

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP DE DAKAR  
Ecole Supérieure Polytechnique de Thiès  
Département de Génie Civil



GC.0077

# PROJET DE FIN D'ETUDES

(En vue de l'obtention du diplôme d'Ingénieur de Conception)

Sujet :

**Dimensionnement béton armé d'un immeuble R+8 sis à Dakar**

Présenté par : Modou GUEYE

Papa Amadou Eloi SARR

Directeur interne : Mr Falla Paye

Directeur externe : Mr Galaye Niang - MIC

2001/2002

## **Remerciements**

Après avoir rendu grâce à Allah notre Créateur omnipotent , nous remercions nos parents pour leur soutien sans faille durant tout notre cursus scolaire .

Ces remerciements vont aussi à l'endroit de notre encadreur M . Fala Paye pour sa disponibilité et ses conseils durant toute la rédaction de ce rapport .

Une mention spéciale à M. Galaye Niang, ingénieur au MIC pour ses suggestions et son appui matériel , qui nous a été d'une grande utilité .

A tous ceux qui, de près ou de loin , ont contribué à l'élaboration de ce rapport, nous leur disons un grand merci.

## Liste des tableaux

Tableau 1 : Valeurs des chargement appliqués sur les poutres de l'étage courant.....	13
Tableau 2 : efforts normaux dans les différents poteaux.....	16
Tableau 3 : Calcul des armatures longitudinales des poteaux.....	54
Tableau IV : Récapitulatif des sections de poteaux .....	54
Tableau V : Calcul des sections d'armatures des voiles comme fonction de soutènement .....	65
Tableau VI : Récapitulatif des sections des sections d'armatures des voiles....	65
Tableau VII : Sollicitations dans les linteaux .....	82
Tableau VIII : armatures d'encastrement des linteaux.....	83
Tableau IX :détermination du rapport $A_t/st$ .....	84
Tableau X : Calcul des section d'armature des poutrelles de la terrasse.....	88

## **Liste des figures**

figure 1	Plan de coffrage sous-sol	page 5
figure 2	Plan de coffrage RDC	page 6
figure 3	Plan coffrage étage courant	page 7
figure 4	plan de coffrage terrasse	page 8
figure 5	plan de coffrage du radier	page 23
figure 6	tracé de la courbe enveloppe pour L <sub>37</sub> -L <sub>38</sub> -L <sub>39</sub> -L <sub>40</sub>	page 39

### **Liste des abréviations**

BAEL=béton armé aux états limites.

BA = béton armé

dappui= distance entre deux appuis

Elu = état limite ultime .

Els - état limite de service

RDC = rez de chaussée

### Liste des symboles

$A_s$  = section d'aciers tendues

$A_t$  = section d'aciers transversaux

$A'_s$  = section d'aciers comprimés

$B$  = section de béton

$b$  = largeur d'une section de poutre

$B_r$  = section réduite de béton d'un poteau

$d$  = hauteur utile d'une section de béton d'une poutre

$d'$  = distance entre les armatures comprimées et la partie supérieure de la section

$E$  = module de Young d'un matériau

$f_{bu}$  = contrainte limite du béton à l'elu

$f_{c28}$  = résistance du béton à la compression à 28 jours

$f_c$  = résistance caractéristique des aciers

$f_{jt}$  = résistance à la traction du béton

$G$  = charge permanente surfacique

$g$  = charge permanente linéaire

$H_0$  = effort horizontal de vent sur la plus grande face

$H_1$  = effort horizontal de vent sur la plus petite face

$h$  = Hauteur d'une section de béton d'une poutre

$I$  = inertie d'une section

$i$  = rayon de giration d'une section

$l_f$  = longueur de flambement d'un poteau

$M$  = moment fléchissant

$M_u$  = moment fléchissant ultime

$M_{rb}$  = moment résistant du béton

$n$  = coefficient d'équivalence de la section de béton homogénéisée

$N_u$  = effort normal ultime dans un poteau

$P_u$  = charge surfacique pondérée à l'elu

$p_u$  = charge linéaire pondérée à l'elu

$P_{cls}$  = charge surfacique à l'els

$Q$  = charge surfacique d'exploitation

$S_i$  = espacement des armatures transversales

$V_u$  = effort tranchant ultime

$\alpha$  = rapport entre la distance de l'axe neutre et la fibre supérieure du béton et la

hauteur utile  $d$

$\varepsilon_b$  = taux de déformation du béton

$\varepsilon_s$  = taux de déformation de l'acier

$\gamma_b$  = coefficient de sécurité du béton = 1.5

$\gamma_s$  = coefficient de sécurité de l'acier

$\phi$  =diamètre des aciers

$\lambda$  =élancement des poteau

$\mu_u$  = Rapport entre le moment ultime et le produit  $bd^2f_{bu}$  ( $\frac{M_u}{b d^2 f_{bu}}$ )

$\sigma$  =contrainte normale

$\sigma_b$ =contrainte dans le béton

$\sigma_{b\text{limite}}$ =contrainte limite du béton à l'els

$\sigma_s$ = contrainte dans l'acier

$\sigma_{s\text{limite}}$ =contrainte limite de l'acier à l'els

$\nu$  = coefficient de poisson

$\tau_u$ =contrainte de cisaillement ultime

$\theta_b$ =coefficient caractéristique du béton

# Table des matières

<b>Introduction</b> .....	1
<b>I Conception del'ouvrage</b> .....	2
<b>II Descente de charge</b> .....	9
II-1 <i>Actions</i> .....	9
II-1-a Charges permanentes.....	9
II-1-b Charges d'exploitation.....	11
II-1-c Charges climatiques .....	11
II-2 <i>Chargement dans les poutres</i> .....	12
II-3 <i>Efforts au niveau des appuis</i> .....	14
<b>III Calcul de la fondation</b> .....	17
III-1 <i>Généralités</i> .....	17
III-1-a) Rapport de sol .....	17
III-1-b) Choix du type de radier.....	18
III-1-c) Hypothèses de calcul.....	19
III-1-d) Caractéristiques du radier.....	20
<b>IV Dimensionnement de la rampe d'accès au sous sol</b> .....	45
IV-1 <i>Caractéristique</i> .....	45

IV-2	<i>Méthodologie de dimensionnement d'une poutre à l'ELU</i> ...	46
IV-3	<i>Calcul</i> .....	48
<b>V</b>	<b>Dimensionnement de la dalle du garage</b> .....	50
<b>VI</b>	<b>Dimensionnement des poteaux</b> .....	51
VI-1	<i>Méthode de calcul</i> .....	51
VI-2	<i>Application</i> .....	53
<b>VII</b>	<b>Dimensionnement de la cage d'escalier</b> .....	56
VII-1	<i>Méthodologie de dimensionnement</i> .....	56
VII-2	<i>Calcul</i> .....	57
<b>VIII</b>	<b>Dimensionnement des voiles</b> .....	59
VIII-1	<i>Hypothèse de calcul</i> .....	59
VIII-2	<i>Calcul des voiles</i> .....	60
VIII-2-1	<i>Calcul en poutres voiles renversés</i> .....	61
VIII-2-2	<i>Fonction de soutènement</i> .....	63
<b>IX</b>	<b>Dimensionnement de la cage d'ascenseur</b> .....	66
IX-1	<i>Répartition des efforts sur les refends</i> .....	66
IX-2	<i>Evaluation des contraintes dans les différents murs</i> .....	69
IX-2-a	<i>Contraintes dues aux charges de pesanteur</i> .....	69
IX-2-b	<i>Contraintes dues aux efforts horizontaux</i> .....	72
IX-3	<i>Dimensionnement des différents refends</i> .....	75
IX-3-a	<i>mur 1</i> .....	75

IX-3-b mur 3.....	78
IX-3-c mur 2.....	78
<b>X Calcul des planchers.....</b>	<b>84</b>
<i>X-1 Dimensionnement des planchers avec poutrelles</i>	
<i>entrevous.....</i>	<i>85</i>
<i>X-2 Dimensionnement des dalles pleines.....</i>	<i>89</i>
X-2-a Calcul des balcons.....	89
X-2-b Calcul de la terrasse de la cage d'ascenseur .....	92
<i>X-3 Poutre des planchers.....</i>	<i>94</i>
<b>Conclusion.....</b>	<b>95</b>

**Bibliographie**

- [ 1] ALBIGES et GOULET .  
Le Contreventement des bâtiments :  
Annales n° 49 de l'ITBP  
1956 ;
- [ 2] DERNEVILLE , Bruno .  
Cours de Béton armé II  
Ecole Supérieure Polytechnique  
Thiès  
Année 2002 ;
- [3] MOUGIN, Jean-Pierre  
Calcul des éléments simples de structure de bâtiments  
Paris ;  
Editions Eyrolles ; 1997
- [4] MOUGIN , Jean -Pierre  
Guide de calcul de béton armé  
Paris,  
Editions Eyrolles ; 1992
- [5] PAYE , Fala :  
Cours de béton armé I ;  
Thiès  
Ecole supérieure Polytechnique, 2001
- [6] PERCHAT , Jean  
Construction  
Paris ;  
Volume C4  
Technique de l'ingénieur ; 1996

## Liste des Annexes

Annexe 1 :Chargement dans les poutres et détermination des reaction d'appui

Annexe 2 : Efforts normaux dans les poteaux

Annexe 3 :Moments dans les poutres continues du radier

Annexe 4 : Armatures dans les poutres continues du radier

Annexe 5 : Calcul des panneaux du radier

Annexe 6 : Plans d'exécutions

Annexe 7 : Quelques schémas de ferrailages de poutres donnés par Robot

## INTRODUCTION :

L'aboutissement d'un projet de construction d'ouvrage de génie civil en général est le fruit d'un long travail fait par une équipe pluridisciplinaire ayant des domaines de compétences assez variés.

L'ingénieur en structure occupe une place de choix dans ce dispositif car ayant la lourde tâche de concevoir, d'analyser et de dimensionner les différents éléments porteurs de l'ouvrage pour assurer sa fonctionnalité, sa résistance mécanique pendant toute sa durée de vie sans risque pour l'utilisateur et à moindre coût.

Ainsi le rôle de l'ingénieur est de concilier des critères antagonistes qui sont d'une part la fonctionnalité et la résistance mécanique de l'ouvrage et d'autre part le coût de celui-ci.

Le but de cette présente étude est de proposer une répartition efficace des différents éléments de béton armé d'un immeuble R+8 ainsi que leurs dimensions respectives (section d'acier et de béton) pour assurer une bonne transmission au sol des différentes sollicitations que l'ouvrage aura à supporter durant son utilisation.

L'étude s'effectuera sur la base des lois de la résistance des matériaux et de la réglementation existante du béton armé aux états limites (BAEL 91).

Sur la base des plans fournis par le cabinet d'architecture, il sera procédé tout d'abord à une bonne répartition des différents éléments porteurs de la structure tout en respectant les différentes contraintes mécaniques et celles liées aux conditions d'utilisation de l'ouvrage.

Ensuite une répartition des charges sur ces différents éléments sera effectuée avant de finir par la détermination des différentes dimensions de ces éléments porteurs.

## **I-Conception de l'ouvrage :**

C'est une étape assez délicate dans le processus de dimensionnement d'une structure .

En effet, beaucoup de facteurs entrent en jeu à la fois et parfois de manière antagoniste ;mais l'objectif majeur reste la conception d'une superstructure capable de transmettre toutes les charges du bâtiment à la fondation puis au sol .

Les principaux paramètres qui sont pris en compte sont :

- le respect des plans de l'architecte ;
- le respect des normes concernant la portée des éléments porteurs horizontaux ainsi que l'élancement des éléments verticaux .
- la faisabilité technique ;
- le coût de mise en œuvre .

Dans ce projet comme dans la plupart au Sénégal , l'ossature choisie est un ensemble de poutres pour reprendre les charges verticales transmises par les planchers .

Ces poutres s'appuient sur des éléments verticaux appelés poteaux qui transmettent à leur tour les efforts à la fondation.

Puisque la structure est assez élancée la prise en compte des efforts horizontaux dus au vent s'avère nécessaire.

C'est ainsi qu'il y a lieu de trouver un dispositif de contreventement pour absorber ces efforts horizontaux .

Deux solutions peuvent être envisagées :

- Faire reprendre ces efforts par les poteaux et les poutres .Dans ce cas la structure sera calculée en considérant les files de poteaux alignées comme des portiques ayant pour traverses les poutres qui les lient .
- Faire des murs de contreventement dans les gaines techniques qui reprennent tous les efforts horizontaux .Dans ce cas, les poteaux vont travailler en compression simple .

La deuxième solution est la plus judicieuse pour ce projet dans la mesure où les poteaux n'ont pas un alignement régulier donc les efforts seront repris de manière inéquitable .

Ce qui va faire que la solution de ferrailage pour certains poteaux risque d'être assez onéreuse .C'est ce qui explique le choix de la seconde solution .

Dans la répartition des éléments porteurs, beaucoup d'obstacles sont rencontrés ; ce qui a nécessité de consulter l'architecte en vue de modifier certaines dispositions qui étaient difficiles de réalisation du point de vue technique.

On peut citer entre autres :

- la diminution d'un porte à faux sur la façade qui est passée de 2.5m à 1.80m de portée ;
- la rectification de la coupe AA (voir schéma ) qui montrait une hauteur sous plafond de 1.20m ce qui est impossible à réaliser sur la pente ;
- la nécessité d'éliminer certains postes de parking au sol pour laisser passer des poteaux .

Tout cela montre qu'un tel projet est une affaire d'équipe .Tout le groupe doit toujours se concerter , confronter leurs idées , choisir celle qui paraît la plus judicieuse , trouver des solutions de rechange face à un problème jusqu'à trouver des consensus qui satisfassent toutes les parties impliquées.

Ainsi, au final on aura une structure porteuse qui joue le rôle de transmission de charge sans se détourner de la vision originelle que l'on recherchait à savoir la fonctionnalité et son esthétique .

Après études donc, nous avons établi des plans de la structure porteuse qui sont présentés dans les pages qui suivent.

*faire partir les nervures pour le pédoncule*

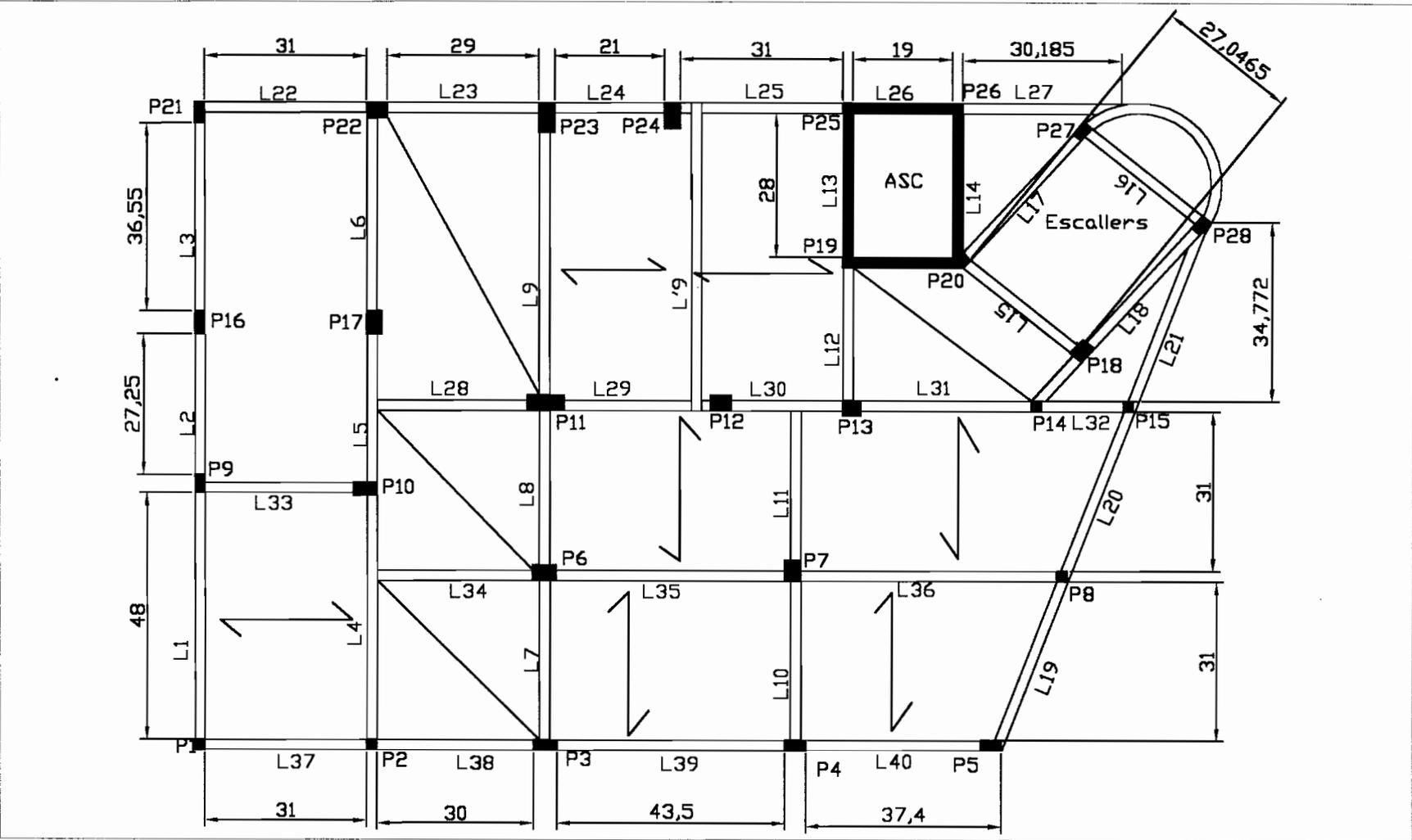


Figure 1: plan coffrage sous sol

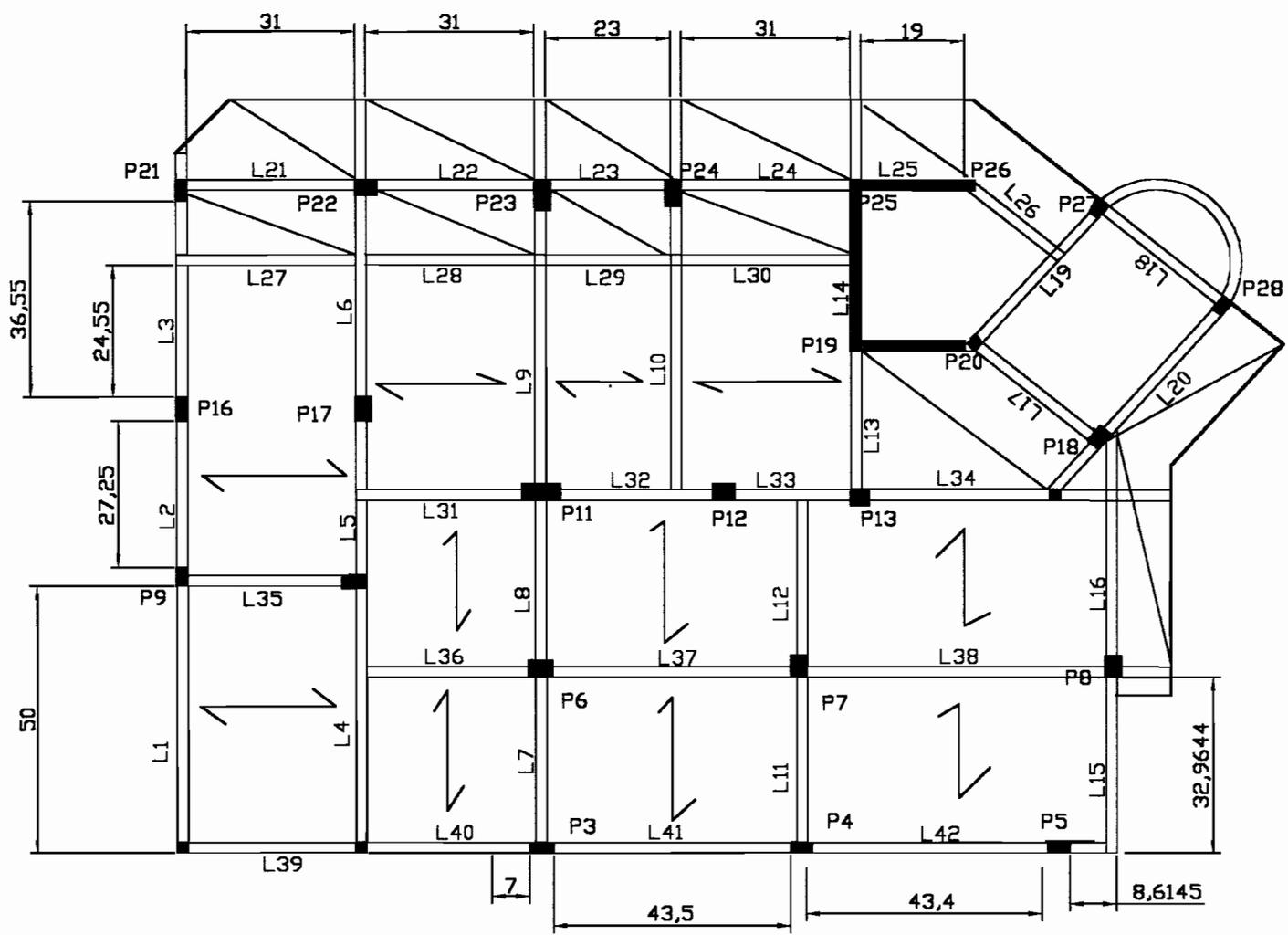


Figure 2: plan coffrage RDC

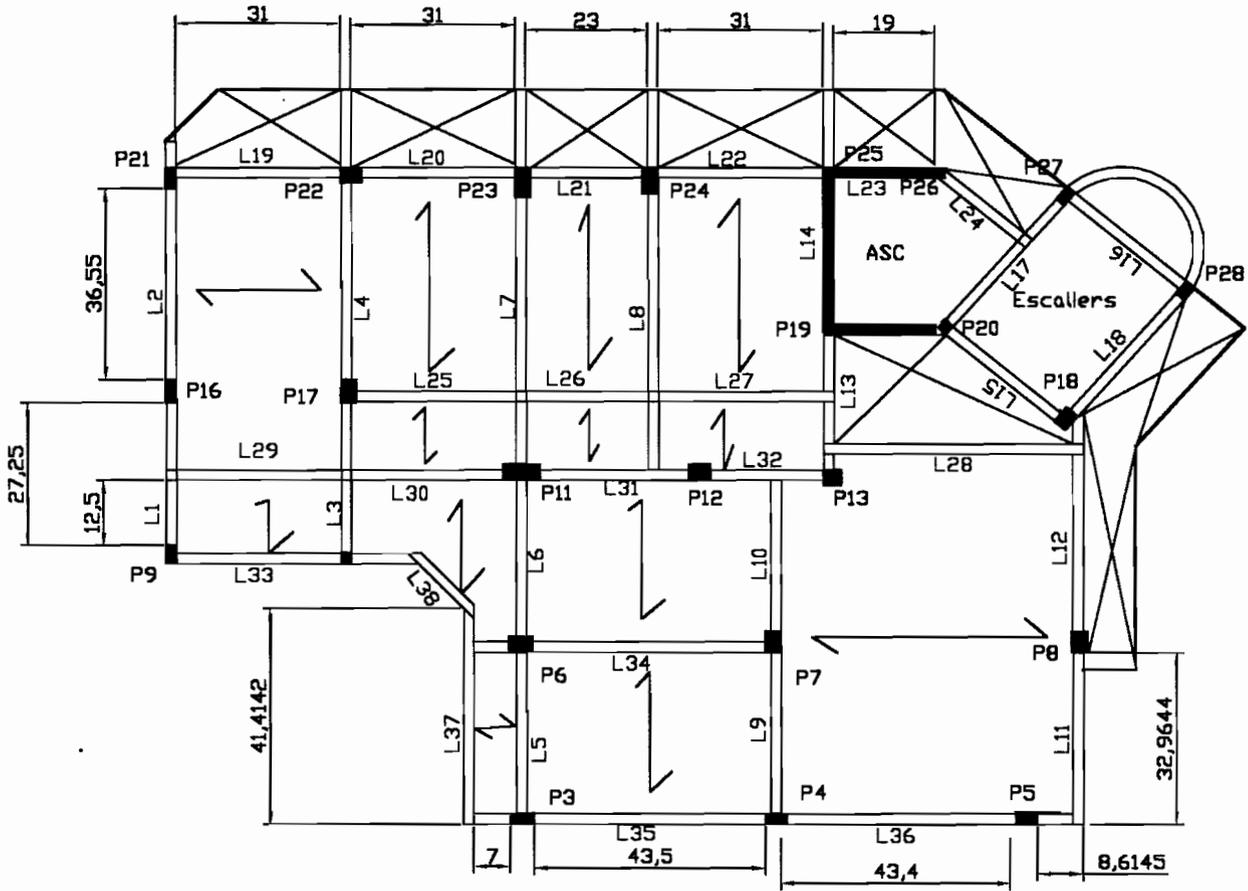


Figure 3: plan coffrage étage

## II- Descente de charges

C'est cette opération qui nous permet d'évaluer les différents efforts qui arrivent au niveau de la fondation via les poteaux et les murs (voiles).

### II-1 Actions :

D'une manière générale les structures des bâtiments sont soumises aux actions permanentes qui sont principalement le poids propre des différents éléments de l'ossature et aux actions variables qui peuvent se résumer aux charges d'exploitation et aux charges climatiques.

#### II-1-a Charges permanentes :

Comme leur nom l'indique, ces charges ne varient pratiquement pas dans le temps.

Ces charges résultent principalement des poids propres des différents éléments de la structure donc sont des actions verticales.

L'évaluation de ces actions nécessite la connaissance des différentes épaisseurs de chaque matériau utilisé dans le plancher. Avec les différentes masses volumiques données par la réglementation, on en déduit les charges surfaciques uniformément réparties dans le plancher.

La charge permanente globale est obtenue en faisant le cumul de ces différentes charges partielles sur chaque plancher.

-- Ainsi pour le plancher de la terrasse on a :

un plancher corps creux 20+5	a pour charges surfacique	= 325 daN/m <sup>2</sup>
pente en mortier pour l'évacuation des eaux de pluie		= 200 daN/m <sup>2</sup>
une étanchéité multicouche		= 12
un enduit sous face		= 30
Gravillonnage		= 30
Total		= <u>597 daN/m<sup>2</sup></u>

pour les parties coulées en béton armé

penne en mortier pour l'évacuation des eaux de pluie =  $200 \text{ daN/m}^2$

dalle en béton armé d'épaisseur 15 cm =  $375 \text{ daN/m}^2$

étanchéité multicouche =  $12 \text{ daN/m}^2$

enduit sous face =  $30 \text{ daN/m}^2$

Gravillonnage =  $30 \text{ daN/m}^2$

Total =  $647 \text{ daN/m}^2$

En sachant que les acrotères sont en béton banché d'épaisseur 0.1 m de hauteur 1m et sont enduits sur une épaisseur de 1,5 cm de part et d'autre du mur. La masse volumique du béton est de  $2500 \text{ daN/m}^3$ .

Ainsi la charge linéique des acrotères =  $2500 * 0.1 * 1 + 0.015 * 2 * 2500 = 310 \text{ daN/m}$ .

Pour un plancher d'étage courant et de rez de chaussée on a :

Plancher corps creux 20+5 =  $325 \text{ daN/m}^2$

Chape en mortier pour le carrelage =  $60 \text{ daN/m}^2$

Carrelage céramique =  $20 \text{ daN/m}^2$

Enduit sous face =  $30 \text{ daN/m}^2$

Total =  $435 \text{ daN/m}^2$

Dans les parties coulées en béton armé on aura

Plancher en B.A de 15 cm d'épaisseur =  $375 \text{ daN/m}^2$

Chape en mortier pour le carrelage =  $60 \text{ daN/m}^2$

Carrelage céramique =  $20 \text{ daN/m}^2$

Enduit sous face =  $30 \text{ daN/m}^2$

Total =  $485 \text{ daN/m}^2$

Les murs cloisons sont en parpaing avec des enduits en mortier de 15cm de part et d'autre. Leur hauteur est de 3.06m.

Les murs cloisons donnent ainsi des charges linéiques :

$$g_1 = 1500 * 0.2 * 3.06 + 0.015 * 2 * 2000 * 3.06 = 1100 \text{ daN/m}^2$$

### **II-1-b Charges d'exploitations :**

Ce type de charge est variable dans le temps et est lié aux conditions d'utilisation de l'ouvrage. Ces charges sont aussi principalement gravitaire donc verticales.

Pour un immeuble on peut l'assimiler aux poids propres des personnes et biens occupant l'immeuble.

Suivant sa fonctionnalité, la réglementation BAEL donne les différentes valeurs des charges surfaciques à prendre en compte.

C'est ainsi que pour les planchers d'habitation une valeur de  $150 \text{ daN/m}^2$  est prise tandis que pour les balcons une valeur de  $350 \text{ daN/m}^2$  est donnée.

Dans les zones devant servir de garage pour véhicule une charge de  $250 \text{ daN/m}^2$  sera prise comme celle d'exploitation.

Après l'évaluation de ces différentes charges on effectue la répartition de celles ci dans les poutres en utilisant la méthode des surfaces tributaires. Les chargements sont ainsi mis dans les tableurs Excel comme celui qui suit donnant le chargement des poutres de la terrasse à l'els. Les chargements des autres planchers figurent dans les annexes avec les différentes combinaisons.

### **II-1-c Les actions climatiques :**

Ces actions sont dues aux différentes intempéries climatiques que la structure aura à être sujette. Elles peuvent être verticales avec les charges dues à la neige dans les toits d'immeubles mais aussi horizontales avec les forces du vent et des séismes.

Mais pour ce projet on ne prend en compte que les charges dues au vent dans la mesure où nous sommes dans une zone non sismique et sans neige.

L'évaluation de ces actions nécessitera la connaissance de la vitesse maximale du vent.

La vitesse de 30 m/s (108 km/h) est prise comme vitesse de projet, ainsi tous les calculs s'effectueront sur cette base.

On peut ainsi déterminer la pression dynamique engendrée par ce vent  $q$ .

$$q = V^2 / 16 = (30)^2 / 16 = 56.25 \text{ daN/m}^2$$

Connaissant la hauteur du bâtiment et la largeur de la face exposée on peut en déduire la valeur de l'effort engendrée par le vent.

Si le vent tape par la plus grande façade on a alors :

$$H = 26.33 \text{ m} ; l = 19 \text{ m} = \text{largeur exposée au vent} .$$

La force totale appliquée au milieu de la façade sera :

$$H_0 = q * H * l = 56.25 * 26.33 * 19$$

$$H_0 = 28140 \text{ daN}$$

Si le vent tape sur la petite façade on aura alors

$$H = 26.33 \text{ m} = \text{hauteur du bâtiment} ; l = 12.5 \text{ m} = \text{largeur de la face exposée}$$

L'effort total  $H_1$  du vent sera alors :

$$H_1 = q * H * l = 56.25 * 26.33 * 12.5$$

$$H_1 = 18631 \text{ daN}$$

## **II-2 Chargement dans les poutres :**

Connaissant les charges surfaciques sur les différents planchers, il sera procédé à la répartition de ces charges sur les différents éléments porteurs horizontaux puis sur les éléments horizontaux.

