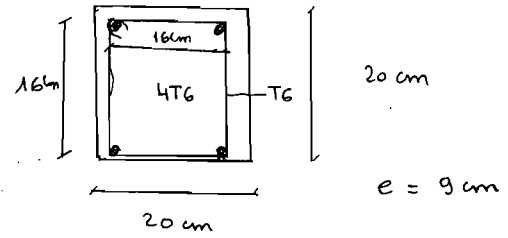
$$\rightarrow A \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$$

$$\rightarrow A \geq \frac{1,15}{400} \left[\frac{63,5 \times 10}{0,72} - \frac{18^2 \times 20}{0,9 \times 1,5} \right] \quad \text{negatif}$$

- donc on choisit 4T6 et l'ecartement admis sera le minimum entre

- $15 \phi_L = 15 \times 0,6 = 9 \text{ cm}$
 - $20 + 10 = 30 \text{ cm}$
 - 40 cm
- $\rightarrow S = 9 \text{ cm} = e$

Donc nous avons la disposition suivante



7 Avr 09:35 1986 pte05 Page 1

DONNEES GENERALES

```

*****
nombre d'elements -----= 3
nombre de noeuds -----= 4
nombre de noeuds restreints= 3
nombre de cas de chargement= 3
module d'elasticite -----= 0.100d+01

```

DONNEES DES NOEUDS

noeud	coordx	coordy
1	.000	1.650
2	4.945	1.650
3	4.945	.000
4	9.890	1.650

RESTREINTES AUX NOEUDS

noeud	iresx	iresy	iresr
1	1	1	0
3	1	1	0
4	1	1	0

DONNEES DES ELEMENTS

elmt	noeud1	noeud2	aire	inertie	longueur
1	1	2	0.600d-01	0.200d-03	0.495d+01
2	2	4	0.600d-01	0.200d-03	0.495d+01
3	2	3	0.400d-01	0.133d-03	0.165d+01

nombre d'equations = 12
espace requis pour grk = 60

4.4.2.2) Dimensionnement des poteaux 2, 5, 8, 11

Poteaux de 20×20 avec une charge centrée P_u

$$l_f = 1,90 \rightarrow \lambda = 33 \rightarrow \alpha = 0,72$$

La section d'armatures nécessaire sera

$$A_s \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left[\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$$

$$N_u = 26,44 + 70,33 \simeq 97 \text{ kN}$$

$$A_s \geq \frac{1,5}{400} \left[\frac{97,0 \times 10}{0,72} - \frac{18^2 \times 20}{0,9 \times 1,55} \right] \quad \text{negatif}$$

Donc on choisit 4T6 avec un espacement de 9 cm

Même disposition que précédemment

4.4.2.3) Dimensionnement du poteau 11

Poteau de 20×20 avec une charge centrée $P_u = 234 \text{ kN}$

$$l_f = 1,90 \text{ m} \rightarrow \lambda = 33 \rightarrow \alpha = 0,72$$

La section d'armatures nécessaire sera

$$A_s \geq \frac{1,5}{400} \left[\frac{234 \times 10}{0,72} - \frac{18^2 \times 20}{1,5 \times 0,9} \right] \quad \text{negatif}$$

Donc on choisit 4T6 avec $e = 9 \text{ cm}$

Même disposition que précédemment.

4.5 Dimensionnement des Semelles

4.5.1) Introduction

Comme tous poteaux sont réputés centrés, nous utiliserons quant à leur dimensionnement le principe suivant :

données

P : charge à transmettre au sol

$\bar{\sigma}_{sol}$: la contrainte à envisager pour le sol de fondation

a et b : dimensions du poteau

a' et b' : dimensions de la semelle à sa base

et devons avoir

$$a' \times b' \times \bar{\sigma}_{sol} \geq P \quad \text{avec } \frac{a'}{b'} = \frac{a}{b}$$
$$d_a \geq \frac{b'-b}{4} ; d_b \geq \frac{a'-a}{4} ; e \geq 6\phi + 6$$

Les armatures $A_{a'}$ parallèles au côté a' auront donc pour valeur

$$A_{a'} = \frac{P(a'-a)}{8 d_a \sigma_s}$$

de même

$$A_{b'} = \frac{P(b'-b)}{8 d_b \sigma_s}$$

4.5.2) Exemple de calcul

$f_e E 40$ type 1 $\Rightarrow \sigma_s = 240 \text{ MPa}$ la ferrure est très préjudiciable

$\bar{\sigma}_{sol} = 0,6 \text{ MPa}$

poteau 1

$P_G = 352,2 \text{ kN}$; $P_R = 147,9 \text{ kN}$; $a \times b = 30 \times 20$

dimensionnement de la semelle s1

* Etat-limite ultime

$$P_u = 1,35 \times 352,2 + 1,5 \times 147,9 = 697,3 \text{ kN}$$

$$a' b' \geq \frac{697,3 \times 1000}{0,6} = 1162166 \text{ mm}^2 = 11622 \text{ cm}^2$$

Comme $\frac{b}{a} = 1,5$, nous prendrons $a' = 85 \text{ cm}$ et $b' = 130 \text{ cm}$

$$d_b > \frac{130-30}{4} = 25,3 \rightarrow d_b = 31 \text{ cm}$$

On suppose que l'origine des brèles est la même $\rightarrow d_a = d_b - 1 \text{ cm} = 24 \text{ cm}$

En état limite ultime $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$A_{b'} = \frac{697300 \times (1300 - 300)}{8 \times 310 \times 348} = 7,19 \text{ cm}^2$$

$$A_{a'} = \frac{697300 \times (850 - 200)}{8 \times 300 \times 348} = 5,43 \text{ cm}^2$$

* Etat-limite de Service : fission préjudiciable

$$P = P_G + P_Q = 352,2 + 147,4 = 500,1 \text{ kN}$$

$$\sigma_s = 0,6 f_c = 0,6 \times 400 = 240 \text{ MPa}$$

$$A_{b'} = \frac{500100 \times (1300 - 300)}{8 \times 310 \times 240} = 8,40 \text{ cm}^2$$

$$A_{a'} = \frac{500100 \times (50 - 200)}{8 \times 300 \times 240} = 5,64 \text{ cm}^2$$

* Choix des armatures

Pour avoirs $A_{b'} = 8,86 \text{ cm}^2$ sont 6 T14

$A_{a'} = 5,97 \text{ cm}^2$ sont 4 T14

Pour les $\phi 14$ nous avons $l_s = \frac{\phi}{4} \frac{f_c}{\sigma_s} = \frac{1,4}{4} \times \frac{400}{2,8} = 50 \text{ cm}$

Comme $l_s = 50 \text{ cm} > \frac{115}{4} = 28,8 \text{ cm}$ les armatures parallèles à b' seront munies

de crochets

Comme $l_s = 50 > \frac{75}{4} = 18,75 \text{ cm}$, les armatures parallèles à a' seront munies de crochets

Pour l'épaisseur du bord libre, nous devons avoir

$$e \geq 6\phi + 6 = 6 \times 1,4 + 6 = 14,4 \text{ cm}, \text{ nous prendons } e = 15 \text{ cm}$$

La hauteur totale de la semelle $h_t = 30 + 5 = 35 \text{ cm}$

Ferrailage de la semelle du poteau 1

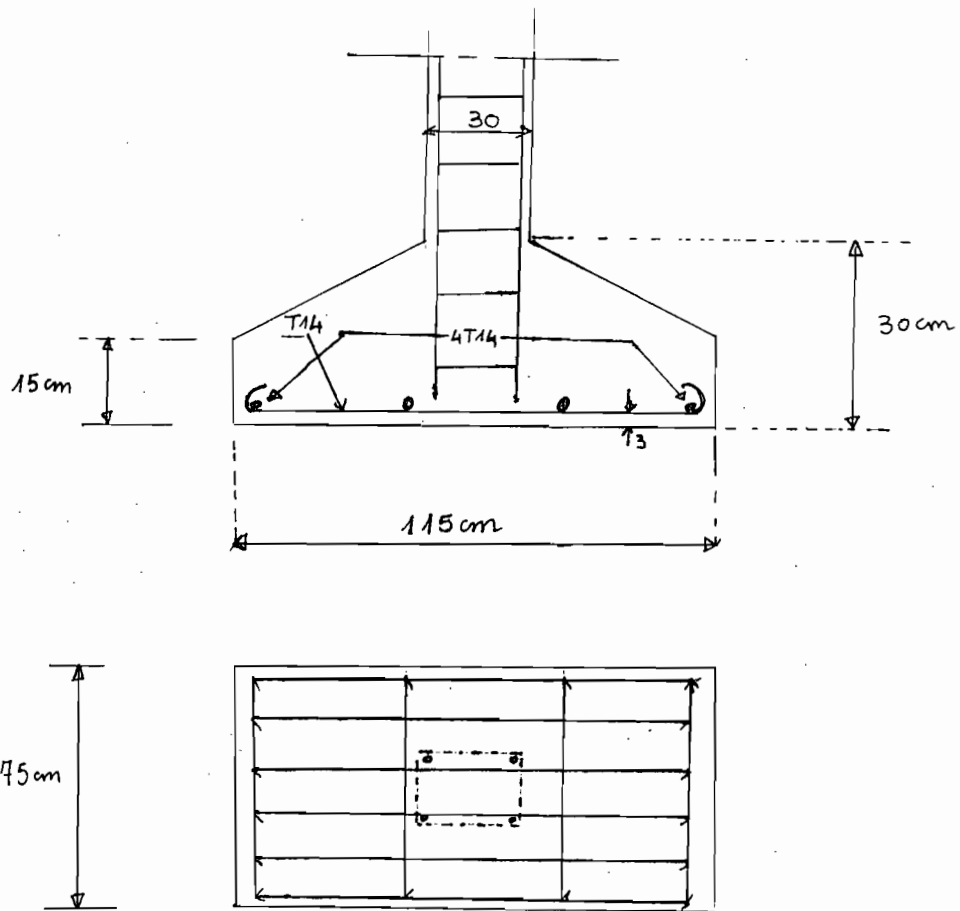


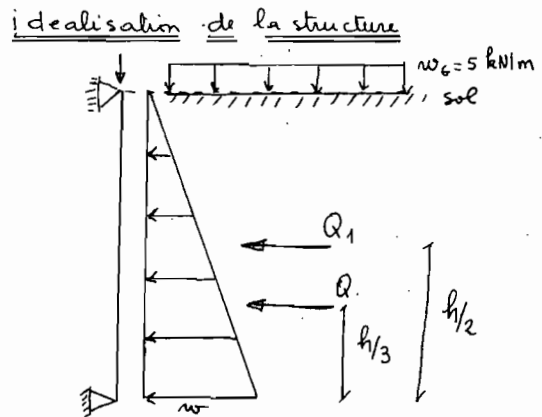
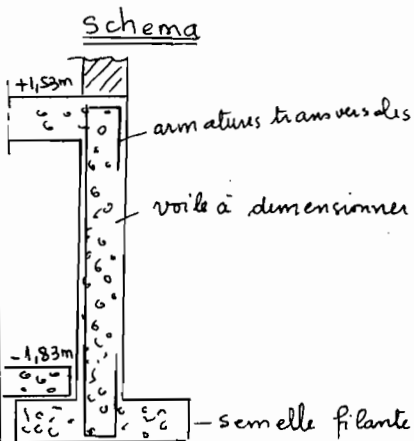
figure 8

3 TABLEAUX DES SEMELLES ISOLÉES

Poteaux		m ^e	Semelles						
m ^e	Section b x h cm ²		b' cm	A _b ' cm ²	Armatures	a' cm	A _a ' cm ²	Arma- tures	h cm
2	40x20	S2	180	12,8	9T14	90	6,5	6T12	45
3	30x20	S3	135	9,00	8T12	90	6,2	6T12	40
4	30x20	S4	140	9,57	5T16	95	6,73	6T12	40
5	40x20	S5	155	9,18	6T14	80	4,93	5T12	40
8	50x20	S6	240	18,26	6T20	95	7,34	5T14	60
9	30x20	S7	125	7,48	7T12	85	5,30	7T10	35
10	30x20	S8	135	8,73	6T14	90	6,00	4T14	35
11	50x20	S9	225	16,0	8T16	90	6,52	6T12	55
12	40x20	S10	160	9,83	7T14	80	5,05	7T10	40
14	40x20	S11	185	13,28	7T16	90	6,57	6T12	45
15	40x20	S12	180	12,1	8T14	90	6,2	8T10	45
17	40x20	S13	170	10,77	7T14	85	5,52	5T12	40
18	40x20	S14	175	11,6	6T16	90	6,17	6T12	45
19	40x20	S15	170	11,23	6T16	85	5,76	6T12	40
20	40x20	S16	180	12,80	7T16	90	6,55	6T12	45
21	40x20	S17	175	11,71	6T16	90	6,23	6T12	45
45	20x20	S18	50	1,29	5T6	50	1,39	5T6	20
46	30x20	S19	145	10,27	7T14	95	6,90	7T12	40
47	20x20	S20	70	2,87	4T10	70	3,04	4T10	25
48	20x20	S21	80	4,12	4T12	80	4,32	4T12	25
49	20x20	S22	75	3,43	5T10	75	3,61	5T10	25

Poteaux		Semelles							
n°	Section b x h cm	n°	b' cm	A' _b cm ²	Armatures	a' cm	Aa' cm ²	Armatures	h cm
50	20x20	S23	30	0,27	3T6	30	0,27	3T6	15
51	20x20	S24	40	0,72	4T6	40	0,79	4T6	15
52	30x30	S25	130	8,31	8T12	85	5,58	5T12	35
53	20x20	S26	60	1,90	5T8	60	2,03	5T8	20
54	50x20	S27	230	16,38	9T16	90	6,50	6T12	55
55	30x20	S28	125	7,60	7T12	85	5,38	5T12	35
31	20x30	S29	85	3,09	5T10	60	2,36	6T8	25
32	20x30	S30	120	7,05	9T10	80	4,87	7T10	30
33	20x30	S31	120	7,02	9T10	80	4,85	7T10	30
34	20x30	S32	125	7,49	5T14	85	5,30	5T12	36
35	20x30	S33	90	3,43	5T10	60	2,40	6T8	25
42	20x20	S34	70	3,12	5T10	70	3,30	5T10	25
56	∅=20	S35	∅=50	0,56	4T6	∅=50	0,61	4T6	20

4.6) Dimensionnement des parois extérieures du sous-sol



données

$$\Delta = 0,270 \quad A = 15,8 \text{ kN/m}^3 \quad f = 0,65 \quad \sigma_{\text{sol}} = 9,6 \text{ MPa}$$

$$w_g = 5 \text{ kN/m}^2 \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa} \quad f_e = 400 \text{ MPa} \quad \gamma_s = 1,15$$

1) Mur de soutènement

$$Q = A \Delta \frac{h^2}{2} = 15,8 \times 0,270 \times \frac{3^2}{2} = 19,2 \text{ kN}$$

$$Q_1 = A w_g h = 0,270 \times 5 \times 3,0 = 4,05 \text{ kN}$$

$$M_G = \frac{w h^3}{9} = \frac{(0,27 \times 15,8 \times 3,0) \times \frac{3^2}{9}}{9} = 12,6 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = Q_1 \frac{h}{2} = 4,05 \times 1,5 = 6,1 \text{ kN.m}$$

$$M_u = 1,35 M_G + 1,5 M_Q = 1,35 \times 12,6 + 1,5 \times 6,1 = 26,2 \text{ kN.m}$$

La section d'armatures transversales nécessaires (voir schema)

$$h = 20 \text{ cm} \Rightarrow d = 17,5 \text{ cm}, \text{ on choisit une largeur unitaire } b = 100 \text{ cm}$$

En flexion simple, on utilise les abaques de Moegen

$$x = \frac{M}{b d^2} = \frac{26,2 \times 10^3}{100 \times (17,5)^2} = 0,85 \rightarrow A_s = \frac{2,75 \times 100 \times 17,5}{1000} = 4,8 \text{ cm}^2/\text{m}$$

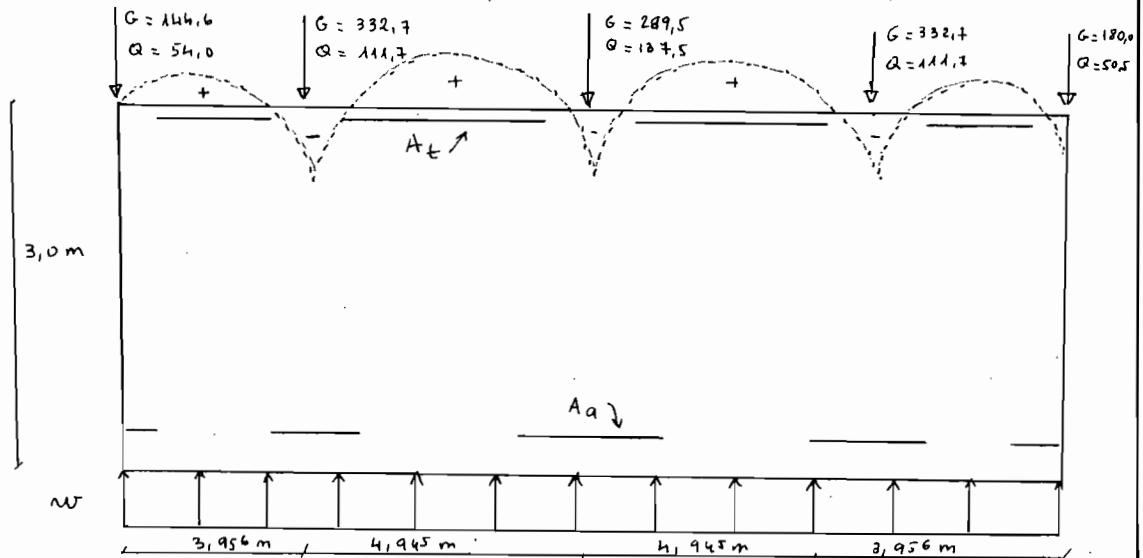
La section d'armatures longitudinales nécessaire

$$V_u = 1,35 \times 19,2 + 1,50 \times 4,05 = 32,7 \text{ kN}$$

$$\sigma_u = \frac{32,7 \times 10^3}{1 \times 0,175} = 0,187 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc acier longitudinal pas nécessaire pour le mur de soutènement.