Cette répartition s'effectue par la méthode des surfaces tributaires.

Pour chaque élément porteur horizontal on détermine sa surface d'influence et puis on en déduit le chargement de la poutre.

Une fois ce chargement connu, on en déduit les réactions aux appuis par une simple relation d'équilibre de la travée prise isolément entre les deux appuis.

Pour les appuis intermédiaires on majore les valeurs de réactions de 10% à 15% pour tenir en compte l'effet de continuité.

**Tableau I : Valeurs de charges appliquées aux poutres au niveau de l'étage courant**

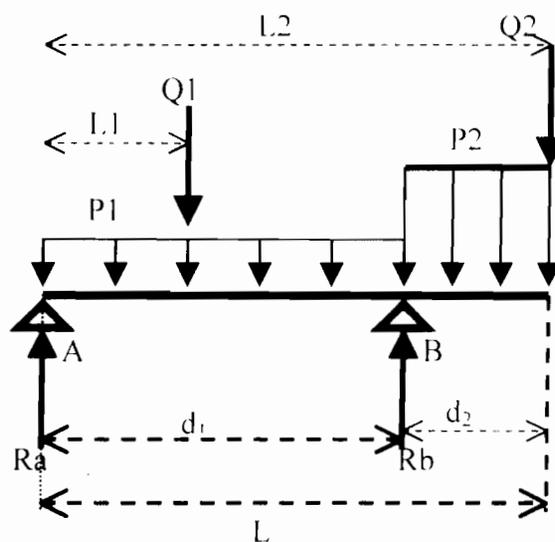
N°	L m	dapp. m	App.1	App.2	p els1 daN/m	L1 m	p els2 daN/m	L2 m	P1 els daN	d1 m	P2 els daN	d2 m
L1*	3	3	P9	P16	2265,25	1,5	1100	1,5	3900,9	1,5	0	0
L2	4,1	4,1	P16	P21	2265,25	4,1	0	0	0	0	0	0
L3*	3	3	P10	P17	1300	1,5	2265,25	1,5	3900,9	1,5	0	0
L4	5,6	4,1	P17	P22	2265,25	4,1	200	1,5	0	0	0	0
L5	3	3	P3	P6	492,5	3	0	0	0	0	0	0
L6	3	3	P6	P11	1300	3	0	0	0	0	0	0
L7*	7,1	5,6	P11	P23	1300	7,1	200	0	0	1,5	0	0
L8*	7,1	5,6	L31	P24	1750	7,1	200	0	0	1,5	0	0
L9	3	3	P4	P7	1287,5	3	0	0	0	0	0	0
L10	3	3	P7	L32	2762,5	3	0	0	0	0	0	0
L11	3,5	3,5	L36	P8	2762,5	3,5	0	0	0	0	0	0
L12*	4,5	4,5	P8	P18	3430,5	4,5	0	0	0	4	0	0
L13*	3	3	P13	P	1300	1,5	200	0,5	0	1,5	0	1,5
L14	4	2,5		P25	1300	2,5	200	1,5	0	0	0	0
L15	3	3	P19	P20	2105,15	3	0	0	0	0	0	0
L16	3	3	P27	P28	2451,4	3	0	0	0	0	0	0
L17	3,5	3,5	P27	P19	1300	1,5	200	2	0	2	0	
L18	3,5	3,5	P18	P28	2302	3,5	0	0	0	0	0	0
L19	3,3	3,3	P21	P22	2552,5	3,3	0	0	0	0	0	0
L20	3,3	3,3	P22	P23	3451,75	3,3	0	0	0	0	0	0
L21	2	2	P23	P24	3451,75	2	0	0	0	0	0	0
L22	4	4	P24	P2	3451,75	4	0	0	0	0	0	0
L23	2	2	P25	P26	3444,25	2	0	0	0	0	0	0
L24	4	2	L17	P26	2552,5	4	0	0	0	0	0	0
L25	3,3	3,3	P17	L7	2938	3,3	0	0	0	0	0	0
L26	2	2	L7	L8	2938	2	0	0	0	0	0	0
L27	4	4	L8	L13	2938	4	0	0	0	0	0	0
L28	4	4	L13	L12	2093,75	4	0	0	0	0	0	0
L29	3,3	3,3	L1	L3	1738,75	3,3	0	0	0	0	0	0
L30	3,3	3,3	L3	P11	2762,5	3,3	0	0	0	0	0	0
L31*	3	3	P11	P12	2762,5	3	0	0	0	1,5	0	0
L32*	3	3	P12	P13	2762,5	2	1738,75	1	0	2	0	0
L33	3,3	3,3	P9	P10	1738,75	3,3	1320,5	0	0	5,8	0	0
L34*	5,8	4,8	P7	P6	3347,5	4,8	2061,25	1	0	5,8	0	0
L35*	5,8	4,8	P4	P3	2061,25	4,8	2607,25	1	0	0	0	5,8
L36*	5	4	P4	P5	1300	5	0	0	0	5	0	0
L37	3,5	3	L35	L34	1592,5	3,5	0	0	0	3,5	0	0
L38	2	2	L37	L33	2031,25	2		0	0	0	0	0

### II-3 Efforts au niveau des appuis (dans les poteaux)

L'évaluation des différentes réactions d'appuis donne l'effort dans les poteaux au niveau de chaque plancher. L'effort qui arrive au niveau du radier est la somme des efforts dans les poteaux sur tous les planchers.

Les différents efforts normaux des poteaux sont calculés à l'aide du tableur Excel.

Pour ce faire considérons de façon générale une poutre chargée comme suit :



Soit  $d$  = distance entre les deux appuis

$l_1$  = longueur sur la quelle on a la charge  $p_1$

$l_2$  = longueur sur la quelle est chargée  $p_2$

$L$  = portée de la poutre

$d_1$  = distance du point d'application de  $Q_1$  par rapport à l'appui A

$d_2$  = distance du point d'application de  $Q_2$  par rapport à l'appui A

Equilibre suivant l'axe  $y$  :

$$\sum F_y = 0 \text{ implique } R_a + R_b = Q_1 + Q_2 + p_1 \cdot l_1 + p_2 \cdot l_2$$

$$\Sigma M_b=0 \text{ implique } R_b * d_1 = Q_1 * L_1 + Q_2 * L_2 + P_1 * \frac{d_1^2}{2} + P_2 * d_2 * (d_1 + \frac{d_2}{2})$$

d'où

$$R_b = \frac{Q_1 * L_1 + Q_2 * L_2 + P_1 * \frac{d_1^2}{2} + P_2 * d_2 * (d_1 + \frac{d_2}{2})}{d_1}$$

$$R_a = Q_1 + Q_2 + P_1 * d_1 + P_2 * d_2 - R_b$$

A partir de ces résultats, des tableurs Excel ont été confectionnés pour calculer les différents efforts normaux dans les poteaux en fonction des charges  $g$ ,  $q$ , et les différentes combinaisons considérées.

Ainsi, pour l'effort normal pondéré à l'elu, on aura les résultats qui figurent dans le tableau de la page suivante.

**Tableau II : efforts normaux au niveau des poteaux**

<b>Effort en daN a l'elu</b>					
<b>N° poteau</b>	<b>en terrasse</b>	<b>Etage courant</b>	<b>RDC</b>	<b>Sous sol</b>	<b>Total en daN</b>
<b>P1</b>	0	0	8321,5	10566,89	<b>18888,39</b>
<b>P2</b>	0	0	12914,42	24548,22	<b>37462,64</b>
<b>P3</b>	9102	10822	13862,06	20331,65	<b>108227,71</b>
<b>P4</b>	16613,0725	8482	14688,63	16286,232	<b>98479,9345</b>
<b>P5</b>	3885,47	13318	10004,188	7047,6	<b>100845,258</b>
<b>P6</b>	21394	20002	20783,774	28282,199	<b>190471,973</b>
<b>P7</b>	12908	20309,45	26460,72	20995,458	<b>182220,878</b>
<b>P8</b>	17233,325	20179,05	16146	10752,33	<b>165205,955</b>
<b>P9</b>	11756,9	7531	17029,396	14045,317	<b>88017,6131</b>
<b>P10</b>	6583,48	15121	23122,652	32897,975	<b>153330,107</b>
<b>P11</b>	26441,14	35422,2	31288,51	32973,71	<b>303236,56</b>
<b>P12</b>	19252,2	20884,6	18053,2	17788,1	<b>180401,1</b>
<b>P13</b>	11774,5	16439	17405	18532,936	<b>146346,436</b>
<b>P14</b>	0	0	14254,5	9756,78	<b>24011,28</b>
<b>P15</b>	0	0	0	2877,93	<b>2877,93</b>
<b>P16</b>	8165,966	13676,95	12230,9	6368,274	<b>108826,84</b>
<b>P17</b>	15849	23507,85	20394,55	17866,277	<b>195156,927</b>
<b>P18</b>	19771,735	20547	9163,7	8404,94	<b>160622,375</b>
<b>P19</b>	5107	13929	10715,76	9983,358	<b>109380,118</b>
<b>P20</b>	5275	5107,2	9365	7782,71	<b>53065,91</b>
<b>P21</b>	8804,6	11702	11980,4	6033,82	<b>97030,82</b>
<b>P22</b>	12791	21119,7	29028,05	15831,522	<b>184368,772</b>
<b>P23</b>	15206,65	23567,2	26368,1	20336,78	<b>203314,73</b>
<b>P24</b>	27340,3	25709,7	28358,57	13646,16	<b>223603,23</b>
<b>P25</b>	9225,26	17257,5	17007,46	10042,995	<b>139820,715</b>
<b>P26</b>	11837,7	18206	11471,6	8760,659	<b>141305,959</b>
<b>P27</b>	6594,5	7256	10475	6904,74	<b>67510,24</b>
<b>P28</b>	9038,04	10665	8793,3	8507	<b>90328,34</b>

Les autres tableaux sont dans les annexes .

### **III – DIMENSIONNEMENT DE LA FONDATION:**

#### **III-1- Généralités :**

Pour les fondations de bâtiment, il existe quatre options :

- les semelles isolées ;
- les semelles filantes ;
- les radiers ;
- les fondations sur pieux.

Notons que de 1 à 4, nous avons une amélioration de la capacité portante du sol, selon le type de fondation mis en place.

Le choix du type de fondation dépend de deux facteurs : la charge totale du bâtiment et le rapport de sol en particulier.

#### **III-1-a-Rapport du sol :**

Le rapport de sol pour cet immeuble n'a pas encore été établi. Donc pour nos études, nous nous sommes basé sur le rapport d'un autre immeuble de même envergure qui se trouve dans la zone de ce projet.

Pour ce dernier-ci, son établissement s'est basé sur un sondage carotté de 20.00 mètres de profondeur , avec trois essais de pénétration dynamique. Celui-ci révèle une nappe à une profondeur de 1.50 m. Le radier qui y est préconisé devant se trouver à une profondeur de 4 m environ du terrain naturel, la nappe phréatique se situerait alors à 2.50 m au dessus du radier.

Les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- angle de frottement interne :  $\varphi = 0$  ;
- la cohésion  $c = R_c/2$ , avec  $R_c = 0.87$  bar.

Le dimensionnement du bâtiment s'est effectué en se basant sur un taux de travail du sol au moins égale à 1.3 bar. Donc s'il s'avère, sur le vrai rapport de sol du dit site, que le taux de travail réel est inférieur à cette valeur , on préconise de revoir le nombre de niveau de cet immeuble pour remplir cette

condition, ou bien alors de changer le type de fondation (mettre une fondation sur pieux par exemple), afin de pouvoir garder le nombre de niveaux.

### **III-1-b-Choix du type de radier :**

Le radier général est une fondation constituée par une dalle éventuellement nervurée, s'étendant en plan sur la totalité de la surface occupée par la construction.

Cette solution est en principe adoptée :

- lorsque le terrain est inondable d'une façon permanente, périodique ou accidentelle, et qu'il faut protéger des infiltrations d'eau les étages inférieurs de la construction : le radier joue alors le rôle de cuvelage étanche devant résister aux sous pressions ;
- soit lorsque la construction doit être fondée sur une couche de terrain rencontrée à faible profondeur au dessus du niveau inférieur des sous-sols, mais dont la pression de rupture est relativement faible : le radier joue alors le rôle de répartiteur des charges .

Dès lors, nous pouvons affirmer que le choix du radier général comme type de fondation est totalement justifié, dans la mesure où les deux conditions sont combinées dans notre cas. Nous sommes en présence d'un sol avec une contrainte admissible relativement faible, et le niveau de la nappe dépasse celui du sous-sol.

Les radiers fonctionnant comme des planchers soumis à des forces ascendantes (réactions du sol), les mêmes solutions constructives que pour les planchers à charges d'exploitation relativement élevées sont usuellement appliquées.

Il y a comme type de radiers :

- des radiers nervurés(avec dalles, poutres secondaires et poutres principales) ;

- des radiers en planchers champignons renversés ;
- des radiers en planchers dalles renversées.

Pour l'exécution donc, notre choix s'est porté sur les radiers nervurés.

### **III-1-c-Hypothèse de calcul :**

Les efforts dans le radier sont à déterminer à partir des réactions exercées par le sol, lesquelles sont elles mêmes fonctions de la déformabilité du radier , et de la compressibilité du sol. Le problème ainsi posé est en général très complexe.

Le calcul d'un radier nécessite donc le choix d'hypothèses simplificatrices sur le diagramme de réaction du sol. Toutefois, le diagramme retenu doit être tel que les conditions de la statique , traduisant l'équilibre global entre les réactions du sol et l'ensemble des charges apportées par la superstructure, soient impérativement vérifiées.

Dans nos hypothèses donc, si nous considérons que nous sommes dans le cas d'un radier rigide, la méthode générale devrait consister à chercher un diagramme des réactions du sol qui soit plan sur toute la surface du radier et qui vérifie les équations de la statique, à savoir :

$$\iint_B \sigma_{(x,y)} \cdot dx \cdot dy = \Sigma p_i$$

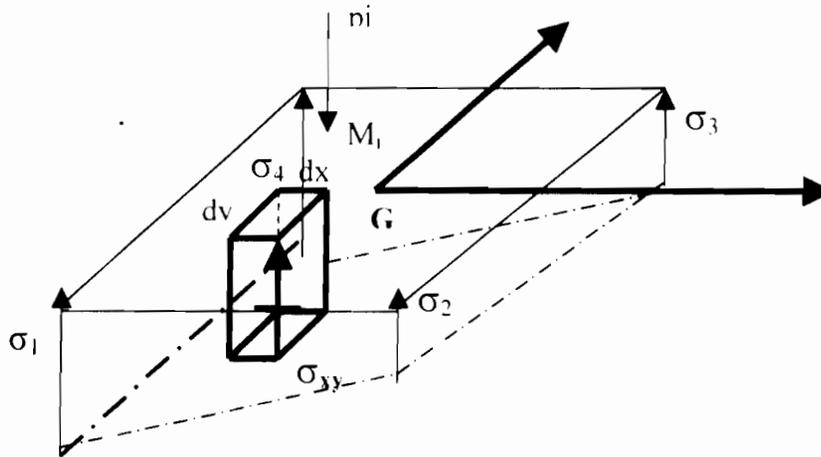
$$\iint_B \sigma_{(x,y)} \cdot x \cdot dx \cdot dy = \Sigma p_i x_i$$

$$\iint_B \sigma_{(x,y)} \cdot y \cdot dx \cdot dy = \Sigma p_i y_i \quad , \text{ avec :}$$

B = aire du radier

$p_i$  = charges apportées par la structure en un point quelconque  $M_i(x_i, y_i)$

$\sigma_{(x,y)}$  = réaction du sol en un point quelconque M de coordonnées (x, y).



Cependant, ces équations ne peuvent être résolues qu'en ayant recours à l'ordinateur.

Néanmoins, dans le cas d'un mauvais sol (ce qui est notre cas), la distance entre les points d'appuis étant relativement faible avec une disposition assez régulière, et les charges étant peu différentes entre elles (cas des bâtiments d'habitation ou des bureaux de conception courante), l'hypothèse d'une répartition uniforme des pressions sur le radier peut être admise.

### **III-1-d-Caractéristiques du radier :**

La surface du radier est prédéfinie par les limites du terrain, et elle est de l'ordre de 228 m<sup>2</sup>.

Nous avons des charges non pondérées qui arrivent au radier de :

- 25 MN pour les charges permanentes G ;
- 5 MN pour les charges d'exploitation Q.

Ce qui correspond à une charge totale de service  $P_{scr} = G + Q = 30$  MN s'appliquant sur le radier.

Ce dernier étant considéré comme rigide, nous avons une répartition uniforme des contraintes  $\sigma = P/S = 1.3 \text{ bar}$ . A noter que cette contrainte doit être au plus égale à la contrainte admissible du sol pour que cette hypothèse soit applicable .

Pour les radiers rigides, nous devons avoir :

- pour les nervures, de hauteur  $h$  et de portée  $l_1$  entre axes des poteaux

$$h \geq l_1/10$$

- pour les dalles d'épaisseur  $h_0$  et de portée  $l_2$  entre axes des nervures,  $h_0 \geq l_2 /20$ ,  $h_0$  étant telle que l'effort tranchant puisse être vérifiée sans qu'on ait besoin d'armatures d'effort tranchant.

Ainsi, la plus grande portée des dalles étant de l'ordre de 7.10 m, nous devons avoir une hauteur minimale des dalles  $h_{\min} = 7.10/20 = 35 \text{ cm}$ .

En tenant compte des infiltrations d'eau provenant de la nappe qui peuvent être engendrées par la poussée hydrostatique, nous allons prendre une hauteur sécuritaire de 50 cm. Une amélioration du béton par des hydrofuges comme adjuvants sera aussi prévue .

Pour ce qui est de son rôle de cuvelage étanche, la stabilité de l'ensemble de la construction vis à vis du risque de soulèvement créé par la sous pression de l'eau, doit être assuré par son poids propre , soit :

$$G_{\min} \geq 1.10 * \gamma * B * \Delta h_{\max} , \text{ avec :}$$

$G_{\min}$  = poids propre minimal de l'ouvrage à vide

$B$  = surface totale du bâtiment

$\gamma$  = poids volumique de l'eau =  $10 \text{ kN/m}^3$

$\Delta h_{\max}$  = différence de niveau maximale entre le niveau des plus hautes eaux prévisibles, majoré de 0.5 m, et la face inférieure du radier.

On a  $G_{\min} = 25 \text{ MN}$  ,  $\gamma = 10 \text{ kN/ m}^3$

$$B = 228 \text{ m}^2 , \Delta h_{\max} = (4.00 - 1.50) + 0.5 = 3 \text{ m}$$

$$\Rightarrow 1.1 * \gamma * B * \Delta h_{\max} = 1.1 * 10 * 228 * 3 = 7524 \text{ kN} = 7.524 \text{ MN}$$

Donc, on a bien  $G_{\min} \geq 1.10 * \gamma * B * \Delta h_{\max}$

Dans la page qui suit, nous présentons le plan du radier qui a été choisi, avec son système de poutres et de panneaux.

### **III-1-e-Dimensionnement du radier :**

#### **e-1)-Répartition des charges :**

Pour les panneaux, nous avons la même charge uniformément répartie. La fondation étant en cohabitation avec une nappe, toute fissuration de celle-ci peut entraîner une infiltration de l'eau au sous-sol, pouvant provoquer une inondation. Nous risquons aussi de constater la corrosion des aciers qui, le quel cas, ne joueront plus leur rôle. Une ruine du bâtiment sera alors inévitable. Dans les calculs, donc nous allons considérer que la fissuration est très préjudiciable. Ce qui nous pousse à dimensionner les éléments du radier à l'état limite de service **ELS** pour lequel aucune fissuration n'est permise.

Pour les poutres, la distribution des charges s'effectue comme le montre la figure à la page suivante.

Nous constatons que les charges en général ne sont pas uniformément réparties sur les poutres. Nous avons soit des charges sous forme trapézoïdale, soit sous forme triangulaire.

Dès lors il est plus commode de remplacer les chargements triangulaire et trapézoïdal en des chargements équivalents uniformément réparties :

- $p_v$  pour laquelle on a le même effort tranchant ;
- $p_M$  pour laquelle on a le même moment fléchissant.

On a  $\rho = l_x/l_y$ , avec  $l_x$  = petite portée, et  $l_y$  = grande portée du panneau en question, et  $p$  la charge sur le radier.

<b>Eléments</b>	<b>Trapèze</b>	<b>Triangle</b>
<b>Charges</b>		
<b><math>p_v</math></b>	$(1 - \rho/2)*p*l_x/2$	$p*l_x/4$
<b><math>p_M</math></b>	$(1 - \rho^2/3)*p*l_x/2$	$P*l_x/3$

Le tableau qui suit donne donc les charges équivalentes sur les poutres, pour les moments et les efforts tranchants.

Vu le nombre de poutres, nous ne montrerons ici que les calculs obtenues avec les poutres horizontales figurant dans le schéma du radier. Les autres résultats étant directement utilisés pour le calcul des moments maximaux et des efforts tranchants.

A noter que ces charges comportent des valeurs pondérées et non pondérées, vu que le radier sera dimensionné à l'ELS.

**Tableau des charges équivalentes des moments**

POUTRES	Dalle		Nu (MN/m)	Pu (MN/m)	Nser (MN/m)	Pser (MN/m)
	inférieurs	supérieure				
L37	Inexistant	Triangle	0.184	0.147	0.133	0.110
L38	Inexistant	Triangle	0.184	0.147	0.133	0.110
L39	Inexistant	Trapèze	0.245	0.197	0.175	0.147
L40	Inexistant	Trapèze	0.249	0.200	0.180	0.149
L35	Trapèze	Trapèze	0.501	0.402	0.363	0.300
L36	Trapèze	Trapèze	0.498	0.400	0.360	0.298
L33	Triangle	Triangle	0.367	0.295	0.266	0.220
L28	Triangle	Triangle	0.367	0.295	0.266	0.220
L29	Trapèze	Triangle	0.422	0.335	0.302	0.250
L30	Trapèze	Triangle	0.412	0.325	0.298	0.246
L31	Trapèze	Triangle	0.420	0.330	0.300	0.249
L32	Trapèze	Triangle	0.167	0.134	0.121	0.100
L22	Triangle	Inexistant	0.184	0.147	0.133	0.110
L23	Triangle	Inexistant	0.184	0.147	0.133	0.110
L24	Triangle	Inexistant	0.184	0.147	0.133	0.110
L25	Triangle	Inexistant	0.222	0.178	0.161	0.133
L27	Triangle	Inexistant	0.139	0.111	0.100	0.083

Les charges équivalentes obtenues dans le tableau correspondent aux combinaisons suivantes :

$$N_u = 1.35g + 1.5q$$

$$P_u = 1.35g$$

$$N_{ser} = g + q$$

$$P_{ser} = g$$

Pour les efforts tranchants, le calcul s'effectue à l'ELU, donc nous n'aurons besoin que des chargements ultimes sur les travées, en l'occurrence le  $N_u$  correspondant.

**Tableau des charges équivalentes des efforts tranchants**

POUTRES	DALLES		Charge équivalente $N_u$ (KN/m)
	Supérieure	Inférieure	
L37	Inexistant	Triangle	0.138
L38	Inexistant	Triangle	0.138
L39	Inexistant	Trapèze	0.180
L40	Inexistant	Trapèze	0.194
L35	Trapèze	Trapèze	0.384
L36	Trapèze	Trapèze	0.360
L33	Triangle	Triangle	0.275
L28	Triangle	Triangle	0.275
L29	Trapèze	Triangle	0.331
L30	Trapèze	Triangle	0.331
L31	Trapèze	Triangle	0.330
L32	Trapèze	Triangle	0.167
L22	Triangle	Inexistant	0.138

<b>L23</b>	Triangle	Inexistant	0.138
<b>L24</b>	Triangle	Inexistant	0.138
<b>L25</b>	Triangle	Inexistant	0.167
<b>L27</b>	Triangle	Inexistant	0.104

### e-2)-Calcul des panneaux :

#### e-2-1-Détermination des moments :

Pour les panneaux de dalles rectangulaires, lorsque le rapport  $l_x/l_y$  est inférieur à 0.4 (ou supérieur à 2.5), la dalle ne porte alors que sur un sens, et les cas de charge et combinaisons d'action à considérer sont identiques à ceux des poutres.

Dans le cas où  $0.4 < \rho < 2.5$ , des formules permettent de calculer les moments maximaux au centre dans les deux directions  $M_{ox}$  et  $M_{oy}$ , tels que :

$$M_{ox} = \mu_x * p * l_x^2$$

$$M_{oy} = \mu_y * M_{ox}$$

Les coefficients  $\mu_x$  et  $\mu_y$  sont donnés sous forme de tableau, en fonction de

$\rho = l_x/l_y$ . Ainsi, les moments à prendre en compte en travée et sur appuis sont obtenues à partir de  $M_{ox}$  et de  $M_{oy}$  selon les règles suivantes :

#### -**Moments en travée :**

- pour les panneaux de rive :  $M_{tx} = 0.85 * M_{ox}$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy}$$

- pour les panneaux intérieurs :  $M_{tx} = 0.75 M_{ox}$

$$M_{ty} = 0.75 * M_{oy}$$

#### -**Moment sur appuis :**

- pour les appuis d'extrémité :  $M_{acx} = -0.3 M_{ox}$

$$M_{acy} = -0.3 M_{oy}$$

- pour les appuis intérieurs  $M_{acx} = -0.5 M_{ox}$

$$M_{acy} = -0.5 M_{oy}$$

Ainsi, le calcul des armatures s'effectue comme pour les poutres en considérant, selon la direction, des bandes de 1 m de largeur.

On aura donc  $b_0 = 1 \text{ m}$

$$H_0 = 0.5 \text{ m}$$

### e-2-2-Calcul :

Le dimensionnement se faisant à l'ELS, la procédure de calcul est la suivante .

Connaissant  $M_{ser}$ ,  $b_0$ ,  $h$ ,  $f_{c28}$  et  $f_e E400$ , on se base sur la notion de moment résistant  $M_{rb}$  du béton, tel que l'état limite de compression du béton ( $\sigma_{bc} = \sigma_{bcbarre}$ ) et l'état limite d'ouverture des fissures ( $\sigma_s = \sigma_{sbarre}$ ) soient atteints simultanément.

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$\eta = 1.6 \text{ pour les aciers HA de } \varphi > 6 \text{ mm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$\text{On a } \frac{\bar{y}_1}{d} = \frac{n \sigma_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \bar{\alpha} = 0.584, \text{ avec}$$

$$n = 15$$

$$\bar{\sigma}_s = 0.8 \xi = 0.8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right\} = 161 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{cj} = 15 \text{ MPa}$$

La résultante des forces de compression  $F_b = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_{bc} b_0 \bar{y}_1$ , appliquée à  $\frac{1}{3} y$  de la fibre la plus comprimée .

$$\rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_{bc} b_0 \bar{y}_1 \left( d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_{bc} \bar{\alpha} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) b_0 d^2 = 0.714 \text{ MN.m}$$

Dans le cas où  $M_{ser} \leq M_{rb}$ , (i.e  $\sigma_{bc \text{ limite}} \leq \sigma_{bc}$  et  $\sigma_s = \sigma_{s \text{ limite}}$ ), il n'y aura que des aciers tendus  $A_s$  tels que :

$$A_s = \frac{abd\sigma_{bc}}{2\bar{\sigma}_s} = \frac{\alpha^2}{3(1-\alpha)}bd$$

On a  $u = \frac{30 M_{ser}}{bd^2\bar{\sigma}_s}$  ;  $\lambda = 1 + u$  puis  $\cos \varphi = \lambda^{-2} = \frac{1}{\lambda\sqrt{\lambda}}$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right), \varphi \text{ en radians}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1-\alpha} * \frac{\bar{\sigma}_s}{n} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{cj} \Rightarrow A_s$$

Si  $M_{ser} > M_{rb}$ , alors la position de l'axe neutre est donnée par :

$$\frac{\bar{\sigma}_{bc}}{\bar{\sigma}_s/n} = \frac{0.6f_{cj}}{\bar{\sigma}_s/15} = \frac{\alpha}{1-\alpha} \Rightarrow \alpha = \frac{9f_{cj}}{9f_{cj} + \bar{\sigma}_s}$$

Le moment repris par le béton comprimé, sans armatures comprimées, prend la valeur

$$M_{bc} = 0.1\alpha(3-\alpha)bd^2f_{cj}$$

Donc les armatures comprimées doivent reprendre  $M'_s = M_{ser} - M_{bc}$ , et la section  $A'_s$  correspondant à la contrainte  $\sigma'_s$  est :

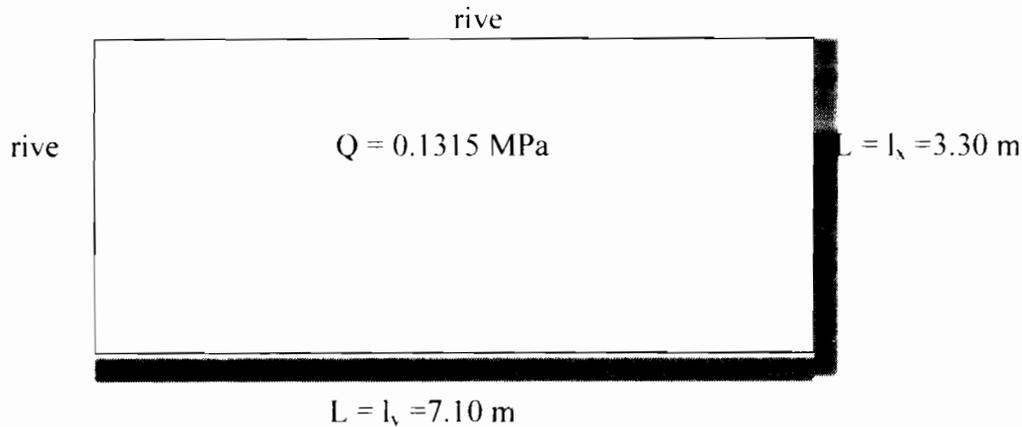
$$A'_s = \frac{M'_s}{\sigma'_s(d-d')} \quad \text{avec} \quad \sigma'_s = 9f_{cj}\left(1 - \frac{d'}{\alpha d}\right)$$

et

$$A_s = \frac{A'_s\sigma'_s + 0.3abdf_{cj}}{\bar{\sigma}_s}$$

### e-2-2- Application :

Nous allons prendre le panneau n° 1 pour illustration.



$$\rho = \frac{l_y}{l_x} = 0.465 \geq 0.4 \Rightarrow \text{ dalle portant sur les deux sens.}$$

En consultant le tableau ( ) on obtient  $\mu_x = 0.1044$  et  $\mu_y = 0.3360$

$$M_{ox} = \mu_x q l_x^2 = 0.1044 * 0.1315 * 3.3^2 = 0.1495 \text{ MN.m}$$

$$M_{oy} = \mu_y M_{ox} = 0.3360 * 0.1495 = 0.0502 \text{ MN.m}$$

### Moments en travée:

Nous sommes dans le cas d'un panneau de rive

$$\Rightarrow M_{tx} = 0.85 M_{ox} = 0.1271 \text{ MN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_{oy} = 0.0427 \text{ MN.m}$$

### Moments sur appuis:

- pour appuis extrêmes  $M_{acx} = M_{acy} = -0.3 M_{ox} = -0.0448 \text{ MN.m}$
- pour appuis intérieurs  $M_{aix} = M_{aiy} = -0.5 M_{ox} = -0.0747 \text{ MN.m}$

### Détermination des sections d'aciers :

#### -en travée :

**Suivant la direction x**, nous avons  $M_{tx} = 0.1182 \text{ MN.m} < M_{rb} \Rightarrow$  aciers tendus uniquement.

$$\text{Fissuration très préjudiciable} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 161 \text{ MPa}$$

Pour  $\eta = 1.6$  ;  $f_e = 400 \text{ MPa}$  ;  $f_{ij} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$ , on obtient :

$$\bar{\sigma}_s = 161 \text{ MPa}$$

$$u = 0.109 \Rightarrow 1+u = 1.109 = \lambda$$

$$\lambda^{-3/2} = 0.856 \Rightarrow \varphi = 0.542 \text{ radian}$$

$$\alpha = 1+2*\lambda^{1/2}*\cos(4\pi/3+\varphi/3) = 0.292$$

$$\sigma_{bc} = 4.42 \text{ MPa} \Rightarrow \mathbf{As_{tx} = 0.0018\text{m}^2 = 18 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

### *Suivant la direction y*

- *en travée :*

$$- M_{ty} = 0.0392 \text{ MN.m} < M_{rb}$$

$$u = \frac{30 * M_{ty}}{b * d^2 * \bar{\sigma}_s} = 0.0361 \Rightarrow \lambda = 1.0361$$

$$\varphi = \text{Arccos}(\lambda^{-3/2}) = 0.323 \text{ rd}$$

$$\alpha = 0.177 \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.191 * 149}{1 - 0.191 * 15} = 2.31 \text{ MPa}$$

$$A_{s,y} = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} b.d = 0.00057 \text{ m}^2 = 5.7 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- *sur appuis:*

$$\text{Pour les appuis extrêmes, on a } M_{acx} = M_{acy} = 0.0417 \text{ MN.m} < M_{rb}$$

$$U = 0.038$$

$$\lambda = 1.038$$

$$\varphi = 0.333 \text{ rd}$$

$$\alpha = 0.183 \Rightarrow \mathbf{A_{sae} = 0.00061 \text{ m}^2 = 6.1 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

$$\text{Pour les appuis intérieurs, on a } M_{aix} = M_{aiy} = 0.0695 \text{ MN.m}$$

$$U = 0.064 \Rightarrow \lambda = 1.064$$

$$\varphi = 0.425 \text{ rd}$$

$$\alpha = 0.231 \Rightarrow A_{sai} = 0.00104 \text{ m}^2 = 10.4 \text{ cm}^2/\text{m}$$

### Effort tranchant:

Aucune armature d'effort tranchant n'est requise si:

- la dalle est bétonnée sur toute sa hauteur sans reprise
- la contrainte tangente  $\tau_u \leq 0.07 f_{cj}/\gamma_b$
- les dispositions constructives sont respectées

$$\text{La charge ultime } p_u = \frac{1.35G + 1.5Q}{S} = 0.181 \text{ MN/m}^2$$

Pour des bandes de 1 m de largeur, la portée maximale est de 4m.

$$\Rightarrow V_u = p_u * l * 2 = 0.362 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{0.362}{1 * 0.45} = 0.804 \text{ Mpa}$$

$$\frac{0.07 f_{cj}}{1.5} = \frac{0.07 * 25}{1.5} = 1.167 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow \tau_u \leq \frac{0.07 f_{cj}}{1.5}$$

Pour les résultats des autres panneaux, se référer aux tableaux des pages suivantes.

### Vérification du poinçonnement :

La vérification de la résistance au poinçonnement est donnée par la formule

$$Q_u \leq \frac{0.045}{\gamma_b} u_c \cdot h \cdot f_{cj}$$

$Q_u$  = charge localisée vis à vis de l'état limite ultime

$u_c$  = périmètre du rectangle d'impact =  $2(a+b)$

Avec -  $a = a_0 + h$

-  $b = b_0 + h$ ,  $h$  étant l'épaisseur de la dalle.

Si on prend le poteau le plus chargé,  $P_{11}$ ,  $a_0 = b_0 = 30$  cm

$$\Rightarrow u_c = [(a_0+h)+(b_0+h)] * 2 = 3.2 \text{ m}$$

$$f_{cj} = 25 \text{ MPa}, h = 0.5 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \frac{0.045}{1.5} * 3.2 * 25 * 0.5 = 1.2 \text{ MN}$$

$$Q_u = 3.03 > \frac{0.045}{\gamma_b} \cdot u_c \cdot h \cdot f_{cj}$$

Donc des armatures sont requises dans une zone de périmètre

$$u_m = \frac{\gamma_b Q_u}{0.045 \cdot h \cdot f_{cj}} = \frac{3.03 * 1.5}{0.045 * 0.5 * 25} = 8.08 \text{ m}$$

$u_m$  est situé à une distance  $x$  de  $u_c$ , telle que

$$x = \frac{1}{8} \left[ \frac{\gamma_b Q_u}{0.045 \cdot h \cdot f_{cj}} - 2(a+b) \right] = 0.86 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{Q_u}{u_c d} = \frac{3.03}{3.2 * 0.45} = 1.894 \text{ Mpa}$$

On a 
$$\frac{A_t}{s_t} \cdot \sigma_{st} = \frac{b_0(\tau_b - \sigma_u)}{\sin \alpha + \cos \alpha}$$

$$\tau_b = \frac{\tau_u}{0.9}, \quad \sigma_u = 0.9 \cdot \tau_b f, \quad \sigma_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\frac{A_t}{s_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{(\tau_u - \sigma_u)}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

La fissuration étant très préjudiciable,  $\sigma_u = 0$

$$\Rightarrow \frac{A_t}{s_t} \cdot \sigma_{st} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u \cdot b_0}{0.9(\sin \alpha + \cos \alpha)}, \quad \alpha \text{ étant égale à } 90^\circ, \text{ on a}$$

$$\frac{A_t}{S_t} \cdot fe \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_{u.bo}}{0.9}$$

### e-3 )-Calcul des poutres :

Nous sommes en présence d'un radier fonctionnant comme un plancher soumis à des forces verticales (réactions du sol), pour lequel on adopte usuellement les mêmes solutions constructives que pour les planchers à charges d'exploitation élevées.

Donc, pour les poutres continues du radier, nous allons appliquer la méthode de Caquot pour le calcul des moments sur appuis et en travée.

#### e-3-1- Présentation de la méthode de Caquot :

La méthode de Caquot est une méthode de continuité simplifiée, elle apporte à la méthode de continuité théorique des corrections pour tenir compte :

- de la variation du moment d'inertie des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre ;
- de l'amortissement, plus important que ne le prévoit la continuité théorique, des effets de chargement successifs, ce qui permet de limiter le nombre de travées recevant les charges d'exploitation.

#### **Calcul des moments sur appuis :**

Les moments dans les sections des nus d'un appui sont évalués en ne tenant compte que des deux travées adjacentes (à gauche indice w et à droite indice e).

De chaque côté de l'appui, des travées fictives de longueurs  $l_w'$  et  $l_e'$  sont détachées, avec  $l' = 0.8l$ .

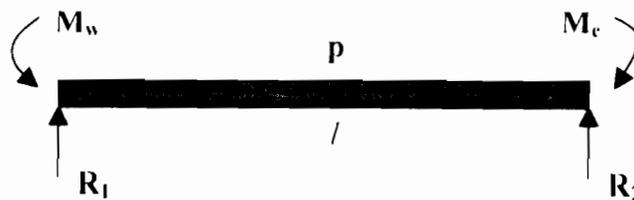
$l'$  étant la portée de la travée si celle-ci est simplement posée sur l'autre appui (et sans porte à faux au delà).

Une charge uniforme  $p_w$  sur la travée de gauche et une charge  $p_e$  sur la travée de droite donnent un moment d'appui égal à :

$$M_i = -\frac{p_w l_w^3 + p_e l_e^3}{8.5.(l_w + l_e)}$$

### Calcul des moments en travée :

Le calcul du moment en travée d'une poutre s'effectue par la méthode RDM. Si nous considérons la poutre de la figure suivante avec les efforts qui s'y appliquent :

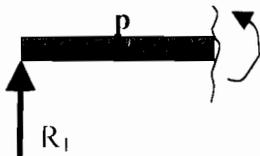


$$\Sigma F_y = 0 \quad \Rightarrow \quad R_1 + R_2 = p.l$$

$$\Sigma M/2 = M_c \quad \Rightarrow \quad p \frac{l^2}{2} + M_c - R_1.l = M_w$$

$$\Rightarrow R_1 = p \frac{l}{2} + \frac{M_c - M_w}{l}$$

### **Effort tranchant:**



$$V = R_1 - p.x$$

$$\Rightarrow V(x) = p \left( \frac{l}{2} - x \right) + \frac{M_c - M_w}{l}$$

Comme  $V(x)$  est la dérivée du moment fléchissant  $M(x)$  par rapport à  $x$ , celui-ci est maximum lorsque  $V(x) = 0$ , ce qui correspond au point  $x_0$  tel que :

$$x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_c - M_w}{p.l}$$

Donc on a le moment 
$$M(x) = \int V(x) dx = \left( \frac{p.l}{2} + \frac{M_c - M_w}{l} \right) x - p \frac{x^2}{2} + k$$

Pour  $x = 0$ , on a  $M(0) = M_w = k$

Finalement on obtient  $M(x) = \left(\frac{p \cdot l}{2} + \frac{Me - M_w}{l}\right)x - p \frac{x^2}{2} + M_w$

Donc le moment maximal en travée sera

$$M(x_0) = \left(\frac{p \cdot l}{2} + \frac{Me - M_w}{l}\right)x_0 - p \frac{x_0^2}{2} + M_w$$

e-3-2- Exemple de calcul :

Nous allons prendre comme illustration la poutre continue L37-L38-L39-L40.

Pour les quatre travées de cette poutre, nous avons les combinaisons suivantes :

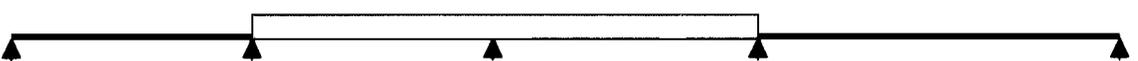
Cas n°1



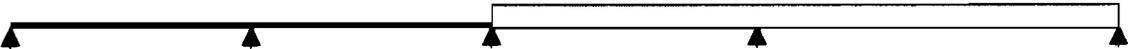
Cas n°2



Cas n°3



Cas n°4



Cas n°5



Cas n°6

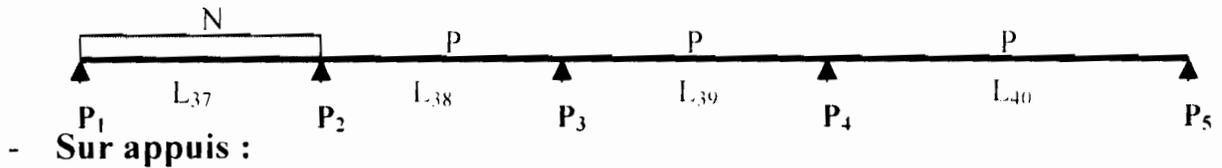


Cas n°7



a) Calcul des moments :

Cas n°1



$$M_1 = 0$$

$$M_2 = -\frac{N_{37} \cdot l_{37}^3 + P_{38} \cdot l_{38}^3}{8.5(l_{37} + l_{38})} = -\frac{0.133 \cdot 3.3^3 + 0.11 \cdot 2.64^3}{8.5 \cdot (3.3 + 2.64)} = -0.1347 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_3 = -\frac{P_{38} \cdot l_{38}^3 + P_{39} \cdot l_{39}^3}{8.5(l_{38} + l_{39})} = -\frac{0.11 \cdot 2.64^3 + 0.11 \cdot 3.84^3}{8.5 \cdot (2.64 + 3.84)} = -0.1878 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_4 = -\frac{P_{39} \cdot l_{39}^3 + P_{40} \cdot l_{40}^3}{8.5(l_{39} + l_{40})} = -\frac{0.147 \cdot 3.84^3 + 0.149 \cdot 4^3}{8.5 \cdot (3.84 + 4)} = -0.268 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

$$M_5 = 0$$

- En travée :

- Pour la poutre  $L_{37}$  :

$$x_0 = \frac{M_2 - M_1}{l_{37} \cdot N_{37}} + \frac{l}{2} = \frac{-0.1347 + 0}{3.3 \cdot 0.133} + \frac{3.3}{2} = 1.343 \text{ m}$$

$$\Rightarrow M_{37} = \frac{N_{37}}{2} \cdot x_0 \cdot (l_{37} - x_0) + M_1 \left(1 - \frac{x_0}{l_{37}}\right) + M_2 \cdot \frac{x_0}{l_{37}}$$

$$= \frac{0.133}{2} \cdot 1.343 \cdot (3.3 - 1.343) + 0 - 0.134 \cdot \frac{1.343}{3.3} = 0.1199 \text{ MN} \cdot \text{m}$$

- Pour  $L_{38}$  :

$$x_0 = \frac{M_3 - M_2}{l_{38} \cdot P_{38}} + \frac{l_{38}}{2} = \frac{-0.1878 + 0.1347}{3.3 \cdot 0.11} + \frac{3.3}{2} = 1.5037 \text{ m}$$

Et  $M_{38} = -0.0104 \text{ MN.m}$

-Pour  $L_{39}$  :

$x_0 = 2.286 \text{ m}$

$M_{39} = 0.1964 \text{ MN.m}$

-Pour  $L_{40}$  :

$x_0 = 2.449 \text{ m}$

$M_{40} = 0.1790 \text{ MN.m}$

Pour les autres cas de cette poutre, les résultats sont indiqués dans les tableaux des pages suivantes, les calculs ayant été effectués sur un tableur **Excel**.

Pour le reste des résultats des autres poutres du radier, nous vous exhortons à consulter les annexes.

### **b) Courbes enveloppes :**

Nous avons choisi, en guise d'exemple, de tracer uniquement les quatre premiers cas pour ne pas charger la figure, afin de la rendre lisible, sur un schéma. Les trois autres cas figurent, comme le montre le schéma suivant, dans le second graphique.

Pour les moments maximaux en travée et sur appuis donc, nous nous référerons sur les résultats des tableaux.

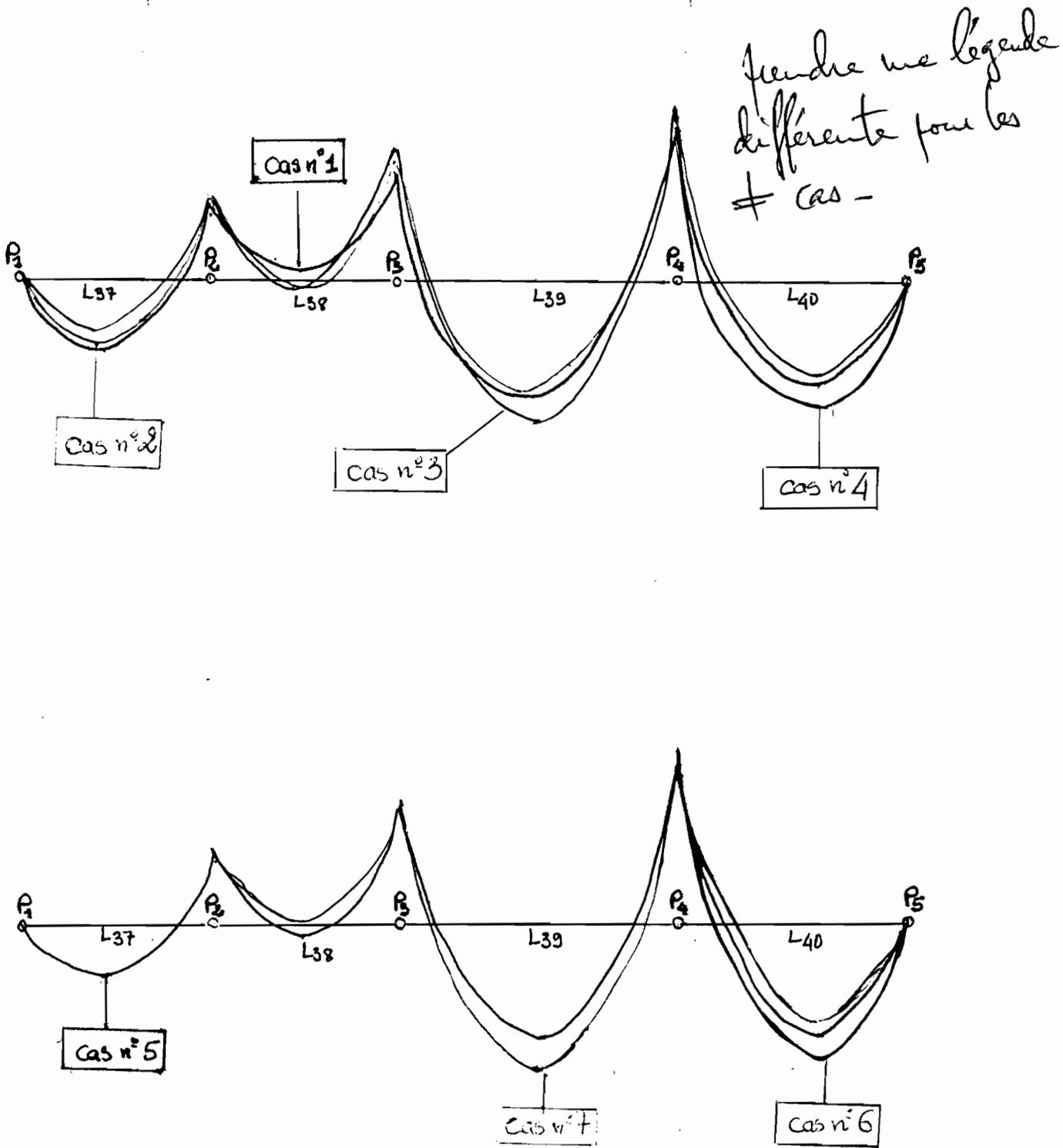


Figure 6: Tracé des courbes enveloppes pour  $L_{37}-L_{38}-L_{39}-L_{40}$

## Calcul des moments à l'ELS

## Poutres L37-L38-L39-L40

Cas de chargement	Pu ou Nu	L	L'	Mappui	xo	Mt(xo)
1	P1			0		
		0,133	3,3	3,3		1,34297951 0,119939
	P2			-0,13475129		
		0,11	3,3	2,64		1,50368306 -0,01039284
	P3			-0,18786435		
		0,147	4,8	3,84		2,28642744 0,19637531
	P4			-0,26800114		
	0,149	4	4		2,44966635 0,17906331	
	P5			0		
2	P1			0		
		0,133	3,3	3,3		1,32388235 0,11655219
	P2			-0,14313304		
		0,133	3,3	2,64		1,53057742 0,01265434
	P3			-0,19554761		
		0,147	4,8	3,84		2,29731642 0,1923606
	P4			-0,26800114		
	0,149	4	4		2,44966635 0,17906331	
	P5			0		
3	P1			0		
		0,11	3,3	3,3		1,30079216 0,09306331
	P2			-0,12676245		
		0,133	3,3	2,64		1,42769515 0,0087854
	P3			-0,22433205		
		0,175	4,8	3,84		2,3196901 0,24650214
	P4			-0,29179236		
	0,149	4	4		2,4895845 0,16996095	
	P5			0		
4	P1			0		
		0,11	3,3	3,3		1,32388235 0,09639655
	P2			-0,11838071		
		0,11	3,3	2,64		1,37928904 -0,0137466
	P3			-0,21664878		
		0,175	4,8	3,84		2,27510061 0,23625846
	P4			-0,32156427		
	0,18	4	4		2,44661705 0,21716987	
	P5			0		

5	P1				0		
		0,11	3,3	3,3		1,30079216	0,09306331
	P2				-0,12676245		
		0,133	3,3	2,64		1,49327828	0,02152458
	P3				-0,19554761		
		0,147	4,8	3,84		2,29731642	0,1923606
	P4				-0,26800114		
	0,149	4	4		2,44966635	0,17906331	
	P5				0		

6	P1				0		
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655
	P2				-0,11838071		
		0,11	3,3	2,64		1,45858502	-0,00136984
	P3				-0,18786435		
		0,147	4,8	3,84		2,24423369	0,18232464
	P4				-0,29777305		
	0,18	4	4		2,41357369	0,22650736	
	P5				0		

7	P1				0		
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655
	P2				-0,11838071		
		0,11	3,3	2,64		1,37928904	-0,0137466
	P3				-0,21664878		
		0,175	4,8	3,84		2,31054336	0,25047964
	P4				-0,29179236		
	0,149	4	4		2,4895845	0,16996095	
	P5				0		

### c) Calcul des armatures :

Comme énoncé précédemment, nous sommes en fissuration très préjudiciable, donc le dimensionnement s'effectuera à l'ELS.

#### Procédure de calcul :

Se référer au paragraphe **e-2-2**

#### Calcul de la poutre L<sub>37</sub> :

Nous avons les moments maximaux :

$M_{p1} = 0 \Rightarrow$  pas d'armatures de chapeaux requises.

$M_{p2} = -0.1341$  MN.m

$$M_{37} = 0.1199 \text{ MN.m}$$

Sur toute la poutre continue, nous avons une section constante  $h = 50 \text{ cm}$  et  $b_0 = 30 \text{ cm}$ .

$$\Rightarrow \text{le moment résistant du béton } M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot \bar{\sigma}_{bc} \cdot \alpha L \cdot \left(1 - \frac{\alpha L}{3}\right) \cdot b_0 \cdot d^2$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 161 \text{ MPa}$$

$$\alpha L = \frac{n \bar{\sigma}_{bc}}{n \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s} = \frac{15 \cdot 15}{15 \cdot 15 + 161} = 0.584$$

$$\Rightarrow M_{rb} = \frac{1}{2} \cdot 15 \cdot 0.584 \cdot \left(1 - \frac{0.584}{3}\right) \cdot 0.3 \cdot 0.45^2 = 0.2143 \text{ MN.m}$$

Donc pour tous les moments supérieurs à  $M_{rb}$ , des armatures comprimées ou un redimensionnement de la section sera nécessaire.

- **Appui  $P_2$  :**

$$M_2 = 0.1431 \text{ MN.m} < M_{rb}$$

$$\Rightarrow u = \frac{30 \cdot M_2}{b \cdot d^2 \cdot \bar{\sigma}_s} = 0.439 \quad \Rightarrow \lambda = 1 + u = 1.439$$

$$\varphi = \text{Arc cos} \left( \frac{1}{\lambda \sqrt{\lambda}} \right) = 0.963 \text{ rd}$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{\lambda} \cdot \cos \left( \frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right) = 0.508$$

$$\text{Donc } A_s = \frac{\alpha^2}{30(1-\alpha)} \cdot b_0 \cdot d = 0.00231 \text{ m}^2 = 23.73 \text{ cm}^2$$

Nous aurons alors sur l'appui  $P_2$  des **aciers chapeaux** d'une section **23.73 cm<sup>2</sup>**.

- **Travée  $L_{37}$  :**

$$M_{37} = 0.1199 \text{ MN.m} < M_{rb}$$

$$U = 0.368 \Rightarrow \lambda = 1.368 \quad \text{et} \quad \varphi = 0.896 \text{ rd}$$

$$\alpha = 1 + 2\sqrt{1.397} \cdot \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right) * 0.3 * 0.45 = 0.478$$

$$\text{Ce qui donne } A_s = \frac{0.473^2}{30(1-0.473)} * 0.3 * 0.45 = 0.001966 \text{ m}^2$$

Pour la poutre L<sub>37</sub> donc la section d'aciers tendus est  $A_s = 19.66 \text{ cm}^2$

Pour le reste des calculs des armatures des poutres, il a été établi sous forme de tableau présenté comme suit.

### Poutres ne comportant pas d'armatures comprimées

Poutres	Mt MN.m	bo m	h m	d m	fbc Mpa		$\phi$	$\alpha$	$\sigma_{bc}$	$A_s$ m <sup>2</sup>
L22	0.12	0.3	0.5	0.45	15	1.3681	0.8957	0.47777	9.819443462	0.001966895
L23	0.123	0.3	0.5	0.45	15	1.3773	0.9037	0.4821	9.991563305	0.00201954
L24	0.069	0.3	0.5	0.45	15	1.2116	0.7231	0.38588	6.744388312	0.001091134
L26	0.045	0.3	0.5	0.45	15	1.138	0.6029	0.32326	5.127041152	0.000694861
L27	0.054	0.3	0.5	0.45	15	1.1656	0.6524	0.34901	5.754322466	0.000841991
L30	0.076	0.3	0.5	0.45	15	1.2331	0.752	0.40111	7.188675069	0.001208896
L32	0.029	0.3	0.5	0.45	15	1.089	0.4949	0.26722	3.914138097	0.000438518
L31	0.213	0.3	0.5	0.45	15	1.6533	1.0811	0.58174	14.92848939	0.003641012
L37	0.12	0.3	0.5	0.45	15	1.3681	0.8957	0.47777	9.819443462	0.001966895
L38	0.021	0.3	0.5	0.45	15	1.0644	0.426	0.23136	3.230660272	0.000313365

Appuis	Mapp MN.m	bo m	h m	d m	fbc Mpa	$\lambda$	$\phi$	$\alpha$	$\sigma_{bc}$	$A_{sapp}$ m <sup>2</sup>
P21	0	0.3	0.5	0.45	15	1	0	0	0	0
P22	0.143	0.3	0.5	0.45	15	1.4386	0.9526	0.50891	11.12271976	0.002373166
P23	0.083	0.3	0.5	0.45	15	1.2546	0.779	0.41531	7.624075527	0.001327519
P25	0.137	0.3	0.5	0.45	15	1.4202	0.9387	0.50123	10.78611687	0.002266611
P26	0.054	0.3	0.5	0.45	15	1.1656	0.6524	0.34901	5.754322466	0.000841991
P27	0	0.3	0.5	0.45	15	1	0	0	0	0
P1	0	0.3	0.5	0.45	15	1	0	0	0	0
P13	0.205	0.3	0.5	0.45	15	1.6288	1.0689	0.57467	14.50224152	0.003494097
P2	0.143	0.3	0.5	0.45	15	1.4386	0.9526	0.50891	11.12271976	0.002373166
P5	0	0.3	0.5	0.45	15	1	0	0	0	0
P11	0	0.3	0.5	0.45	15	1	0	0	0	0
P14	0.161	0.3	0.5	0.45	15	1.4938	0.9912	0.53035	12.12062102	0.002695047
P15	0	0.3	0.5	0.45	15	1	0	0	0	0

**Poutres comportant des armatures comprimées**

Poutres	Mt MN.m	bo m	h m	d m	Fbc Mpa	a	M MN.m	M' MN.m	s' MPa	A's m <sup>2</sup>	As m <sup>2</sup>
L29	<b>0,228</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,0307	180,6	<b>0,00042549</b>	<b>0,0039205</b>
L39	<b>0,25</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,0527	180,6	<b>0,00073003</b>	<b>0,0042538</b>
L40	<b>0,226</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,0287	180,6	<b>0,0003978</b>	<b>0,0038902</b>
P24	<b>0,228</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,0307	180,6	<b>0,00042549</b>	<b>0,0039205</b>
P3	<b>0,224</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,0267	180,6	<b>0,00037011</b>	<b>0,0038599</b>
P12	<b>0,258</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,0607	180,6	<b>0,00084078</b>	<b>0,004375</b>
P4	<b>0,321</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,1237	180,6	<b>0,0017129</b>	<b>0,0053296</b>
L25	<b>0,219</b>	0,3	0,5	0,45	15	0,56	0,1973	0,0217	180,6	<b>0,0003009</b>	<b>0,0037841</b>

**d) Armatures d'effort tranchant :**

Cas de fissuration très préjudiciable,

$$\Rightarrow \tau_{\text{lim}} = \min \left\{ \frac{0.15 f_c 28}{\gamma b}; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{ 2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa} \} = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_{\text{lim}} = 2.5 \text{ MPa}$$

et

$$\frac{A_t}{s_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot \tau_u \cdot b_o}{0.9 \cdot f_e}$$

$A_t$  = section d'armatures transversales

$s_t$  = espacement des cadres.

Toujours pour la travée L<sub>37</sub>, on a :

$$V_u = \frac{P_v(L_{37})}{2} = \frac{0.1097}{2} = 0.05485 \text{ MN}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = 0.406 \text{ MPa} \leq \tau_{\text{lim}}$$

Nous avons la section des armatures longitudinales  $A_s = 19.66\text{cm}^2$ , soit 6HA 20 et 2HA 10 (qui font  $20.42\text{ cm}^2$ ), réparties en trois lits.

$$\frac{A_s}{s_l} \geq \frac{1.15 \cdot 0.406 \cdot 30}{0.9 \cdot 400} = 0.0389 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Nous avons trois files d'armatures longitudinales  $\Rightarrow$  un cadre et un étrier de  $\Phi 8$  seront nécessaires.

$$\Rightarrow A_l = 4 \cdot 0.5 = 2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow S_l = 2 \cdot 25 = 50 \text{ cm}$$

Pour les espacements des cadres, nous avons un écart maximal :

$$s_l \leq \min\{0.9d; 40\text{cm}\} = 40\text{cm}$$

Finalement on prendra  $s_l = 40\text{ cm}$ .

Le module  $m = l_{37}/2 = 1.65 \Rightarrow m = 1$ .

Les autres résultats figurent dans l'annexe.

**Schéma de la poutre : c.f. annexe**

#### **IV- Dimensionnement de la rampe d'accès au sous-sol :**

##### **IV-1 Caractéristiques :**

Nous avons une rampe avec une pente de 17%, qui repose sur des rideaux de palplanche. Sur une différence de hauteur (entre le terrain naturel et le niveau du sous-sol) de 2.55 m, on a une longueur finie de la rampe de l'ordre de 15 m, sur une largeur de 3.3 m.