2°) Action de la paroi flexée



La paroi travaille en poutre renversée, les charges ponctuelles sont les actions et la charge répartie w constitue la réaction

Calcul de w_G et w_Q

$$w_G = \frac{144,6 + 332,7 + 289,5 + 332,7 + 180,0}{4,945 \times 2 + 3,956 \times 2} \pm 2,5 \times 0,2 \times 3 = 86,8 \text{ kN/m}$$

$$w_Q = \frac{54,0 + 111,7 + 137,5 + 111,7 + 50,5}{4,945 \times 2 + 3,956 \times 2} = 26,1 \text{ kN/m}$$

$$w_u = 1,35 \times 86,6 + 1,5 \times 26,1 = 156,3 \text{ kN/m}$$

Cette paroi se dimensionne comme une poutre cloison

calcul des armatures longitudinales

* Armatures en travée A_t

$$M_t = 0,85 \times 156,3 \times \frac{3,76^2}{8} = 244,8 \text{ kN.m}$$

$$z = 0,2 \times (3,76 + 1,5 \times 3,0) = 1,65 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z f_c / \gamma_s} = \frac{244,8 \times 10^{-3}}{1,65 \times 352} \times 10^4 = 4,21 \text{ cm}^2$$

* Aux appuis

$$M_a = 0,5 \times 156,3 \times \frac{3,76^2}{8} = 138,0 \text{ kN.m}$$

$$A_a = \frac{138}{1,65 \times 352} \times 10 = 2,80 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures transversales

$$V_0 = \frac{156,3 \times 4,80}{2} = 375 \text{ kN}$$

$$\tau_0 = \frac{375 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,0} = 0,625 \text{ MPa} < 0,05 f_{ct28} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc, acier longitudinal pas nécessaire pour la paroi fléchie

3) Choix des armatures pour les parois

Armatures transversales

nous avons trouvé seul l'effet du mur de soutènement demande ces armatures

$$A_s = 4,8 \text{ cm}^2 / \text{m} \text{ de largeur soit } 1\text{T}10 (e = 15 \text{ cm})$$

Armatures longitudinales

Seul la paroi fléchie exige leur utilisation eu regard aux calculs.

nous avons trouvé dans la partie supérieure - Armature en travée - une section $A_t = 4,21 \text{ cm}^2$ (6T10) à placer sur une hauteur $h_c \leq 0,15 h$ soit 2T10 ($e = 10 \text{ cm}$) sur 3 couches.

Dans la partie inférieure - Armatures aux appuis - nous avons une section $A_a = 2,38 \text{ cm}^2$ (3T10) à placer sur hauteur $h_a \leq 0,10 h$, soit 2T10 ($e = 10 \text{ cm}$) sur 2 couches.

Aciers de Répartition

- longitudinales: on place 1T6 ($e = 20 \text{ cm}$) dans la partie centrale - entre 0,45 m et 2,70 m - de la paroi

- transversale: on place dans la face au droit du sol 1T6 ($e = 15 \text{ cm}$) de sorte que les barres de T10 et T6 soit sur le même plan.

Ferrailage du voile

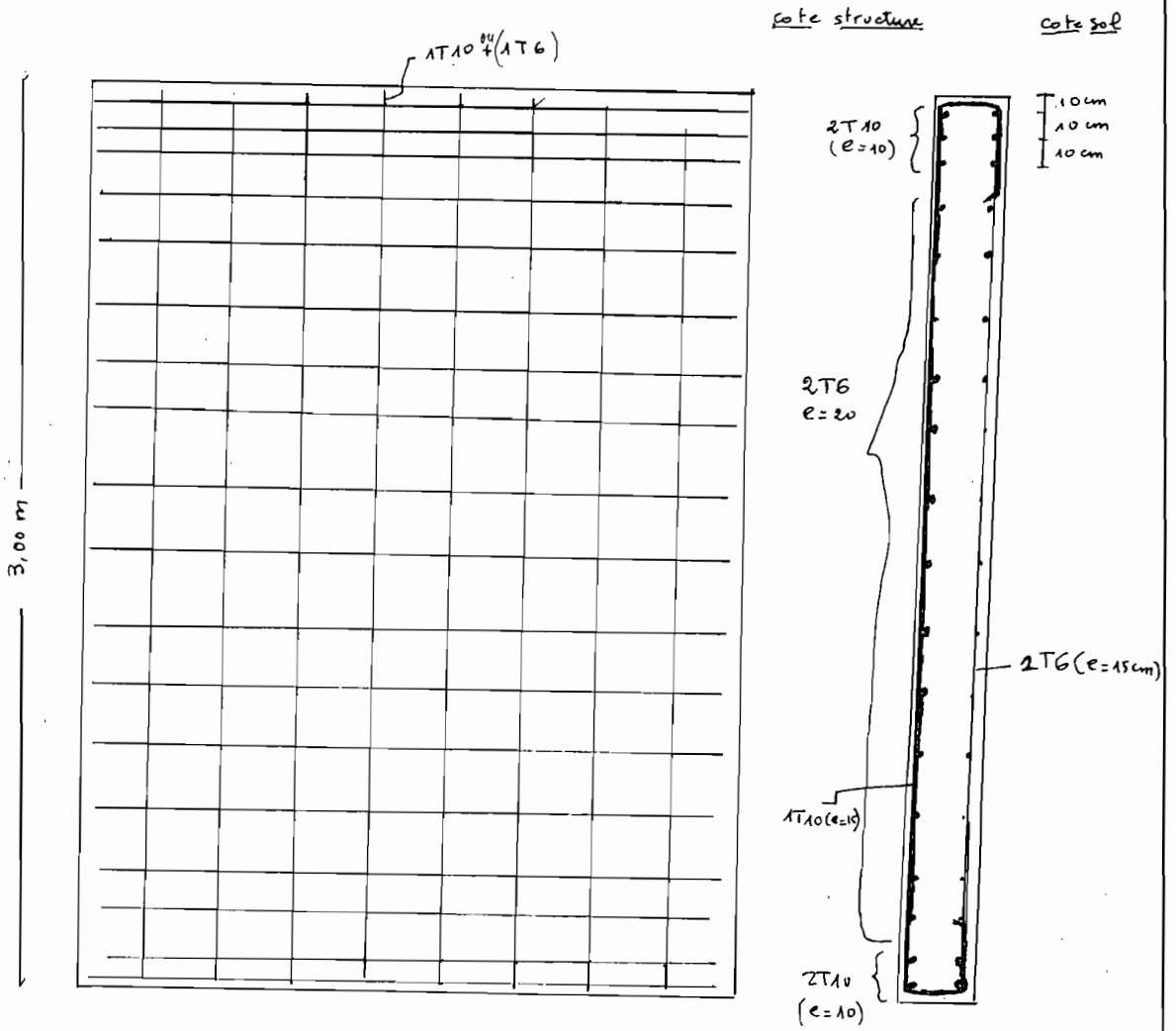


figure 9

4.7) Dimensionnement de la semelle filante sous voile

$$\sigma_{sol} = 0,6 \text{ MPa}$$

Acier f_c E40 type 1

$$w_G = 86,8 \text{ kN/m}$$

$$w_Q = 26,1 \text{ kN/m}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

On prend une semelle de largeur $b = 1 \text{ m}$

La fissuration est considérée comme préjudiciable.

1) Calcul aux états limites ultime

On suppose une épaisseur de semelle juste pour l'estimation de son poids probable. Ainsi supposons une épaisseur $e = 15 \text{ cm}$ et $b' = 50 \text{ cm}$

$$w_G = 86,8 + 25 \times 0,15 \times 0,50 = 90,1 \text{ kN/m}$$

$$w_Q = 26,1 \text{ kN/m}$$

$$P = 1,35 \times 90,1 + 1,50 \times 26,1 = 160,8 \text{ kN/m}$$

Calcul de la largeur de semelle b' , d'

$$1000 b' \sigma_{sol} \geq P \rightarrow b' \geq \frac{160800}{1000 \times 0,6} = 268 \text{ mm} \rightarrow b' = 30 \text{ cm}$$

$$d' \geq \frac{30 - 20}{4} = 2,5 \text{ cm}$$

Calcul de la section d'acier

$$A = \frac{P(b' - b)}{8 d' \sigma_s} = \frac{160800 \times (300 - 200)}{8 \times 25 \times 348} = 231 \text{ mm}^2 = 2,3 \text{ cm}^2 = 5T8/\text{ml}$$

$$e \geq 6\phi + 6 = 0,8 \times 6 + 6 = 10,8 \text{ cm} \rightarrow e = 15 \text{ cm}$$

Comme nous avons $\bar{\sigma}_s = 2,8 \text{ MPa}$ $l_s = \frac{\phi f_e}{4 \bar{\sigma}_s} = \frac{0,8 \times 400}{4 \times 2,8} = 28,6 \text{ cm}$

$$\frac{b'}{4} = \frac{30}{4} = 7,5 \text{ cm} < l_s \text{ donc nécessité de crochets courbes.}$$

2) Calcul aux états limites de service

$$P = 90,1 + 26,1 = 116,2 \text{ kN/m}$$

$$\sigma_s = 0,6 f_e = 0,6 \times 400 = 240 \text{ MPa}$$

$$A = \frac{P(b' - b)}{8 d' \sigma_s} = \frac{116200 (300 - 200)}{8 \times 25 \times 240} = 242 \text{ mm}^2 = 2,4 \text{ cm}^2$$

sont 5T8 par mètre linéaire (ml)

3) Choix d'armatures

- Comme armatures transversales, nous 5 T8 par mètre linéaire soit 1 T8 ($e = 20 \text{ cm}$)
- Comme armatures longitudinales de répartition A_1

$$A_1 = \frac{A \times b'}{4} = \frac{2,51 \times 0,3}{4} = 0,19 \text{ cm}^2, \text{ on choisit 3 T6}$$

4) Ferraillage de la semelle

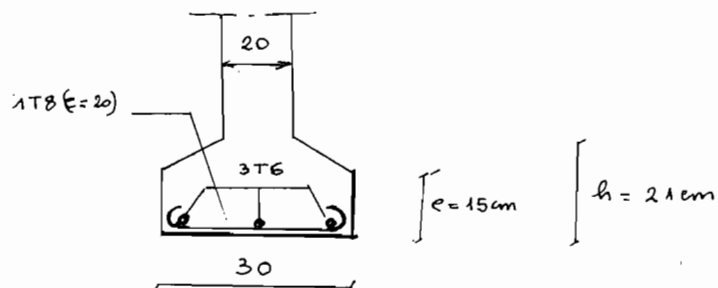
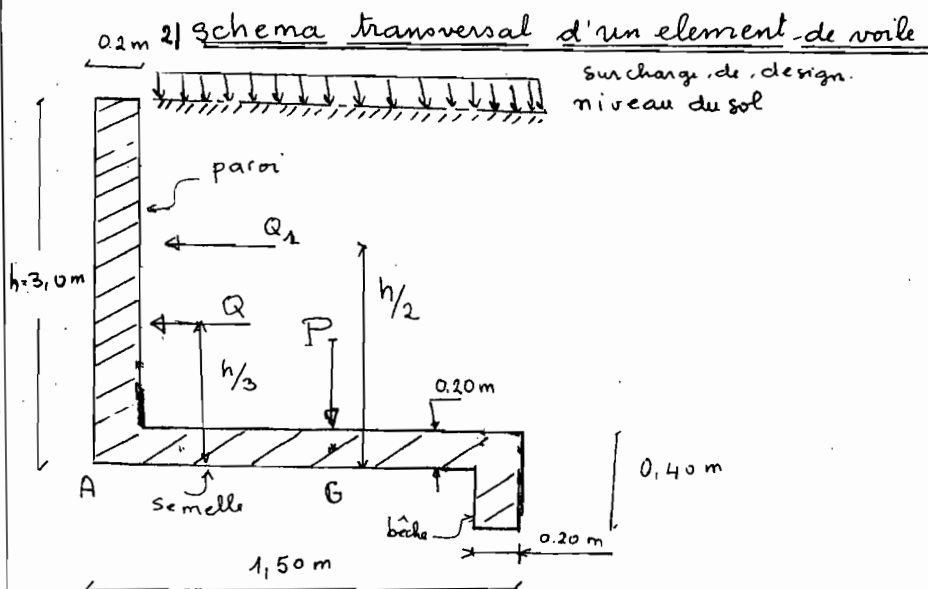


Figure 10

4.8) Dimensionnement des murs de soutènement dans la cour de Sovica

1) Introduction

Le niveau du sous-sol fait qu'il existe une différence de côté des sols qui se trouve en dessous de l'ouvrage et hors d'ouvrage. C'est pourquoi, nous avons envisagé de mettre un voile qui joue le rôle de mur de soutènement à l'interface ouvrage-sol naturel.



données despo scs

terre graveleux \Rightarrow poids spécifique des terres $15,800 \text{ kN/m}^3 = \Delta$
 Angle du talus naturel $\varphi = 35^\circ \Rightarrow A = 0,270$
 Taux de travail du sol $\bar{\sigma}_{\text{sol}} = 0,6 \text{ MPa}$
 Coefficient de frottement $f = 0,65$

surchage estimee $w_Q = 5 \text{ kN/m}^2$

Beton $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2,2 \text{ MPa}$

Armatures Aciers F_{cE40} type 1, $\gamma_s = 1,15$

la fissuration est prejudiciable.

a) Calcul de la poussée des terres $Q = A \Delta \frac{h^2}{2}$

$$Q = 0,270 \times 15,8 \times \frac{3^2}{2} = 19,2 \text{ kN} \text{ appliqué à } \frac{h}{3} = \frac{3}{3} = 1,0 \text{ m}$$

b) Calcul de la poussée due à la surcharge $Q_1 = A w_q h$

$$Q_1 = 0,270 \times 5,0 \times 3,0 = 4,05 \text{ kN}$$

c) Calcul de la charge vertical P

Pour négligeons le poids de la bêche

• poids du rideau : $0,2 \times (3,0 - 0,2) \times 25$: 14 kN

• poids de la semelle : $1,5 \times 0,2 \times 25$: 7,5 kN

• poids des terres sur la semelle $(3,0 - 0,2) \times (1,5 - 0,2) \times 15,8$: 57,5 kN

$$P = 79,0 \text{ kN}$$

d) Calcul de la surcharge P_1

$$P_1 = 1,3 \times 5,0 = 6,5 \text{ kN}$$

e) Moments des différentes forces par rapport à A.

$$M_A^Q = 19,2 \times 1 = 19,2 \text{ kN.m}$$

$$M_A^{Q_1} = 4,05 \times 1,5 = 6,1 \text{ kN.m}$$

$$M_A^P = 14 \times 0,1 + \frac{7,5 \times 1,5}{2} + 57,5 \times \left(0,20 + \frac{1,50}{2} \right) = 61,7 \text{ kN.m}$$

$$M_A^{P_1} = 6,5 \times \frac{2,3}{2} = 7,3 \text{ kN.m}$$

La poussée des terres est une action permanente et doit donc être affectée du coefficient 1,35 tandis que la surcharge a comme coefficient d'affectation 1,50 dans le cas d'une action défavorable. Si une action est favorable, alors il ne faut pas appliquer de coefficient de majoration.

• Au cas où la surcharge n'est pas présente

Le moment de renversement $M_r = 19,2 \times 1,35$

Le moment stabilisateur

$$M_s = 61,7$$

$$\rightarrow \frac{M_s}{M_r} = \frac{61,7}{19,2 \times 1,35} = 2,38 > 2$$

et $\frac{Q}{P} = \frac{1,35 \times 19,2}{79,0} = 0,33 < f = 0,65$

La résultante P passe par $\frac{61,7}{79} = 0,78 \text{ m}$ soit $0,03 \text{ m}$ du milieu G de la semelle

la résultante étant à droite alors elle a un effet favorable pour le calcul de M_G ?

$$M_G = 1,35 \times 19,2 - 79,0 \times 0,03 = 23,6 \text{ kN.m}$$

Comme $N = 1,35 \times 79 = 106,7 \text{ kN}$ $M_G = 23,6 \text{ kN.m}$ $a = 1,5 \text{ m}$

$$\sigma'_A = \frac{N}{1000a} + \frac{6M}{1000a^2} \quad \text{ou } N (\text{en kN}) \text{ et } M (\text{en kN.m}) \text{ et } a (\text{en m})$$

$$\sigma'_A = \frac{106,7}{1,5 \times 1000} + \frac{6 \times 23,6}{1000 \times 1,5^2} = 0,134 < \bar{\sigma}_{sol} = 0,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_B = \frac{106,7}{1500} - \frac{6 \times 23,6}{2250} = 0,0082 < \bar{\sigma}_{sol} = 0,6 \text{ MPa}$$

Au cas où la surcharge est appliquée.

$$\frac{M_s}{M_r} = \frac{61,7 + 7,3}{1,35 \times (19,2) + 1,50 \times 6,1} = 2,04 > 2,0 \quad \text{ok!}$$

$$\frac{\text{Forces horizontales}}{\text{Forces verticales}} = \frac{1,35 \times 19,2 + 1,5 \times 4,05}{79,0 + 6,5} = 0,37 < 0,6 = f \quad \text{ok!}$$

La résultante des forces verticales passe à $\frac{61,7 + 7,3}{79,0 + 6,5} = 0,81 \text{ m}$ soit à $0,06 \text{ m}$ à droite du milieu G de la semelle.

$$M_G = 1,35 \times 19,2 + 1,5 \times 6,1 - 79,0 \times 0,06 - 7,3 \times 0,06 = 29,9 \text{ kN.m}$$

$$N = 1,35 \times 79 + 1,5 \times 6,5 = 116,4 \text{ kN}$$

$$\sigma'_A = \frac{116,4}{1,5 \times 1000} + \frac{29,9 \times 6}{1000 \times 1,5^2} = 0,157 \text{ MPa} < 0,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma'_B = \frac{116,4}{1,5 \times 1000} - \frac{29,9 \times 6}{1000 \times 1,5^2} = 0,002$$

Détermination des armatures du rideau

Étudions les efforts dans la section d'encastrement du voile.

$$Q = 0,27 \times 15,8 \times \frac{2,8^2}{2} = 16,7 \text{ kN}$$

$$Q_1 = 0,27 \times 5,0 \times 2,8 = 3,78 \text{ kN}$$

$$M = 1,35 \times 16,7 \times \frac{2,8^3}{3} + 1,5 \times 3,78 \times \frac{2,8}{2} = 28,98 \text{ kN.m}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b b d^2} = \frac{28980}{14,2 \times 100 \times (0,9 \times 20)^2} = 0,063 < \mu_L \Rightarrow \beta = 0,968$$

$$A \geq \frac{28980}{0,968 \times 17,5 \times 348} = 4,92 \text{ cm}^2$$

Effort tranchant maximal

$$V_u = 1,35 \times 16,7 + 1,5 \times 3,78 = 28,22 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{28,22}{1000 \times 175} = 0,16 \text{ MPa} \leq 0,050 f_{c28} = 0,050 \times 25 = 1,25 \text{ MPa OK!}$$

il n'est donc pas nécessaire de prévoir des armatures longitudinales.

ETATS - LIMITES DE SERVICE

$$M_s = 16,7 \times \frac{2,8}{3} + 3,78 \times \frac{2,8}{2} = 20,88 \text{ kN.m}$$

La fissuration préjudiciable, la valeur de σ_s est de 240 MPa

$$\mu_A = \frac{M_s}{\sigma_s b d^2} = \frac{20880}{240 \times 100 \times 17,5^2} = 0,00284 \Rightarrow \beta_A = 0,912 \text{ et } k = 0,024$$

$$A \geq \frac{M_s}{\beta_A \sigma_s} = \frac{20880}{0,912 \times 17,5 \times 240} = 5,45 \text{ cm}^2$$

Comme elle est supérieure à la valeur de A que nous avons trouvée précédemment, donc on choisit $A = 5,45 \text{ cm}^2$

Ferraillage du mur

- Pour le rideau : 1T10 $\Rightarrow A = 0,78 \text{ cm}^2 \Rightarrow N = \frac{5,45}{0,78} = 7$ barres

ou $b = 100 \Rightarrow$ l'écartement $e = \frac{100 \text{ cm}}{7} = 14 \text{ cm}$

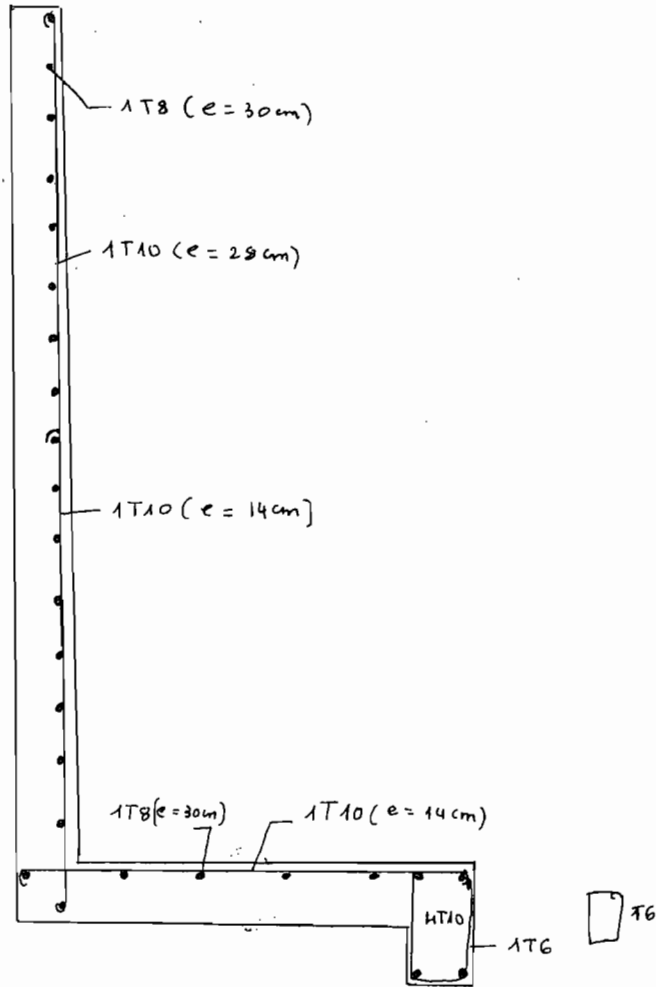
Comme l'armature transversale n'est pas requise, on choisit comme acier de répartition 1T8 ($e = 30 \text{ cm}$)

- Pour la semelle : on choisit la même chose que pour les rideaux 1T10 ($e = 14 \text{ cm}$) et comme armature de répartition 1T8 ($e = 30$)

- La bêche : joue un rôle d'encadrement et s'oppose au glissement de l'ouvrage on l'arme par 2T10, dans sa partie supérieure comme inférieure.

Armature du voile

Acier FeE40 type 1



4.9) Dimensionnement des escaliers

4.9.1) Escalier à vis reliant le sous-sol au Rez de chaussée

a) Méthode de calcul

La marche est encastree au poteau et calculée en console
Pour le calcul, on assimile la marche à une section rectangulaire de largeur b et d'épaisseur $\frac{a_1 + a_2}{2}$

On considère que la charge comprend, en dehors de son propre poids, le poids de 2 personnes soit 200 kg par marche

Comme sa longueur est très courte, on le considère comme une console courte (voir ferrailage)

b) Calcul des aciers

- données du problème

$$b = 39 \text{ cm}; \quad h_e = \frac{5 + 10}{2} = 7,5 \text{ cm} \quad l = 140 \text{ cm}$$

$$w_G = 25 \times 0,39 \times 0,075 = 0,73 \text{ kN/m}$$

$$P_Q = 200 \text{ kg} = 2 \text{ kN}$$

Le moment maximum de design M_u

$$M_u = 1,35 \times w_G \times \frac{l^2}{2} + 1,5 \times P_Q \times \frac{l}{2} = 3,5 \text{ kN.m}$$

calcul de l'acier longitudinal A_s

$$X = \frac{M}{f_b \times b \times d^2} = \frac{3,5 \times 10^3}{11,4 \times 39 \times (7,5 + 9)^2} = 1,16 \quad \rightarrow \eta = \frac{A_s}{bd} = 3,5\%$$

$$A_s = \frac{3,5 \times 39 \times 7,5}{1000} \approx 1,1 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow 3T10$$

Calcul de V_u :

$$V_u = 1,35 w_G \times \frac{l}{2} + P_Q \times 1,5 = 1,35 \times 0,73 \times \frac{1}{2} + 2 \times 1,5 = 3,5 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{3,5 \times 10}{39 \times 6,75} = 0,13 \text{ MPa} < \tau_{u \text{ max}} = 2,6 \text{ MPa}$$

On choisit T6 $\rightarrow A_t = 0,28 \text{ cm}^2$ d'où

$$s_t = \frac{0,8 \times 352 \times 0,28}{39 \times 0,13} = 15 \text{ cm}$$

fig 12

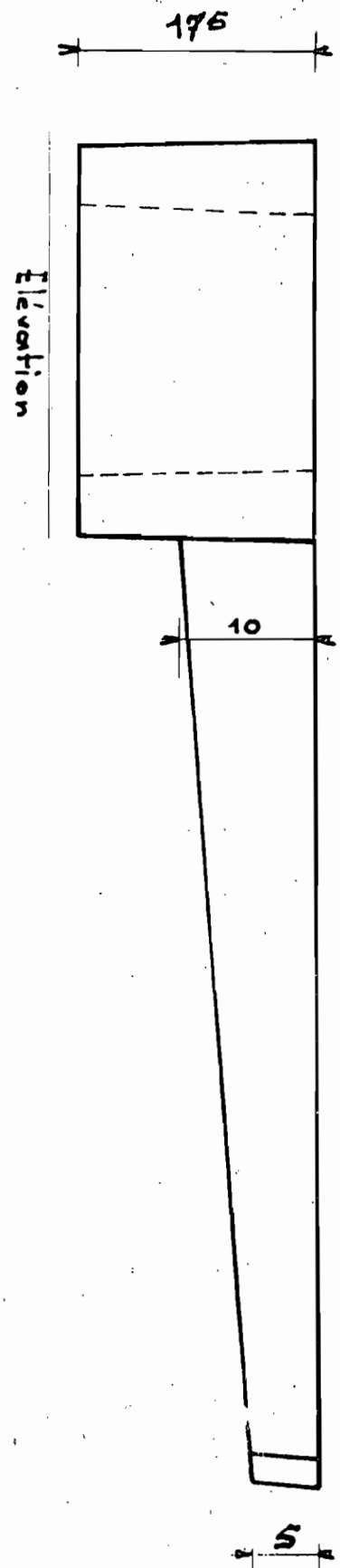
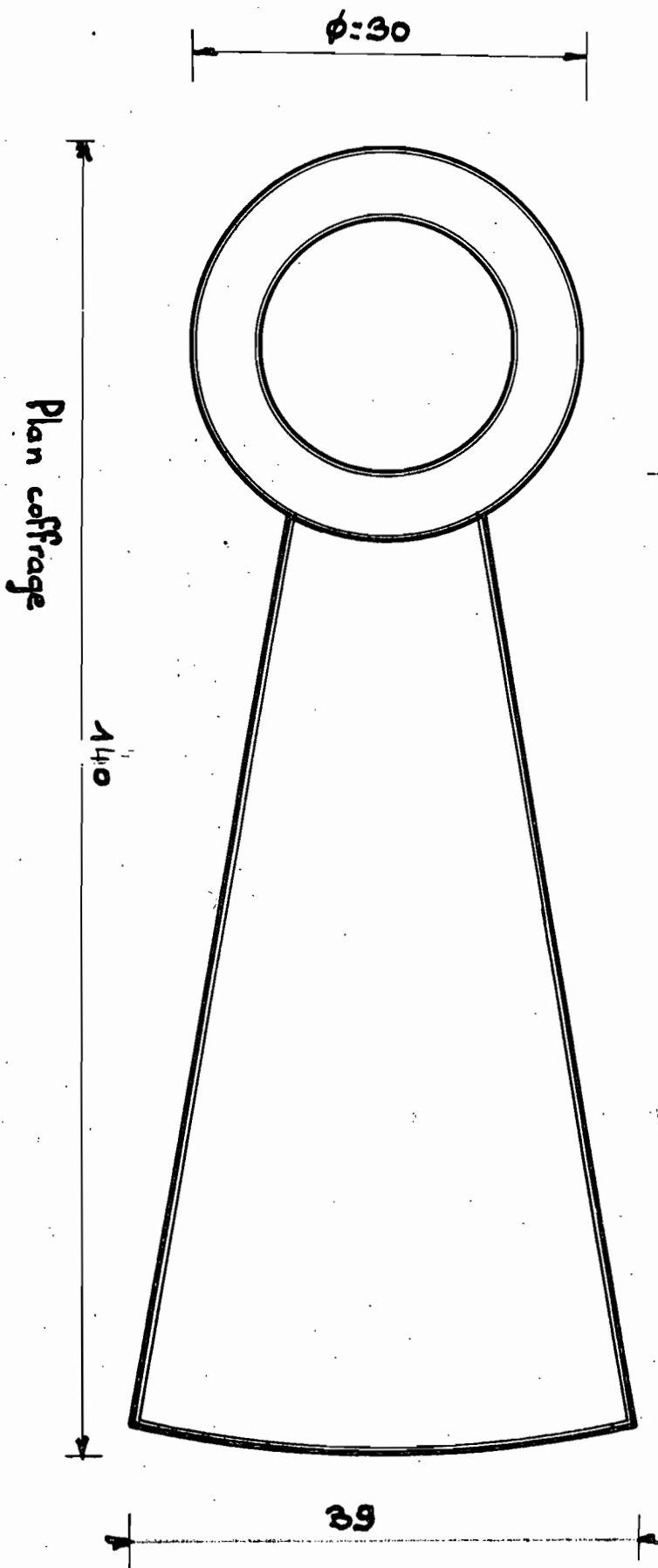
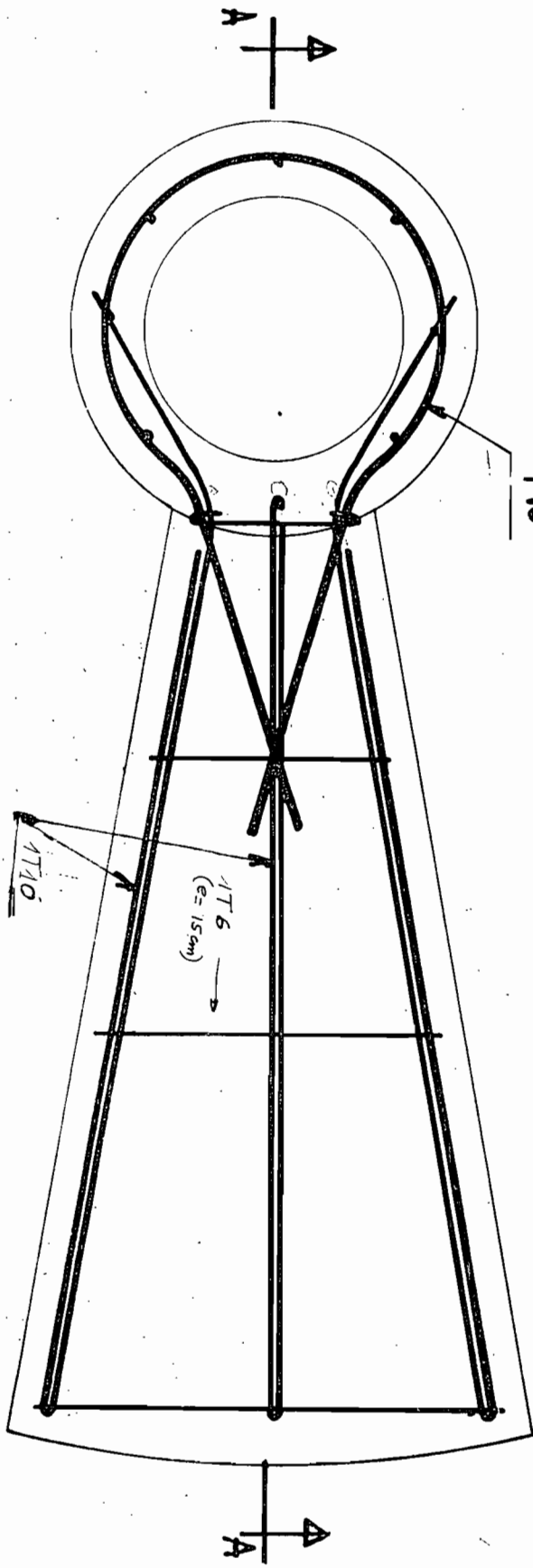
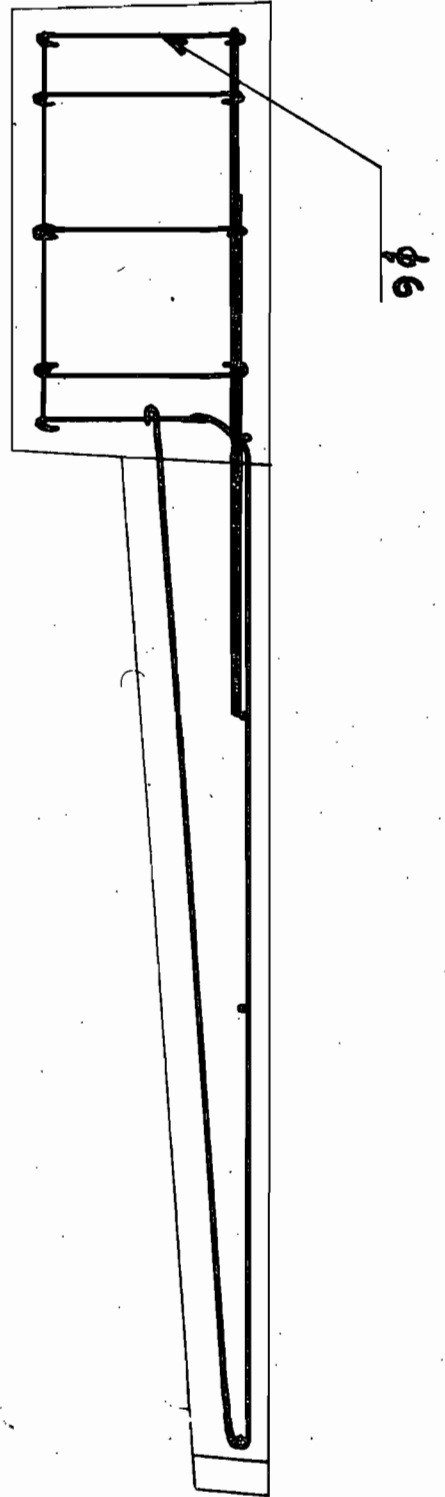


fig 13

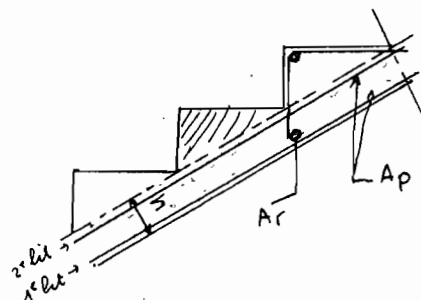


Coupe AA



4.9.2) Escalier central reliant le rez de chaussée au 1^{er} étage

Comme le montre les plans, nous avons choisi un escalier en ϕ limon. Dans ce cas, la paillasse porte de palier à palier et l'élément résistant est constitué par une dalle inclinée d'épaisseur h semi-encastée aux deux extrémités.