La rampe sera conçue en béton armé, et nous la considérerons donc comme une dalle portant sur un seul sens (celui de la petite portée). En effet on a

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.3}{15} = 0.22 < 0.4.$$

On va aussi considérer qu'elle est encadrée aux appuis.

$$\frac{h}{l_x} \approx \frac{1}{20}, \Rightarrow h \cong 16.5 \text{ cm, donc on la porte à } 20 \text{ cm.}$$

Si nous admettons que la dalle est d'épaisseur  $h = 20 \text{ cm}$ , on obtient les charges suivantes :

- charge permanente : constituée uniquement du poids de la dalle  
 $\Rightarrow G = 2500 * 0.2 = 500 \text{ daN/m}^2$
- charge d'exploitation:  $Q = 250 \text{ daN/m}^2$

Ce qui donne : - à l'ELU  $P_u = 1.35G + 1.5Q = 1050 \text{ daN/m}^2 = 0.0105 \text{ MN/m}^2$

- à l'ELS  $P_{ser} = G + Q = 750 \text{ daN/m}^2 = 0.0075 \text{ MN/m}^2$

La dalle, vue son objectif, devra résister aux fissurations pour assurer le bon fonctionnement des ferrailage. En effet, elle peut être en contact avec les eaux de pluie, et aussi les eaux de lavage des véhicules qui y seront stationnés.

$\Rightarrow$  le cas d'une fissuration préjudiciable est considéré.

#### **IV-2-Méthode de calcul des poutres à l'ELU :**

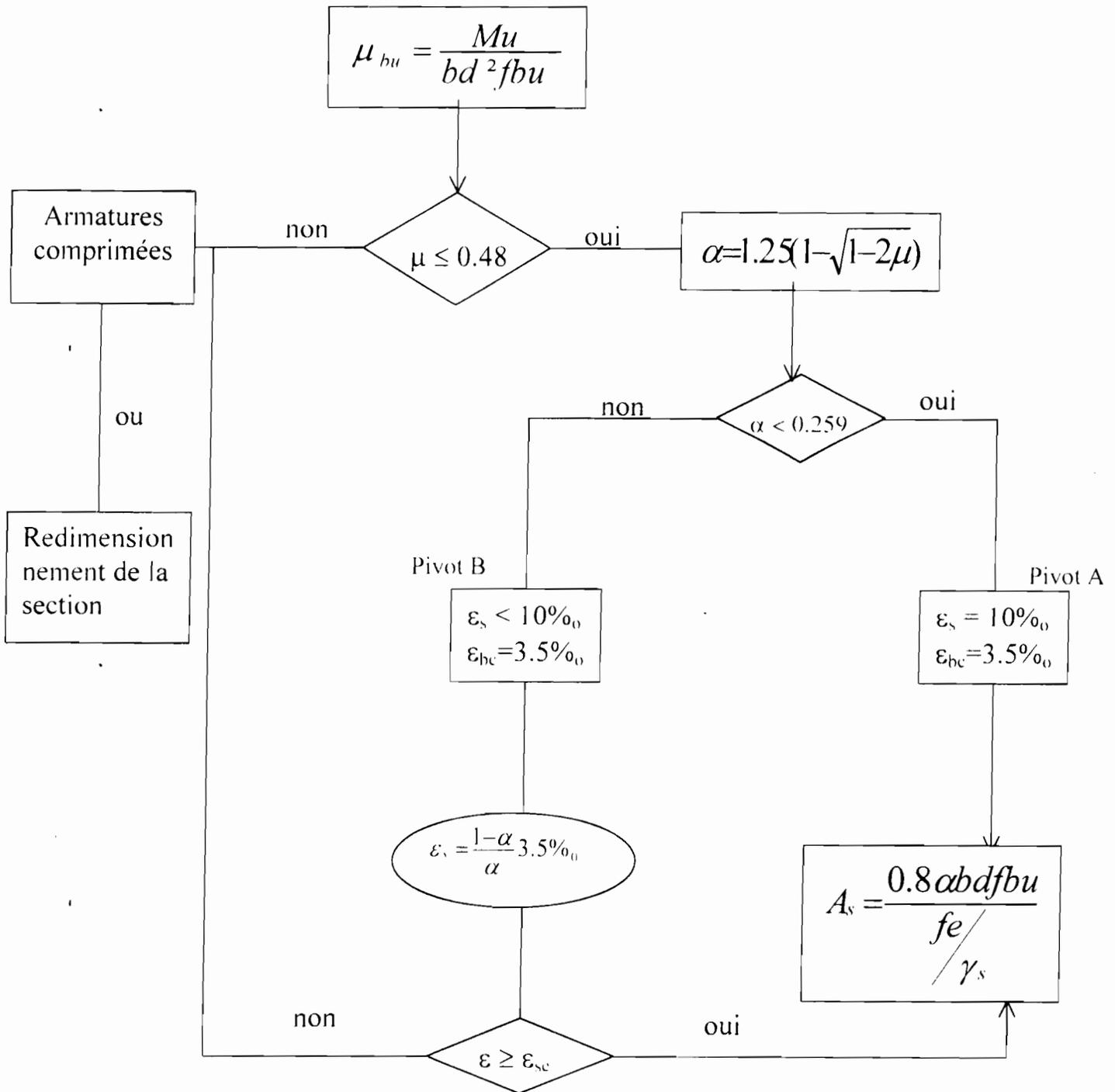
La méthode de calcul des poutres à l'elu est représentée par l'algorithme de la page suivante.

Les données de calcul utilisées sont les suivantes :

$M_u$  = moment ultime (en MN.m)

$f_{bu}$  = contrainte limite du béton

$\mu_{bu}$  = moment réduit du béton



**Algorithme de calcul des armatures à l'ELU**

**IV-3- Calcul :**

Comme pour les panneaux du radier, on va prendre des bandes de poutres de 1 m de largeur .

Les éléments connus sont donc :  $h = 20 \text{ cm}$  ;  $b_0 = 100 \text{ cm}$  ;  $l = 3.3 \text{ m}$

$$F_{c28} = 25 \text{ MPa} ; f_e = 400 \text{ MPa.}$$

-Dimensionnement à l'ELU:

$$\text{Le moment ultime } M_u = \frac{P_u \cdot l^2}{8} = 0.0105 \cdot \frac{3 \cdot 3^2}{8} = 0.0143 \text{ MN.m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa et } d = 0.9 h$$

$$\text{Le moment réduit } \mu_{bu} = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bc}} = \frac{0.0143}{1 \cdot 0.18^2 \cdot 14.2} = 0.031 < 0.391$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) = 0.039 < 0.259$$

Donc nous sommes au pivot A

$$\text{Et } A_s = \frac{0.8 b d f_{bc}}{f_e / \gamma_s} = \frac{0.8 \cdot 0.039 \cdot 100 \cdot 18 \cdot 14.2 \cdot 1.15}{400} = 2.29 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

-Vérification à l'ELS :

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[ \sqrt{1 + \frac{b d A_s}{7.5 A_s^2}} - 1 \right] = \frac{15 \cdot 0.000229}{1} \cdot \left[ \sqrt{1 + \frac{1 \cdot 0.18}{7.5 \cdot 0.000229^2}} - 1 \right]$$

$$y = 0.0318 \text{ m} = 3.18 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2] = \frac{1 \cdot 0.032^3}{3} + 15 [0.000229 (0.18 - 0.032)^2]$$

$$I = 0.0000862 \text{ m}^4$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{P_{ser} l^2}{8 I} = \frac{0.075 \cdot 3.3^2}{8 \cdot 0.0000862} = 118.44$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{P_{ser} l^2}{8I} = \frac{0.075 * 3.3^2}{8 * 0.0000862} = 118.44$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 118.44 * 0.032 = 3.79 < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\sigma_s = 15 K (d - y) = 15 * 118.44 * (0.18 - 0.032) = 262.9 > \bar{\sigma}_s$$

⇒ La section  $A_s$  est à recalculer avec  $\sigma_s = \bar{\sigma}_s$

$$u = \frac{30 M_{ser}}{b d^2 \sigma_s} = \frac{30 * 0.0102}{1 * 0.18^2 * 201.6} = 0.055 \Rightarrow \lambda = 1 + u = 1.055$$

$$\varphi = \text{Arccos}(\lambda^{-3/2}) = 0.395 \text{ rad}$$

$$\alpha = 1 + 2 \sqrt{1.055} \cdot \cos\left(\frac{4\pi}{3} + \frac{\varphi}{3}\right) = 0.0215$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\alpha}{1 - \alpha} \cdot \frac{\sigma_s}{n} = 3.68 < \bar{\sigma}_{bc}$$

et 
$$A_s = \frac{\alpha^2}{30(1 - \alpha)} b d = 0.000353 \text{ m}^2$$

Donc on a  $A_{sx} = 3.53 \text{ cm}^2/\text{m}$

Suivant la direction  $y$ , on a  $A_{sy} = \frac{A_{sx}}{4} = 0.88 \text{ cm}^2/\text{m}$

**-Armature d'appuis :**

On a les moments à l'ELU et à l'ELS

$$M_{au} = -0.5 \cdot M_u = -0.5 * 0.0143 = -0.00715 \text{ MN.m}$$

$$M_{aser} = -0.5 \cdot M_{ser} = -0.5 * 0.0102 = -0.0051 \text{ MN.m}$$

-dimensionnement à l'ELU:

On utilise le moment  $M_{au}$ ,

$$\Rightarrow \mu_{bu} = 0.0152 < 0.391$$

$\alpha = 0.019 < 0.259$ , donc nous sommes au pivot A

$$\Rightarrow A_s = 1.11 \text{ cm}^2/\text{m}$$

-Vérification à l'ELS:

$$u = 0.023 \Rightarrow \lambda = 1+u = 1.023$$

$$\varphi = 0.26 \text{ rd}$$

$$\alpha = 0.143 \Rightarrow \sigma_{bc} = 2.24 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc}$$

$$A_s = 1.43 \text{ cm}^2$$

Nous voyons que la section trouvée à l'ELS est plus importante que celle de l'ELU, nous prendrons donc pour les armatures d'appuis :

$$A_{sa} = 1.43 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

### V- Dimensionnement de la dalle du garage :

Le calcul s'effectue de la même façon que pour la rampe d'accès au sous-sol (dimensionnement à l'els). Nous avons la dalle du garage constituée de trois panneaux : deux panneaux carrés et un panneau rectangulaire.

- Panneau rectangulaire :

On a les données suivantes :  $l_y = 5.5 \text{ m}$  et  $l_x = 3.3 \text{ m}$ .

Le coefficient  $\alpha = l_x/l_y = 0.6 > 0.4$ , donc la dalle porte sur les deux directions.

- Panneau carré :

Pour les panneaux carrés aussi, nous avons la dalle qui porte sur les deux directions, car  $\alpha = 1$ .

Pour les poteaux de bâtiments courants à étages multiples, un calcul complet de la stabilité de l'ensemble peut être évité en considérant :

- que les sollicitations dans les poteaux ( effort normal, moment dû à l'imperfection géométrique et à toute action directe) sont évalués en admettant la discontinuité des éléments de plancher au droit des poteaux ;
- que la vérification de chaque poteau est faite comme s'il était isolé en lui attribuant une longueur de flambement égale, selon le cas, à  $0.7l_0$  ou  $l_0$ .

Pour éviter d'avoir à faire le calcul en flexion composée, les règles BAEL admettent de considérer conventionnellement comme soumis à une compression centrée tout poteau qui, en plus de l'effort normal de compression  $N$ , n'est sollicité que par des moments dont l'existence n'est pas prise en compte dans la justification de la résistance et de la stabilité des éléments qui lui sont liés, et qui ne conduisent, par ailleurs, qu'à de petites excentricités (environ la moitié de la dimension du noyau central).

Les méthodes de calcul ci-après évitent en outre d'avoir à faire une vérification au flambement ; elles sont applicables aux poteaux définis plus haut.

### **VI-1 Méthode de calcul :**

On calcule d'abord la longueur de flambement. Pour les bâtiments courants,  $l_f =$  :

- $0.7l_0$  si les extrémités du poteau sont :
  - encastés dans un massif de fondation ;
  - soit assemblés à des poutres ayant au moins la même raideur que le
  - poteau considéré.
- $l_0$  dans les autres cas.

Dans notre cas donc on aura  $l_f = 0.7l_0$ .

L'élanement  $\lambda = \frac{l_f}{i}$ , avec :

L'élanement  $\lambda = \frac{l_1}{i}$ , avec :

-  $i$  = rayon de giration =  $\sqrt{\frac{I}{B}}$

$I$  = moment d'inertie de la section.

$B$  = section du poteau.

On doit avoir  $\lambda < 70$ .

Pour  $\lambda < 50$ ,  $\beta = 1 + 0.2 \left( \frac{\lambda}{35} \right)^2$

Pour  $50 < \lambda < 70$ ,  $\beta = \frac{0.85 \lambda^2}{1500}$

Nous avons l'effort ultime qui doit vérifier la condition:

$$Nu \leq \frac{Br \cdot f_{bu}}{0.9\beta} + \frac{0.85\sigma_s}{\beta} \cdot A_{th} \quad , \text{avec :}$$

$B_r$  = section réduite du béton =  $(a-2) \cdot (b-2)$  en  $\text{cm}^2$

$A_{th}$  = section d'armatures longitudinales calculées.

$$\Rightarrow A_{th} \geq \frac{1}{0.85\sigma_s} \left[ \beta \cdot Nu - \frac{Br \cdot f_{bu}}{0.9} \right]$$

A noter que si plus de la moitié des charges est appliquée avant l'âge de 90 jours, la valeur de  $\beta$  doit être multipliée par 1.10.

Cependant, la section  $A_{th}$  doit satisfaire la double condition :

$$A_{\min} \leq A_s \leq A_{\max} \quad , \text{avec :}$$

$$- A_{\min} = \max \left( \frac{4u}{100} ; \frac{0.2B}{100} \right) \quad , \quad u \text{ désignant la longueur en cm du}$$

périmètre de la section droite, d'aire  $B$  ( en  $\text{cm}^2$  ).

$$\text{Et} - A_{\max} = \frac{5B}{100} .$$

**VI-2-Application :**

Nous allons prendre comme référence la poteau P<sub>11</sub>, qui a les caractéristiques suivantes :

$$N_u = 3.03 \text{ MN}$$

$$-l = 3.74 \text{ m} \Rightarrow l_1 = 0.7.l = 2.62 \text{ m}$$

$$-f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad ; \quad f_e = 400 \text{ Mpa}$$

Pour le dimensionnement, nous allons considérer une section 30\*30.

$$\Rightarrow I = \frac{1}{12}bh^3 = \frac{1}{12}0.3^4 = 0.000675 \text{ m}^4$$

$$B = 0.3^2 = 0.09 \text{ m}^2$$

Ce qui donne  $\lambda = 30.25 < 70$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \beta = 1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 = 1.149$$

$$\text{La section réduite } B_r = (0.3 - 0.02)^2 = 0.0784 \text{ m}^2$$

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s = 400 / 1.15 = 348 \text{ Mpa}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{1}{0.85 * 348} \left[ 1.149 * 3.03 - \frac{0.0784 * 14.2}{0.9} \right] = 87.65 \text{ cm}^2$$

$$\frac{A_s}{B} = 9.7\% \Rightarrow \text{la section ne respecte pas la limite maximale.}$$

Donc une augmentation de la section du béton s'impose.

En générale, pour les poteaux de bâtiment, le pourcentage d'acier par rapport a la section de béton est de l'ordre de 1%, et dans le cas du poteau P11, nous avons un côté qui est fixé à 30 cm = h.

Cherchons alors b en considérant que le  $\lambda$  est inférieur à 35.

**TABLEAU III : calcul des armatures longitudinales des poteaux**

Poteaux	Nu MN	a m	b m	lf m	I m <sup>4</sup>	i m	$\lambda$	b	Br m <sup>2</sup>	Asth m <sup>2</sup>
P1	0.19	0.2	0.2	2.62	0.00013	0.058	45.38	1.3362	0.0324	0
P2	0.37	0.2	0.2	2.62	0.00013	0.058	45.38	1.3362	0.0324	0
P3	1.08	0.45	0.2	2.62	0.0003	0.058	45.38	1.3362	0.0774	0.0008
P4	0.98	0.4	0.2	2.62	0.00027	0.058	45.38	1.3362	0.0684	0.0008
P5	1.01	0.4	0.2	2.62	0.00027	0.058	45.38	1.3362	0.0684	0.0009
P6	1.9	0.45	0.3	2.62	0.00101	0.087	30.253	1.1494	0.1204	0.001
P7	1.82	0.4	0.3	2.62	0.0009	0.087	30.253	1.1494	0.1064	0.0014
P8	1.65	0.4	0.3	2.62	0.0009	0.087	30.253	1.1494	0.1064	0.0007
P9	0.88	0.35	0.2	2.62	0.00023	0.058	45.38	1.3362	0.0594	0.0008
P10	1.53	0.45	0.25	2.62	0.00059	0.072	36.304	1.2152	0.0989	0.001
P11	3.03	0.65	0.3	2.62	0.00146	0.087	30.253	1.1494	0.1764	0.0024
P12	1.8	0.4	0.3	2.62	0.0009	0.087	30.253	1.1494	0.1064	0.0013
P13	1.46	0.35	0.3	2.62	0.00079	0.087	30.253	1.1494	0.0924	0.0007
P14	0.24	0.2	0.2	2.62	0.00013	0.058	45.38	1.3362	0.0324	0
P15	0.03	0.2	0.2	2.62	0.00013	0.058	45.38	1.3362	0.0324	0
P16	1.09	0.45	0.2	2.62	0.0003	0.058	45.38	1.3362	0.0774	0.0008
P17	1.95	0.45	0.3	2.62	0.00101	0.087	30.253	1.1494	0.1204	0.0012
P18	1.61	0.35	0.3	2.62	0.00079	0.087	30.253	1.1494	0.0924	0.0013
P19	1.09	0.4	0.2	2.62	0.00027	0.058	45.38	1.3362	0.0684	0.0013
P20	0.53	0.2	0.2	2.62	0.00013	0.058	45.38	1.3362	0.0324	0.0007
P21	0.97	0.4	0.2	2.62	0.00027	0.058	45.38	1.3362	0.0684	0.0007
P22	1.84	0.4	0.3	2.62	0.0009	0.087	30.253	1.1494	0.1064	0.0015
P23	2.03	0.5	0.3	2.62	0.00113	0.087	30.253	1.1494	0.1344	0.0007
P24	2.39	0.5	0.3	2.62	0.00113	0.087	30.253	1.1494	0.1344	0.0021
P27	0.68	0.3	0.2	2.62	0.0002	0.058	45.38	1.3362	0.0504	0.0004

**Tableau IV : récapitulatif des sections des poteau**

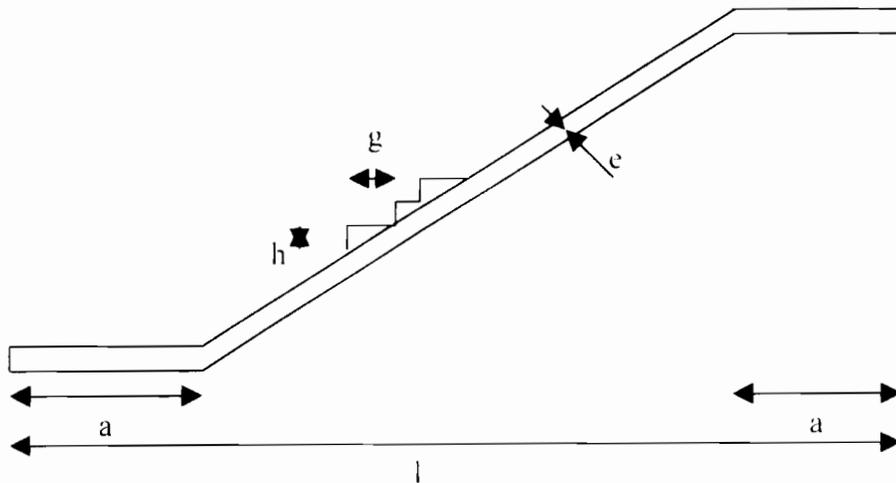
Poteaux	Asth m <sup>2</sup>	A(4u) m <sup>2</sup>	A(0,2%) m <sup>2</sup>	A m <sup>2</sup>	r %
P1	0	0,00032	0,00008	<b>0,00032</b>	<b>0,8</b>
P2	0	0,00032	0,00008	<b>0,00032</b>	<b>0,8</b>
P3	0,00075059	0,00052	0,00018	<b>0,00075059</b>	<b>0,83398583</b>
P4	0,00077893	0,00048	0,00016	<b>0,00077893</b>	<b>0,97365765</b>
P5	0,00091451	0,00048	0,00016	<b>0,00091451</b>	<b>1,14314086</b>
P6	0,0009615	0,0006	0,00027	<b>0,0009615</b>	<b>0,7122255</b>
P7	0,00139761	0,00056	0,00024	<b>0,00139761</b>	<b>1,16467218</b>
P8	0,00073668	0,00056	0,00024	<b>0,00073668</b>	<b>0,61390406</b>
P9	0,00080726	0,00044	0,00014	<b>0,00080726</b>	<b>1,1532357</b>
P10	0,00101065	0,00056	0,000225	<b>0,00101065</b>	<b>0,89835296</b>
P11	0,00236619	0,00076	0,00039	<b>0,00236619</b>	<b>1,21343251</b>
P12	0,00131985	0,00056	0,00024	<b>0,00131985</b>	<b>1,09987593</b>
P13	0,00074513	0,00052	0,00021	<b>0,00074513</b>	<b>0,70964935</b>
P14	0	0,00032	0,00008	<b>0,00032</b>	<b>0,8</b>
P15	0	0,00032	0,00008	<b>0,00032</b>	<b>0,8</b>
P16	0,00079578	0,00052	0,00018	<b>0,00079578</b>	<b>0,88420308</b>
P17	0,00115589	0,0006	0,00027	<b>0,00115589</b>	<b>0,85621717</b>
P18	0,0013283	0,00052	0,00021	<b>0,0013283</b>	<b>1,26504577</b>
P19	0,00127608	0,00048	0,00016	<b>0,00127608</b>	<b>1,59509611</b>
P20	0,0006663	0,00032	0,00008	<b>0,0006663</b>	<b>1,66575995</b>
P21	0,00073373	0,00048	0,00016	<b>0,00073373</b>	<b>0,91716324</b>
P22	0,00658692	0,00032	0,00008	<b>0,00147532</b>	<b>1,229435</b>
P23	0,00071979	0,00064	0,0003	<b>0,00071979</b>	<b>0,47986066</b>
P24	0,00211939	0,00064	0,0003	<b>0,00211939</b>	<b>1,41292665</b>
P27	0,00038365	0,0004	0,00012	<b>0,0004</b>	<b>0,66666667</b>
P28	0,00089766	0,00044	0,00014	<b>0,00089766</b>	<b>1,28236577</b>

**VII-DIMENSIONNEMENT DE LA CAGE D'ESCALIER :**

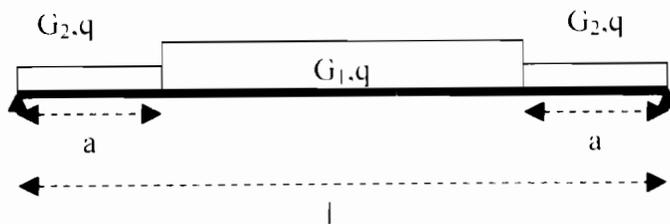
La dalle de la cage d'escalier se calcule comme une dalle normale, en considérant des bandes de 1 m de largeur à calculer comme des poutres. Cependant la méthodologie de calcul des moments fléchissant sur appuis et en travée est différente.

**VII-1 Méthodologie de dimensionnement :**

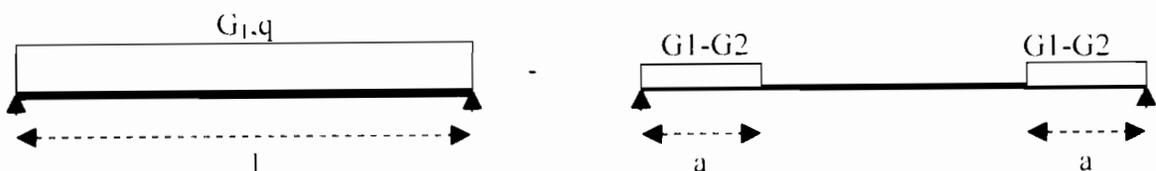
On a les caractéristiques géométriques suivantes qui sont connues :



Il se rapporte au calcul d'une dalle sur deux appuis, comme le montre la figure suivante :



Ce schéma équivaut à :



On a alors :

- Comme charges permanentes :

$$g_1 = \left( \frac{e}{\cos \alpha} + \frac{h}{2} \right) * 2500$$

$$g_2 = e * 2500$$

- pour la charge d'exploitation :  $q = 250 \text{ daN/m}^2$

A l'ELU, on a

$$M_1 = 1.35 * g_1 * \frac{l^2}{8}$$

$$M_2 = 1.35 * (g_1 - g_2) * \frac{a^2}{2} = 1.35 * (g_1 - g_2) * \frac{a^2}{2}$$

Pour la charge d'exploitation  $M_3 = 1.5 * q * \frac{l^2}{8}$

⇒ Le moment résultant  $M = M_1 - M_2 + M_3$

$$\text{Donc } M = M_u = 1.35 * g_1 * \frac{l^2}{8} - 1.35 * (g_1 - g_2) * \frac{a^2}{2} + 1.5 * q * \frac{l^2}{8}$$

### VII-2- Calcul :

Nous avons les données suivantes :

-e = 17 cm

-g = 30 cm

- $\alpha = 27^\circ$

-h = 17 cm

-a = 1 m

-l = 4.7 m

-q = 250 daN/m<sup>2</sup>

- $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$

- $f_e = 400 \text{ Mpa}$

enrobage = 15 mm

$$-d = 0.15 \text{ m}$$

Cas de fissuration non préjudiciable.

$$g_1 = \left( \frac{0.17}{\cos 27} + \frac{0.17}{2} \right) * 2500 = 689.4 \text{ daN/m}^2$$

$$g_2 = 0.17 * 2500 = 425 \text{ daN/m}^2$$

⇒

$$M = Mu = 1.35 * 689.4 * \frac{l^2}{8} - 1.35 * (689.4 - 425) * l^2 + 1.5 * 250 * \frac{4.7^2}{8} = 3605.5 \text{ daN.m}$$

On a  $f_{bc} = 14.2 \text{ MPa}$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0.03425}{1 * 0.15^2 * 14.2} = 0.1128 \leq 0.391$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.150 \leq 0.259$$

$$A_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bu}}{f_e \gamma_s} = \frac{0.8 * 0.142 * 100 * 15 * 14.2 * 1.15}{400} = 7.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

⇒ **10 HA10/m, s = 10 cm**, qui font  $7.85 \text{ cm}^2/\text{m}$

A l'ELS,  $p = g_1 + q = 939.4 \text{ daN/m}^2$

$$M_{ser} = p \frac{l^2}{8} - (g_1 - g_2) \frac{a^2}{2} = 0.02462 \text{ MN.m}$$

$$\beta = \frac{0.02462}{1 - 0.15^2} = 1.09 < 2.8 \Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc \text{ barre}}$$

Nous sommes en cas de fissuration non préjudiciable, ce qui implique que la contrainte des aciers n'est pas à vérifier. Donc la section de ferrailage calculée à l'ELU est correcte.

Pour les armatures d'appuis, on devra prendre un moment  $M_a = 0.15 M_u$

Ce qui donne  $M_a = 0.00541 \text{ MN.m}$

$$\mu = 0.017 < 0.391$$

$$\alpha = 0.021 < 0.259$$

⇒  **$A_{sa} = 1.028 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit **10HA6** / m**, qui font  $2.83 \text{ cm}^2$

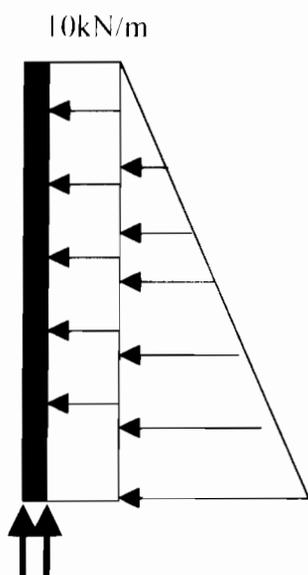
Le schéma des armatures de cette cage d'escalier figure dans les annexes.

## VIII-DIMENSIONNEMENT DES VOILES :

### VIII-1 Hypothèses de calcul :

Les voiles que nous avons au niveau du sous-sol sont soumis :

- d'une part à la poussée des terres (charges horizontales) , sur la face latérale, qui exerce alors un moment de flexion sur les voiles ;
- d'autre part à la charge apportée par les panneaux de bordure du radier qui exerce un effort uniformément répartie à la base du voile.

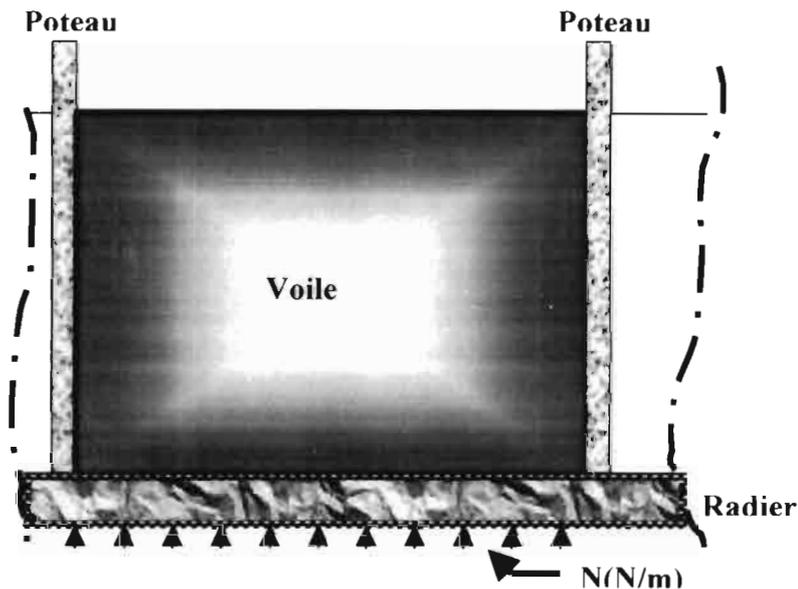


Donc nous sommes en présence d'un élément soumis à un effort vertical et à un moment fléchissant dû aux efforts horizontaux. Le dimensionnement s'effectuera en considérant tout d'abord pour les charges verticales un dimensionnement du voile en poutre-voile renversée, et ensuite pour les charges horizontales dues à la poussée des terres, un dimensionnement correspondant à celui d'une dalle encastrée sur les quatre côtés (les deux poteaux qui l'encadrent, le radier et le plancher supérieur).

Pour la méthode de calcul, on pourra se référer à l'article A-4-5,33 du BAEL.