Les marches au dessus de la dalle seront considérées comme des surcharges et n'interviennent pas dans la résistance.

choix de h_t :
$$h_t \approx \frac{l}{25} = \frac{2,70}{25} \times 10^2 = 12 \text{ cm}$$

p_G la charge par m^2 de poids propre : $p_G = 25,0 \times 0,12 = 3,0 \text{ kN/m}^2$

p_Q la surcharge : $p_Q = 25 \times \left(\frac{17+0}{2}\right) + 3,0 = 5,1 \text{ kN/m}^2$

$p = 1,35 \times p_G + 1,5 \times p_Q = (1,35 \times 3 + 1,5 \times 5,1) \times 1,40 = 16,4$

dalle semi-encastée \Rightarrow le moment $M = \frac{p \cos \alpha l^2}{10} = \frac{16,4 \times \frac{\sqrt{2}}{2} \times \frac{11^2}{10}}{10} = 19,5 \text{ kNm/m}$

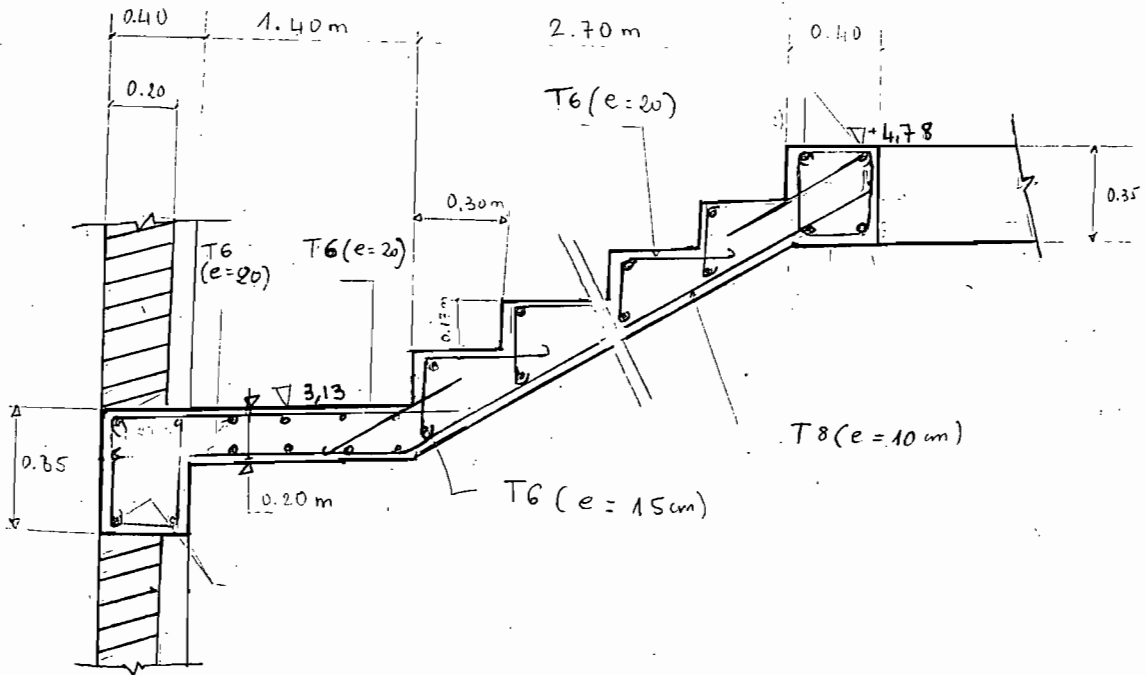
Calcul des armatures principales A_p

$$X = \frac{M_u \times 10^3}{\sigma_b \times b (h_e \times 0,9)^2} = \frac{19,5 \times 10^3}{11,4 \times 140 \times 10,8^2} = 0,135 \Rightarrow \eta_y = 1,1 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow A_p = \frac{1,1 \times 140 \times 10,8}{1000} = 1,66 \text{ cm}^2 \Rightarrow T8 (e=10 \text{ cm})$$

Pour l'armature de répartition A_r on peut prendre : $T6 (e=15)$

1^{er} Volet de l'escalier central



2^e Volet de l'escalier central

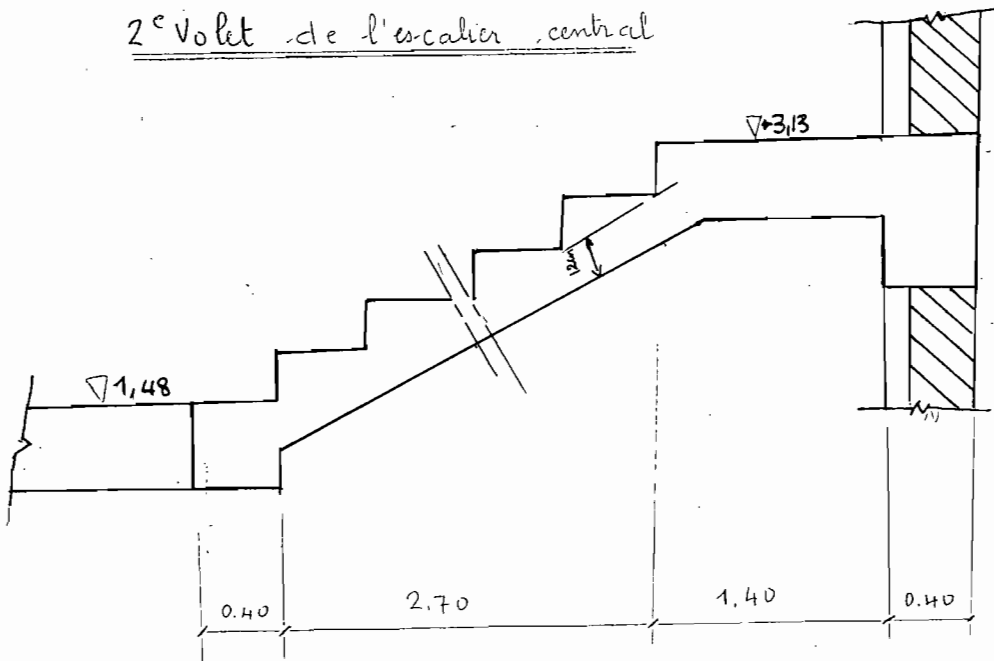


figure 14

4.10) Dimensionnement du dallage

4.10.1) Définition

C'est un ouvrage plan de grande surface et faible épaisseur reposant sur un sol auquel il transmet les actions qui lui sont appliquées.

C'est donc une fondation superficielle sujette au tassement.

Il comprend essentiellement le corps de dallage - la partie en béton et la forme - sous-couche constituée d'une certaine épaisseur de matériau choisi et mis en œuvre pour obtenir une assise sur laquelle est exécutée le corps du dallage.

4.10.2) Règle de Calcul

Les présentes règles de calcul sont applicables aux dallages à usage d'habitation, à usage de garage et à usage industriel.

Comme des calculs précis, n'ont pas été élaborés pour traiter ce problème on peut utiliser le tableau subséquent qui permet de déterminer l'épaisseur de la couche de béton en supposant une charge uniformément répartie de 10 kN/m^2 reposant sur un sous-sol homogène.

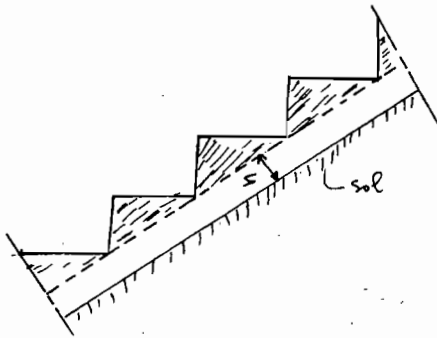
Le tableau donne les contraintes maximales de traction en bars en fonction de la largeur totale entre joint, de l'épaisseur du dallage h et du module de réaction du sol K .

En annexe 5, nous présenterons la méthode.

4.10.3) Calcul de l'épaisseur de dallage

-Dc-

1) marches d'accès au rez de chaussée



h : épaisseur de la paillasse

Les marches au dessus seront considérées comme des surcharges et n'interviennent pas dans la résistance

- détermination des paramètres

K : le sol étant graveleux son CBR $\approx 20 \Rightarrow K = 6,8 \text{ bar/cm}$

$$L = 440 \text{ cm}$$

le béton dosé à $350 \text{ kg/m}^3 \Rightarrow f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow f_{t28} = 0,7 + 0,06 \times 25 = 2,2 \text{ MPa} = 22 \text{ bars}$

$$E_t = 12000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 12000 \times (25)^{1/3} = 38000 \text{ MPa}$$

$$E_i = 12000 \sqrt[3]{0,685 \times 25 \log 4} = 24000 \text{ MPa (utilisation après 3 jours)}$$

- détermination de h_t : épaisseur de la paillasse

pour $K = 6,8$, $h = 8 \text{ cm}$, $L = 500 \text{ cm} \Rightarrow f_{t \text{ max}} = 6,2 \text{ bars} < 22 \text{ bars ok!}$

- donc on choisit $h_t = 8 \text{ cm}$

2) Les autres dallages non armés

nous avons $K = 6,8 \text{ bar/cm}$; $f_{t28} = 22 \text{ bars}$, $E_t = 38000 \text{ MPa}$

Or comme les largeurs sont inférieures à $5,00 \text{ m}$

On peut choisir des épaisseurs $h_t = 8 \text{ cm}$.

CHAP. 5

CONCLUSION

ET

RECOMMANDATIONS

L'objectif de cette étude aura été de concevoir une structure permettant de rassembler les fonctions essentielles d'un bâtiment administratif. Pour y parvenir, nous avons déterminé, à partir des plans architecturaux avec ces contraintes, un mode de construction constitué essentiellement :

- d'une ossature porteuse dans la partie principale où l'ossature remplit la fonction de résistance et le remplissage une fonction de clôture, d'étanchéité et d'isolement.

- d'un mur porteur sur les parties annexes

Cette analyse, une fois faite, nous avons développé un programme permettant de calculer les efforts critiques de chaque partie de l'ouvrage ; ceci en veillant à ce que les différents éléments - poteaux et poutres - soient encastres les uns sur les autres pour assurer l'invariabilité des angles nécessaires à un ensemble monolithique rigide.

Et enfin, nous avons dimensionné tous les éléments de l'ouvrage dont les plus importants furent exposés dans ce rapport.

Au demeurant, il nous plaît de dire que pour mener ce travail, nous avons tenté de respecter certains critères indispensables pour assurer aussi bien un bon calcul de résistance qu'une bonne mise en œuvre et de même qu'une réduction substantielle du coût du projet dont les principaux sont les suivants :

- Réduire autant que faire se peut le rapport entre la hauteur des bâtiments et la largeur de la façade. Ce rapport doit être supérieur à 2,0.
- Éviter les encorbellements, les corniches présentant des saillies importantes.
- Établir des fondations profondes soigneusement chaînées et engagées dans le sol résistant, notamment en vue d'opposer aux efforts de soulèvement.
- Réaliser une liaison très résistante entre les fondations et la superstructure
- Réduire les charges verticales dans les parties supérieures - étages - et abaisser le plus possible le centre de gravité de la construction. C'est pourquoi, il est impératif d'enter les terrasses et toitures lourdes.

ANNEXE 1

Determination des charges et predimension

nement des poteaux du :

- 1^{er} Etage
- Rez de Chaussée
- Sous-Sol

I Determination des charges du 1^{er} étage

1.1) Calcul des charges

1.1.1) Nervures C25+5

Charge permanente G

pois propre C25+5 $4,0 \text{ kN/m}^2$

enduit et carreau $1,2 \text{ kN/m}^2$

$$G = 5,2 \text{ kN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Ainsi, la charge appliquée par unité de nervure donne

$$G = 5,2 \times 0,6 = 3,12 \text{ kN/m}$$

$$Q = 0,6 \times 3,0 = 1,8 \text{ kN/m}$$

1.1.2) Travees 19-18; 25-24; 17, 20, 23, 23b

Les poutres sont de section 30×20

Charge permanente G

pois propre: $2500 \times 10^2 \times 0,3 \times 0,2 = 1,5 \text{ kN/m}$

dalle + enduit + carreau $5,2 \times [2,2 + \frac{4,945}{2}] = 24,3 \text{ kN/m}$

Mur en parpaings creux $1500 \times 10^2 \times 0,25 \times 0,7 = 9,3$

$$G = 35,1 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation

$$3,0 \times (2,2 + \frac{4,945}{2})$$

$$Q = 14,0 \text{ kN/m}$$

1.1.3) Graves 15-16; 21-22

Les poutres ont des sections 30×20

Charge permanente

poide propre $1,5 \text{ kN/m}$

- dalle + enduit + carreau : $5,2 \times \left[\frac{4,40}{2} + 0,6 \right] : 16,2 \text{ kN/m}$

Mur en parpaing $: 9,3 \text{ kN/m}$

$G = 27,0 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times 2,8 \rightarrow Q = 8,4 \text{ kN/m}$

1.1.4) Graves 27, 28 (20 x 40

Les poutres sont de section 20×20

Charge permanente

poide propre : $25 \times 0,35 \times 0,2 = 1,8 \text{ kN/m}$

dalle + enduit + carreau $5,2 \times [4,445] : 23,7 \text{ kN/m}$

mur $9,3 \text{ kN/m}$

$G = 37,0 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times 4,945 \rightarrow Q = 14,8 \text{ kN/m}$

1.1.5) Graves 28; 29; 32; 33 (30 x 20)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,3 \times 0,2 = 1,5 \text{ kN/m}$

- dalle + enduit + carreau : $5,2 \times (3,115 + 0,6) = 19,3 \text{ kN/m}$

$G = 20,8 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times 3,715 \rightarrow Q = 11,1 \text{ kN/m}$

1.1.6) Travées 39-38-37 ; 45-46-47 (20x62)

. Partie comprise entre poutres transversales

charge permanente

$$\text{poids propre} : 25 \times 0,7 \times 0,2 = 3,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{dalle + enduit + carreau} : 5,2 \times (2,3 + 2,2) = \underline{23,4 \text{ kN/m}}$$

$$G = 26,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{surcharge d'exploitation} : 3,0 \times (2,3 + 2,2) \rightarrow Q = 13,5 \text{ kN/m}$$

. Parties externes

Charge permanente G

$$\text{poids propre} : 3,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{dalle + enduit} : 5,2 \times (2,3 + 0,6) = \underline{15,1 \text{ kN/m}}$$

$$G = 18,6 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} : 3,0 \times (2,3 + 0,6) \rightarrow Q = 9,0 \text{ kN/m}$$

1.1.7 Travées 49-34-35 ; 41-42-43 ; 40, 44, 48, 36

. Partie centrale des poutres 34 et 42 donne $Q = 13,5$ et $G = 26,9 \text{ kN/m}$

. Parties externes

Charge permanente

$$\text{poids propre} : 3,5$$

$$\text{dalle + enduit + carreau} : 5,2 \times (3,115 + 2,3) = \underline{28,2}$$

$$G = 31,7 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation} : 3,0 \times (3,115 + 2,3) \rightarrow Q = 16,2 \text{ kN/m}$$

1.2) Predimensionnement des poteaux

1.2.1) Poteaux 14, 15, 16, 17, 18, 19, 20, 21

Surfaces tributaires $S = (3,0 + 2,3) \times \frac{9,89 + 3,11}{2} = 33,8 \text{ m}^2$

Charge permanente

dalle $5,2 \times 33,8$ 176 kN

poutre $3,5 \left[\frac{2,135^2}{2} + 4 \cdot 9,65 + 2,78 \right]$ 33 kN

$G = 209 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times 33,8$ \rightarrow $Q = 100 \text{ kN}$

Charge pondérée $P_u = 1,35 \times 209 + 1,5 \times 100 = 435 \text{ kN}$

choix de la section de béton B

hypothèses: $f_{c28} = 20 \text{ MPa}$ (dosage à 350 kg/m^3) ~~et~~

$F_c E 40$: $f_c = 400 \text{ MPa}$ et $A_s = \frac{B}{100}$

Ainsi, nous aurons

$$B = \frac{P_u}{\frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} + \frac{g_2}{100}} = \frac{P_u}{\frac{0,85 \times 20}{1,5} + \frac{400}{1,15 \times 100}} = \frac{P_u}{14,8} \times 10$$

$B \geq \frac{P_u \times 10}{14,8}$
 P_u en kN et B en cm^2

d'où $B \geq \frac{435}{1,48} = 294 \text{ cm}^2 < 20 \times 20 \text{ cm}^2$ ok!

1.2.2) Poteaux 1, 3, 4, 6, 7, 9, 10, 13

Surface tributaire $S = \left(\frac{4,945 + 4,40}{2} \right) \times \left(\frac{4,945}{2} \right) = 11,6 \text{ m}^2$

Charge permanente

dalle: $5,2 \times 11,6$ 60,2

poutre $1,8 \cdot \left(\frac{3,115 + 2,68}{2} \right) = \frac{1}{2}$ 5,3

$G = 65,5 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times 11,6 \rightarrow Q = 35 \text{ kN}$

$P_u = 1,35 \times 66 + 1,5 \times 35 = 142 \text{ kN} < 435 \text{ kN}$

donc $B = 20 \times 20$ ok!

1.2.3/ poteau 11

$S = (4,945)^2 = 25,0 \text{ m}^2$

Charge permanente

dalle $5,2 \times 25$ 130,0

poutre $1,8 \times 4,945$ 9,0

$G = 139,0 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times 25 \rightarrow Q = 75,0 \text{ kN}$

$P_u = 1,35 \times 139 + 1,5 \times 75 = 300 < 435 \text{ kN}$

donc $B = 20 \times 20$ ok!

1.2.4/ poteaux 2, 5, 8, 12

$S = 4,945 + \frac{4,40 + 4,44}{2} = 23,0 \text{ m}^2$

Charge permanente

dalle $5,2 \times 23,0$ 120,0

poutre $1,8 \times 4,945$ 9,0

$G = 129,0 \text{ kN}$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times 23,0 \rightarrow Q = 69,0 \text{ kN}$

$P_u = 1,35 \times 129 + 1,5 \times 69,0 = 278 \text{ kN} < 435 \text{ kN}$

donc $B = 20 \times 20$ ok!

II Determination des charges du Rez de Chaussée

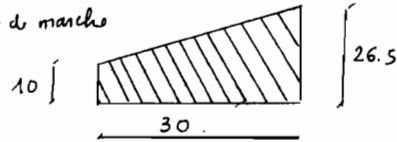
2.1) Calcul de charge

1) Escalier

Aire d'un volé = Aire d'une marche x nombre de marches

$$= \frac{0,3}{2} \times [0,10 + 0,265] \times 10$$

$$= 0,54 \text{ m}^2$$



Section transversale de la marche

• poids propre = $0,54 \times 25 = 13,5 \text{ kN/m}$

• charge d'exploitation = $4,0 \times 0,3 = 1,2 \text{ kN/m / marche}$

2) Nervures

a) C 25+5

Charge permanente G:

poids propre

$$4,0 \text{ kN/m}^2$$

enduit + carreau

$$1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 5,2 \text{ kN/m}^2$$

Charge d'exploitation

$$Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Donc une poutrelle C 25+5 de largeur 0,6 m, nous aurons

$$G = 5,2 \times 0,6 = 3,12 \text{ kN/m} \quad ; \quad Q = 3 \times 0,6 = 1,8 \text{ kN/m}$$

b) C 30+5

Charge permanente G

poids propre

$$4,4 \text{ kN/m}^2$$

enduit + carreau

$$1,2 \text{ kN/m}^2$$

$$G = 5,6 \text{ kN/m}^2$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$$

Pour une poutelle de largeur 0,6, nous avons

$$Q = 1,8 \text{ kN/m} \quad \text{et} \quad G = 5,6 \times 0,6 = 3,4 \text{ kN/m}$$

3/ Travees 50-51; 56-57 (20x40)

Charge permanente G

poide propre	$25 \times 0,2 \times 0,4$	2,0
--------------	----------------------------	-----

- dalle + enduit + carreaux	$5,6 \times (3,5 + 0,6)$	23,0
-----------------------------	--------------------------	------

Mur en parpaing	$15 \times 0,23 \times 2,9$	<u>10,0</u>
-----------------	-----------------------------	-------------

$$G = 35,0 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation Q : $3,0 \times 4,1 \rightarrow Q = 12,3 \text{ kN/m}$

4/ Travees 67, 66 bis à 4.78 (40x35)

Charge permanente G

poide propre	$25 \times 0,4 \times 0,35$	3,5
--------------	-----------------------------	-----

escalier supporte	$13,5 / 2$	7,0
-------------------	------------	-----

Mur supporte	$15 \times 0,23 \times 1,3$	<u>4,5</u>
--------------	-----------------------------	------------

$$G = 15,0 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation Q : $1,2 \times 5,0 \rightarrow Q = 6,0 \text{ kN/m}$

5/ Travees 66 à 3,13 (40x35)

Charge permanente G

poide propre	$25 \times 0,4 \times 0,35$	3,5
--------------	-----------------------------	-----

localier		7,0
----------	--	-----

palier	$25 \times 1,4 \times 0,12$	4,2
--------	-----------------------------	-----

Mur en parpaing	$15 \times 0,23 \times 1,62$	<u>5,6</u>
-----------------	------------------------------	------------

$$G = 20,3 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $Q = 6,0 \text{ kN/m}$

6/ Travée 54-53 (20x40)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,4 \times 0,2$ 3,5

Mur en parpaing $15 \times 0,2 \times 2,9$ 10,0

dalle + enduit + carreaux $5,6 \times (3,5 + 2,475)$ 33,5

$$G = 47,0 \text{ kN/m}$$

Surcharge $Q = 3,0 \times (3,5 + 2,475)$

$$Q = 18,0 \text{ kN/m}$$

7/ Travée 59 (20x40)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,4 \times 0,2$ 3,5

Mur en parpaings $15 \times 0,2 \times 2,9$ 10,0

dalle + enduit + carreaux $5,6 \times [3,5 + 0,8]$ 24,1

$$G = 37,6 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $Q = 3,0 \times 4,3$

$$Q = 12,9 \text{ kN/m}$$

8/ Travée 60 (20x40)

Chargement uniforme

$$G = 47,0 \text{ kN/m} \quad Q = 18,0 \text{ kN/m}$$

Chargement ponctuel $G_1 = \frac{1}{2} \times 4,945 \times 10,5 = 26,0 \text{ kN}$ $Q_2 = 15,0 \text{ kN}$

9/ Poutres 65, 62 (20x35)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,35 \times 0,2$ 1,75

dalle + enduit + carreaux $5,6 \times (4,945)$ 27,7

$$G = 29,5 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $Q: 3,0 \times 4,94^5$

$$\rightarrow Q = 14,8 \text{ kN/m}$$

10/ Poutre 63 (40x20)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,4 \times 0,2$ 2,0

dalle + enduit + carreau $5,6 \times 4,94^5$ 27,7

Mur en parpaings 10,0

$$G = 39,7 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $Q: 3,0 \times 4,94^5$

$$Q = 14,8 \text{ kN/m}$$

11/ Poutre 64 (40x20)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,4 \times 0,2$ 2,0

dalle + enduit $5,6 \times \frac{4,94^5}{2}$ 13,9

Mur en parpaings 10,0

$$G = 25,9 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times \frac{4,94^5}{2}$

$$Q = 7,4 \text{ kN/m}$$

12/ Poutres 52, 55, 58, 61 (20x35)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,35 \times 0,2$ 1,75

dalle + enduit + carreau $5,6 \times (0,6 + \frac{4,94^5}{2})$ 17,2

$$G = 19,0 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times (0,6 + \frac{4,94^5}{2})$

$$Q = 9,0 \text{ kN/m}$$

13/ Poutres 83, 85, 87, 89, 91, 78, 79 (20x35)

Charge permanente

poide propre $25 \times 0,35 \times 0,2$ 1,75

$$\text{dalle + enduit + carreau } 5,2 \times \left(\frac{3,2}{2}\right) \quad 8,32$$

$$\text{Mur en parpaings} \quad \underline{10,0}$$

$$G = 20,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } 3,0 \times 1,6 \quad Q = 4,8 \text{ kN/m}$$

14/ Poutres 80 - 82 - 84 - 98 - 88 - 90 (20 x 40)

Charge permanente

$$\text{poids propre } 25 \times 0,4 \times 0,2 \quad 2,0$$

$$\text{dalle + enduit + carreau } 5,6 \times 0,6 + 5,2 \times 2,8 \quad 18,0$$

$$\text{Mur en parpaings} \quad \underline{10,0}$$

$$G = 30,0 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } 3,0 \times 3,4 \quad Q = 10,0 \text{ kN/m}$$

15/ Poutres 73 - 74 - 75 - 76 - 70 - 72 (20 x 40)

Charge permanente

$$\text{poids propre } 25 \times 0,4 \times 0,2 \quad 2,0$$

$$\text{Mur} \quad 10,0$$

$$\text{dalle + enduit + carreau } 5,6 \times \left(\frac{2,4 + 6,0}{2}\right) \quad \underline{23,52}$$

$$G = 35,3 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } 3,0 \times 4,2 \quad Q = 12,6 \text{ kN/m}$$

16 Poutres 113 - 114 - 112 (20 x 35)

Charge permanente

$$\text{poids propre } 25 \times 0,35 \times 0,2 \quad 1,8$$

$$\text{dalle + enduit + carreau } 5,2 \times 0,6 + 5,6 \times 0,6 \quad \underline{19}$$

$$G = 20,5 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } 3,0 \times \left[\frac{6,0}{2} + 0,6\right] \quad Q = 10,8 \text{ kN/m}$$

17/ Poutre 115 (35 x 40)

Charge permanente

poids propre	$25 \times 0,4 \times 0,35$	3,5
Mur		10,0
dalle + enduit	$5,6 \times 0,8$	<u>4,5</u>
		$G = 17,5 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times 0,8 \rightarrow Q = 2,4 \text{ kN/m}$ 18/ Poutres 103 - 104 - 109 - 108 - 92 - 94 - 98 - 99 (20 x 58)

charge permanente

poids propre	$25 \times 0,2 \times 0,58$	= 2,9
dalle + enduit + carreau	$5,2 \times (1,5 + 1,8) + 5,6 \times 1,7$	= 26,7
acrotère	$25 \times 2,1 \times 0,1$	<u>= 5,3</u>
		$G = 34,9 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation

dalle	$3,0 \times (1,5 + 1,8 + 1,7)$	15,0
acrotère	$3,0 \times 0,1$	<u>0,3</u>
		$Q = 15,3 \text{ kN/m}$

19/ Poutres 93 - 95 - 97 - 107 - 105 - 110 (20 x 58)

charge permanente

poids propre		2,9
dalle + enduit + carreau	$5,2 \times (1,5 + \frac{5,5}{2})$	22,5
acrotère		<u>5,3</u>
		$G = 30,7$

Surcharge d'exploitation $Q = 3,0 \times (1,5 + \frac{5,5}{2}) = 12,75 \text{ kN/m}$

20/ Poutres 101 - 102 - 100 (20 x 58)

Charge permanente

pois propre		2,9
dalle	$5,6 \times \left(\frac{3,88^2}{2}\right)$	10,9
Mur		<u>10,0</u>

$$G = 23,8 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 3,0 \times \frac{3,88^2}{2} = 5,8 \text{ kN/m}$$

21/ Poutres 68 - 69 (20 x 40)

Charge permanente

pois propre		2,0
dalle	$5,6 \times \left(\frac{2,4}{2} + \frac{6,0}{2}\right)$	23,5
Mur		<u>10,0</u>

$$G = 35,5 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $Q = 3,0 \times 4,2 = 12,6 \text{ kN/m}$

22/ Poutres 77 (20 x 58)

Charge permanente

pois propre		2,9
dalle + enduit	$5,6 \times (1,2 + 2,4)$	20,2
Mur		<u>10,0</u>

$$G = 33,1 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $Q = 3,0 \times (1,2 + 2,4) = 10,8 \text{ kN/m}$

23/ Poutres 96 - 111 - 103 - 106 (20 x 58)

Charge permanente

pois propre		2,9
-------------	--	-----

$$\text{- dalle } 5,6 \times 1,7 + 5,2 \times 1,8$$

$$19,0$$

Min

$$\underline{10,0}$$

$$G = 31,9 \text{ kN/m}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation } 3,0 \times 3,5$$

$$- Q = 10,5 \text{ kN/m}$$

2.2/ Predimensionnement des poteaux

Il se fait, de la même façon que concernant les niveaux supérieurs déjà calculés en détail, c'est pourquoi nous nous limiterons à donner les résultats.

1/ Poteaux 29, 28, 32, 34, 37, 39, 22, 23, 26, 25

nous aurons la largeur de section $B = 20 \times 20$

2/ Poteaux 30 - 31 - 35 - 36 - 40 - 41 - 24 - 27

$B = 20 \times 20$

3/ Poteaux 33 - 38

$B = 20 \times 20$

4/ Poteaux 16, 20, 19, 17, 18, 21, 1, 3, 4, 7, 9, 10, 13, 5, 12

$B = 30 \times 20$

5/ Poteaux 14, 15, 11

$B = 40 \times 20$

6/ Poteaux 42, 43, 44, 45, 46, 47, 48, 49

$B = 20 \times 20$

III / Determination des charges du P. H^t du sous-sol

1/ Poutres 167, 168, 171, 172, 173, 177, 178, 161, 162, 163 (20x40)

Charge permanente

poids propre $25 \times 0,4 \times 0,2$ 2,0

dalle $5,6 \times 3,5$ 19,6

vitre 2,0

$$G = 23,6 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times 3,5$

$$Q = 10,5 \text{ kN/m}$$

2/ Poutres 169, 179 (20x40)

Charge permanente

poids propre $25 \times 0,4 \times 0,2$ 2,0

dalle $5,6 \times 0,6$ 3,4

vitre 2,0

$$G = 7,4 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times 0,6$

$$Q = 2,0 \text{ kN/m}$$

3/ Poutres 150, 151 (20x40)

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle $1,2 \times 5,6$ 6,7

cloison 10,0

$$G = 18,7 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times 1,2$

$$Q = 3,6 \text{ kN/m}$$

4/ Dalle pleine (- dormant une ouverture pour l'escalier tournant)

choix de l'épaisseur : $h_t \approx \frac{l_x}{25} = \frac{700}{25} = 28 \rightarrow h_t = 30 \text{ cm}$

charge permanente : $G = 25 \times 0,3 + 1,2 = 8,7 \text{ kN/m}^2$

Surcharge d'exploitation $Q = 3,0 \text{ kN/m}^2$

5/ Poutres 174, 176 (20x40)

charge permanente

poide propre 2,0

dalle $\frac{3}{5}(3,5 * 8,7) + 5,6 * 0,6$ 21,0

cloison 10,0

$G = 33,7 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation : $3,0 * [\frac{3}{5} * 3,5 + 0,6]$ $Q = 8,1 \text{ kN/m}$

6/ Poutres 154 - 153 (20x35)

Charge permanente

poide propre 2,0

dalle $5,6 * (3,5 + 0,6)$ 23,0

cloison 7,0

$G = 32,0 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation : $3,0 * 4,1$ $Q = 12,3 \text{ kN/m}$

7/ Poutres 152 (20x35); 139, 140 (20x40)

$G = 25,0 \text{ kN/m}$ $Q = 12,3 \text{ kN/m}$

8/ Poutre 159 (20x35)

Charge permanente

poide propre 2,0

dalle $5,6 * 1,6$ 9,0

cloison 10,0

$G = 21,0 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation $3,0 * 1,6$ $Q = 4,8 \text{ kN/m}$

9/ Poutre 160 (20x40)

Charge permanente

poide propre 2,0

-dalle $5,6 * (0,6 + 1,2)$ 10,1

cloison 10

$G = 22,1 \text{ kN/m}$

Surcharge d'exploitation $Q = 5,4 \text{ kN/m}$

10/ Poutre 158 (20x40)

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle 13,5

Cloison 10,0

$$G = 25,5 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times 2,4$

$$Q = 7,2 \text{ kN/m}$$

11/ Poutre 141 (20x40)

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle 6,7

Mur supporté (cloison) 10,0

$$G = 18,7 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation : $3,0 \times 1,2$

$$Q = 3,6 \text{ kN/m}$$

12/ Poutres 124, 122, 142, 144 (20x40)

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle 17,8

Cloison 10,0

$$G = 29,8 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times (1,65 + 0,6)$

$$Q = 6,8 \text{ kN/m}$$

13/ Poutres 123, 143 (20x40)

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle 23,5

Cloison 10,0

$$G = 35,5 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation $3,0 \times 2,7$

$$Q = 8,1 \text{ kN/m}$$

14/ Poutre 175 (20 x 40),

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle 8,7 x 2,7 23,5

Chim 10,0

$$G = 35,5 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation 3,0 x 2,7

$$Q = 8,1 \text{ kN/m}$$

15/ Poutres 130, 131, 132 (20 x 35); 125, 116, 117 (20 x 40)

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle 5,6 x (3,5 + 0,6) 23,0

Chim 10,0

$$G = 35,0 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation 3,0 x 4,1

$$Q = 12,3 \text{ kN/m}$$

16/ Poutres 127, 128, 129, 120, 119 (20 x 40)

Charge permanente

poids propre 2,0

dalle 5,6 x (3,5 + 2,475) 33,4

Chim 10,0

$$G = 45,4 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation

$$Q = 17,9 \text{ kN/m}$$

17/ Poutres 121, 118 (20 x 35)

$$G = 35,4 \text{ kN/m}$$

$$Q = 12,3 \text{ kN/m}$$

18/ Poutres 134, 135 (20 x 40)

charge permanente:

poids propre 2,0

dalle 5,6 x 4,945 27,6

chim 10,0

$$G = 39,6 \text{ kN/m}$$

Surcharge d'exploitation : 3,0 x 4,945

$$Q = 14,8 \text{ kN/m}$$

Poutres du 1^{er} étage

n°	Séclim cat	Long. mm	Mu kN/m	Appui Gauche				Traverse				Appui Droite														
				As cm	Arma- tures	A's cm	Arma- tures	Vu kN	St cm	Arma- tures	Mu kN/m	As cm	Arma- tures	A's cm	Arma- tures	Vu kN	St cm	Arma- tures								
37	20x63	2,78	-2691	16,6	4T25	-	-	1522	5,5	T8	-1370	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8	-137	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8
39	20x63	2,78	-2691	16,6	4T25	-	-	1522	5,5	T8	-1370	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8	-137	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8
45	20x63	2,78	-2691	16,6	4T25	-	-	1522	5,5	T8	-1370	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8	-137	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8
47	20x63	2,78	-2691	16,6	4T25	-	-	1522	5,5	T8	-1370	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8	-137	7,56	4T16	-	-	1094	8,5	T8
38	20x63	9,89	1819	10,3	4T20	-	-	2237	4,0	-	286,8	18,05	4T25	-	-	1419	7,5	-	1849	10,3	4T20	-	-	2237	4,0	T8
46	20x63	9,89	1819	10,3	4T20	-	-	2237	4,0	-	286,8	18,05	4T25	-	-	1419	7,5	-	1849	10,3	4T20	-	-	2237	4,0	T8
35	20x63	2,78	-358	26,4	6T25	+0,5	2140	216	4,0	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154,0	5,5	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154	5,5	T8
49	20x63	2,78	-358	26,4	6T25	-	-	216	4,0	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154,0	5,5	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154	5,5	T8
43	20x63	2,78	-358	26,4	6T25	-	-	216	4,0	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154,0	5,5	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154	5,5	T8
41	20x63	2,78	-358	26,4	6T25	-	-	216	4,0	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154,0	5,5	-	-200,9	14,65	4T20	-	-	154	5,5	T8
42	20x63	9,89	2009	14,65	4T20	-	-	2237	4,0	-	267,7	16,65	4T25	-	-	1414	7,5	-	2399	14,65	4T20	-	-	2237	4,0	T8
34	20x63	9,89	2009	14,65	4T20	-	-	2237	4,0	-	267,7	16,65	4T25	-	-	1414	7,5	-	2399	14,65	4T20	-	-	2237	4,0	T8

Poutres du 1^{er} étage suite

Poutres			Appui Gauche									Travée									Appui Droite								
n°	Section	Long.	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures			
15	20x30	2,78	3,4	3,64	2T16	-	-	84,9	5,0	T8	35,6	4,2	3T14	-	-	51,3	8,5	T8	190	1,09	2T10	-	-	89,0	5,5	T8			
16	20x30	2,78	3,4	3,64	2T16	-	-	84,9	5,0	-	35,6	4,2	3T14	-	-	51,3	8,5	-	10,0	1,09	2T10	-	-	89,0	5,5	-			
21	20x30	2,78	3,4	3,64	2T16	-	-	84,9	5,0	-	35,6	4,2	3T14	-	-	51,3	8,5	-	10,0	1,09	2T10	-	-	89,0	5,5	-			
22	20x30	2,78	3,4	3,64	2T16	-	-	84,9	5,0	-	35,6	4,2	3T14	-	-	51,3	8,5	-	10,0	1,09	2T10	-	-	89,0	5,5	-			
19	20x30	2,78	4,9	5,31	3T16	-	-	114,8	3,5	-	50,2	6,2	2T20	-	-	67,2	6,5	-	13,5	1,48	2T10	-	-	105,1	4,5	-			
18	20x30	2,78	4,9	5,31	3T16	-	-	114,8	3,5	-	50,2	6,2	2T20	-	-	67,2	6,5	-	13,5	1,48	2T10	-	-	105,1	4,5	-			
24	20x30	2,78	4,9	5,31	3T16	-	-	114,8	3,5	-	50,2	6,2	2T20	-	-	67,2	6,5	-	13,5	1,48	2T10	-	-	105,1	4,5	-			
25	20x30	2,78	4,9	5,31	3T16	-	-	114,8	3,5	-	50,2	6,2	2T20	-	-	67,2	6,5	-	13,5	1,48	2T10	-	-	105,1	4,5	-			
26	20x50	4,94	11,85	8,56	3T20	-	-	187,2	3,5	-	130,6	9,56	2T25	-	-	98,6	7,0	-	45,0	3,0	2T14	-	-	175,3	4,0	-			
27	20x50	4,94	11,85	8,56	3T20	-	-	187,2	3,5	-	130,6	9,56	2T25	-	-	98,6	7,0	-	45,0	3,0	2T14	-	-	175,3	4,0	-			
17	20x30	2,59	1,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	-	48,4	5,9	3T16	-	-	44	10	-	11,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	-			
23b	20x30	2,59	1,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	-	48,4	5,9	3T16	-	-	44	10	-	11,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	-			

ANNEXE 2

DIMENSIONNEMENT des Poutres

au niveau du :

- 1^{er} étage
- Rez de chaussée
- Sous-Sol

Poutres du 1^{er} étage (suite)