Rappelons que ces murs sont enterrés, donc soumis à une poussée hydrostatique due à la nappe phréatique qui se situe au dessus du radier.

Donc l'étanchéité des parois implique un non fissuration du béton (rôle de cuvelage étanche). Ce qui implique que le dimensionnement se fera à l'état limite de service pour cause de fissuration très préjudiciable.



### VIII-2 Calcul des voiles :

Pour les calculs, un seul exemple sera effectué, qui pourra être utilisé pour évaluer les armatures des autres voiles du sous-sol. Ainsi, nous allons prendre le voile de la longrine L<sub>39</sub>.

les caractéristiques du voile sont les suivantes :

Longueur :  $l = 4.80 \text{ m}$

Hauteur :  $h = 3.06 + 0.5 = 3.56 \text{ m}$

Epaisseur :  $b_0 = 20 \text{ cm} = 0.2 \text{ m}$ .

Le poids volumique du sol  $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ .

La charge d'exploitation sur le sol est estimée à  $10 \text{ kN/m}^2$  (en effet, à cause des mitoyennetés, on n'a pas d'information sur les éventuels chargements qui pourraient intervenir sur les terrains voisins, donc un chargement sera prévu sur le sol, classé dans la catégorie des charges d'exploitation).

La charge linéaire à l'els  $N_s = 180 \text{ kN/m}$ .

### VIII-2-1 Calcul en poutre-voile renversée :

Le dimensionnement s'effectuant à l'els, les charges calculées ne seront pas pondérées, et la contrainte des aciers sera prise égale à la contrainte limite en cas de fissuration très préjudiciable, c'est-à-dire  $\bar{\sigma}_s = 161 \text{ Mpa}$ .

#### *Vérification de l'épaisseur :*

On doit satisfaire à la condition  $b_0 > l_{\text{limite}}$ , avec :

$$b_{\text{olimite}} = 3.75 \cdot \frac{N_s \cdot l}{f_{c28} \cdot h} = \frac{3.75 \cdot 0.18 \cdot 4.8}{25 \cdot 3.56} = 0.036 \text{ m} = 3.6 \text{ cm}$$

Or  $b_0 = 20 \text{ cm}$ , donc  $b_0 > b_{\text{olimite}}$ .

#### *Armatures principales :*

Pour le calcul de ces armatures, nous allons appliquer la méthode forfaitaire pour obtenir les moments en travée et sur appuis.

$$\text{Le moment } M_0 = N_s \frac{l^2}{8} = \frac{180 \cdot 4.8^2}{8} = 518.4 \text{ kN.m}$$

$$V_u = N_s \frac{l}{2} = 432 \text{ kN}$$

- sur appuis :

$$M_w = M_e = 0.5 M_0 = 259.2 \text{ kN.m}$$

$$\text{La section d'armature sera : } A_s = \frac{M}{z \bar{\sigma}_s}, \text{ avec } z = 0.2 (l + 2h) = 2.38 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_s = 0.259 / (2.38 \cdot 161) = 0.000676 \text{ m}^2 = 6.76 \text{ cm}^2.$$

- en travée:

$$\alpha = \frac{g}{g+q} = \frac{0.028}{0.180} = 0.16 \Rightarrow 1+0.3\alpha = 1.05$$

$$\begin{aligned} \text{Donc le moment en travée } M_t &= (1+0.3\alpha)M_0 - M_w \\ &= 1.05 \cdot 518.4 - 259.2 = 285.12 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\Rightarrow At = \frac{0.28512}{2.38 \cdot 161} = 0.000744 \text{ m}^2 = 7.44 \text{ cm}^2$$

### *Armatures verticales :*

Elles sont données par la formules  $A_v = \rho_v b_o s_l$ , avec :

$$\rho_v = \frac{3}{4} \frac{\tau_{ou}}{\bar{\sigma}_s}$$

$$\tau_{ou} = \frac{V_u}{b_o h} = \frac{0.432}{0.2 \cdot 3.56} = 0.607 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \rho_v = \frac{3 \cdot 0.607}{4 \cdot 161} = 0.00283$$

$$s_l = 1 \text{ m} = 100 \text{ cm}$$

$$b_o = 0.2 \text{ m} = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_v = 0.00283 \cdot 20 \cdot 100 = 5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$$

soit **2.82 cm<sup>2</sup> /m/face.**

La section minimale s'obtient pour  $\rho = 0.002$ .

### *Armatures horizontales :*

- réseau inférieur :

$$\text{On a le pourcentage de ce réseau } \rho_h = 0.5 \left( 0.6 + 15 \frac{\tau_{uo}}{f_c 28} \right) \frac{\tau_{uo}}{\bar{\sigma}_s},$$

$$\rho_h = 0.00182$$

Or  $\rho_h = A_h / (b_h s_h)$ , avec  $s_h$  l'espacement de deux lits consécutifs,

$$s_h = 100 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow A_h = \rho_h b_o s_h = 0.00183 \cdot 20 \cdot 100 = 3.66 \text{ cm}^2/\text{m}, \text{ soit } 1.83 \text{ cm}^2/\text{m/face}.$$

Pour la section minimale aussi,  $\rho = 0.002$ , donc  **$A_{h\min} = 2 \text{ cm}^2/\text{m/face}.$**

- Réseau supérieur :

Le pourcentage  $\rho'_h = 0.6\rho_h = 0.00182 = 0.00109$ .

$\Rightarrow A'_h = 2.184 \text{ cm}^2/\text{m}$ , soit **1.092 cm<sup>2</sup>/m/face**.

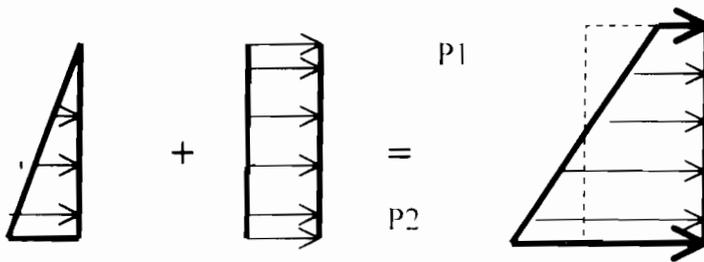
### VIII-2-2 Fonction soutènement=dalle

$$\gamma = 18 \text{ kN/m}^3 \quad \varphi = 0 \Rightarrow K = 1; \sin\varphi = 1$$

$$g = \gamma * h * K = 55.08 \text{ kN/m}^2$$

$$q = k * q_0 = 10 \text{ kN/m}$$

La superposition des contraintes s'établissent comme suit :



Le dimensionnement s'effectuera à l'els car nous sommes en fissuration très préjudiciable.

$$P_{u1} = 55.08 + 10$$

$$= 65.08 \text{ kN/m}^2$$

$$P_{u2} = 10 \text{ kN/m}^2$$

#### Sollicitations

On a  $l_x = 3.56 \text{ m}$  ;  $l_y = 4.8 \text{ m}$  donc  $\alpha = l_x/l_y = 0.74 \geq 0.4$

Donc dalle portant dans les deux sens .

En considérant la charge moyenne répartie dans la dalle on aura la charge de dimensionnement  $P_{els} = \frac{65.08 + 10}{2}$

$$= 37.54 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} \text{Ainsi, } M_0 &= p * l_x^2 \\ &= 37.54 * 3.56^2 \\ &= 475 \text{ kN.m/m} \end{aligned}$$

$\alpha = 0.74$  et  $\nu = 0.2$  ( car on est à l'els )  $\Rightarrow \mu_x = 0.0696$  et  $\mu_y = 0.6315$

Ainsi, les moments seront  $M_{ox} = \mu_x * M_0$

$$=0.0696*475 = 33.06\text{kN.m} = 0.0331\text{MN.m/m}$$

Tandis que suivant Oy  $M_{0y} = 0.6315 M_{0x}$

$$M_{0y} = 0.0209\text{MN.m/m}$$

Mais ceci constitue les moments lorsque la dalle est articulée ; pour ce cas la dalle étant encastree on aura :

En travée :

$$M_{1x} = 0.85 M_{0x} = 0.0281\text{MN.m/m}$$

$$M_{1y} = 0.75 M_{0y} = 0.0157\text{MN.m/m}$$

Aux appuis

$$M_{ax} = 0.4 M_{0x}$$

$$= 0.0132\text{MN.m/m}$$

$$M_{ay} = 0.5 M_{0y}$$

$$= 0.0165\text{MN.m/m}$$

### détermination de la section des armatures

$$\sigma_{bc\text{limite}} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{s\text{limite}} = 161 \text{ MPa}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$d = 0.18 \text{ m}$$

$$\frac{\bar{y}_1}{d} = \frac{n\sigma_{bc}}{n\sigma_{bc} + \sigma_s} = \bar{\alpha} = 0.584$$

Donc le moment résistant du béton sera :

$$M_{rb} = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_{bc} b \bar{y}_1 \left( d - \frac{\bar{y}_1}{3} \right) = \frac{1}{2} \bar{\sigma}_{bc} \bar{\alpha} \left( 1 - \frac{\bar{\alpha}}{3} \right) b o d^2 = 0.1143 \text{ MN.m}$$

Toutes les valeurs de moments obtenues sont inférieures à  $M_{rb}$ , ce qui signifie qu'on aura toujours  $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc\text{limite}}$  lorsque  $\sigma_s = \sigma_{s\text{limite}}$ . Il y aura uniquement des aciers tendus.

Les tableaux suivant donnent les résultats du calcul des armatures :

**Tableau V: calcul des sections d'armatures du voile comme fonction de soutènement**

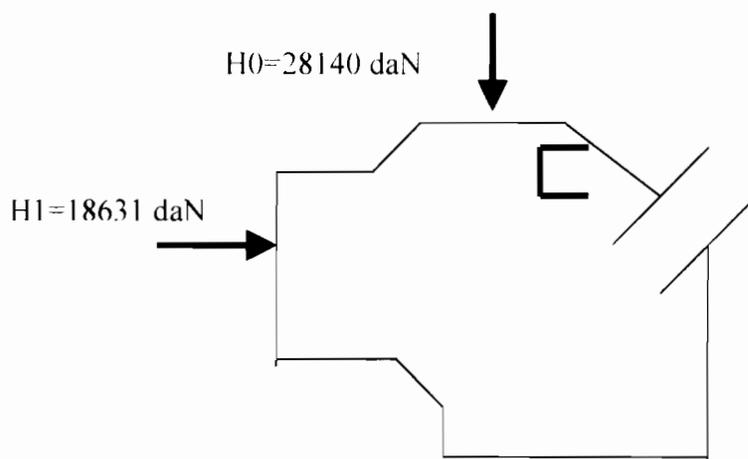
Types	Moments MN.m	bo m	h m	d m	Fbc Mpa	lamda	f	a	s bc	Asapp. m <sup>2</sup>
travée x	0.0281	1	0.2	0.18	15	1.16160571	0.6456	0.3454	5.66	0.00109389
travée y	0.0157	1	0.2	0.18	15	1.09029216	0.4983	0.269	3.95	0.0005939
appui x	0.0132	1	0.2	0.18	15	1.07591442	0.46	0.2491	3.56	0.00049566
appui y	0.0165	1	0.2	0.18	15	1.09489303	0.5098	0.2749	4.07	0.00062554

**Tableau VI :récapitulatif des sections d'armature du voile**

Type d'armatures		Lieu d'emplacement	Section en cm <sup>2</sup>	Somme des sections
Principales	travée	0.15h	7.44	<b>7.44</b>
	appuis	0.15h	6.76	<b>6.76</b>
Verticales		Sur l	2.82	<b>13.76</b>
Travée sur x		Sur l	10.94	
horizontales		Supérieure :0.40h	2	<b>7.94</b>
		Inférieure :0.45h	2	<b>7.94</b>
Travée sur y		Sur l	5.94	
Appuis sur x		Sur l	4.96	<b>4.96</b>
Appuis sur y		Sur l	6.25	<b>6.25</b>

## **IX- DIMENSIONNEMENT DES VOILES DE LA CAGE D'ASCENSEUR :**

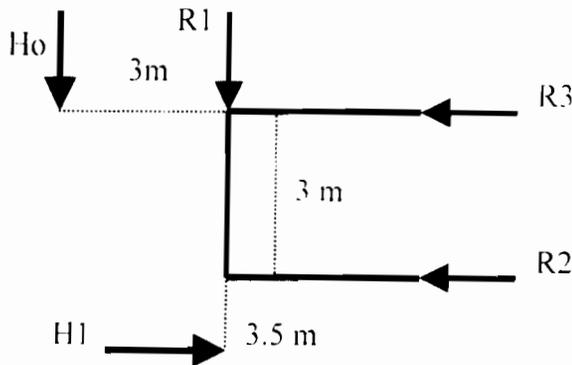
Comme précédemment dit dans la conception, les murs de la cage d'ascenseur constituent le dispositif de contreventement. Leur dimensionnement nécessitera la connaissance de la répartition des efforts de vent dans les différents refends de contreventement. La vue en plan des planchers avec la cage d'ascenseur donne le schéma suivant :



### **IX-1- Répartition des efforts sur les refends :**

En utilisant les travaux de Albigés et Goulet sur le contreventement des bâtiments, faisons la répartition des efforts dans les murs.\*

Cas 1 : le vent tape sur la plus grande façade



Le schéma de principe est décrit dans le schéma précédent .

$$D=3m$$

D'après Albigés et Goulet, on aura alors

$$R1=H0$$

$$R2=-R3=H0*d/l=3/3*H0$$

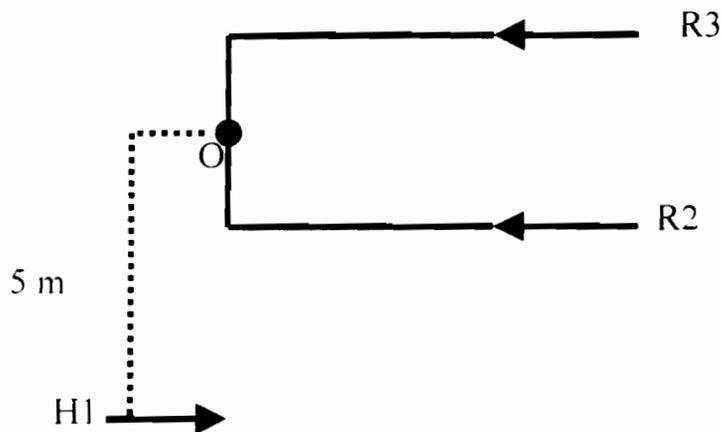
$$R2= H0.$$

En considérant que les charges sont uniformément réparties le long des murs, les efforts linéiques seront  $r_i=R_i/H$

$$\text{Ainsi } r1=r2=r3=1068.74 \text{ daN/m.}$$

Cas 2 : le vent tape sur la petite face.

Dans ce cas aussi, on utilise toujours les mêmes auteurs qui disent que les déformations peuvent être décomposées en une translation et une rotation de centre O qui est le barycentre des inerties des refends. Puisque O constitue l'axe de rotation le moment de torsion y est nul lorsque la force y est appliquée.



En considérant que les refends 2 et 3 ont la même inertie, le centre  $O$  se trouve au milieu du Pan 1.

Faisons les équations d'équilibre :

$$\sum R_i = R_2 + R_3 = H_1$$

$$\sum M(O) = H_1 \cdot (3.5 + 3/2) = 3/2 \cdot R_3 + 3/2 \cdot R_2$$

En résolvant ce système d'équation, on obtient :

$$R_2 = 13H_1/6$$

$$R_3 = 7H_1/6$$

Application numérique:

$$R_2 = 40368 \text{ daN}$$

$$R_3 = 21737 \text{ daN}$$

Ainsi, quelle que soit la direction du vent, les efforts les plus défavorables seront :

$$R_1 = 28140 \text{ daN}$$

$$R_2 = 40368 \text{ daN}$$

$$R_3 = 28140 \text{ daN}$$

## **IX-2- Evaluations des contraintes dans les différents murs :**

Les contraintes sont de deux catégories :

- les contraintes dues aux actions de la pesanteur des éléments de la structure y compris le poids propre des murs.
- les contraintes dues aux actions horizontales du vent .

### **IX-2-a Contraintes dues aux charges de pesanteur**

#### **a-1) contraintes dues au poids des planchers**

Comme toutes les dalles coulées en béton armé, la terrasse de la cage d'ascenseur a 15 cm d'épaisseur. En considérant que le poids propre de l'ascenseur est de 400 daN/m<sup>2</sup> :

$$g=0.15*2500+400=775 \text{ daN/m}^2.$$

$$\text{Pour l'ascenseur } q=350 \text{ daN/m}^2$$

Ainsi, la charge surfacique pondérée à l'elu sera :

$$\text{Pelu}=1.35*775+1.5*350=1571.25 \text{ daN/m}^2$$

Les charges linéaires qui arrivent au niveau des murs seront, en appliquant la méthode des surfaces tributaires :

$$\text{- Mur 2 et 3: } p=3+1/2*1576.25=3142.5 \text{ daN /m.}$$

$$\text{- Mur 1: } p=2/2*1576.25 =1576.25 \text{ daN /m .}$$

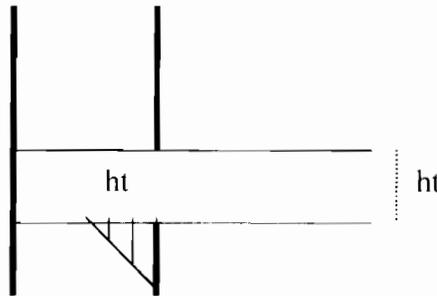
L'épaisseur des murs est prise égale à 20 cm .

En considérant une répartition uniforme des contraintes, on aura :

$$\sigma_1=3142.5/0.2= 15712.5 \text{ daN/m}^2 \text{ pour les murs 2 et 3}$$

$$\sigma_1=1571.25/0.2= 7856.25 \text{ daN/m}^2 \text{ pour le mur 1.}$$

Les planchers voisins s'appuyant sur les voiles engendrent des contraintes qui ont une distribution triangulaire jusqu'à une profondeur ht (ht=épaisseur du plancher ) d'après le DTU 23.1.



Le schéma de répartition des contraintes est donné par la figure précédente .

➤ Mur 1

Pour les charges dues à la terrasse du bâtiment on a :

$$G= 597 \text{ daN/m}^2 ; q=150 \text{ daN/m}^2 \text{ donc}$$

$$p_{\text{elu}}=1.35*597+150*1.5=1030.95 \text{ daN/m}^2.$$

Par conséquent la charge linéique sera  $P=1030.95*4/2=2061.9 \text{ daN/m}$

En considérant la répartition triangulaire, les contraintes :

$$\sigma_{\text{min}}=0$$

$$\sigma_{\text{max}}=2*2061.25/0.15=27492 \text{ daN/m}^2.$$

$$\text{Ainsi } \sigma_{\text{moyen}}=(27492+0)/2=13746 \text{ daN/m}^2.$$

*Plancher courant :*

$$p=1.35*g+1.5q \text{ avec } g=485 \text{ daN/m}^2; q=150 \text{ daN/m}^2$$

$$p=1.35*485+1.5*150= 879.75 \text{ daN/m}^2$$

La charge linéique sera alors par les surfaces tributaires :

$$P= 879.75*4/2= 1795.5 \text{ daN/m}$$

$$\sigma_{\text{min}}=0$$

$$\sigma_{\text{max}}=1795.5*2/0.15=23460 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moyen}}=11730 \text{ daN/m}^2$$

➤ mur 2

La terrasse a une charge pondérée à l'elu égale à  $p=1030.95 \text{ daN/m}^2$  comme précédemment. En faisant la répartition, cela va donner une charge linéique  $P=1030.95*2/2=1030.95 \text{ daN/m}$

$$\sigma_{\min}=0$$

$$\sigma_{\max}=1030.95*2/0.15=13746 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moyen}}=(13746+0)/2=6873 \text{ daN/m}^2$$

Le plancher courant aura toujours une charge surfacique pondérée  $p=879.5 \text{ daN/m}^2$ .

La charge linéaire sur le mur sera alors  $P=879.5*2/2=879.5 \text{ daN/m}$ .

$$\sigma_{\min}=0$$

$$\sigma_{\max}=875.9*2/0.15=11678 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moyen}}=5886 \text{ daN/m}^2$$

• mur 3 (aura à supporter les balcons )

La terrasse a une charge permanente  $g=647 \text{ daN/m}^2$  et une charge d'exploitation  $q=150 \text{ daN/m}^2$ .

$$p=1.35*647+1.5*350=1398.45 \text{ daN/m}^2$$

La charge linéaire vaut :

$$P=1398.45*1.5=2097.675 \text{ daN/m}$$

Les contraintes ainsi engendrées seront :

$$\sigma_{\max}=2*2097.675/0.15=27969 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{\min}=0$$

$$\sigma_{\text{moyen}}=(27969+0)/2=13984.5 \text{ daN/m}^2$$

Les balcons courants ont des charges permanentes et d'exploitation respectivement égales à :

$$g=485 \text{ daN/m}^2$$

$$q=350 \text{ daN/m}^2$$

Donc la charge pondérée surfacique sera

$$p=1.35*485+1.5*350=1179.75 \text{ daN/m}^2$$

$$\text{La charge linéique } P=1.5*1179.75=1769.25 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{\min}=0$$

$$\sigma_{\max}=1769.5*2/0.15=23593.3 \text{ daN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{moyen}}=11797 \text{ daN/m}^2$$

#### a-2) Contraintes dues aux poids propres des murs au dessus :

Puisque le mur inférieur (du rez de chaussée ) est le plus défavorable du point de vue contraintes, évaluons les contraintes dues aux murs supérieurs sur le mur inférieur .

La masse volumique du béton étant de  $2500 \text{ daN/m}^3$ . Les murs supérieurs ayant une hauteur totale de 26.33 m, on obtient, en supposant que les contraintes sont uniformes sur les murs :

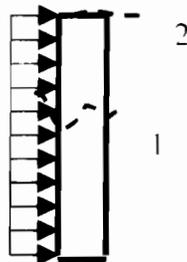
$$\checkmark \text{ A la partie supérieure } \sigma=2500*26.33= 68625 \text{ daN/m}^2$$

$$\checkmark \text{ A la mi-hauteur } \sigma=2500*(26.33+3.06/2)= 69650 \text{ daN/m}^2$$

#### **IX-2- b Contraintes dues aux efforts horizontaux :**

La répartition des efforts horizontaux étant supposée uniforme, on aura :

Dans les murs 1 et 3



$$R1=28140 \text{ daN soit}$$

$$r_3 = r_1 = 1069 \text{ daN/m}$$

En appelant (1) la section au milieu et (2) celle en partie supérieure du mur, évaluons les moments de flexion en ces zones.

$$M(1) = 1069 * 3.06 * 3.06 / 8 = 1216 \text{ daN.m.}$$

$$M(2) = 0$$

De même, dans le mur 2 on a  $r_2 = 1533 \text{ daN/m}$

$$M(1) = 1533 * 3.06 * 3.06 / 8 = 1794 \text{ daN.m}$$

$$M(2) = 0$$

Les inerties  $I_i$  des murs sont :

$$I_1 = 3^3 * 0.2 / 12 = 0.45 \text{ m}^4$$

$$I_2 = I_3 = 2^3 * 0.2 / 12 = 0.133 \text{ m}^4$$

$$v_1 = 3/2 = 1.5 \text{ m}$$

$$v_2 = v_3 = 3/2 = 1.5 \text{ m}$$

les contraintes engendrées par ces moments seront :

$$\begin{aligned} \text{❖ Pour le mur 1} \quad \sigma(1) &= M(1) * v_1 / I_1 \\ &= 1216 * 1.5 / 0.45 \\ &= 4053 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 0.04 \text{ Mpa} \\ \sigma(2) &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ Pour le mur 2} \quad \sigma(1) &= M(1) * v_1 / I_1 \\ &= 1794 * 1 / 0.133 \\ &= 13488 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 0.13 \text{ Mpa} \\ \sigma(2) &= 0 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{❖ Pour le mur 3} \quad \sigma(1) &= M(1) * v_1 / I_1 \\ &= 1216 * 1 / 0.133 \end{aligned}$$

$$=9143 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 0.09 \text{ Mpa}$$

### c) Contraintes totales :

Ce sont les contraintes dues aux efforts verticaux et horizontaux combinés.

$\sigma_{\text{totale}} = \sigma_v \pm \sigma_h$  avec  $\sigma_v =$  contraintes dues aux efforts verticaux

$\sigma_h =$  contraintes dues aux efforts horizontaux

$$\sigma_v = \sigma(\text{terrasse}) + 7 * \sigma(\text{plancher courant}) + \sigma(\text{poids}) + \sigma(\text{dalle ascenseur})$$

Ainsi, on aura :

❖ pour le mur 1

$$\sigma_v(2) = 13746 + 7 * 11730 + 7854 + 68625$$

$$= 172325 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 1.72 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_v(1) = 13746 + 7 * 11730 + 7854 + 69650$$

$$= 173360 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 1.73 \text{ Mpa}$$

❖ Pour le mur 2

$$\sigma_v(2) = 6873 + 7 * 5886 + 15712.5 + 68625$$

$$= 13241 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 1.32 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_v(1) = 6873 + 7 * 5886 + 15712.5 + 69650$$

$$= 133437 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 1.33 \text{ Mpa}$$

❖ Pour le mur 3

$$\sigma_v(2) = 15712.5 + 13984 + 7 * 11787 + 68625$$

$$= 180130.5 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 1.8 \text{ Mpa}$$

$$= 15712.5 + 13984 + 7 * 11787 + 69650$$

$$= 181855 \text{ daN/m}^2 \text{ soit } 1.82 \text{ Mpa}$$

Dans la section 1 (à mi-hauteur) des murs, les répartitions des contraintes sont trapézoïdales. Tandis que pour la section 2 (partie supérieure) des murs, les

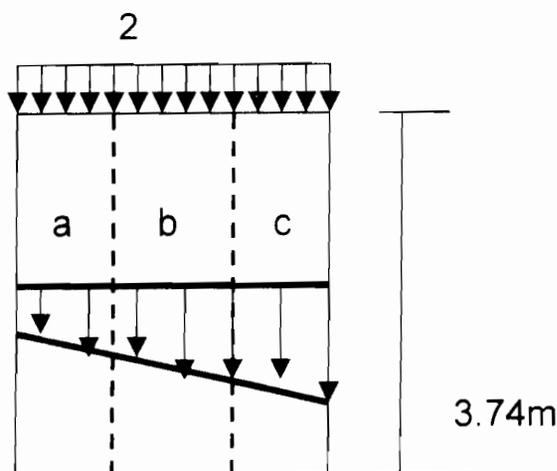
répartitions sont rectangulaires, dans la mesure où les contraintes dues aux efforts horizontaux sont nulles.

Ainsi, pour les différents murs on aura :

- ❖ Mur 1  $\sigma_{\max}(1) = 1.73 + 0.04 = 1.77 \text{ Mpa}$   
 $\sigma_{\min}(1) = 1.73 - 0.04 = 1.69 \text{ Mpa}$   
 $\sigma(2) = 1.72 \text{ Mpa}$
- ❖ Mur 2  $\sigma_{\max}(1) = 1.33 + 0.13 = 1.43 \text{ Mpa}$   
 $\sigma_{\min}(1) = 1.33 - 0.13 = 1.2 \text{ Mpa}$   
 $\sigma(2) = 1.32 \text{ Mpa}$
- ❖ Mur 3  $\sigma_{\max}(1) = 1.82 + 0.09 = 1.91 \text{ Mpa}$   
 $\sigma_{\min}(1) = 1.82 - 0.09 = 1.73 \text{ Mpa}$   
 $\sigma(2) = 1.8 \text{ Mpa}$

### **IX-3- Dimensionnement des différents refends :**

#### **IX-3-a Mur 1**



D'après le DTU 23.1, on considère des tranches de largeur  $d$ .

Pour notre cas une largeur  $d=1\text{ m}$  est considérée

Commençons par la tranche  $c$  dans le dimensionnement

1- calcul de la longueur de flambement  $l_f$

$$l_f = 0.8 * 3.74 \\ = 2.99 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{2- calcul de la valeur } v_{u0} &= \frac{65}{135 + 3.6 * (l_f / a)^2} \\ &= 65 / (135 + 3.6 * (2.99 / 0.2)^2) \\ &= 0.072 \end{aligned}$$

3- calcul de la valeur de  $v_u = \frac{k * N_{ul}}{B_r * f_{c28}}$

$$N_{ul} = (1.77 + 1.74) * 0.2 * 1/2 \\ = 0.351 \text{ MN}$$

$$B_r = (0.2 - 0.02) * 1 \\ = 0.18 \text{ m}^2$$

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

$$\begin{aligned} \text{Ainsi, } v_u &= 0.351 / (25 * 0.18) \\ &= 0.078 \end{aligned}$$

$v_u > v_{u0}$  il faut prévoir des armatures .

a-1) détermination des armatures verticales

$$\begin{aligned} \beta &= 0.85 / \alpha \text{ avec } \alpha = 0.6 * \left( \frac{50}{\lambda} \right) \text{ avec } \lambda = l_f * \frac{\sqrt{12}}{a} = 2.99 * \frac{\sqrt{12}}{0.2} = 51.78 > 50 \\ &= 0.56 \end{aligned}$$

donc  $\beta = 1.52$ .

$$A_s = \frac{1.3}{f_c} \left( \beta N_{ul} - \frac{B \cdot f_{br}}{0.9} \right)$$

$$= 1.3/400 * (1.52 * 0.351 - 0.18 * 14.2 / 0.9) = 0$$

Il faudra prévoir des armatures verticales minimales.

$$\frac{A_{v, \min}}{ud} = \text{Max} \left( 0.001 ; 0.0012 \cdot \rho \left( 3 \frac{N_{ul}}{N_{v, \min}} - 1 \right) \right)$$

$$= 0.001 \text{ d'où } A_{\min} = 0.001 * 0.2 * 1$$

$$= 2 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 = 2 \text{ cm}^2$$

Puisque cette valeur est la section d'armature minimale à mettre, et que la distance entre les barres doit au plus être égale à  $\min(2 \cdot a ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$ . Choisissons 6 HA 8 en disposant 3 dans chaque face.

$$A_s = 6.79 \text{ cm}^2$$

Les autres bandes étant moins sollicitées, leurs sections d'armature s'obtiendront en appliquant aussi la condition de non fragilité. Donc on prend les 6 HA 8 pour chacune d'elles.

Finalement, on aura 18 HA 8 dans tout le mur, avec 9 HA8 dans chaque face.

#### a-2) Armatures horizontales

En appelant  $A_{h, \min}$  la section d'armature minimale par mètre :

$$\frac{A_{h, \min}}{ud} = \text{Max} \left[ 0.001 ; \frac{2}{3} \frac{A_s}{ud} \right] = 0.00226, \text{ donc}$$

$$A_{h, \min} = 0.00226 * 20 * 100 = 4.52 \text{ cm}^2$$

On peut choisir aussi 6 HA 8 par mètre de hauteur de mur en disposant 3 HA 8 dans chaque face.

La distance entre 2 armatures consécutives sera ainsi de 33 cm.

En somme, on aura au total 22 armatures de HA 8 sur tout le mur, disposées horizontalement, avec 11 HA 8 par face.

**IX-3-b Mur 3 :**

Les valeurs de la longueur de flambement et de  $v_{u0}$  ne changent pas.

$$N_{u1} = (1.91 + 1.85) * 0.2 * 0.1 / 2$$

$$= 0.376 \text{ MN}$$

$$v_u = 0.376 / (25 * 0.18)$$

$$= 0.083.$$

$v_u > v_{u0}$  des armatures sont nécessaires.

**b-1) Armatures verticales**

$$A_v > 1.3 / 400 (1.52 * 0.376 - 14.2 * 0.18 / 0.9) < 0$$

Il faudra prévoir des armatures au moins égales à  $A_{vmin}$

Par analogie à ce qui a été fait pour le mur 1, on dispose dans chaque bande de 1 m 6 HA 8 dont 3 dans chaque face.

Au total, 12 HA 8 seront disposées verticalement.

La distance entre deux armatures voisines sera alors de l'ordre de 33 cm.

$$A_v = 6.79 \text{ cm}^2.$$

**b-2) Armatures horizontales**

Comme pour le mur précédent on va considérer la section minimale  $A_{hmin}$ .

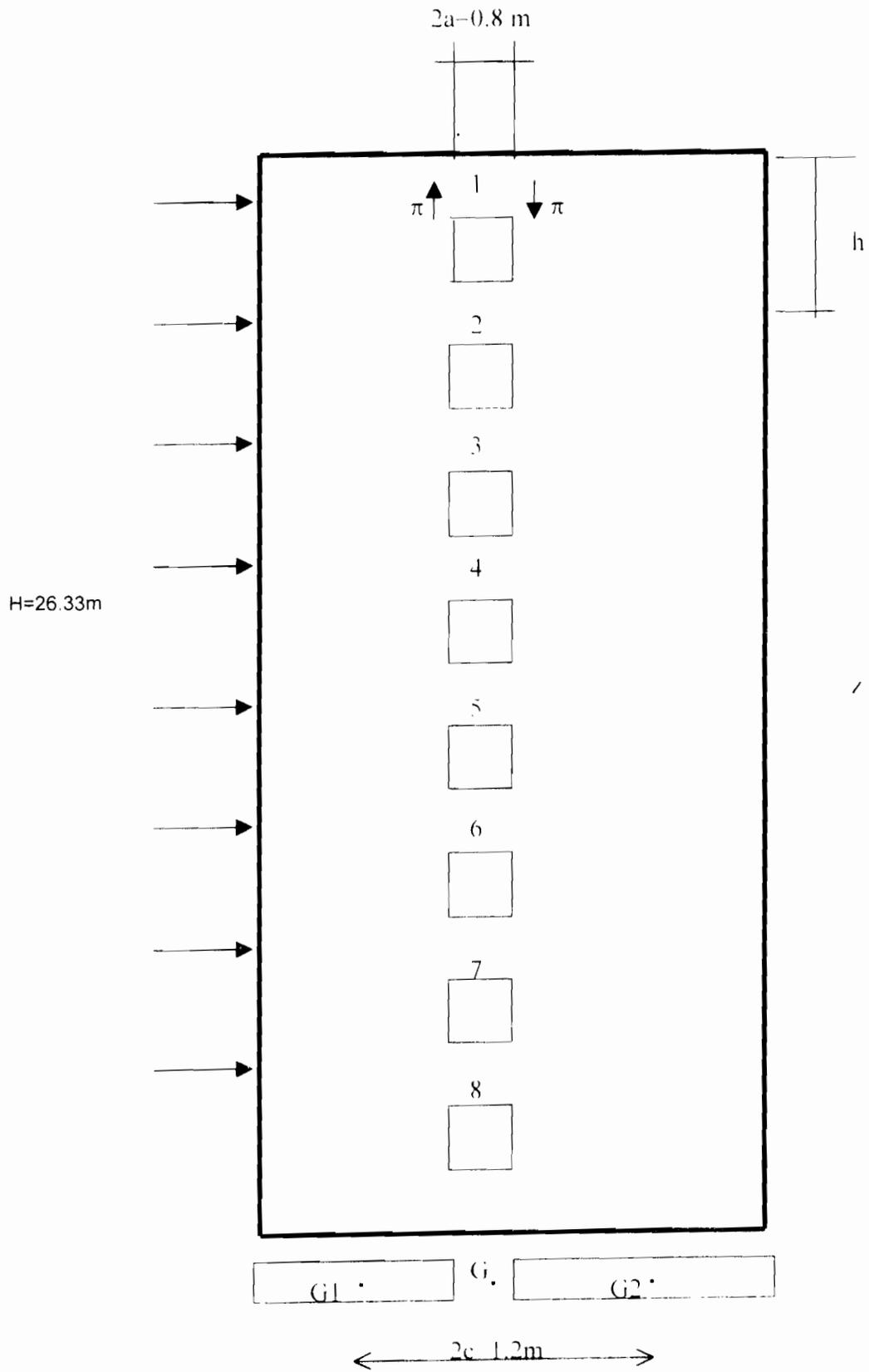
$$\frac{A_{hmin}}{ad} = \text{Max} \left[ 0.001; \frac{2}{3} \frac{A_v}{ad} \right] = 0.00226$$

$$A_{hmin} = 4.52 \text{ cm}^2$$

Comme précédemment on prend 6 HA 8 par mètre de hauteur de mur soit 22 barres sur toute la hauteur du mur.

**IX-3-c Mur 2 :**

Le mur 2 a une certaine spécificité, dans la mesure où il comporte des ouvertures. Dans l'annale N°49 de l'ITBTP de Albigés et Goulet, des règles de calcul ont été établies pour évaluer les contraintes dans les linteaux qui sont des zones de concentration de contraintes .



c-1) Catégorie d'ouvertures pour le mur

Pour savoir la catégorie d'ouverture du mur, on évalue la quantité

$$\alpha = Z \sqrt{3 \frac{E'}{E} \frac{I}{I_1 + I_2} \frac{i}{m} \frac{c}{a^3 h}} \quad \text{avec :}$$

$E$  = module de Young du béton du mur

$E'$  = module de Young du linteau

$h$  = hauteur d'une étage

$I_1$  = inertie de la partie de refend situé à gauche des ouvertures

$I_2$  = inertie de la partie du refend situé à droite des ouvertures

$2c$  = distance entre les centre de gravité des 2 sections de mur

$2a$  = largeur des ouvertures

$I$  = inertie totale du refend.

$m$  = moment statique du refend par rapport au centre de gravité de l'ensemble .

$i$  = inertie du linteau par rapport à son centre.

$i = bh^3/12$      $h$  = hauteur linteau = hauteur étage - hauteur porte

$$i = 0.2 * (3.06 - 2.1)^3 / 12 = 0.0147$$

$$= 0.0147$$

$$I_2 = I_1 = 0.2 * 0.6^3 / 12 = 3.6 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$2c = 1.2 \text{ m}$$

$$2a = 0.8 \text{ m}$$

$$m = \frac{2c}{\left(\frac{1}{\Omega_1} + \frac{1}{\Omega_2}\right)} \quad m = 0.072 \text{ m}^3$$

où -  $\Omega_1$  = surface de la partie pleine située à gauche des ouvertures

-  $\Omega_2$  = surface de l'élément de refend situé à droite des ouvertures.

$$\Omega_1 = \Omega_2 = 0.2 * 0.6 = 0.12 \text{ m}^2$$

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

$$= 2 * 3.6 \cdot 10^{-3} + 1.2 * 0.072$$

$$=0.0936\text{m}^4$$

$$\text{Ainsi } \alpha = 26.33 * \sqrt{\frac{3 * 0.0936 * 0.0177 * 0.7}{2 * 3.6 * 10^{-3} * 0.084 * 0.4 * 3.06}}$$

$\alpha = 429.77 > 10$  donc les ouvertures sont de faibles dimensions. L'effet des linteaux ne sera que local, et le mur se dimensionne comme les murs pleins, avec des dispositions particulières pour les linteaux.

L'effort tranchant dans un linteau est donné par la formule

$$\pi = (1 - \beta) H_0 m h / l$$

avec  $\beta = z/Z$ , où  $z$  = hauteur de la ligne neutre du linteau

$Z$  = hauteur total du mur

Les moments d'encastrement aux extrémités des linteaux seront :

$M = \pm \pi a$ , où  $a$  = demi largeur de l'ouverture.

### c-2- Dimensionnement des refends

La procédure de dimensionnement des parties de refends pleins sera la même que celle des chapitres précédents, idem pour le ferrailage.

### c-3- Dimensionnement des linteaux

En plus des efforts tranchants et des moments fléchissant d'encastrement précédemment calculés, le linteau sera soumis à son poids propre ainsi qu'à la charge de la dalle qu'il supporte. Ayant une épaisseur de  $h_l = 0.97\text{m}$ , et sachant que la masse volumique du béton vaut  $2500 \text{ daN/m}^3$ , la charge linéaire pondérée du poids propre est :

$$P = 0.97 * 0.2 * 2500 * 1.35$$

$$= 654.75 \text{ daN/m.}$$

Pour le linteau situé juste en dessous de la terrasse, la charge due à cette dernière sera comme précédemment calculée dans l'évaluation des contraintes au niveau des murs : on obtient  $p = 1039.65 \text{ daN/m}$ .

Pour les autres linteaux, cette charge est égale à

$$p=879.5 \text{ daN/m}$$

Ainsi, les charges de pesanteur s'établissent comme suit :

- Pour le premier linteau en dessous de la terrasse

$$P_{\text{total}}=1039.65+654.75$$

$$=1694.4 \text{ daN/m}$$

- Pour les autres linteaux on aura

$$P_{\text{total}}=879.5+654.75$$

$$= 1614025 \text{ daN/m}$$

L'évaluation des différentes sollicitations se résumant sur le tableau suivant :

**Tableau VII: sollicitation dans les linteaux**

N° i linteau	z <sub>i</sub>	β <sub>i</sub>	π <sub>i</sub> (daN)	Mencas(daN.m)	Mitravée daN.m
1	25,845	0,98157995	1531,49026	612,5961051	135,552
2	22,785	0,8653627	11194,0886	4477,635448	129,14
3	19,725	0,74914546	20856,687	8342,674792	129,14
4	16,665	0,63292822	30519,2853	12207,71413	129,14
5	13,605	0,51671098	40181,8837	16072,75348	129,14
6	10,545	0,40049373	49844,4821	19937,79282	129,14
7	7,485	0,28427649	59507,0804	23802,83216	129,14
8	4,425	0,16805925	69169,6788	27667,87151	129,14

Le dimensionnement de ces linteaux s'effectuera comme des poutres.

*Armatures longitudinales d'encastrement :*

La section de béton est :  $B=b \cdot h$

$$= 0.2 \cdot 0.97$$

$$= 0.194 \text{ m}^2$$

$$d=0.9 \cdot h=0.9 \cdot 0.97=0.873 \text{ m}$$

Les résultats sont établis sous forme de tableau à la page suivante.

**Tableau VIII: armatures d'encastrement des linteaux du voile**

N° linteau i	Mom encas	$\mu$	$\alpha$	As (m2)	As(cm2)
1	612,59	0,002830239	0,003542819	7,72973E-05	0,772972835
2	4477,64	0,02068723	0,026132194	0,000570153	5,701526338
3	8342,67	0,038544129	0,049146305	0,001072275	10,72274872
4	12207,77	0,056401352	0,07261061	0,001584219	15,84219443
5	16072,71	0,074257835	0,096551143	0,002106554	21,06554375
6	19937,79	0,092114965	0,121000117	0,002639982	26,39982493
7	23802,83	0,10997191	0,145990135	0,003185215	31,85215105
8	27667,87	0,127828855	0,171559075	0,003743079	37,43078651

Armatures de travées :

Les moments de travées sont très petits devant les moments d'encastrement .  
Donc les armatures d'encastrement suffisent pour équilibrer ces moments. Elles seront disposées sur tout le long du linteau.

Effort tranchant :

Les efforts tranchants seront calculés comme des poutres ordinaires soumises à la flexion simple.

Si  $V_u$  est l'effort tranchant ultime, calculons d'abord la contrainte de cisaillement correspondant, en appliquant la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

On devra vérifier si celle-ci dépasse la contrainte limite fixée par la réglementation, à savoir  $\tau_{u\max} = \max(0.13f_{cj} ; 4 \text{ Mpa})$ .

Pour notre cas, comme le tableau ci dessous l'attestera, toutes les contraintes de cisaillement sont inférieures à ce plafond .

Détermination des armatures transversales :

Deux paramètres seront à déterminer, à savoir la section d'armature transversale notée  $A_t$  et l'espacement de ces armatures  $s_t$ .

En général, la section  $A_t$  est fixée par la formule générale :

$$\frac{At}{b0St} \geq \frac{\pi l - 0.3 * k * ftj}{0.8 * fe * (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

on détermine st :

ftj=résistance en traction du béton

$$= 2.1 \text{ Mpa}$$

α=angle des barres transversales avec l'horizontal = 90°

k=coefficient étant égal à 1 en flexion simple

Ainsi, la formule devient :

$$\frac{At}{b0St} \geq \frac{\pi l - 0.63}{0.8 * fe}$$

D'autre part, la condition de section minimale dit que :

$$\frac{At * fe}{b0st} \geq \text{Max}(\pi l / 2; 0.4 \text{ Mpa})$$

La condition la plus défavorable de ces deux relations donne le rapport At/St .

Le tableau qui suit donnera le rapport At/St pour les linteaux.

Les plans donneront la répartition des armatures dans les différents linteaux.

**Tableau IX: détermination du rapport At/st**

N° linteau	V (daN)	τ (Mpa)	At/st
1	1531,49	0,0877142	0,0002
2	11194,08	0,64112715	0,00044102
3	20856,687	1,19454107	0,00217044
4	30519,28	1,74795418	0,00389986
5	40181,88	2,3013677	0,00562927
6	49844,48	2,85478121	0,00735869
7	59507,07	2,27212944	0,0055379
8	69169,6	2,64106911	0,00669084

**X- CALCUL DES PLANCHERS :**

Les planchers ont un double rôle :

- ✓ la transmission des différentes charges permanentes et d'exploitation aux poteaux ;

- ✓ une isolation acoustique et thermique des différentes pièces .

Pour ce projet deux types de planchers ont été choisis :

Un système de plancher à poutrelles préfabriquées avec des entrevous, combiné à des poutres principales .Ce système a été choisi pour tous les planchers courants en dehors des balcons .

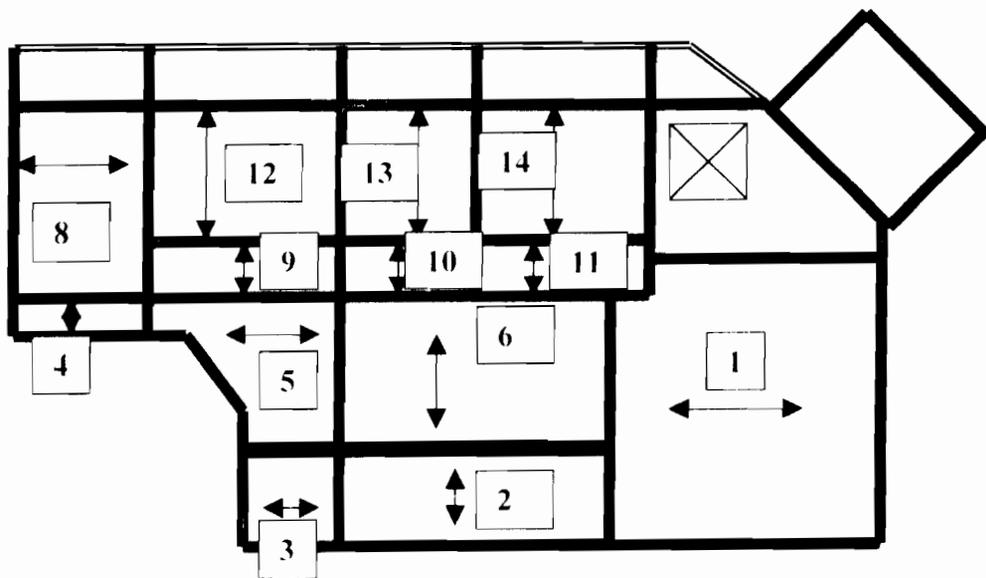
Un système de dalle pleine coulée sur place en béton armé avec des poutres principales et secondaires .Ce système a été choisi pour les balcons , le parking, le radier et la rampe d'accès au sous-sol.

Leurs méthodes de dimensionnement sont quasiment identiques .

### X-1 Dimensionnement de plancher avec poutrelles et entrevous :

La méthode consiste à diviser les planchers en des zones délimitées par les poutres principales, et à faire le calcul des poutrelles pour chaque zone.

En guise d'illustration, prenons le plancher de la terrasse . Son plan de coffrage s'établit comme suit :



Legende

← → sens de portée des poutrelles

i

Numéro des zones délimitées

Pour la terrasse, la charge surfacique permanente est  $G=465 \text{ daN/m}^2$  et la charge d'exploitation est de  $Q=150 \text{ daN/m}^2$ .

Ainsi, la charge pondérée à l'elu vaut :

$$P=1.35*465+1.5*150$$

$$=852.75 \text{ daN/m}^2$$

Les poutrelles ont des entraxes de 0.6 m ( longueur des entrevous ), leur portée dans la zone 1 est de 5 m.

En faisant la répartition des charges sur les poutrelles par la méthode des surfaces tributaires, le chargement linéaire sera :

$$p=0.6*852.75$$

$$=511.65 \text{ daN/m}$$

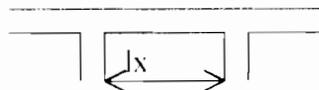
Le moment maximal en mi- travée vaut :

$$M = \frac{pl^2}{8}$$

$$=511.65*5^2/8$$

$$=1598.9 \text{ daN.m} \text{ soit } M=0.016 \text{ MN.m}$$

Les poutrelles sont dimensionnées comme des section en T ; l'épaisseur de la table de compression est de 5 cm ; la poutrelle a une largeur  $b_0=12 \text{ cm}$  ; tandis que la demi largeur  $b_1$  de la table sera  $\min(l_x/2 ; l_y/10)$



L'entraxe étant de 0.6 m donc  $l_x=0.6-0.12=0.48 \text{ m}$  ;

$l_x/2=0.24 \text{ m}$  ; puisque presque toutes les portées de poutrelles sont supérieures à 2.40 m alors  $l_y/10 \geq l_x/2$  .

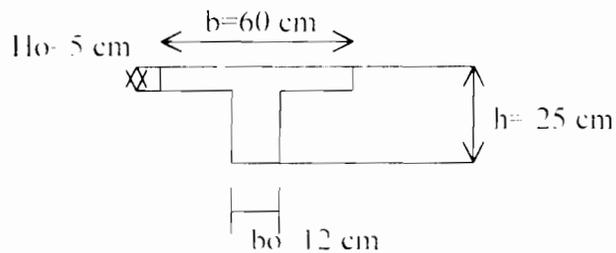
Finalement  $b_1=l_x/2=0.24 \text{ m}$

La largeur de la table sera alors  $b=b_0+2b_1$

$$=0.48+0.12$$

$$=0.6 \text{ m.}$$

La poutrelle à dimensionner se présente comme suit :



$$\begin{aligned} \text{Le moment de table sera } M_{tu} &= bh_0 \left( d - \frac{h_0}{2} \right) f_{bu} \\ &= 0.6 * 0.05 * (0.9 * 0.25 - 0.05/2) * 14.2 \\ &= 0.0852 \text{ MN.m} \geq 0.016 \text{ MN.m} \end{aligned}$$

Donc la table seule suffit pour équilibrer le moment ultime .Le dimensionnement s'effectue comme pour une section rectangulaire de hauteur  $h=25 \text{ cm}$  et de largeur  $b=0.6 \text{ m}$  .

$$\begin{aligned} \mu_{bu} &= \frac{M_u}{b d^2 f_{bu}} \\ &= \frac{0.016}{0.6 * 0.225^2 * 14.2} \\ &= 0.0370 < 0.48 \end{aligned}$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * 0.037})$$

$$\rho_s = \frac{0.8 \alpha b d f_{bu}}{f_c}$$

$$\begin{aligned} A_s &= (0.8 * 0.047 * 0.6 * 0.225 * 14.2) / 348 \\ &= 2.07 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 2.07 \text{ cm}^2 . \end{aligned}$$

condition de non fragilité :

$$\rho > \frac{0.23 f_u}{f_c} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{B} \quad f_u = 0.06 * f_{cj} + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa}$$

$$B=b*d=0.6*0.225=0.135 \text{ m}^2 .$$

$$\rho > \frac{0.23f_t}{f_c} \text{ donc } A_s > \frac{0.23*0.135*2.1}{400} = 1.610^{-4} \text{ m}^2 \text{ soit } 1.6 \text{ cm}^2$$

Pour les autres zones les résultats sont mis sur cette feuille de calcul Excel

**Tableau X: Calcul des sections d'armature des poutrelles au niveau de la terrasse**

N° zone	portée(m)	moment(MN,m)	$\mu$	$\alpha$	As
1	5	0.016	0.037	0.047	2.082
2	3.5	0.008	0.018	0.023	1.600
3	1	0.001	0.001	0.002	1.600
4	1.5	0.001	0.003	0.004	1.600
5	3.5	0.008	0.018	0.023	1.600
6	3.5	0.008	0.018	0.023	1.600
7	3.3	0.007	0.016	0.020	1.600
8	1.5	0.001	0.003	0.004	1.600
9	1.5	0.001	0.003	0.004	1.600
10	1.5	0.001	0.003	0.004	1.600
11	4.1	0.011	0.025	0.032	1.600
12	4.1	0.011	0.025	0.032	1.600
13	4.1	0.011	0.025	0.032	1.600

### Effort tranchant

$$V_u = \frac{pl}{2} = \frac{511.65*5}{2}$$

$$= 1279.12 \text{ daN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{1279.125}{0.6*0.225} * 10^{-5}$$

$$= 0.09 \text{ Mpa} \text{ or } \frac{A_s}{b s_{0.5}} \geq \frac{\tau_u - 0.5}{0.5 f_c} \text{ pour la flexion simple et en fissuration non}$$

préjudiciable avec des armatures droites. Puisque la quantité  $\frac{\tau_u - 0.5}{0.5 f_c} < 0$ , la mise

en place d'armature transversales n'est pas nécessaire .

Pour les autres planchers, la même procédure est suivie pour déterminer les armatures dans les poutrelles. A noter que sur l'exemple considéré précédemment, tous les planchers sont de type 20+5. Ce qui n'est pas le cas pour les planchers des autres niveaux, sinon ce ne serait pas économique.

## X-2 Dimensionnement des dalles pleines:

Comme précédemment dit, les balcons, la terrasse de la cage d'ascenseur et le radier sont des dalles pleines coulées en béton armé.

### X-2 a Calcul des balcons

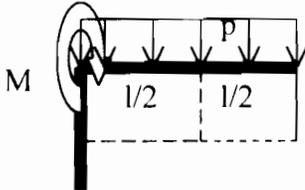
Ici aussi les balcons du plancher courant sont pris en guise d'illustration. La méthode sera valable pour les balcons des autres planchers .

Les planchers courants ont des balcons qui sont en porte à faux de 1.5 m .

Ceci entraînera des moments négatifs sur toute la dalle. Il n'y aura donc que des armatures supérieures.

#### Calcul des armatures dans le balcon

En considérant des bandes de dalles de 1 m de largeur, le moment d'appui est calculé comme pour une poutre en porte à faux :



$$M = \frac{pl^2}{2}$$

Pour le balcon, la charge permanente surfacique est toujours égale à  $G=485 \text{ daN/m}^2$ , tandis que la charge d'exploitation est  $Q=350 \text{ daN/m}^2$ .

Ce qui donne une charge pondérée  $P=1.35*485+1.5*350$   
 $=1179.75 \text{ daN/m}^2$

La charge linéique sur une bande de largeur 1 m sera aussi

$$p=1179.7 \text{ daN/m}$$

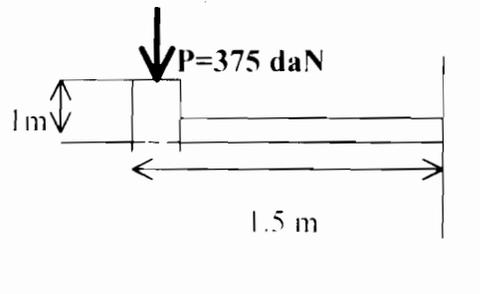
le moment au niveau de l'appui causé par cette charge est alors :

$$M = \frac{1179.75 * 1.5 * 1.5}{2}$$

$$=1327.2 \text{ daN.m/m}$$

Le garde fou a une épaisseur de 0.15 m et provoque une charge concentrée à l'extrémité de chaque bande de 1m

$$P = 0.15 \cdot 1 \cdot 2500 = 375 \text{ daN}$$



Donc cette charge va créer un moment :

$$\begin{aligned} M &= P \cdot l \\ &= 375 \cdot 1.5 \\ &= 562.5 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

Finalement, le moment ultime total sera :

$$\begin{aligned} M_u &= 562.5 + 1327.2 \\ &= 1889.7 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

$$\mu_u = \frac{M}{b d^2 f_{bu}}$$

$$\frac{1889.7 \cdot 10^5}{1 \cdot 0.135^2 \cdot 14.2}$$

$$= 0.073$$

$$\alpha = 1.25 \left( 1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right)$$

$$= 0.095$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_c}$$

$$\frac{0.8 \cdot 0.095 \cdot 1 \cdot 0.135 \cdot 14.2}{400}$$

$$1.15$$

$A_s = 4.1 \text{ cm}^2/\text{m}$  donc 4 EA 12 m soit  $A_s = 4.59 \text{ cm}^2$  convient bien.

### -Armatures de répartition :

Les armatures de répartition constituent un pourcentage des armatures principales, de l'ordre de 33% (A/3). Puisque la section d'armatures principale est  $A_s=4.52 \text{ cm}^2$  alors  $A_s/3=1.53 \text{ cm}^2$  donc 3 HA8 conviennent par mètre de largeur de balcon comme aciers de répartition. Ce qui donne 5 $\phi$ 8 sur tout le balcon comme aciers de répartition.

Pour le schéma du ferrailage, se référer aux annexes.

### -Dimensionnement du garde fou du balcon

C'est un mur encastré dans la dalle du balcon, qui est soumis à un moment de flexion dû à la poussée des usagers qui s'y appuient.

Pour être dans la sécurité une charge d'exploitation égale à celle du balcon sera prise en compte .

$$\begin{aligned} P &= 1.5 * q \\ &= 1.5 * 100 \\ &= 350 \text{ daN/m}^2 \end{aligned}$$

Comme pour la dalle du balcon, en prenant des bande de 1 m de largeur, la charge linéique sera  $p=350 \text{ daN/m}$ , et le moment fléchissant donne

$$\begin{aligned} M &= p * l^2 / 2 \\ &= 350 * 1^2 / 2 \\ &= 175 \text{ daN.m} \end{aligned}$$

$$h = 15 \text{ cm}$$

$$d = 13.5 \text{ cm}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$f_{bu} = 14.2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M}{bd^2 f_{bu}}$$

$$= \frac{262.5 \cdot 10^3}{1 \cdot 0.135 \cdot 14.2}$$

$$= 0.01 < 0.48$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu})$$

$$\alpha = 1.25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0.01})$$

$$= 0.012 < 0.259$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot \alpha \cdot b \cdot d \cdot f_{bu}}{f_e \cdot \gamma_s}$$

$$A_s = \frac{0.8 \cdot 0.012 \cdot 1 \cdot 0.135 \cdot 14.2}{400 \cdot 1.15}$$

$$= 5.6 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2 \text{ soit } 0.56 \text{ cm}^2/\text{m}$$

condition de non fragilité

$$\rho > \frac{0.23 f_{ti}}{f_c} \text{ avec } \rho = \frac{A_s}{B} \quad f_{ti} = 0.06 \cdot f_c + 0.6 = 2.1 \text{ Mpa} \quad B = 0.15 \cdot 1 = 0.15 \text{ m}^2$$

$$\rho > 1.2 \cdot 10^{-3} \Rightarrow A_s > 1.8 \cdot 10^{-4} \text{ cm}^2$$

Finalement on prend 4 $\phi$ 8 soit  $A_s = 2.01 \text{ cm}^2/\text{m}$

Les aciers de répartition seront  $A_r = A_s/3 = 0.67 \text{ cm}^2/\text{m}$ .

Donc 3  $\phi$ 6 /m soit  $A_r = 0.85 \text{ cm}^2$  suffisent comme aciers de répartition .

### X-2-b Calcul de la terrasse de la cage d'ascenseur :

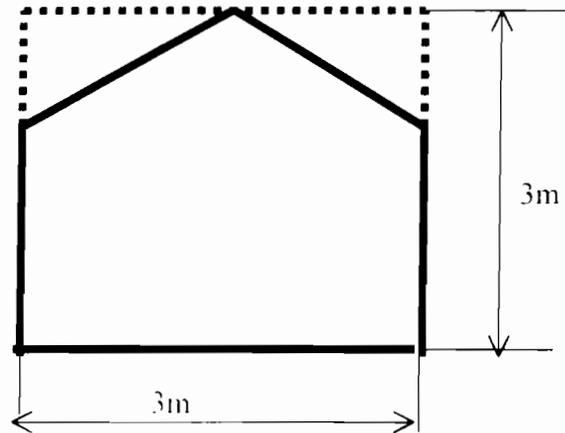
La terrasse de la cage d'ascenseur doit supporter, en plus de son poids propre, les charges permanente et d'exploitation de l'ascenseur proprement dit .

L'épaisseur de la dalle étant de 15 cm, elle aura un poids propre  $G1 = 0.15 \cdot 2500 = 375 \text{ daN/m}^2$ . L'ascenseur a un poids propre  $G2$  estimé à  $400 \text{ daN/m}^2$ , tandis que sa charge d'exploitation est  $Q = 350 \text{ daN/m}^2$ .