Poutres			Appui Gauche							travée							Appui Droite									
n°	Section b x h	long.	M _u kN.m	A _s cm ²	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u kN	St (cm)	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures
23	20 x 30	2,59	11,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	T8	48,4	5,9	2T20	-	-	44	10	T8	11,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	T8
20	20 x 30	2,59	11,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	-	48,4	5,9	2T20	-	-	44	10	T8	11,4	1,25	2T10	-	-	88,0	5,0	T8
29	20 x 30	4,63	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-	102,5	12,7	3T25	-	-	65	6,5	T8	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-
28	20 x 30	4,63	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-	102,5	12,7	3T25	-	-	65	6,5	-	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-
33	20 x 30	4,63	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-	102,5	12,7	3T25	-	-	65	6,5	-	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-
32	20 x 30	4,63	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-	102,5	12,7	3T25	-	-	65	6,5	-	24,1	2,65	2T14	-	-	104,2	4,0	-
36	20 x 63	2,59	8,1	0,4	2T8	-	-	68	12,0	-	38,2	1,98	2T12	-	-	48,0	15,0	-	8,1	0,4	2T8	-	-	68,0	12,0	-
40	20 x 63	2,59	8,1	0,4	2T8	-	-	68	12,0	-	38,2	1,98	2T12	-	-	48,0	15,0	-	8,1	0,4	2T8	-	-	68,0	12,0	-
46	20 x 63	2,59	8,1	0,4	2T8	-	-	68	12,0	-	38,2	1,98	2T12	-	-	48,0	15,0	-	8,1	0,4	2T8	-	-	68,0	12,0	-
48	20 x 63	2,59	8,1	0,4	2T8	-	-	68	12,0	-	38,2	1,98	2T12	-	-	48,0	15,0	-	8,1	0,4	2T8	-	-	68,0	12,0	-

Poutres du P.H. Ar 3 de charnier

n°	Poutres		Appui Gauche										Traverse										Appui Droite									
	Section	Long.	Mu	As	Arms-tures	As	Arms-tures	Vu	St	Arms-tures	Mu	As	Arms-tures	As	Arms-tures	Vu	St	Arms-tures	Mu	As	Arms-tures	As	Arms-tures	Vu	St	Arms-tures						
103	20 x 58	4,94	102,5	6,1	2720	-	-	165,6	5,0	T8	430,2	7,9	4716	-	-	149,4	7,5	T8	39,1	2,2	2712	-	-	157,8	5,0	T8						
89	20 x 58	4,94	102,5	6,1	2720	-	-	165,6	5,0	T8	130,2	7,9	4716	-	-	149,4	7,5	T8	39,1	2,2	2712	-	-	157,8	5,0	T8						
81	20 x 35	2,61	19,36	1,83	2712	-	-	48,28	1,0	-	16,06	1,51	2710	-	-	30,64	1,5	-	7,5	0,69	278	-	-	45,8	1,0	-						
83	20 x 35	2,61	19,36	1,83	2712	-	-	48,28	1,0	-	16,06	1,51	2710	-	-	30,64	1,5	-	7,5	0,69	278	-	-	45,8	1,0	-						
75	20 x 35	2,61	19,36	1,83	2712	-	-	48,28	1,0	-	16,06	1,51	2710	-	-	30,64	1,5	-	7,5	0,69	278	-	-	45,8	1,0	-						
87	20 x 35	2,61	19,36	1,83	2712	-	-	48,28	1,0	-	16,06	1,51	2710	-	-	30,64	1,5	-	7,5	0,69	278	-	-	45,8	1,0	-						
89	20 x 35	2,61	19,36	1,83	2712	-	-	48,28	1,0	-	16,06	1,51	2710	-	-	30,64	1,5	-	7,5	0,69	278	-	-	45,8	1,0	-						
91	20 x 35	2,61	19,36	1,83	2712	-	-	48,28	1,0	-	16,06	1,51	2710	-	-	30,64	1,5	-	7,5	0,69	278	-	-	45,8	1,0	-						
80	20 x 40	2,61	35,53	2,99	2714	-	-	62,14	9,0	-	23,59	1,94	2712	-	-	46,25	1,3	-	12,3	0,998	278	-	-	57,2	1,0	-						
82	20 x 40	2,61	35,53	2,99	2714	-	-	62,14	9,0	-	23,59	1,94	2712	-	-	46,25	1,3	-	12,3	0,998	278	-	-	57,2	1,0	-						
84	20 x 40	2,61	35,53	2,99	2714	-	-	62,14	9,0	-	23,59	1,94	2712	-	-	46,25	1,3	-	12,3	0,998	278	-	-	57,2	1,0	-						
88	20 x 40	2,61	35,53	2,99	2714	-	-	62,14	9,0	-	23,59	1,94	2712	-	-	46,25	1,3	-	12,3	0,998	278	-	-	57,2	1,0	-						

Poutres du P. H^e Reg de charbonni

n ^e	Secti ⁿ	Long.	Mu	As	Appui Gauche					Traverse					Appui Droite											
					Armo- bures	As	Armo- bures	Vu	St	Armo bures	Mu	As	Armo bures	As	Armo bures	Vu	St	Armo bures	Mu	As	Armo bures	Vu	St	Armo bures		
88b	20 x 40	2,61	35,53	2,99	2714	-	-	62,14	9,0	T8	23,59	1,94	2712	-	-	44,25	13	T8	123	0,998	278	-	-	53,2	10	T8
90	20 x 40	2,48	35,53	2,99	2714	-	-	62,14	9,0	T8	23,59	1,94	2712	-	-	44,25	13	-	123	0,998	278	-	-	54,2	10	-
50	20 x 40	3,11	41,94	3,56	2716	-	-	106,9	5,5	-	47,35	4,05	3714	-	-	63,5	9,0	-	15,6	1,72	2712	-	-	97,2	6,0	-
51	20 x 40	3,11	41,94	3,56	2716	-	-	106,9	5,5	-	47,35	4,05	3714	-	-	63,5	9,0	-	15,6	1,72	2712	-	-	97,2	6,0	-
52	20 x 40	3,11	41,94	3,56	2716	-	-	106,9	5,5	-	47,35	4,05	3714	-	-	63,5	9,0	-	15,6	1,72	2712	-	-	97,2	6,0	-
57	20 x 40	3,11	41,94	3,56	2716	-	-	106,9	5,5	-	47,35	4,05	3714	-	-	63,5	9,0	-	15,6	1,72	2712	-	-	97,2	6,0	-
60	20 x 50	3,11	62,20	4,2	3714	-	-	187,4	3,5	-	84,57	5,87	3716	-	-	119,4	6,5	-	28,5	1,87	2712	-	-	157,0	4,5	-
59	20 x 40	3,11	57,4	5,0	3716	-	-	147,5	4,5	-	46,08	3,94	2716	-	-	70,5	8,0	-	15,6	1,27	2710	-	-	98,5	5,5	-
53	20 x 40	3,11	53,29	4,61	3714	-	-	147,2	4,0	-	60,84	5,34	3716	-	-	88,4	6,5	-	23,2	1,81	2712	-	-	125,3	4,5	-
54	20 x 40	3,11	53,29	4,61	3714	-	-	147,2	4,0	-	60,84	5,34	3716	-	-	88,4	6,5	-	23,2	1,91	2712	-	-	125,8	4,5	-
62	20 x 35	4,83	28,6	2,76	2714	-	-	67,7	7,0	-	17,3	1,63	2710	-	-	35,3	14	-	6,3	0,68	278	-	-	57,9	7,5	-
65	20 x 35	4,83	28,6	2,76	2714	-	-	67,7	7,0	-	17,3	1,63	2710	-	-	35,3	14	-	6,3	0,68	278	-	-	57,3	7,5	-

Pontons du P. H^e Reg de charbon

n ^e	Section	Long.	Appui Gauche						Traverse						Appui Droite											
			Mu	As	Arms-tures	A's	Arms-tures	Vu	St	Arms-tures	Mu	As	Arms-tures	A's	Arms-tures	Vu	St	Arms-tures	Mu	As	Arms-tures	A's	Arms-tures	Vu	St	Arms-tures
63	20 x 40	3,11	30,8	2,57	2 T14	-	-	67,7	8,5	78	40,3	3,42	2 T16	-	-	40,3	14	78	30,8	2,57	2 T14	-	-	67,7	8,5	78
100	20 x 58	3,35	16,5	0,94	2 T8	-	-	70,8	14,0	-11-	54,4	2,93	2 T14	-	-	42,7	19,5	-11-	16,5	0,94	2 T8	-	-	70,5	14,0	-11-
102	20 x 58	3,35	16,5	0,94	2 T8	-	-	73,8	14,0	-11-	54,4	2,93	2 T14	-	-	42,7	19,5	-11-	16,5	0,94	2 T8	-	-	70,5	14,0	-11-
104	20 x 58	2,63	31,3	1,76	2 T12	-	-	73,8	14,1	-11-	50,0	2,96	2 T14	-	-	42,7	19,5	-11-	31,3	1,76	2 T10	-	-	73,8	14,0	-11-
106	20 x 58	4,68	85,2	4,98	3 T16	-	-	129,1	6,5	-11-	133	8,08	3 T20	-	-	78,9	10,5	-11-	85,2	4,98	3 T16	-	-	129,1	6,5	-11-
111	20 x 58	4,63	85,2	4,98	3 T16	-	-	129,1	6,5	-11-	133	8,08	3 T20	-	-	78,9	10,5	-11-	85,2	4,98	3 T16	-	-	129,1	6,5	-11-
96	20 x 58	4,63	85,2	4,98	3 T16	-	-	129,1	6,5	-11-	133	8,08	3 T20	-	-	78,9	10,5	-11-	85,2	4,98	3 T16	-	-	129,1	6,5	-11-
52	20 x 35	2,58	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-	26,5	2,54	2 T14	-	-	28,3	17,5	-11-	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-
55	20 x 35	2,58	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-	26,5	2,54	2 T14	-	-	28,3	17,5	-11-	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-
58	20 x 35	2,58	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-	26,5	2,54	2 T14	-	-	28,3	17,5	-11-	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-
61	20 x 35	2,58	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-	26,5	2,54	2 T14	-	-	28,3	17,5	-11-	16,8	1,58	2 T10	-	-	46,8	10,5	-11-

Poutres du P. H^t. Rez de chaussée

Poutres			Appui Gauche									travée									Appui Droite au dénivelé								
m ⁿ	Section	Long.	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures			
73	20 x 40	2,59	28,5	2,37	3T10	-	-	50,7	11,0	T8	45,0	3,84	2T14	-	-	35,3	15,0	T8	28,5	2,37	2T14	-	-	50,7	11,0	T8			
74	20 x 40	2,59	28,5	2,37	3T10	-	-	50,7	11,0	-	45,0	3,84	2T14	-	-	35,3	15,0	-	28,5	2,37	2T14	-	-	50,7	11,0	-			
75	20 x 40	2,59	28,5	2,37	3T10	-	-	50,7	11,0	-	45,0	3,84	2T14	-	-	35,3	15,0	-	28,5	2,37	2T14	-	-	50,7	11,0	-			
76	20 x 40	2,59	28,5	2,37	3T10	-	-	50,7	11,0	-	45,0	3,84	2T14	-	-	35,3	15,0	-	28,5	2,37	2T14	-	-	50,7	11,0	-			
70	20 x 40	2,59	28,5	2,37	3T10	-	-	50,7	11,0	-	45,0	3,84	2T14	-	-	35,3	15,0	-	28,5	2,37	2T14	-	-	50,7	11,0	-			
71	20 x 40	2,59	28,5	2,37	3T10	-	-	50,7	11,0	-	45,0	3,84	2T14	-	-	35,3	15,0	-	28,5	2,37	2T14	-	-	50,7	11,0	-			
112	20 x 35	2,59	18,6	1,76	2T12	-	-	56,2	8,5	-	29,4	2,84	2T14	-	-	38,5	13	-	18,6	1,76	2T12	-	-	56,2	8,5	-			
113	20 x 35	2,59	18,6	1,76	2T12	-	-	56,2	8,5	-	29,4	2,84	2T14	-	-	38,5	13	-	18,6	1,76	2T12	-	-	56,2	8,5	-			
114	20 x 35	2,59	18,6	1,76	2T12	-	-	56,2	8,5	-	29,4	2,84	2T14	-	-	38,5	13	-	18,6	1,76	2T12	-	-	56,2	8,5	-			
78	20 x 35	2,61	15,0	1,41	2T10	-	-	44,7	11	-	23,7	2,26	2T12	-	-	31,7	15	-	15,0	1,41	2T10	-	-	44,7	11,0	-			
79	20 x 35	2,61	15,0	1,41	2T10	-	-	44,7	11	-	23,7	2,26	2T12	-	-	31,7	15	-	15,0	1,41	2T10	-	-	44,7	11,0	-			
68	20 x 40	4,40	88,4	8,2	3T20	-	-	140	4,0	-	140	15,0	5T20	-	-	110,0	5,0	-	88,4	8,2	3T20	-	-	140,0	4,0	-			

84

Poutres du P. H.° auq de chambre

n°	Section	Long.	Mu	As	Appui Gauche					Traverse					Appui Droite											
					Arms. lures	As	Arms. lures	Vu	St	Arms. lures	Mu	As	Arms. lures	As	Arms. lures	Vu	St	Arms. lures								
92	20 x 58	4,94	10,16	4,06	3T14	-	-	136,5	6,0	T8	18,40	4,60	3T14	-	-	85,6	9,5	T8	10,26	4,06	3T14	-	-	136,5	9,5	T8
94	20 x 58	4,94	10,16	4,06	3T14	-	-	136,5	6,0	T8	18,40	4,60	3T14	-	-	85,6	9,5	-	10,26	4,06	3T14	-	-	136,5	9,5	T8
109	20 x 58	4,94	10,16	4,06	3T14	-	-	136,5	6,0	T8	18,40	4,6	3T14	-	-	85,6	9,5	-	10,26	4,06	3T14	-	-	136,5	9,5	T8
108	20 x 58	4,94	10,16	4,06	3T14	-	-	136,5	6,0	T8	18,40	4,6	3T14	-	-	85,6	9,5	-	10,26	4,06	3T14	-	-	136,5	9,5	T8
93	20 x 58	3,96	6,784	3,91	2T16	-	-	123,5	6,5	11	69,88	4,04	2T16	-	-	19,6	10,0	-	8,26	4,13	2T10	-	-	140,5	7,5	-
95	20 x 58	3,96	6,784	3,91	2T16	-	-	123,5	6,5	-	69,88	4,04	2T16	-	-	19,6	10,0	-	8,26	4,13	2T10	-	-	140,5	7,5	-
107	20 x 58	3,96	6,784	3,91	2T16	-	-	123,5	6,5	-	69,88	4,04	2T16	-	-	19,6	10,0	-	8,26	4,13	2T10	-	-	140,5	7,5	-
110	20 x 58	3,96	6,784	3,91	2T16	-	-	123,5	6,5	-	69,88	4,04	2T16	-	-	19,6	10,0	-	8,26	4,13	2T10	-	-	140,5	7,5	-
91	20 x 58	3,96	6,782	3,88	2T16	-	-	123,4	6,5	-	69,85	4,09	3T14	-	-	19,6	10,0	-	8,26	4,18	2T10	-	-	123,5	6,5	-
105	20 x 58	3,96	6,782	3,88	2T16	-	-	123,4	6,5	-	69,85	4,09	3T14	-	-	19,6	10,0	-	8,26	4,18	2T10	-	-	123,5	6,5	-
104	20 x 58	4,94	11,16	4,48	3T14	-	-	145,3	5,5	-	75,36	4,40	3T14	-	-	96,5	8,5	-	1,46	3,88	2T16	-	-	145,3	5,5	-
98	20 x 58	4,94	11,16	4,48	3T14	-	-	145,3	5,5	-	75,36	4,40	3T14	-	-	96,5	8,5	-	1,46	3,88	2T16	-	-	145,3	5,5	-

Poutres du P. H^t Rez de chaussée

Poutres			Appui Gauche									travée									Appui Droite ou de rive								
n°	Section	long.	Mu	As	Arma- tures	A's	Arma- tures	Vu	St	Arma- tures	Mu	As	Arma- tures	A's	Arma- tures	Vu	St	Arma- tures	Mu	As	Arma- tures	A's	Arma- tures	Vu	St	Arma- tures			
69	20 x 40	4,40	88,4	2,37	3T10	-	-	140	140	T8	140	384	2T16	-	-	190	150	T8	88,4	2,37	3T10	-	-	140	140	T8			
77	20 x 58	6,23	173	1,92	4T20	-	-	1923	4,5	T8	202	13,14	5T20	-	-	1572	5,0	-	173	1,92	4T20	-	-	1925	4,5	-			
67	40 x 35	4,94	14,2	1,31	2T10	-	-	57	8,5	-	673	6,56	4T16	-	-	34	14	-	14,2	1,31	2T10	-	-	57	8,5	-			
66	40 x 35	4,94	14,2	1,31	2T10	-	-	57	8,5	-	673	6,56	4T16	-	-	34	14	-	14,2	1,31	2T10	-	-	57	8,5	-			
66 bis	40 x 35	4,94	22,5	2,09	2T12	-	-	90	5,5	-	977	9,63	3T20	-	-	653	7,5	-	22,5	2,09	2T12	-	-	90	5,5	-			