La charge pondérée à l'elu dans la dalle donne:  $P_u = 1.35 \cdot (G1 + G2) + 1.5 \cdot Q$

$$\text{Soit } P_u = 1.35 \cdot (375 + 400) + 1.5 \cdot 350 = 1571.25 \text{ daN/m}^2$$

La cage n'étant pas parfaitement rectangulaire, on prend le rectangle circonscrit à la cage de manière approchée pour faire les calculs.



$$\rho = I_x/I_y = 1 \quad \Rightarrow \quad \mu_x = 0.0396 \text{ et } \mu_y = 1$$

$$\begin{aligned} M_x &= \mu_x * P * l_x^2 \\ &= 0.0396 * 1571.25 * 3^2 \\ &= 600 \text{ daN.m/m} \end{aligned}$$

$$M_y = M_x = 600 \text{ daN.m/m}$$

⇒ Dalle encastrée dans son contour sans continuité

$$\text{Moment en travée suivant } x = 0.85 * M_x = 510 \text{ daN.m/m}$$

$$\text{Moment en travée suivant } y = 0.85 * M_y = 510 \text{ daN.m/m}$$

$$\text{Moment d'encastrement} = -0.4 M_x = -240 \text{ daN.m/m}$$

### Calcul des armatures

Pour des bandes de dalle de largeur 1 m, on a  $M = 510 \text{ daN.m/m}$

$$\begin{aligned} \mu &= M / (b d^2 f_{bu}) \\ &= 0.02 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \alpha &= 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu}) \\ &= -0.025 \end{aligned}$$

$$A_s = 0.8 * b * \alpha * d \quad (\text{le } \gamma_s)$$

$$=7.83 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2$$

dispositions constructives :

$$A_s/b \cdot h > 0.8/1000 \quad \Rightarrow \quad A_s > 1.08 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$$

Donc on peut disposer dans chaque nappe 3 HA 8 /m .

Le moment d'encastrement étant plus faible là aussi, 3HA 8/m serait largement suffisant

### **X-3 Les poutres des planchers :**

Ces poutres constituent des poutres continues et peuvent être dimensionnées en appliquant la méthode forfaitaire de Caquot comme précédemment effectué dans le calcul du radier .

Pour ne pas trop charger le rapport, ce calcul n'a pas été effectué ; néanmoins quelques poutres ont été dimensionnées avec le logiciel **ROBOT** , et les résultats figurent au niveau des annexes.

## CONCLUSION :

Vu de loin , le projet de dimensionnement d'ouvrage de grande envergure semble être très complexe.

Mais une bonne modélisation de la structure permettra à l'ingénieur de bien cerner le problème et de réduire sensiblement cette complexité. Cette modélisation passe par une conception adaptée à la fonctionnalité de la structure et par des hypothèses cohérentes de fonctionnement de chaque élément de l'ouvrage .

L'évaluation des sollicitations dans ces éléments est faite par l'application des lois fondamentales de la résistance des matériaux théorique, mais aussi par des méthodes semi empiriques comme celle de Caquot .

Une fois ~~que~~ les efforts internes connus dans chaque élément, le dimensionnement s'est effectué par l'application des différents dispositions et algorithmes élaborés par la réglementation BAEL91, et certains documents techniques unifiés comme le DFU23.1 .

La grande difficulté pour ce genre de projet réside dans la modélisation de la structure .Une fois que cela est fait, il existe même des logiciels sur le marché qui peuvent faire le calcul . Mais l'ingénieur doit toujours être là pour analyser les résultats et proposer des solutions beaucoup plus adaptées.

En tant qu'étudiants sortants , le projet nous a permis d'acquérir une certaine expérience qui constitue un atout non négligeable dans l'accomplissement de la mission qui nous attend sur le terrain .

Un autre aspect non négligeable à souligner est l'apprentissage du travail de groupe .En effet en tant que futurs ingénieurs nous sommes appelés à travailler en équipe ; ce projet constitue un moyen de cultiver cet esprit de groupe .

# ANNEXES

# **ANNEXE I**

## **Chargement dans les poutres et détermination des réactions d'appui**

Chargement dans les poutres du sous sol

N°travée	chargeg1 daN/m	chargemurg2 daN/m	charge g daN/m	charge q daN/m	p elu1 daN/m	p els1 daN/m	charge g1 daN/m	charge g2 daN/m	charge q daN/m	p elu2 daN/m	p els2 daN/m
L1	918	1008	1926	248	2972,1	2174	0	0	0	0	0
L2	200	1008	1208	0	1630,8	1208	0	0	0	0	0
L3	200	1008	1208	0	1630,8	1208	0	0	0	0	0
L4	1718	1008	2726	580	4670,1	3386	0	0	0	0	0
L5	1000	1008	2008	413	3330,3	2421	0	0	0	0	0
L6	1000	1008	2008	413	3330,3	2421	0	0	0	0	0
L7	1000	1008	2008	413	3330,3	2421	0	0	0	0	0
L8	1000	1008	2008	413	3330,3	2421	0	0	0	0	0
L9	1534	1008	2542	588	4463,7	3230	0	0	0	0	0
L10	1505	0	1505	750	3156,75	2255	0	0	0	0	0
L11	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0
L12	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0
L13	1446	1008	2454	588	4194,9	3042	0	0	0	0	0
L14	200	1008	1208	413	2287,8	1646	0	0	0	0	0
L15	685	1008	1693	150	2510,55	1843	0	0	0	0	0
L16	1680	0	1680	850	2955	2138	0	0	0	0	0
L17	1534	0	1534	767	2690,4	1947	0	0	0	0	0
L18	685	1008	1693	150	2510,55	1843	0	0	0	0	0
L19	685	1008	1693	150	2510,55	1843	0	0	0	0	0
L20	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0
L21	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0
L22	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0
L23	200	1008	1208	0	1630,8	1208	0	0	0	0	0
L24	1000	1008	2008	413	3330,3	2421	0	0	0	0	0
L25	200	1008	1208	0	1630,8	1208	0	0	0	0	0
L26	200	1008	1208	0	1630,8	1208	0	0	0	0	0
L27	685	1008	1693	150	2510,55	1843	0	0	0	0	0
L28	1800	0	1800	900	3667,5	2625	0	0	0	0	0
L29	918	1008	1926	248	2972,1	2174	0	0	0	0	0
L30	918	1008	1926	248	2972,1	2174	0	0	0	0	0
L31	1711	1008	2719	495	4413,15	3214	0	0	0	0	0
L32	918	0	918	459	1644,3	1188	0	0	0	0	0
L33	200	1008	1208	0	1630,8	1208	0	0	0	0	0
L34	1800	0	1800	900	3667,5	2625	0	0	0	0	0
L35	1680	0	1680	850	3543	2530	0	0	0	0	0
L36	1722	0	1722	875	3637,2	2597	0	0	0	0	0
L37	200	1008	1208	0	1630,8	1208	0	0	0	0	0
L38	1000	1008	2008	413	3330,3	2421	0	0	0	0	0
L39	940	1008	1948	425	3267,3	2373	0	0	0	0	0
L40	940	1008	1948	425	3267,3	2373	0	0	0	0	0

3

Chargement dans les poutres du RDC

N°travée	chargeg1	chargemurg2	Chargeg	charge q	p elu1	p els1	charge g1	charge g2	Charge g	charge q	p elu2	p els2
L1	918	1008	1926	248	2972.1	2174	0	0	0	0	0	0
L2	918	1008	1926	248	2972.1	2174	0	0	0	0	0	0
L3	918	1008	1926	248	2972.1	2174	48F	1008	1493	150	2443.05	1643
L4	918	0	918	248	1611.3	1166	0	0	0	0	0	0
L5	1836	1008	2844	495	4581.9	3339	918	1008	1926	248	3306.9	2174
L6	1836	1008	2844	495	4581.9	3339	200	1008	1208	0	1630.8	1208
L7	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0	0
L8	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0	0
L9	1353	1008	2361	399	3784.35	2759	685	1008	1693	150	2713.05	1843
L10	1505	1008	2513	450	4067.55	2963	685	1008	1693	150	2713.05	1843
L11	1070	0	1070	300	1894.5	1370	0	0	0	0	0	0
L12	1070	1008	2078	300	3255.3	2378	0	0	0	0	0	0
L13	1555	1008	2563	450	4135.05	3013	0	0	0	0	0	0
L14	1070	1008	2078	0	2805.3	2078	200	1008	1208	0	1630.8	1208
L15	1355	0	1355	550	2804.25	2005	0	0	0	0	0	0
L16	1943	1008	2951	590	5378.85	3881	0	0	0	0	0	0
L17	1680	0	1680	455	2955	2138	0	0	0	0	0	0
L18	1534	0	1534	410	2690.4	1947	0	0	0	0	0	0
L19	200	1008	1208	0	1630.8	1208	685	1008	1693	350	3283.05	2043
L20	782	1008	1790	420	3046.5	2210	0	0	0	0	0	0
L21	1292	1008	2300	450	4230	3050	0	0	0	0	0	0
L22	1292	1008	2300	450	3780	2750	0	0	0	0	0	0
L23	1292	1008	2300	450	3780	2750	0	0	0	0	0	0
L24	1292	1008	2300	450	3780	2750	0	0	0	0	0	0
L25	928	1008	1936	225	2951.1	2161	0	0	0	0	0	0
L26	928	1008	1936	525	3401.1	2461	0	0	0	0	0	0
L27	564	0	564	113	930.9	677	0	0	0	0	0	0
L28	564	0	564	113	930.9	677	0	0	0	0	0	0
L29	564	0	564	113	930.9	677	0	0	0	0	0	0
L30	564	0	564	113	930.9	677	0	0	0	0	0	0
L31	918	1008	1926	248	2972.1	2174	0	0	0	0	0	0
L32	918	1008	1926	248	2972.1	2174	0	0	0	0	0	0
L33	918	0	918	248	1611.3	1166	0	0	0	0	0	0
L34	831	1008	1839	195	2775.15	2034	0	0	0	0	0	0
L35	200	1008	1208	0	1630.8	1208	0	0	0	0	0	0
L36	1635	1008	2643	495	4310.55	3138	0	0	0	0	0	0
L37	1635	1008	2643	495	4310.55	3138	0	0	0	0	0	0
L38	200	0	200	0	270	200	443	1008	1451	75	2457.6	1626
L39	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0	0
L40	918	1008	1926	248	2972.1	2174	0	0	0	0	0	0
L41	918	1008	1926	248	2972.1	2174	0	0	0	0	0	0
L42	200	1008	1208	0	1630.8	1208	0	0	0	0	0	0

Chargement des poutres de l'etage courant												
N°travée	chargeq1	chargmurg2	charge g	charge q	p elu1	p els1	charge g1	charge q2	charg g	charge q	p elu2	p els2
L1	917,75	1100	2017,75	247,5	3095,2125	2265,25	0	1100	1100	0	1485	1100
L2	917,75	1100	2017,75	247,5	3095,2125	2265,25	0	0	0	0	0	0
L3	200	1100	1300	0	1755	1300	917,75	1100	2017,75	247,5	3095,2125	2265,25
L4	917,75	1100	2017,75	247,5	3095,2125	2265,25	200	0	200	0	270	200
L5	417,5	0	417,5	75	676,125	492,5	0	0	0	0	0	0
L6	200	1100	1300	0	1755	1300	0	0	0	0	0	0
L7	200	1100	1300	0	1755	1300	200	0	200	0	270	200
L8	200	1100	1300	450	2430	1750	200	0	200	0	270	200
L9	1287,5	0	1287,5	0	1738,125	1287,5	0	0	0	0	0	0
L10	1287,5	1100	2387,5	375	3785,625	2762,5	0	0	0	0	0	0
L11	1287,5	1100	2387,5	375	3785,625	2762,5	0	0	0	0	0	0
L12	1675,5	1100	2775,5	655	4729,425	3430,5	0	0	0	0	0	0
L13	200	1100	1300	0	1755	1300	200	0	200	0	270	200
L14	200	1100	1300	0	1755	1300	200	0	200	0	270	200
L15	1562,65	0	1562,65	542,5	2923,3275	2105,15	0	0	0	0	0	0
L16	1683,9	0	1683,9	767,5	3424,515	2451,4	0	0	0	0	0	0
L17	200	1100	1300	0	1755	1300	200	0	200	0	270	200
L18	782	1100	1882	420	3170,7	2302	0	0	0	0	0	0
L19	927,5	1100	2027,5	525	3524,625	2552,5	0	0	0	0	0	0
L20	1819,25	1100	2919,25	532,5	4739,7375	3451,75	0	0	0	0	0	0
L21	1819,25	1100	2919,25	532,5	4739,7375	3451,75	0	0	0	0	0	0
L22	1819,25	1100	2919,25	532,5	4739,7375	3451,75	0	0	0	0	0	0
L23	1819,25	1100	2919,25	525	4728,4875	3444,25	0	0	0	0	0	0
L24	927,5	1100	2027,5	525	3524,625	2552,5	0	0	0	0	0	0
L25	1418	1100	2518	420	4029,3	2938	0	0	0	0	0	0
L26	1418	1100	2518	420	4029,3	2938	0	0	0	0	0	0
L27	1418	1100	2518	420	4029,3	2938	0	0	0	0	0	0
L28	806,25	1100	1906,25	187,5	2854,6875	2093,75	0	0	0	0	0	0
L29	526,25	1100	1626,25	112,5	2364,1875	1738,75	0	0	0	0	0	0
L30	1287,5	1100	2387,5	375	3785,625	2762,5	0	0	0	0	0	0
L31	1287,5	1100	2387,5	375	3785,625	2762,5	0	0	0	0	0	0
L32	1287,5	1100	2387,5	375	3785,625	2762,5	526,25	1100	1626,25	112,5	2364,1875	1738,75
L33	526,25	1100	1626,25	112,5	2364,1875	1738,75	1095,5	0	1095,5	225	1816,425	1320,5
L34	1722,5	1100	2822,5	525	4597,875	3347,5	961,25	1100	2061,25	0	2782,6875	2061,25
L35	961,25	1100	2061,25	0	2782,6875	2061,25	1244,75	1100	2344,75	262,5	3559,1625	2607,25
L36	200	1100	1300	0	1755	1300	0	0	0	0	0	0
L37	417,5	1100	1517,5	75	2161,125	1592,5	0	0	0	0	0	0
L38	743,75	1100	1843,75	187,5	2770,3125	2031,25	0	0	0	0	0	0

Chargement des poutres de la terrasse												
N°travée	chargel1	chargemurq2	Charge q	charge q	p elu1	p els1	charge g1	charge g2	charge g	charge q	p elu2	p els2
L1	1135,05	310	1445,05	247,5	2322,0675	1692,55	0	310	310	0	418,5	310
L2	1185,05	310	1495,05	247,5	2389,5675	1742,55	0	0	0	0	0	0
L3	200	0	200	0	270	200	1135,05	0	1135,05	150	1757,3175	1285,05
L4	1185,05	0	1185,05	247,5	1971,0675	1432,55	200	0	200	0	270	200
L5	498,5	0	498,5	75	785,475	573,5	0	0	0	0	0	0
L6	200	0	200	0	270	200	0	0	0	0	0	0
L7	200	0	200	0	270	200	200	0	200	0	270	200
L8	1991	0	1991	450	3362,85	2441	200	0	200	0	270	200
L9	1692,5	0	1692,5	375	2847,375	2067,5	0	0	0	0	0	0
L10	1692,5	0	1692,5	375	2847,375	2067,5	0	0	0	0	0	0
L11	1692,5	310	2002,5	375	3265,875	2377,5	0	0	0	0	0	0
L12	2210,1	0	2210,1	655	3966,135	2865,1	0	0	0	0	0	0
L13	200	0	200	0	270	200	200	0	200	0	270	200
L14	200	310	510	0	688,5	510	200	0	200	0	270	200
L15	1702,65	0	1702,65	542,5	3112,3275	2245,15	0	0	0	0	0	0
L16	1926,9	0	1926,9	767,5	3752,565	2694,4	0	0	0	0	0	0
L17	200	310	510	0	688,5	510	200	0	200	0	270	200
L18	976,4	0	976,4	420	1948,14	1396,4	0	0	0	0	0	0
L19	1170,5	0	1170,5	525	2367,675	1695,5	0	0	0	0	0	0
L20	2394,35	0	2394,35	532,5	4031,1225	2926,85	0	0	0	0	0	0
L21	2394,35	0	2394,35	532,5	4031,1225	2926,85	0	0	0	0	0	0
L22	1170,5	0	1170,5	532,5	2378,925	1703	0	0	0	0	0	0
L23	1170,5	0	1170,5	525	2367,675	1695,5	0	0	0	0	0	0
L24	1170,5	0	1170,5	525	2367,675	1695,5	0	0	0	0	0	0
L25	1871,6	0	1871,6	420	3156,66	2291,6	0	0	0	0	0	0
L26	1871,6	0	1871,6	420	3156,66	2291,6	0	0	0	0	0	0
L27	1871,6	0	1871,6	420	3156,66	2291,6	0	0	0	0	0	0
L28	946,25	0	946,25	187,5	1558,6875	1133,75	0	0	0	0	0	0
L29	647,75	0	647,75	112,5	1043,2125	760,25	0	0	0	0	0	0
L30	1692,5	0	1692,5	375	2847,375	2067,5	0	0	0	0	0	0
L31	1692,5	0	1692,5	375	2847,375	2067,5	0	0	0	0	0	0
L32	1692,5	0	1692,5	375	2847,375	2067,5	647,75	0	647,75	112,5	1043,2125	760,25
L33	647,75	310	957,75	112,5	1461,7125	1070,25	1095,5	0	1095,5	225	1816,425	1320,5
L34	1120,8725	0	1120,8725	525	2300,67788	1645,8725	0	0	0	0	0	0
L35	200	310	510	0	688,5	510	1244,75	310	1554,75	262,5	2492,6625	1817,25
L36	200	310	510	0	688,5	510	0	0	0	0	0	0
L37	498,5	310	808,5	75	1203,975	883,5	0	0	0	0	0	0
L38	942,5	310	1252,5	187,5	1972,125	1440	0	0	0	0	0	0

Determination des reactions d'appui au sous sol pour q

N°	L m	dapp. m	App.1	App.2	charge g daN/m	L1 m	charge g daN/m	L2 m	G1 elu daN	d1	G2 elu	d2	R1(g)	R2(g)
										m	daN	m	daN	
L1	5.3	5.3	P1	P9	1926	5.3	0	0	0	0	0	0	5103.9	5103.9
L2	3	3	P9	P15	1208	3	0	0	0	0	0	0	1812	1812
L3	4.1	4.1	P16	P21	1208	4.1	0	0	0	0	0	0	2476.4	2476.4
L4	5.3	5.3	P2	P10	2726	5.3	0	0	2970	3.4	0	0	8288.61698	9129.18302
L5	3	3	P10	P17	2008	3	0	0	2970	1.5	0	0	4497	4497
L6	4.1	4.1	P17	P22	2008	4.1	0	0	0	0	0	0	4164	4164
L7	3.4	3.4	P3	P6	2008	3.4	0	0	0	0	0	0	3413.6	3413.6
L8	3.3	3.3	P6	P11	2008	3.3	0	0	0	0	0	0	3313.2	3313.2
L9	5.6	5.6	P11	P20	2542	5.6	0	0	0	0	0	0	7117.6	7117.6
L9	5.6	5.6	L29	L25	1505	5.6	0	0	0	0	0	0	4214	4214
L10	3.5	3.5	P4	P7	200	3.5	0	0	0	0	0	0	350	350
L11	3.5	3.5	P7	L30	200	3.5	0	0	0	0	0	0	350	350
L12	2.8	2.8	P13	P19	2454	2.8	0	0	0	0	0	0	3435.6	3435.6
L13	2.8	2.8	P19	P25	1208	2.8	0	0	0	0	0	0	1691.2	1691.2
L14	2.8	2.8	P20	P26	1593	2.8	0	0	0	0	0	0	2370.2	2370.2
L15	2.8	2.8	P20	P18	1680	2.8	0	0	0	0	0	0	2352	2352
L16	2.8	2.8	P27	P28	1534	2.8	0	0	0	0	0	0	2147.6	2147.6
L17	3.4	3.4	P20	P27	1693	3.4	0	0	0	0	0	0	2678.1	2678.1
L18	3.4	3.4	P18	P26	1693	3.4	0	0	0	0	0	0	2678.1	2678.1
L19	3.8	3.8	P5	P8	200	3.8	0	0	0	0	0	0	380	380
L20	3.7	3.7	P8	P15	200	3.7	0	0	0	0	0	0	370	370
L21	3.5	3.5	P15	P28	200	3.5	0	0	0	0	0	0	350	350
L22	3.3	3.3	P21	P22	1208	3.3	0	0	0	0	0	0	1993.2	1993.2
L23	3.3	3.3	P22	P23	2008	3.3	0	0	0	0	0	0	3313.2	3313.2
L24	2	2	P23	P24	1208	2	0	0	0	0	0	0	1208	1208
L25	4	4	P24	P25	1208	4	0	0	4214	0.6	0	0	5997.9	3048.1
L26	2	2	P25	P26	1208	2	0	0	0	0	0	0	1208	1208
L27	2.5	2.5	P26	P27	1693	2.5	0	0	0	0	0	0	2116.25	2116.25
L28	3.3	3.3	L5	P11	1800	3.3	0	0	0	0	0	0	2970	2970
L29	3	3	P11	P12	1926	3	0	0	4214	2.5	0	0	3591.33333	6400.66667
L30	2.8	2.8	P12	P13	1926	2.8	0	0	350	1.7	0	0	2833.9	2908.9
L31	3.2	3.2	P13	P14	2719	3.2	0	0	0	0	0	0	4350.4	4350.4
L32	2.2	2.2	P14	P15	918	2.2	0	0	0	0	0	0	1009.8	1009.8
L33	3.3	3.3	P9	P10	1208	3.3	0	0	0	0	0	0	1993.2	1993.2
L34	3.3	3.3	L4	P6	1800	3.3	0	0	0	0	0	0	2970	2970
L35	4.8	4.8	P6	P7	1680	4.8	0	0	0	0	0	0	4032	4032
L36	5.3	5.3	P7	P8	1722	5.3	0	0	0	0	0	0	4563.3	4563.3
L37	3.3	3.3	P1	P2	1208	3.3	0	0	0	0	0	0	1993.2	1993.2
L38	3.3	3.3	P2	P3	2008	3.3	0	0	0	0	0	0	3313.2	3313.2
L39	4.8	4.8	P3	P4	1948	4.8	0	0	0	0	0	0	4675.2	4675.2
L40	4	4	P4	P5	1948	4	0	0	0	0	0	0	3696	3696

F

Determination des reactions d'appui pour le sous sol pour q

N°	L m	dapp. m	App.1	App.2	charge q1 daN/m	L1 m	charge q2 daN/m	L2 m	Q1 elu daN	d1 m	Q2 elu daN	d2 m	R1(q) daN	R2(q) daN
L1	5.3	5.3	P1	P9	248	5.3	0	0	0	0	0	0	657.2	657.2
L2	3	3	P9	P15	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0
L3	4.1	4.1	P16	P27	0	4.1	0	0	0	0	0	0	0	0
L4	5.3	5.3	P2	P10	660	5.3	0	0	1361	3.4	0	0	2236.90566	2622.09434
L5	3	3	P10	P17	413	3	0	0	0	0	0	0	619.5	619.5
L6	4.1	4.1	P17	P22	413	4.1	0	0	1361	0	0	0	2207.65	846.65
L7	3.4	3.4	P3	P6	413	3.4	0	0	0	0	0	0	702.1	702.1
L8	3.3	3.3	P6	P11	413	3.3	0	0	0	0	0	0	681.45	681.45
L9	5.6	5.6	P11	P23	688	5.6	0	0	0	0	0	0	1926.4	1926.4
L9	5.6	5.6	L29	L25	750	5.6	0	0	0	0	0	0	2100	2100
L10	3.5	3.5	P4	P7	0	3.5	0	0	0	0	0	0	0	0
L11	3.5	3.5	P7	L32	0	3.5	0	0	0	0	0	0	0	0
L12	2.8	2.8	P13	P15	586	2.8	0	0	0	0	0	0	823.2	823.2
L13	2.8	2.8	P19	P25	438	2.8	0	0	0	0	0	0	613.2	613.2
L14	2.8	2.8	P20	P25	150	2.8	0	0	0	0	0	0	210	210
L15	2.8	2.8	P20	P18	458	2.8	0	0	0	0	0	0	641.2	641.2
L16	2.8	2.8	P27	P28	413	2.8	0	0	0	0	0	0	578.2	578.2
L17	3.4	3.4	P20	P27	150	3.4	0	0	0	0	0	0	255	255
L18	3.4	3.4	P18	P25	150	3.4	0	0	0	0	0	0	255	255
L19	3.8	3.8	P5	P8	0	3.8	0	0	0	0	0	0	0	0
L20	3.7	3.7	P8	P15	0	3.7	0	0	0	0	0	0	0	0
L21	3.5	3.5	P15	P28	0	3.5	0	0	0	0	0	0	0	0
L22	3.3	3.3	P21	P22	0	3.3	0	0	0	0	0	0	0	0
L23	3.3	3.3	P22	P23	413	3.3	0	0	0	0	0	0	681.45	681.45
L24	2	2	P23	P24	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0
L25	4	4	P24	P25	0	4	0	0	2100	0.6	0	0	1785	315
L26	2	2	P25	P26	0	2	0	0	0	0	0	0	0	0
L27	2.5	2.5	P26	P27	150	2.5	0	0	0	0	0	0	187.5	187.5
L28	3.3	3.3	L5	P11	825	3.3	0	0	0	0	0	0	1361.25	1361.25
L29	3	3	P11	P12	248	3	0	0	2100	2.5	0	0	722	2122
L30	2.8	2.8	P12	P13	248	2.8	0	0	0	1.7	0	0	347.2	347.2
L31	3.2	3.2	P13	P14	495	3.2	0	0	0	0	0	0	792	792
L32	2.2	2.2	P14	P15	270	2.2	0	0	0	0	0	0	297	297
L33	3.3	3.3	P9	P10	0	3.3	0	0	0	0	0	0	0	0
L34	3.3	3.3	L4	P6	825	3.3	0	0	0	0	0	0	1361.25	1361.25
L35	4.8	4.8	P6	P7	850	4.8	0	0	0	0	0	0	2040	2040
L36	5.3	5.3	P7	P8	875	5.3	0	0	0	0	0	0	2318.75	2318.75
L37	3.3	3.3	P1	P2	0	3.3	0	0	0	0	0	0	0	0
L38	3.3	3.3	P2	P3	413	3.3	0	0	0	0	0	0	681.45	681.45
L39	4.8	4.8	P3	P4	425	4.8	0	0	0	0	0	0	1020	1020
L40	4	4	P4	P5	425	4	0	0	0	0	0	0	850	850

Détermination des réactions d'appui RDC pour G														
N°	L	dapp.	App.1	App.2	Charge	L1	Charge g2	L2	G1	d1	G2	d2	R1(g)	R2(g)
	m	m			g1	m	daN/m	m	daN	m	daN	m	daN	daN
L1	5,3	5,3	P1	P9	1926	5,3	0	0	0	0	0	0	5103,9	5103,9
L2	3	3	P9	P16	1926	3	0	0	0	0	0	0	2889	2889
L3	3,9	3,9	P16	P21	1926	2,4	1493	1,5	930,6	2,4	0	0	3988,71923	3803,78077
L4	5,3	5,3	P2	P10	918	5,3	0	0	4361	3,3	0	0	4079,36038	5148,03962
L5	3	3	P10	P17	2844	1,5	1926	1,5	3178	1,5	0	0	5510,75	4822,25
L6	5,4	3,9	P17	P22	2844	2,4	1208	3	1861,2	2,4	0	0	5441,26154	6869,53846
L7	3,4	3,4	P3	P6	200	3,4	0	0	0	0	0	0	340	340
L8	3,4	3,4	P6	P11	200	3,4	0	0	0	0	0	0	340	340
L9	6,9	5,4	P11	P23	2361	3,9	1693	3	1494,6	3,9	0	0	6297,99167	9483,50833
L10	6,9	5,4	L32	P24	2513	3,9	1693	3	1692	3,9	0	0	6731,55833	9840,14167
L11	3,5	3,5	P4	P7	1070	3,5	0	0	0	0	0	0	1872,5	1872,5
L12	3,5	3,5	P7	L33	2078	3,5	0	0	0	0	0	0	3636,5	3636,5
L13	2,8	2,8	P13	P19	2563	2,8	0	0	0	0	0	0	3588,2	3588,2
L14	4,1	2,8	P19	P25	2078	1	1208	3,1	1128	1	0	0	2766,42857	4184,37143
L15	3,5	3,5	P5	L38	1355	3,5	0	0	0	0	0	0	2371,25	2371,25
L16	3,6	3,6	L38	P14	2951	3,6	0	0	0	0	0	0	5311,8	5311,8
L17	2,8	2,8	P20	P18	1680	2,8	0	0	0	0	0	0	2352	2352
L18	2,8	2,8	P27	P28	1534	2,8	0	0	0	0	0	0	2147,6	2147,6
L19	3,3	3,3	P20	P27	1208	1,7	1693	1,6	2226,4	1,7	0	0	3260,78788	3728,01212
L20	3,3	3,3	P18	P28	1790	3,3	0	0	0	0	0	0	2953,5	2953,5
L21	3,3	3,3	P21	P22	2300	3,3	0	0	0	0	0	0	3795	3795
L22	3,3	3,3	P22	P23	2300	3,3	0	0	0	0	0	0	3795	3795
L23	2	2	P23	P24	2300	2	0	0	0	0	0	0	2300	2300
L24	4	4	P24	P25	2300	4	0	0	0	0	0	0	4600	4600
L25	1,8	1,8	P25	P26	1936	1,8	0	0	0	0	0	0	1742,4	1742,4
L26	2,3	2,3	P26	L19	1936	2,3	0	0	0	0	0	0	2226,4	2226,4
L27	3,3	3,3	L3	L6	564	3,3	0	0	0	0	0	0	930,6	930,6
L28	3,3	3,3	L6	L9	564	3,3	0	0	0	0	0	0	930,6	930,6
L29	2	2	L9	L10	564	2	0	0	0	0	0	0	564	564
L30	4	4	L10	L14	564	4	0	0	0	0	0	0	1128	1128
L31	3,3	3,3	L5	P11	1926	3,3	0	0	0	0	0	0	3177,9	3177,9
L32	3,1	3,1	P11	P12	1926	3,1	0	0	6731,55833	2	0	0	5373,91747	7328,24086
L33	2,9	2,9	P12	P13	918	2,9	0	0	3636,5	1,9	0	0	2585,06552	3713,63448
L34	3	3	P13	P14	1839	3	0	0	0	0	0	0	2758,5	2758,5
L35	3,3	3,3	P9	P10	1208	3,3	0	0	0	0	0	0	1993,2	1993,2
L36	3,3	3,3	L4	P6	2643	3,3	0	0	0	0	0	0	4360,95	4360,95
L37	4,9	4,9	P6	P7	2643	4,9	0	0	0	0	0	0	6475,35	6475,35
L38	5,8	5	P7	P8	200	4	1451	1,8	7683,05	3,9	0	0	2222,507	8872,343
L39	3,3	3,3	P1	P2	200	3,3	0	0	0	0	0	0	330	330
L40	3,3	3,3	P2	P3	1926	3,3	0	0	0	0	0	0	3177,9	3177,9
L41	4,9	4,9	P3	P4	1926	4,9	0	0	0	0	0	0	4718,7	4718,7
L42	5	4	P4	P5	1208	5	0	0	0	0	0	0	2265	3775