Poutre du plancher lit sous-sol

Poutres			Appui Gauche									Travée									Appui Droite								
m ⁿ	Section	Long.	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures			
154	20x 35	2,60	25,74	2,47	2T14	-	-	832	6,0	T8	31,39	3,04	2T14	-	-	70,5	7,0	T8	21,5	1,07	2T10	-	-	25,8	6,5	T8			
153	20x 35	2,10	23,65	2,26	2T12	-	-	76,4	6,5	-	32,47	3,16	3T12	-	-	53,6	9,5	-	23,65	2,26	2T12	-	-	76,4	6,5	-			
152	20 x 35	2,63	105	12,73	4T20	-	-	138	3,5	-	44,59	4,15	3T14	-	-	110,5	4,5	-	78,9	8,65	3T20	-	-	119,8	4,0	-			
130	20 x 60	4,94	209,7	13,1	5T20	-	-	225	3,5	-	22,58	14,39	5T20	-	-	135,8	6,5	-	138,5	8,12	3T20	-	-	163,7	5,0	-			
131	20x 35	2,93	99,04	10,26	4T20	-	-	103,4	4,5	-	35,8	3,50	2T16	-	-	78,7	6,5	-	48,5	4,89	3T16	-	-	88,7	5,5	-			
132	20x 35	2,01	15,0	1,40	2T10	-	-	54,6	9,0	-	17,5	1,65	2T12	-	-	38,7	13,0	-	15,0	1,40	2T10	-	-	54,6	9,0	-			
142	20x 40	2,01	15,40	1,26	2T10	-	-	46,5	13,0	-	28,6	2,38	2T14	-	-	39,8	14,0	-	15,4	1,26	2T10	-	-	46,5	13,0	-			
143	20x 40	2,61	23,25	1,92	2T12	-	-	91,5	6,0	-	28,8	2,39	2T14	-	-	70,5	8,0	-	22,5	1,87	2T12	-	-	91,5	6,0	-			
144	20x 40	2,61	24,85	2,06	2T12	-	-	69,9	8,0	-	25,4	2,10	2T12	-	-	58,7	9,5	-	12,7	1,03	2T10	-	-	61,8	9,0	-			
138	20x 35	2,61	27,5	2,64	3T14	-	-	48,9	10,0	-	29,8	2,88	2T14	-	-	36,8	10,0	-	10,8	1,00	2T8	-	-	39,8	15,0	-			
171	20 x 40	3,96	52,3	4,52	3T14	-	-	99,28	5,5	-	56,44	4,82	3T16	-	-	78,5	7,5	-	16,4	1,34	2T10	-	-	87,9	6,5	-			
172	20x x 40	4,94	53,9	4,67	3T14	-	-	93,0	6,0	-	52,87	4,58	3T14	-	-	69,5	8,0	-	53,9	4,67	3T14	-	-	93,0	6,0	-			

87

Poutre des planchers à 6° sous-sol

n°	Poutres	Appui Gauche										Trave										Appui Droite									
		Secim	long.	Mu	As	Armo. tures	A's	Armo. tures	Vu	St	Armo. tures	Mu.	As	Armo. tures	A's	Armo. tures	Vu	St	Armo. tures	Mu	As	Armo. tures	A's	Armo. tures	Vu	St	Armo. tures				
123	20 x 45	2,93	4,054	4,103	3T14	-	-	3045	4,10	T8	2495	4,021	4T20	-	-	2600	4,15	T8	1054	4,09	3T14	-	-	3045	4,10	T8					
150	20 x 50	4,65	1,15	8,28	3T20	-	-	452	4,5	-	1,135	8,15	3T20	-	-	1217	5,5	-	1088	4,33	3T20	-	-	1297	5,0	-					
151	20 x 40	2,60	4,606	3,94	3T14	-	-	554	4,0	-	4,188	9,96	2T8	-	-	438	1,30	-	1,88	9,96	2T8	-	-	537	10,0	-					
133	20 x 40	1,83	2,71	2,25	2T12	-	-	558	1,90	-	2,633	2,21	2T12	-	-	29,56	2,92	-	1,7	9,85	2T8	-	-	539	1,0	-					
134	20 x 40	3,11	4,210	3,58	2T16	-	-	1,150	5,0	-	3,35	3,24	3T12	-	-	67,66	8,5	-	3,75	3,19	3T12	-	-	1075	5,5	-					
135	20 x 40	3,11	4,216	3,78	2T16	-	-	1,150	5,0	-	3,687	3,17	3T12	-	-	67,66	8,5	-	3,75	3,19	3T12	-	-	1075	5,5	-					
136	20 x 40	1,83	2,321	2,25	2T12	-	-	559	1,90	-	2,606	2,18	2T12	-	-	29,56	2,95	-	1,7	9,95	2T8	-	-	53,7	10,0	-					
159	20 x 35	2,60	1,702	1,60	2T10	-	-	53,9	9,0	-	1,966	1,86	2T12	-	-	47,8	1,2	-	8,9	9,84	2T8	-	-	5,96	9,0	-					
158	20 x 40	2,60	1,704	1,60	2T10	-	-	51,68	9,0	-	1,938	1,70	2T12	-	-	44,9	1,35	-	8,7	9,76	2T8	-	-	5,7	9,0	-					
140	20 x 40	2,60	1,699	1,60	2T16	-	-	64,14	9,0	-	2,133	1,80	2T12	-	-	59,8	1,1	-	19,7	9,86	2T8	-	-	59,6	9,5	-					
135	20 x 40	2,60	1,636	1,60	2T16	-	-	64,14	9,0	-	3,915	1,80	2T12	-	-	50,8	1,1	-	13,8	1,12	2T10	-	-	59,6	9,5	-					
156	20 x 40	2,63	1,30	1,00	2T16	-	-	64,6	9,0	-	3,915	1,80	2T12	-	-	59,8	1,1	-	13,8	1,12	2T10	-	-	59,6	9,5	-					

ANNEXE 3

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX

au

- . 1^{er} étage
- . Rez de chaussée
- . Sous-sol

Poutres du plancher h⁺ sous-sol

Poutres			Appui Gauche								travée								Appui Droite							
m ⁿ	Section	Long.	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures
137	20 x 35	4,63	31,65	3,07	2T14	-	-	62,34	8,0	T8	36,95	3,63	3T14	-	-	47,73	10,5	T8	31,65	3,07	2T14	-	-	62,34	8,0	T8
118	20 x 35	2,43	43,14	4,29	3T14	-	-	156,6	3,0	T8	50,85	5,16	3T16	-	-	113,8	4,5	T8	43,14	4,29	3T14	-	-	156,6	3,0	T8
119	20 x 40	2,51	35,56	2,99	2T14	-	-	91,17	6,5	-	21,37	1,76	2T12	-	-	72,6	7,5	-	35,56	2,99	2T14	-	-	91,17	6,5	-
120	20 x 40	2,71	26,19	2,17	2T12	-	-	101,8	5,5	-	65,77	3,01	2T14	-	-	85,7	6,7	-	26,19	2,17	2T12	-	-	101,8	5,5	-
121	20 x 305	2,01	23,47	2,19	2T12	-	-	65,91	7,5	-	11,39	1,10	2T10	-	-	48,7	10,0	-	23,47	2,19	2T12	-	-	65,91	7,5	-
122	20 x 40	2,01	15,09	1,23	2T10	-	-	49,66	11,5	-	15,3	1,24	2T10	-	-	39,8	14,0	-	15,09	1,23	2T10	-	-	49,66	11,5	-
123	20 x 40	2,73	81,96	7,50	4T16	-	-	127,9	4,5	-	24,3	2,01	2T12	-	-	102,3	5,5	-	81,96	7,50	4T16	-	-	127,9	4,5	-
124	20 x 40	2,50	37,6	3,17	3T12	-	-	67,8	8,5	-	40,0	3,29	3T12	-	-	48,5	11,5	-	37,6	3,17	3T12	-	-	67,8	8,5	-
125	20 x 40	3,05	36,15	3,04	2T14	-	-	103,5	5,5	-	47,67	4,09	3T14	-	-	87,0	6,5	-	36,15	3,04	2T14	-	-	103,5	5,5	-
116	20 x 40	3,05	35,19	3,44	3T12	-	-	92,34	5,5	-	31,54	2,64	2T14	-	-	76,5	7,5	-	35,19	3,44	3T12	-	-	92,34	5,5	-
117	20 x 40	3,05	50,64	4,37	3T14	-	-	77,67	7,5	-	7,05	0,57	2T8	-	-	53,6	10,5	-	50,64	4,37	3T14	-	-	77,67	7,5	-
138	20 x 40	4,63	38,1	3,22	3T12	-	-	100,9	5,5	-	60,75	5,33	3T16	-	-	84,6	6,5	-	38,1	3,22	3T12	-	-	100,9	5,5	-

Poutres du plancher lit sous-sol

Poutres			Appui Gauche									travée									Appui Droite								
n°	Section	long.	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures	M _u	A _s	Arma- tures	A' _s	Arma- tures	V _u	St	Arma- tures			
113	20x 40	4,84	53,92	4,68	3T16	-	-	93,0	6,0	T8	52,87	4,58	3T14	-	-	78,5	7,0	T8	53,92	4,68	3T16	-	-	93,0	6,0	T8			
114	20x 40	3,96	56,19	4,89	3T16	-	-	119,2	4,5	-11	69,87	6,24	3T20	-	-	89,7	6,5	-11	21,3	1,75	2T12	-	-	105,7	5,5	-11			
115	40 x 35	4,94	17,3	1,60	2T12	-	-	69,7	7,0	-11	73,4	7,2	3T20	-	-	44,2	12	-11	17,3	1,60	2T12	-	-	69,7	7,0	-11			
128	20x 40	3,11	27,98	2,32	3T10	-	-	133,5	4,0	-11	77,7	7,04	3T20	-	-	107,5	5,0	-11	27,98	2,32	3T10	-	-	127,8	4,5	-11			
129	20x 60	2,01	15,8	6,67	2T20	-	-	150,7	5,5	-11	145,8	8,60	3T20	-	-	97,8	8,5	-11	105,7	6,04	3T16	-	-	138,5	6,0	-11			

P. H^t: 1^e étage

Poteau	Section béton B ² cm	Longueur L m	charge pondérée N _u kN	Moment pondéré M _u	section armature A _s (cm ²)	classe Armature	écartement des cadres S _t (cm)	niveau
1	20x20	3,0	313,0	-	negatif	4T6	9 (T6)	1 ^e étage
2	20x20	"	472,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
3	20x20	"	313,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
4	20x20	"	313,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
5	20x20	"	360,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
6	20x20	"	313,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
7	20x20	"	313,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
8	20x20	"	472,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
9	20x20	"	313,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
10	20x20	"	313,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
11	20x20	"	760,0	-	3,8	4T12	18 (T6)	"
12	20x20	"	360,0	-	neg.	4T6	9 (T6)	"
13	20x20	"	313,0	-	"	4T6	9 (T6)	"
14	20x20	"	618,5	-	3,1	4T10	15 (T6)	"
15	20x20	"	618,5	-	3,1	4T10	15 (T6)	"
16	20x20	"	618,5	-	3,1	4T10	15 (T6)	"
17	20x20	"	454	-	negatif	4T6	9 (T6)	"
18	20x20	"	454	-	"	4T6	9 (T6)	"
19	20x20	"	618,5	-	3,1	4T10	15 (T6)	"
20	20x20	"	618,5	-	3,1	4T10	15 (T6)	"
21	20x20	"	454	-	negatif	4T6	9 (T6)	"

P.H^t Rez de chaussée

Poteau n°	Section béton B = h x b	Longueur L (m)	Charge pondérale Nu (kN)	Moment pondéral Mu	Section d'acier A _s (cm ²)	Charge Armatures	Ecartement des cadres S _c (cm) (T6)	niveau R.C
1	30x20	3,0	562,0	-	negatif	4T8	12,0	Rez de chaussée
2	40x20	-"-	747,0	-	negatif	4T8	12,0	-"-
3	30x20	-"-	562,0	-	neg.	4T8	12,0	-"-
4	30x20	-"-	562,0	-	neg.	4T8	12,0	-"-
5	30x20	-"-	553,8	-	neg.	4T8	12,0	-"-
6	30x20	-"-	562,0	-	neg.	4T8	12,0	-"-
7	30x20	-"-	562,0	-	-"-	4T8	12,0	-"-
8	40x20	-"-	747,0	-	neg.	4T8	12,0	-"-
9	30x20	-"-	562,0	-	neg.	4T8	12,0	-"-
10	30x20	-"-	562,0	-	-"-	4T8	12,0	-"-
11	40x20	-"-	945,9	-	3,56	4T12	18,0	-"-
12	30x20	-"-	553,8	-	neg.	4T8	12,0	-"-
13	30x20	-"-	562,0	-	neg.	4T8	12,0	-"-
14	40x20	-"-	821,0	-	2,1	4T8	12,0	-"-
15	40x20	-"-	821,0	-	2,1	4T8	12,0	-"-
16	30x20	-"-	729,6	-	neg.	4T8	-"-	-"-
17	30x20	-"-	729,6	-	-"-	4T8	-"-	-"-
18	30x20	-"-	729,6	-	-"-	4T8	-"-	-"-
19	30x20	-"-	729,6	-	-"-	4T8	-"-	-"-
20	30x20	-"-	729,6	-	-"-	4T8	-"-	-"-

P. H^c de Rez de chaussée

Poteau n°	Section B cm ²	Longueur L (m)	Charge pondérée Nu	Moment pondéré Mu	Section armature As	choix Armature	espacement des cadres Sc	niveau
21	30x20	3,0	729,6	-	neg.	4T8	12	Rez de chaussée
22	20x20	-"-	338,4	-	neg.	4T8	12	-"-
23	20x20	-"-	390,8	-	-"-	-"-	-"-	-"-
24	20x20	-"-	97,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
25	20x20	-"-	338,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
26	20x20	-"-	338,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
27	20x20	-"-	97,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
28	20x20	-"-	390,8	-	-"-	-"-	-"-	-"-
29	20x20	-"-	338,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
30	20x20	-"-	97,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
31	20x20	-"-	97,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
32	20x20	-"-	338,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
33	20x20	-"-	390,8	-	-"-	-"-	-"-	-"-
34	20x20	-"-	338,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
35	20x20	-"-	97,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
36	20x20	-"-	97,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
37	20x20	-"-	338,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
38	20x20	-"-	390,8	-	-"-	-"-	-"-	-"-
39	20x20	-"-	338,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
40	20x20	-"-	97,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-

P. H^t du Rez de Chaussée

Poteau n°	Section B cm ²	Longueur L m	charge pondérée Nu kN	Moment Pondéré Mu	section d'acier AS cm ²	choix Armature	ecartement des cadres Se cm	niveau
41	20x20	3,0	97,4	-	neg.	HT8	12,0	Rez de chaussée
42	20x20	-"-	125,1	-	-"-	-"-	-"-	-"-
43	20x20	-"-	125,1	-	-"-	-"-	-"-	-"-
44	20x20	-"-	125,1	-	-"-	-"-	-"-	-"-
45	20x20	-"-	125,1	-	-"-	-"-	-"-	-"-
46	20x20	-"-	309,3	-	-"-	-"-	-"-	-"-
47	20x20	-"-	125,1	-	-"-	-"-	-"-	-"-
48	20x20	-"-	178,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
49	20x20	-"-	178,4	-	-"-	-"-	-"-	-"-
50								-"-

P. H^t du Sous-sol

Poteau n°	Section beton B	Longueur L	charge pondérale Nu	Moment pondérale Mu	Section d'acier As	ecartement des lattes St (TC)	charge d'armature	niveau
1	30x20	2,95	697,3	-	negatif	9 cm	4T8	Sous-sol
2	40x20	-"-	997,4	-	-"-	-"-	4T8	-"-
3	30x20	-"-	740,3	-	-"-	-"-	4T8	-"-
4	30x20	-"-	779,2	-	0,5	-"-	4T8	-"-
5	40x20	-"-	733,9	-	negatif	-"-	4T8	-"-
8	50x20	-"-	1366,4	-	3,3	18 cm	4T12	-"-
9	30x20	-"-	628,7	-	negatif	9 cm	4T8	-"-
10	30x20	-"-	715,6	-	-"-	-"-	4T8	-"-
11	50x20	-"-	1204,3	-	2,23	12 cm	4T12	-"-
12	40x20	-"-	784,5	-	0,1	9 cm	4T8	-"-
14	40x20	-"-	1039,4	-	1,13	12 cm	4T12	-"-
15	40x20	-"-	952	-	negatif	9 cm	4T8	-"-
17	40x20	-"-	855,8	-	-"-	-"-	4T8	-"-
18	40x20	-"-	917,0	-	-"-	-"-	4T8	-"-
19	40x20	-"-	894,8	-	-"-	-"-	4T8	-"-
20	40x20	-"-	1004,1	-	1,10	12 cm	4T10	-"-
21	40x20	-"-	925,6	-	negatif	9 cm	4T8	-"-
22	30x20	-"-	721,2	-	-"-	-"-	4T8	-"-
42 45	20x20	-"-	155,2	-	-"-	-"-	4T8	-"-
46	30x20	-"-	830,2	-	0,85	-"-	4T8	-"-

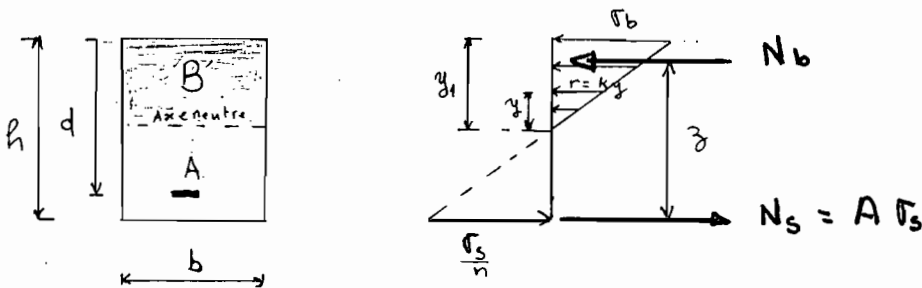
P. H^t du Sous-sol

Poteau n°	Beton B	longueur L	charge ultime Nu	Moment de design Mu	section armature As	chix Armature	ecartement des cadres St (Tc)	Niveau
47	20x20	2,95	285,3	-	negatif	4T8	9 cm	Sous Sol
48	20x20	-	385,1	-	-	-	-	-
49	20x20	-	327,4	-	-	-	-	-
50	20x20	-	59,8	-	-	-	-	-
51	20x20	-	110,4	-	-	-	-	-
52	30x20	-	690,6	-	-	-	-	-
53	20x20	-	202,6	-	-	-	-	-
54	50x20	-	1242,3	-	3,27	4T12	12 cm	-
55	30x20	-	637,4	-	negatif	4T8	9 cm	-
31	20x30	-	276,2	-	-	4T8	9 cm	-
32	20x30	-	598,5	-	-	-	-	-
33	20x30	-	597,5	-	-	-	-	-
34	20x30	-	625,7	-	-	-	-	-
35	20x30	-	318,8	-	-	-	-	-

Verifications de sections rectangulaire travaillant en flexion simple

Etat limite de service pour sections sans armatures comprimées.

. Theorie



Equilibre de la section

$$\begin{aligned}
 *1) \quad N_b - N_s &= 0 \Rightarrow \int_{B'} k y \, dB' - \int_A k y \cdot n \, dA = 0 \\
 &\Rightarrow \int_0^{y_1} k y b \, dy - n A k \int_0^{d-y_1} dy = 0
 \end{aligned}$$

$$\Rightarrow \frac{1}{2} b y_1^2 - n A (d - y_1) = 0 \Rightarrow y_1$$

$$**1) \quad M_{ser} = N_b \cdot c \cdot z$$

$$\Leftrightarrow \int_{B'} k y^2 \, dB' + \int_A k y^2 \cdot n \, dA = M_{ser}$$

$$\Leftrightarrow k \left[\int_0^{y_1} y^2 b \, dy + \int_0^{d-y_1} n y A \, dy \right] = M_{ser}$$

$$\Rightarrow k = \frac{M_{ser}}{I_1} \quad \text{avec} \quad I_1 = \int_0^{y_1} y^2 b \, dy + \int_0^{d-y_1} n A y \, dy$$

$$I_1 = \frac{1}{3} b y_1^3 + n A (d - y_1)^2$$

D'où

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I_1} y_1 < \bar{\sigma}_b$$

$$\sigma_s = n \frac{M_{ser}}{I_1} (d - y_1) < \bar{\sigma}_s$$

ANNEXE 4

METHODE DE VERIFICATION

DES SECTIONS RECTANGULAIRE

TRAVAILLANT EN FLEXION SIMPLE

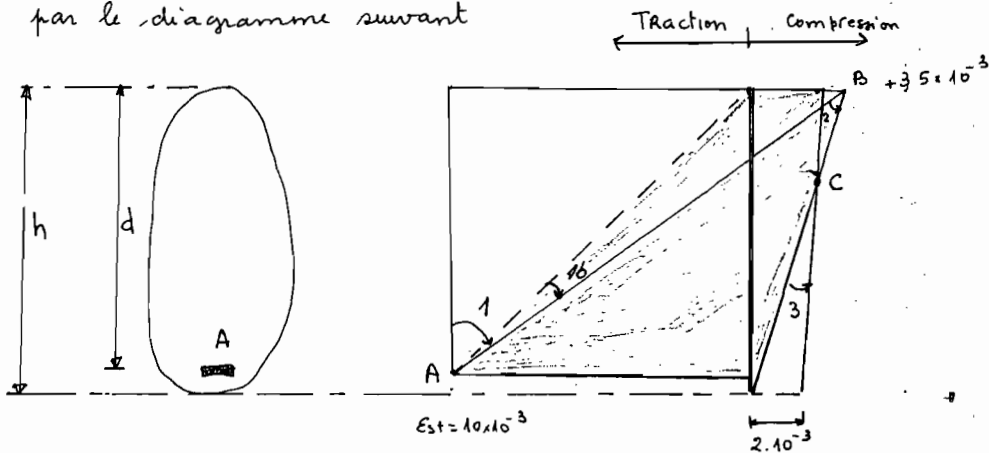
Etat limite de Resistance (E.L.U) : (Art A 4.3)

Théorie

L'état limite ultime est un état qui prend en compte la totalité du diagramme des contraintes (phase élastique + phase plastique). Les déformations correspondent à la rupture pour le béton, une déformation maximum pour l'acier.

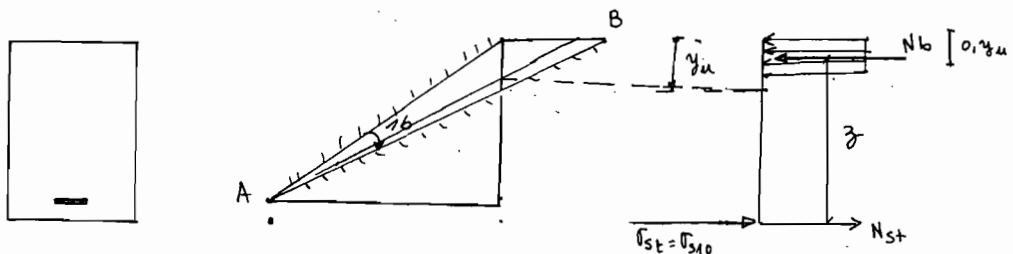
Les hypothèses fondamentales sont

- 1) Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- 2) La résistance à la traction du béton est négligée.
- 3) Les déformations relatives limites du béton et de l'acier sont définies par le diagramme suivant



Donc en flexion simple, on peut se trouver soit dans la région 1b soit dans la région 2 (voir partie colorée)

a) Région 1b



Dans cette zone, on suppose que l'acier tendue a atteint sa déformation maximale $\sigma_{st} = \sigma_{s10}$ ($\epsilon_s = 10\text{‰}$)

La déformation du béton comprimé sera

$$\epsilon_b = 10 \times 10^{-3} \frac{y_u}{d - y_u}$$

Les équations d'équilibre :

$$0,8 b y_u f_{ba} = A \sigma_{s10} = 0 \rightarrow f_{ba} = \frac{A \sigma_{s10}}{0,8 b y_u}$$

$$M_u = 0,8 b y_u f_{ba} (d - 0,4 y_u)$$

b) region 2

Un raisonnement similaire est fait. Cependant il convient de signaler que dans cette zone, on suppose que le béton a atteint son état ultime de déformation $\epsilon_b = 3,5 \times 10^{-3}$.

L'équation de compatibilité des déformations

$$\epsilon_{st} = 3,5 \times 10^{-3} \frac{d - y_u}{y_u}$$

Les équations d'équilibre

$$A_s \sigma_{st} - 0,8 b y f_{bu} = 0$$

$$M_u = 0,8 b y_u f_{bu} (d - 0,4 y_u)$$

c) choix de la région

Si $\mu \leq \mu_{AB} = 0,186$, avec $\mu = \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$, alors région 1b, pivot A

Si $\mu \leq 0,493$ et $\mu > 0,186$, alors région 2, pivot B

ANNEXE 5

Methode de Calcul de dallage

sous l'effet d'une charge uniformement
repartie

K : module de réaction du sol (ou module de Westergaard).

Ce module est déterminé au moyen de l'essai standard de Westergaard qui consiste à mesurer l'enfoncement e d'une plaque d'acier de 25 mm d'épaisseur et de 75 cm de diamètre sous une charge de 30 kN développant sur le sol une contrainte moyenne c par la formule $K = \frac{c}{e}$.

e dépend du système d'unités choisi.

Si on exprime les pressions en MPa et les longueurs en m : $c = 0,07$.

Si on exprime les pressions en bar et les longueurs en cm : $c = 0,7$.

Les charges sont exprimées dans le premier cas en MN (≈ 100 t) et dans le second cas en daN (≈ 1 kg).

Des précautions doivent être prises pour que la plaque appuie sur toute sa surface, avant de procéder à l'essai (interposition de sable fin par exemple).

Dans les cas où l'on connaît l'indice portant caillonnien CBR, on peut se passer de l'essai à la plaque en utilisant le diagramme de correspondance de la figure 17.

On prend en compte l'indice minimal CBR mesuré sur la forme.

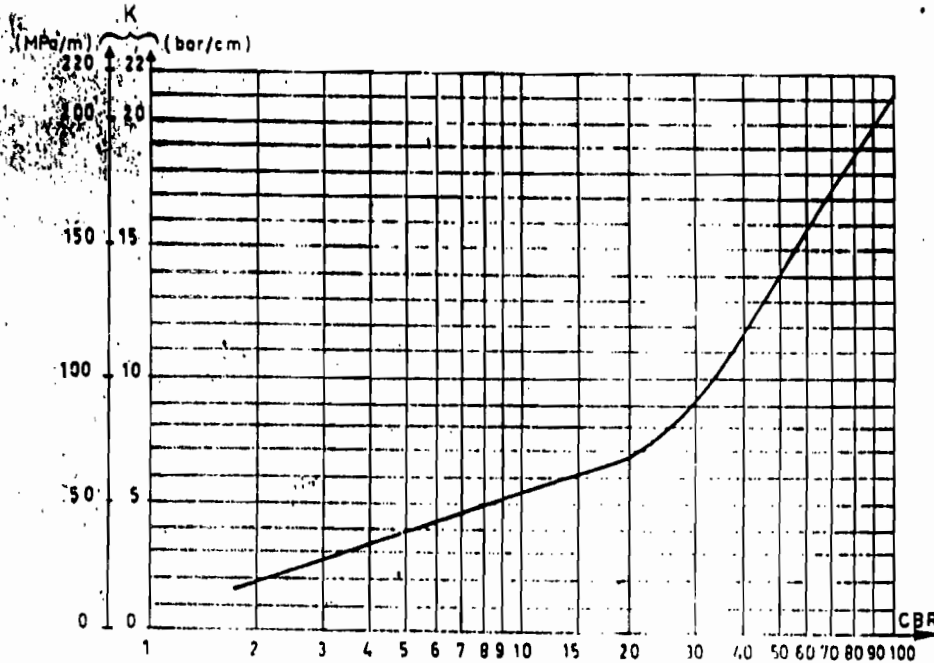


Fig. 17. — Relation entre le module K et l'indice CBR.

C.3.3. VÉRIFICATION DU DALLAGE SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE UNIFORMEMENT RÉPARTIE PAR BANDE DE LONGUEUR INFINIE

C.3.3.1. Vérification des contraintes

A défaut de calcul plus précis, on peut utiliser les tableaux suivants donnant l'enveloppe des contraintes en dixième de MPa, soit en bar, dans un dallage pour une charge uniforme de 10 kN/m² (1 t/m²) répartie de façon aléatoire, reposant sur un sous-sol homogène.

Les tableaux ci-après donnent la contrainte maximale en bar (enveloppe des contraintes) de traction par flexion pour une charge répartie sur une bande partielle de largeur variable, d'un dallage de largeur totale L entre joints, en fonction de l'épaisseur h du corps de dallage et du module de réaction du sol K (exprimé en bar/cm ou MPa/m).

K : module de réaction du sol (ou module de Westergaard).

Ce module est déterminé au moyen de l'essai standard de Westergaard qui consiste à mesurer l'enfoncement e d'une plaque d'acier de 25 mm d'épaisseur et de 75 cm de diamètre sous une charge de 30 kN développant sur le sol une contrainte moyenne c par la

$$\text{formule } K = \frac{c}{e}$$

e dépend du système d'unités choisi.

Si on exprime les pressions en MPa et les longueurs en m : $c = 0,07$.

Si on exprime les pressions en bar et les longueurs en cm : $c = 0,7$.

Les charges sont exprimées dans le premier cas en MN (≈ 100 t) et dans le second cas en daN (≈ 1 kg).

Des précautions doivent être prises pour que la plaque appuie sur toute sa surface, avant de procéder à l'essai (interposition de sable fin par exemple).

Dans les cas où l'on connaît l'indice portant cailliformien CBR, on peut se passer de l'essai à la plaque en utilisant le diagramme de correspondance de la figure 17.

On prend en compte l'indice minimal CBR mesuré sur la forme.

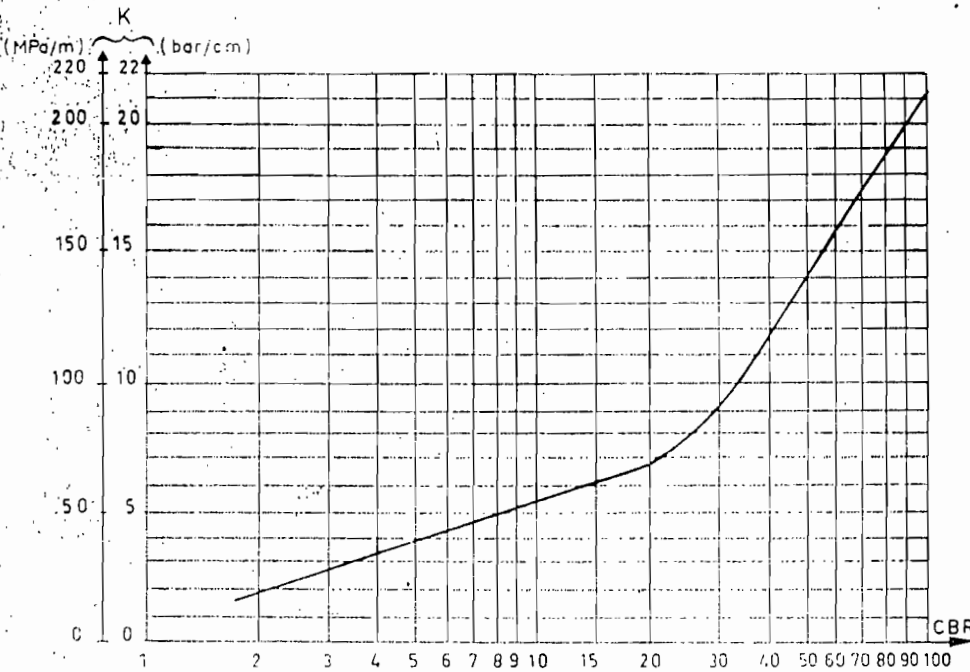


Fig. 17. — Relation entre le module K et l'indice CBR.

C.3.3. VÉRIFICATION DU DALLAGE SOUS L'EFFET D'UNE CHARGE UNIFORMEMENT RÉPARTIE PAR BANDE DE LONGUEUR INFINIE

C.3.3.1. Vérification des contraintes

À défaut de calcul plus précis, on peut utiliser les tableaux suivants donnant l'enveloppe des contraintes en dixième de MPa, soit en bar, dans un dallage pour une charge uniforme de 10 kN/m^2 (1 t/m^2) répartie de façon aléatoire, reposant sur un sous-sol homogène.

Les tableaux ci-après donnent la contrainte maximale en bar (enveloppe des contraintes) de traction par flexion pour une charge répartie sur une bande partielle de largeur variable, d'un dallage de largeur totale L entre joints, en fonction de l'épaisseur h du corps de dallage et du module de réaction du sol K (exprimé en bar/cm ou MPa/m).

Sol homogène CBR 3-30

E = 12 000 MPa (120 000 bars)

E = 38 000 MPa (380 000 bars)

K [MPa/m]	K [bar/cm]	h (cm)						
		L (cm)	8	10	14	18	24	30
30	3	150	4	3.1	1.8	1.3	1.1	1
		300	4.9	5.6	6	5.5	4.1	3
		500	5.5	5.8	6.3	6.3	7.1	7
		800	5.5	5.8	6.3	6.7	7.2	7.6
60	6	150	2.9	2.5	1.7	1.1	0.8	0.7
		300	3.3	3.1	3.7	3.8	3.3	2.6
		500	3.3	3.4	3.7	4	4.1	4.5
		800	3.3	3.4	3.7	4	4.3	4.5
90	9	150	2.3	2.1	1.6	1.1	0.7	0.6
		300	2.4	2.5	2.7	2.9	2.7	2.3
		500	2.4	2.5	2.8	2.9	2.9	3.1
		800	2.4	2.5	2.8	2.9	3.2	3.3
120	12	150	1.9	1.8	1.4	1	0.6	0.5
		300	1.9	2	2.1	2.3	2.4	2.1
		500	1.9	2	2.2	2.4	2.5	2.6
		800	1.9	2	2.2	2.4	2.5	2.7
	18	150	1.4	1.5	1.2	1	0.6	0.4
		300	1.4	1.5	1.5	1.7	1.8	1.7
		500	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	1.8
		800	1.4	1.5	1.6	1.7	1.9	2

h (cm)						
L (cm)	8	10	14	18	24	30
150	5.2	3.6	2	1.6	1.4	1
300	12.3	12.4	10.3	7.7	5	3.3
500	12.5	13.2	14	14.9	13.6	11.3
800	12.5	13.2	14.3	15.3	15.7	17.1
150	6.2	3.3	1.9	1.6	1.4	1.2
300	7	7.7	7.6	6.4	4.5	3.2
500	7.4	7.8	7.7	8.9	9.3	8.7
800	7.4	7.8	8.5	9.1	9.8	9.8
150	4	3.1	1.8	1.3	1.1	1
300	4.9	5.6	6	5.5	4.1	3
500	5.5	5.8	6.3	6.3	7.1	7
800	5.5	5.8	6.3	6.7	7.2	7.6
150	3.5	2.9	1.8	1.2	1	0.9
300	3.8	4.4	5	4.7	3.8	2.9
500	4.4	4.7	5.1	4.9	5.7	5.9
800	4.4	4.7	5.1	5.4	5.8	6.1
150	2.9	2.5	1.7	1.1	0.8	0.7
300	3.3	3.1	3.7	3.8	3.3	2.6
500	3.3	3.4	3.7	4	4.1	4.5
800	3.3	3.4	3.7	4	4.3	4.5

Les valeurs de K à prendre en compte dans ces tableaux correspondent aux plus faibles valeurs des modules de réactions normalisés, obtenues par essai :

- soit de la forme en surface :

- soit du sous-sol support de la forme, sur une profondeur de L/2 sous réserve que K augmente avec la profondeur.

C.5.32. Evaluation des tassements différentiels

Les tassements différentiels entre les aires de stockage et les zones de circulation doivent être évalués à partir des paramètres suivants :

- résultats de la reconnaissance géotechnique ;
- hétérogénéité du sol ;
- répartition des charges ;
- distance entre axes des bandes chargées ;
- épaisseur de la couche compressible.

Le tassement est estimé à partir des essais de compressibilité.

a) Cas d'un sol homogène soumis à des charges légères

A défaut de justifications plus précises et lorsque on peut admettre que la réaction du sol est uniforme, une estimation approchée du tassement différentiel moyen Δρ entre les bords et le milieu de la zone chargée de largeur B est donnée par :

$$\Delta \rho = \frac{P}{K}$$

avec P : charge uniformément répartie sur la largeur B ;

K : module de réaction du sol.

BIBLIOGRAPHIE

Pierre CHARON

1. Calcul des ouvrages en béton armé
suivant les règles B.A.E.L 80 - Editions Eyrolles.

2. Guerrin et LAVAL

2. Traité de béton armé T1: Généralité - Editions Dunod.

3. " " " " T2: Calcul du béton Armé - même éditeur

4. " " " " T3: Les fondations. même éditeur

5. " " " " T4:

Ossatures d'immeubles et d'usines. Planchers. Escalier.
Encorbellements. Ouvrages divers du bâtiment. même éditeur

Andre Coin

6. Ossatures des bâtiments - Editions Eyrolles.

Guy Bricaux

7. La Maçonnerie - Editions Eyrolles.

Comité Européen du béton

8. Recommandations internationales pour le calcul et
l'exécution des ouvrages en béton :

Document Technique unifié

9. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages
et constructions en Béton armé suivant la méthode des
états limites.

Jean Le Couec

- 10 Memento d'emploi du B.A.F.L. 83 et règlement annexes
Edition Technique et Documentation - Lavoisier
- 11 Annales des I.T.B.T.P. : publications de Janvier 80 à
Fevrier 86.
12. Techniques de l'ingénieur : C1 à C5
- 13 Encyclopedie du bâtiment de 1a à 3b
- 14 Victor Davidovici "Aide-memoire de beton arme" Dunod
- 15 Moustapha NDiaye "Notes de cours de structure II", "Poly-edil"
- 16 H. Renaud "Technologie du batiment gros-oeuvre",
les editions FOUCHER