## Détermination des réactions d'appui au RDC pour Q

N°	L m	dapp. m	App.1	App.2	Charge q1	L1 m	Charge q2 daN/m	L2 m	Q1 daN	d1 m	Q2 daN	d2 m	R1(q) daN	R2(q) daN
L1	5.3	5.3	P1	P9	248	5.3	0	0	0	0	0	0	657.2	657.2
L2	3	3	P9	P16	248	3	0	0	0	0	0	0	372	372
L3	3.9	3.9	P16	P21	248	2.4	150	1.5	136	2.4	0	0	526.869231	479.330769
L4	5.3	5.3	P2	P10	248	5.3	0	0	816	3.3	0	0	965.124528	1165.27547
L5	3	3	P10	P17	495	1.5	248	1.5	409	1.5	0	0	654.375	669.125
L6	5.4	3.9	P17	P22	495	2.4	0	3	186.45	2.4	0	0	894.173077	480.276923
L7	3.4	3.4	P3	P6	0	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0
L8	3.4	3.4	P6	P11	0	3.4	0	0	0	0	0	0	0	0
L9	6.9	5.4	P11	P23	398	3.9	150	3	229	3.9	0	0	1055.29444	1175.90556
L10	6.9	5.4	L32	P24	450	3.9	150	3	339	3.9	0	0	1215.41667	1328.58333
L11	3.5	3.5	P4	P7	300	3.5	0	0	0	0	0	0	525	525
L12	3.5	3.5	P7	L33	300	3.5	0	0	0	0	0	0	525	525
L13	2.8	2.8	P13	P19	450	2.8	0	0	0	0	0	0	630	630
L14	4.1	2.8	P19	P25	0	1	0	3.1	226	1	0	0	145.285714	80.7142857
L15	3.5	3.5	P5	L38	650	3.5	0	0	0	0	0	0	1137.5	1137.5
L16	3.6	3.6	P38	P14	930	3.6	0	0	0	0	0	0	1674	1674
L17	2.8	2.8	P20	P18	458	2.8	0	0	0	0	0	0	641.2	641.2
L18	2.8	2.8	P27	P28	413	2.8	0	0	0	0	0	0	578.2	578.2
L19	3.3	3.3	P20	P27	0	1.7	350	1.6	603.75	1.7	0	0	428.484848	735.265152
L20	3.3	3.3	P18	P28	420	3.3	0	0	0	0	0	0	693	693
L21	3.3	3.3	P21	P22	750	3.3	0	0	0	0	0	0	1237.5	1237.5
L22	3.3	3.3	P22	P23	450	3.3	0	0	0	0	0	0	742.5	742.5
L23	2	2	P23	P24	450	2	0	0	0	0	0	0	450	450
L24	4	4	P24	P25	450	4	0	0	0	0	0	0	900	900
L25	1.8	1.8	P25	P26	225	1.8	0	0	0	0	0	0	202.5	202.5
L26	2.3	2.3	P26	L19	525	2.3	0	0	0	0	0	0	603.75	603.75
L27	3.3	3.3	L3	L6	113	3.3	0	0	0	0	0	0	186.45	186.45
L28	3.3	3.3	L6	L9	113	3.3	0	0	0	0	0	0	186.45	186.45
L29	2	2	L9	L10	113	2	0	0	0	0	0	0	113	113
L30	4	4	L10	L14	113	4	0	0	0	0	0	0	226	226
L31	3.3	3.3	L5	P11	248	3.3	0	0	0	0	0	0	409.2	409.2
L32	3.1	3.1	P11	P12	248	3.1	0	0	1215.41667	2	0	0	815.676882	1168.53978
L33	2.9	2.9	P12	P13	248	2.9	0	0	525	1.9	0	0	540.634483	703.565517
L34	3	3	P13	P14	195	3	0	0	0	0	0	0	292.5	292.5
L35	3.3	3.3	P9	P10	0	3.3	0	0	0	0	0	0	0	0
L36	3.3	3.3	L4	P6	495	3.3	0	0	0	0	0	0	816.75	816.75
L37	4.9	4.9	P6	P7	495	4.9	0	0	0	0	0	0	1212.75	1212.75
L38	5.8	5	P7	P8	0	4	175	1.8	2811.5	3.9	0	0	624.83	2501.67
L39	3.3	3.3	P1	P2	0	3.3	0	0	0	0	0	0	0	0
L40	3.3	3.3	P2	P3	248	3.3	0	0	0	0	0	0	409.2	409.2
L41	4.9	4.9	P3	P4	248	4.9	0	0	0	0	0	0	607.6	607.6
L42	5	4	P4	P5	0	5	0	0	0	0	0	0	0	0

Détermination des réactions d'appui dans l'étage courant pour q														
N°	L	dapp.	App.1	App.2	g	L1	g	L2	G1	d1	G2	d2	R1 (g)	R1 (g)
	m	m			daN/m	m	daN/m	m	daN	m	daN	m	daN	daN
L1*	3	3	P9	P16	2017.75	1.5	1100	1.5	3900.90938	1.5	0	0	4632.92344	3944.61094
L2	4.1	4.1	P16	P21	2017.75	4.1	0	0	0	0	0	0	4136.3875	4136.3875
L3*	3	3	P10	P17	1300	1.5	2017.75	1.5	3900.90938	1.5	0	0	4169.61094	4707.92344
L4	5.6	4.1	P17	P22	2017.75	4.1	200	1.5	0	0	0	0	4081.50945	4491.23555
L5	3	3	P3	P6	417.5	3	0	0	0	0	0	0	626.25	626.25
L6	3	3	P6	P11	1300	3	0	0	0	0	0	0	1950	1950
L7*	7.1	5.6	P11	P23	1300	7.1	200	0	6672.7	1.5	0	0	8264.20893	7638.49107
L8*	7.1	5.6	L31	P24	1300	7.1	200	0	7554	1.5	0	0	8909.44643	7874.55357
L9	3	3	P4	P7	1287.5	3	0	0	0	0	0	0	1931.25	1931.25
L10	3	3	P7	L32	2387.5	3	0	0	0	0	0	0	3581.25	3581.25
L11	3.5	3.5	L36	P8	2387.5	3.5	0	0	0	0	0	0	4178.125	4178.125
L12*	4.5	4.5	P8	P18	2775.5	4.5	0	0	3812.5	4	0	0	6668.48611	9633.76389
L13*	3	3	P13	P	1300	1.5	200	0.5	3812.5	1.5	5036	1.5	5928.41667	4970.08333
L14	4	2.5		P25	1300	2.5	200	1.5	0	0	0	0	1535	2015
L15	3	3	P19	P20	1562.65	3	0	0	0	0	0	0	2343.975	2343.975
L16	3	3	P27	P28	1683.9	3	0	0	0	0	0	0	2525.85	2525.85
L17	3.5	3.5	P27	P19	1300	1.5	200	2	0	2	0	0	1646.42857	703.571429
L18	3.5	3.5	P18	P28	1882	3.5	0	0	0	0	0	0	3293.5	3293.5
L19	3.3	3.3	P21	P22	2027.5	3.3	0	0	0	0	0	0	3345.375	3345.375
L20	3.3	3.3	P22	P23	2919.25	3.3	0	0	0	0	0	0	4816.7625	4816.7625
L21	2	2	P23	P24	2919.25	2	0	0	0	0	0	0	2919.25	2919.25
L22	4	4	P24	P2	2919.25	4	0	0	0	0	0	0	5838.5	5838.5
L23	2	2	P25	P26	2919.25	2	0	0	0	0	0	0	2919.25	2919.25
L24	4	2	L17	P26	2027.5	4	0	0	0	0	0	0	0	8110
L25	3.3	3.3	P17	L7	2518	3.3	0	0	0	0	0	0	4154.7	4154.7
L26	2	2	L7	L8	2518	2	0	0	0	0	0	0	2518	2518
L27	4	4	L8	L13	2518	4	0	0	0	0	0	0	5036	5036
L28	4	4	L13	L12	1906.25	4	0	0	0	0	0	0	3812.5	3812.5
L29	3.3	3.3	L1	L3	1626.25	3.3	0	0	0	0	0	0	2683.3125	2683.3125
L30	3.3	3.3	L3	P11	2387.5	3.3	0	0	0	0	0	0	3939.375	3939.375
L31*	3	3	P11	P12	2387.5	3	0	0	8909.44643	1.5	0	0	8035.97321	8035.97321
L32*	3	3	P12	P13	2387.5	2	1626.25	1	3581.25	2	0	0	4648.125	5334.375
L33	3.3	3.3	P9	P10	1626.25	3.3	1095.5	0	5249.27083	5.8	0	0	1293.40783	11909.3037
L34*	5.8	4.8	P7	P6	2822.5	4.8	2061.25	1	1905.72917	5.8	0	0	6162.25955	11352.7196
L35*	5.8	4.8	P4	P3	2061.25	4.8	2344.75	1	0	0	5249.27083	5.8	4319.08837	14246.2325
L36*	5	4	P4	P5	1300	5	0	0	4178.125	5	0	0	1392.96875	9285.15625
L37	3.5	3	L35	L34	1517.5	3.5	0	0	1843.75	3.5	0	0	1905.72917	5249.27083
L38	2	2	L37	L33	1843.75	2	0	0	0	0	0	0	1843.75	1843.75

Détermination des réactions d'appui dans l'étage courant pour q														
N°	L	dapp.	App.1	App.2	q	L1	q	L2	Q1	d1	Q2	d2	R1 (q)	R1 (q)
	m	m			daN/m	m	daN/m	m	daN	m	daN	m	daN	daN
L1*	3	3	P9	P16	247.5	1.5	0	1.5	3900.90938	1.5	0	0	2228.89219	2043.26719
L2	4.1	4.1	P16	P21	247.5	4.1	0	0	0	0	0	0	507.375	507.375
L3*	3	3	P10	P17	0	1.5	247.5	1.5	3900.90938	1.5	0	0	2043.26719	2228.89219
L4	5.6	4.1	P17	P22	247.5	4.1	0	1.5	0	0	0	0	507.375	507.375
L5	3	3	P3	P6	75	3	0	0	0	0	0	0	112.5	112.5
L6	3	3	P6	P11	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0
L7*	7.1	5.6	P11	P23	0	7.1	0	0	1113	1.5	0	0	814.875	298.125
L8*	7.1	5.6	L31	P24	450	7.1	0	0	1260	1.5	0	0	2092.09821	2362.90179
L9	3	3	P4	P7	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0
L10	3	3	P7	L32	375	3	0	0	0	0	0	0	562.5	562.5
L11	3.5	3.5	L36	P8	375	3.5	0	0	0	0	0	0	656.25	656.25
L12*	4.5	4.5	P8	P18	655	4.5	0	0	375	4	0	0	1515.41667	1807.08333
L13*	3	3	P13	P	0	1.5	0	0.5	375	1.5	840	1.5	607.5	607.5
L14	4	2.5		P25	0	2.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0
L15	3	3	P19	P20	542.5	3	0	0	0	0	0	0	813.75	813.75
L16	3	3	P27	P28	767.5	3	0	0	0	0	0	0	1151.25	1151.25
L17	3.5	3.5	P27	P19	0	1.5	0	2	0	2	0	0	0	0
L18	3.5	3.5	P18	P28	420	3.5	0	0	0	0	0	0	735	735
L19	3.3	3.3	P21	P22	525	3.3	0	0	0	0	0	0	866.25	866.25
L20	3.3	3.3	P22	P23	532.5	3.3	0	0	0	0	0	0	878.625	878.625
L21	2	2	P23	P24	532.5	2	0	0	0	0	0	0	532.5	532.5
L22	4	4	P24	P2	532.5	4	0	0	0	0	0	0	1065	1065
L23	2	2	P25	P26	525	2	0	0	0	0	0	0	525	525
L24	4	2	L17	P26	525	4	0	0	0	0	0	0	0	2100
L25	3.3	3.3	P17	L7	420	3.3	0	0	0	0	0	0	693	693
L26	2	2	L7	L8	420	2	0	0	0	0	0	0	420	420
L27	4	4	L8	L13	420	4	0	0	0	0	0	0	840	840
L28	4	4	L13	L12	187.5	4	0	0	0	0	0	0	375	375
L29	3.3	3.3	L1	L3	112.5	3.3	0	0	0	0	0	0	185.625	185.625
L30	3.3	3.3	L3	P11	375	3.3	0	0	0	0	0	0	618.75	618.75
L31*	3	3	P11	P12	375	3	0	0	2092.09821	1.5	0	0	1608.54911	1608.54911
L32*	3	3	P12	P13	375	2	112.5	1	562.5	2	0	0	706.25	718.75
L33	3.3	3.3	P9	P10	112.5	3.3	225	0	371.875	5.8	0	0	96.0984848	839.223485
L34*	5.8	4.8	P7	P6	525	4.8	0	1	78.125	5.8	0	0	1243.72396	1354.40104
L35*	5.8	4.8	P4	P3	0	4.8	262.5	1	0	0	371.875	5.8	552.526042	1079.34896
L36*	5	4	P4	P5	0	5	0	0	656.25	5	0	0	-164.0625	820.3125
L37	3.5	3	L35	L34	75	3.5	0	0	187.5	3.5	0	0	78.125	371.875
L38	2	2	L37	L33	187.5	2	0	0	0	0	0	0	187.5	187.5

Détermination des réactions d'appui au niveau de la terrasse pour q														
N°	L	dapp.	App.1	App.2	q1	L1	q2	L2	G1	d1	G2	d2	R1 (q)	R2 (q)
	m	m			daN/m	m	daN/m	m	daN	m	daN	m	daN	daN
L1*	3	3	P9	P16	1445,05	1,5	310	1,5	1068,7875	1,5	0	0	2276,325	1425,0375
L2	4,1	4,1	P16	P21	1495,05	4,1	0	0	0	0	0	0	3064,8525	3064,8525
L3*	3	3	P10	P17	200	1,5	1135,05	1,5	3861,4125	1,5	0	0	2581,35	3282,6375
L4	5,6	4,1	P17	P22	1185,05	4,1	200	1,5	0	0	0	0	2374,47445	2784,23055
L5	3	3	P3	P6	498,5	3	0	0	0	0	0	0	747,75	747,75
L6	3	3	P6	P11	200	3	0	0	0	0	0	0	300	300
L7*	7,1	5,6	P11	P23	200	7,1	200	0	4959,74	1,5	0	0	4151,05964	2228,68036
L8*	7,1	5,6	L31	P24	1991	7,1	200	0	5614,8	1,5	0	0	9285,65804	10465,242
L9	3	3	P4	P7	1692,5	3	0	0	0	0	0	0	2538,75	2538,75
L10	3	3	P7	L32	1692,5	3	0	0	0	0	0	0	2538,75	2538,75
L11	3,5	3,5	L36	P8	2002,5	3,5	0	0	0	0	0	0	3504,375	3504,375
L12*	4,5	4,5	P8	P18	2210,1	4,5	0	0	1892,5	4	0	0	5183,00278	6654,94722
L13*	3	3	P13	P	200	1,5	200	1,5	1892,5	0,5	3743,2	1,5	3748,68333	2487,01667
L14	4	2,5		P25	510	2,5	200	1,5	0	0	0	0	547,5	1027,5
L15	3	3	P19	P20	1702,65	3	0	0	0	0	0	0	2553,975	2553,975
L16	3	3	P27	P28	1926,9	3	0	0	0	0	0	0	2890,35	2890,35
L17	3,5	3,5	P27	P19	510	1,5	200	2	0	2	0		715,357143	449,642857
L18	3,5	3,5	P18	P28	976,4	3,5	0	0	0	0	0	0	1708,7	1708,7
L19	3,3	3,3	P21	P22	1170,5	3,3	0	0	0	0	0	0	1931,325	1931,325
L20	3,3	3,3	P22	P23	2394,35	3,3	0	0	0	0	0	0	3950,6775	3950,6775
L21	2	2	P23	P24	2394,35	2	0	0	0	0	0	0	2394,35	2394,35
L22	4	4	P24	P2	1170,5	4	0	0	0	0	0	0	2341	2341
L23	2	2	P25	P26	1170,5	2	0	0	0	0	0	0	1170,5	1170,5
L24	4	2	L17	P26	1170,5	4	0	0	0	0	0	0	0	4682
L25	3,3	3,3	P17	L7	1871,6	3,3	0	0	0	0	0	0	3088,14	3088,14
L26	2	2	L7	L8	1871,6	2	0	0	0	0	0	0	1871,6	1871,6
L27	4	4	L8	L13	1871,6	4	0	0	0	0	0	0	3743,2	3743,2
L28	4	4	L13	L12	946,25	4	0	0	0	0	0	0	1892,5	1892,5
L29	3,3	3,3	L1	L3	647,75	3,3	0	0	0	0	0	0	1068,7875	1068,7875
L30	3,3	3,3	L3	P11	1692,5	3,3	0	0	0	0	0	0	2792,625	2792,625
L31*	3	3	P11	P12	1692,5	3	0	0	9285,65804	1,5	0	0	7181,57902	7181,57902
L32*	3	3	P12	P13	1692,5	2	647,75	1	2538,75	2	0	0	3210,875	3360,625
L33*	3,3	3,3	P9	P10	957,75	3,3	1095,5	0	3504,375	0	0	0	5084,6625	1580,2875
L34*	5,8	4,8	P7	P6	1120,8725	4,8	0	1	6654,94722	5,8	0	0	1303,64666	10731,4886
L35*	5,8	4,8	P4	P3	510	4,8	1554,75	1	2487,01667	0	753,4	5,8	6008,33333	5204,88333
L36*	5	4	P4	P5	510	5	0	0	1027,5	5	0	0	699,375	2878,125
L37	3,5	3	L35	L34	808,5	3,5	0	0	2553,375	3,5	0	0	753,4	4630,325
L38	2	2	L37	L33	1252,5	2	0	0	2890,35	0	0	0	4142,85	1252,5

Determination des reactions d'appui au niveau de la terrasse pour q														
N°	L	dapp.	App.1	App.2	q1	L1	q2	L2	Q1	d1	Q2	d2	R1(q)	R2(q)
	m	m			daN/m	m	daN/m	m	daN	m	daN	m	daN	daN
L1*	3	3	P9	P16	247.5	1.5	0	1.5	185.625	1.5	0	0	371.25	185.625
L2	4.1	4.1	P16	P2*	247.5	4.1	0	0	0	0	0	0	507.375	507.375
L3*	3	3	P10	P17	0	1.5	150	1.5	804.375	1.5	0	0	458.4375	570.3375
L4	5.6	4.1	P17	P22	247.5	4.1	0	1.5	0	0	0	0	507.375	507.375
L5	3	3	P3	P6	75	3	0	0	0	0	0	0	112.5	112.5
L6	3	3	P6	P11	0	3	0	0	0	0	0	0	0	0
L7*	7.1	5.6	P11	P23	0	7.1	0	0	1113	1.5	0	0	814.875	298.125
L8*	7.1	5.6	L31	P24	450	7.1	0	0	1260	1.5	0	0	2092.09821	2362.90179
L9	3	3	P4	P7	375	3	0	0	0	0	0	0	562.5	562.5
L10	3	3	P7	L32	375	3	0	0	0	0	0	0	562.5	562.5
L11	3.5	3.5	L36	P8	375	3.5	0	0	0	0	0	0	656.25	656.25
L12*	4.5	4.5	P8	P18	655	4.5	0	0	375	4	0	0	1515.41667	1807.08333
L13*	3	3	P13	P	0	1.5	0	1.5	375	0.5	840	1.5	732.5	482.5
L14	4	2.5		P25	0	2.5	0	1.5	0	0	0	0	0	0
L15	3	3	P19	P20	542.5	3	0	0	0	0	0	0	813.75	813.75
L16	3	3	P27	P28	767.5	3	0	0	0	0	0	0	1151.25	1151.25
L17	3.5	3.5	P27	P19	0	1.5	0	2	0	2	0	0	0	0
L18	3.5	3.5	P18	P28	420	3.5	0	0	0	0	0	0	735	735
L19	3.3	3.3	P21	P22	525	3.3	0	0	0	0	0	0	866.25	866.25
L20	3.3	3.3	P22	P23	532.5	3.3	0	0	0	0	0	0	878.625	878.625
L21	2	2	P23	P24	532.5	2	0	0	0	0	0	0	532.5	532.5
L22	4	4	P24	P2	532.5	4	0	0	0	0	0	0	1065	1065
L23	2	2	P25	P26	525	2	0	0	0	0	0	0	525	525
L24	4	2	L17	P26	525	4	0	0	0	0	0	0	0	2100
L25	3.3	3.3	P17	L7	420	3.3	0	0	0	0	0	0	693	693
L26	2	2	L7	L8	420	2	0	0	0	0	0	0	420	420
L27	4	4	L8	L13	420	4	0	0	0	0	0	0	840	840
L28	4	4	L13	L12	187.5	4	0	0	0	0	0	0	375	375
L29	3.3	3.3	L1	L3	112.5	3.3	0	0	0	0	0	0	185.625	185.625
L30	3.3	3.3	L3	P11	375	3.3	0	0	0	0	0	0	618.75	618.75
L31*	3	3	P11	P12	375	3	0	0	2092.09821	1.5	0	0	1608.54911	1608.54911
L32*	3	3	P12	P13	375	2	112.5	1	562.5	2	0	0	706.25	718.75
L33*	3.3	3.3	P9	P10	112.5	3.3	225	0	656.25	0	0	0	841.875	185.625
L34*	5.8	4.8	P7	P6	525	4.8	0	1	1807.08333	5.8	0	0	883.524306	3443.55903
L35*	5.8	4.8	P4	P3	0	4.8	262.5	1	482.5	0	-26.25	5.8	1117.96875	598.28125
L36*	5	4	P4	P5	0	5	0	0	0	5	0	0	0	0
L37	3.5	3	L35	L34	75	3.5	0	0	813.75	3.5	0	0	-26.25	1102.5
L38	2	2	L37	L33	187.5	2	0	0	1151.25	0	0	0	1338.75	187.5

# **ANNEXE 2 :**

## **Efforts normaux dans les poteaux**

Effort en daN du a q					
en terrasse	Etage courant	RDC	Sous sol	Total en daN	Total en MN
0	0	657,156667	657,203333	1314,36	0,01
0	0	462,372333	1759,344	2221,71633	0,02
710,633	710,116667	1117,73933	2573,67733	8662,74967	0,09
1849,48167	382,17	1193,307	2057	7392,80867	0,07
0,00083333	1119,2648	2496,78867	850	10062,3783	0,10
3567,05317	1881,60167	2454,61333	5263,28733	22574,5638	0,23
2176,83583	2951,82667	3327,744	4763,125	27978,6648	0,28
2497,45021	2933,26705	2779,2	2285	25161,2525	0,25
1213,04683	611,933333	1646,07973	722,923667	7253,65023	0,07
643,510667	1115,86667	1560,67503	15,6603333	8915,04603	0,09
3346,41432	6642,60667	2667,44977	4397,14293	50266,647	0,50
2546,26955	2348,5275	2221,26007	1974,17	20832,8646	0,21
1586,06717	1683,4	1966,54463	2002,62037	15655,6322	0,16
0	0	2239,73	1198,318	3438,048	0,03
0	0	0	1176,12	1176,12	0,01
796,951533	1311,84908	1114,43933	0	9782,48537	0,10
1931,56515	2564,2184	1411,69417	478,430333	19207,0001	0,19
5653,87167	5157	1334,63333	620,794333	38551,2993	0,39
359,529861	3103,67667	852,786	1349,334	21183,7099	0,21
1218,11167	910,533333	1191,81333	3055,29333	10928,4183	0,11
1373,17583	1613,33333	812,736333	-0,09333333	11865,8188	0,12
1739,10808	4612,33333	4984,79333	1596,252	35994,1534	0,36
1850,37497	1770,18	3009,53333	2676,02533	18157,0136	0,18
4120,15417	2653,14167	3218,71333	-1928,3385	21329,379	0,21
1749,03833	2110,63667	1293,39767	272,8985	15979,1545	0,16
6838,35	5427,6	4075,81333	416,251833	43896,0152	0,44
1151,20333	1288,33333	1695,59033	-1824,055	8752,73867	0,09
1886,08	2079,86667	1271,21	833,203333	16469,6933	0,16
				485003,382	4,85

Effort en daN du a g						
en terrasse	Etage couran	RDC	Sous sol	Radier	Total en daN	Total en MN
0	0	5433.9	7097.1		12531	0.13
0	0	9052.49	16229.04		25281.53	0.25
5952.63	7505.25	9026.26	12200.84		72211.23	0.72
10251	6083.65	9554.57	9778.32		66085.79	0.66
2878.125	8953.156	4636.3	4276		65509.361	0.66
11884.015	13215.075	12668.04	15101.68		118944.185	1.19
7142.775	12216.7	15903.04	10259.83		106605.845	1.07
9990.48125	12137.8073	8872	5425.8		97115.1248	0.97
7360.985	5087	10785.39	9600.69		58269.065	0.58
4161.64	10344	15393.807	24351.47		105970.917	1.06
15867.7915	19583.3	20212.841	19539.256		173119.689	1.73
11431.7005	13355.2375	10904.674	14449.6		116917.4	1.17
6959.555	10703	10707.543	11502.967		93388.065	0.93
0	0	8070.3	5895.78		13966.08	0.14
0	0	0	825		825	0.01
5163.362	9007.05875	7821.66	4717.24		71744.6145	0.72
9593.8165	15124.248	13538.525	12702.69		126580.52	1.27
8363.65	9855	5305	5536.11		78334.76	0.78
3383.48534	7133.45	6990.06	5895.82		59070.0653	0.59
2553.95	2878	5612.8	2370.2		27804.95	0.28
4996.175	7140	7971.33	4469.6		60277.105	0.60
7542.4725	10924	15963.6	9953.44		99003.5125	0.99
9208.213	16086.1	16188	12090.92		134003.733	1.34
15674.125	16715.375	17430	12250.865		145647.24	1.46
4890.15	10839.65	11161.01	7136.035		88225.095	0.88
1170.5	7742	3968.8	6026.875	282500	57618.175	0.58
3605.7	4095	5875.27	7141.35	22140	41192.32	0.41
4599.2	5804	5101.1	5375.7	84375	49900	0.50
				389015	2166142.37	21.66
					2555157.37	25.55

N° poteau	Effort en daN à l'els					Total en MN
	en terrasse	Etage courant	RDC	Sous sol	Total en daN	
P1	0	0	6091,05667	7754,30333	13845,36	0,14
P2	0	0	9514,86233	17988,384	27503,2463	0,28
P3	6663,263	8215,36667	10143,9993	14774,5173	80873,9797	0,81
P4	12100,4817	6465,82	10747,877	11835,32	73478,5987	0,73
P5	2878,12583	10072,4208	7133,08867	5126	75571,7393	0,76
P6	15451,0682	15096,6767	15122,6533	20364,9673	141518,749	1,42
P7	9319,61083	15168,5267	19230,784	15022,955	134584,51	1,35
P8	12487,9315	15071,0743	11651,2	7710,8	122276,377	1,22
P9	8574,03183	5698,93333	12431,4697	10323,6137	65522,7152	0,66
P10	4805,15067	11459,8667	16954,482	24367,1303	114885,963	1,15
P11	19214,2058	26225,9067	22880,2908	23936,3989	223386,336	2,23
P12	13977,9701	15703,765	13125,9341	16423,77	137750,264	1,38
P13	8545,62217	12386,4	12674,0876	13505,5874	109043,697	1,09
P14	0	0	10310,03	7094,098	17404,128	0,17
P15	0	0	0	2001,12	2001,12	0,02
P16	5960,31353	10318,9078	8936,09933	4717,24	81527,0999	0,82
P17	11525,3817	17688,4664	14950,2192	13181,1203	145787,52	1,46
P18	14017,5217	15012	6639,63333	6156,90433	116886,059	1,17
P19	3743,0152	10237,1267	7842,846	7245,154	80253,7752	0,80
P20	3772,06167	3788,53333	6804,61333	5425,49333	38733,3683	0,39
P21	6369,35083	8753,33333	8784,06633	4469,50667	72142,9238	0,72
P22	9281,58058	15536,3333	20948,3933	11549,692	134997,666	1,35
P23	11058,588	17856,28	19197,5333	14766,9453	152160,747	1,52
P24	19794,2792	19368,5167	20648,7133	10322,5265	166976,619	1,67
P25	6639,18833	12950,2867	12454,4077	7408,9335	104204,25	1,04
P26	8008,85	13169,6	8044,61333	6443,12683	101514,19	1,02
P27	4756,90333	5383,33333	7570,86033	5317,295	49945,0587	0,50
P28	6485,28	7883,86667	7075,21	6208,90333	67072,5933	0,67
Total					2651848,65	26,52
					2690763,65	26,91

Effort en daN a l'elu						
N° poteau	en terrasse	Etage couran	RDC	Sous sol	Total en daN	Total en MN
P1	0	0	8321,5	10566,89	18888,39	0,19
P2	0	0	12914,42	24548,22	37462,64	0,37
P3	9102	10822	13862,06	20331,65	108227,71	1,08
P4	16613,0725	8482	14688,63	16286,232	98479,9345	0,98
P5	3885,47	13318	10004,188	7047,6	100845,258	1,01
P6	21394	20002	20783,774	28282,199	190471,973	1,90
P7	12908	20309,45	26460,72	20995,458	182220,878	1,82
P8	17233,325	20179,05	16146	10752,33	165205,955	1,65
P9	11756,9	7531	17029,3961	14045,317	88017,6131	0,88
P10	6583,48	15121	23122,652	32897,975	153330,107	1,53
P11	26441,14	35422,2	31288,51	32973,71	303236,56	3,03
P12	19252,2	20884,6	18053,2	17788,1	180401,1	1,80
P13	11774,5	16439	17405	18532,936	146346,436	1,46
P14	0	0	14254,5	9756,78	24011,28	0,24
P15	0	0	0	2877,93	2877,93	0,03
P16	8165,966	13676,95	12230,9	6368,274	108826,84	1,09
P17	15849	23507,85	20394,55	17866,277	195156,927	1,95
P18	19771,735	20547	9163,7	8404,94	160622,375	1,61
P19	5107	13929	10715,76	9983,358	109380,118	1,09
P20	5275	5107,2	9365	7782,71	53065,91	0,53
P21	8804,6	11702	11980,4	6033,82	97030,82	0,97
P22	12791	21119,7	29028,05	15831,522	184368,772	1,84
P23	15206,65	23567,2	26368,1	20336,78	203314,73	2,03
P24	27340,3	25709,7	28358,57	13646,16	223603,23	2,24
P25	9225,26	17257,5	17007,46	10042,995	139820,715	1,40
P26	11837,7	18206	11471,6	8760,659	141305,959	1,41
P27	6594,5	7256	10475	6904,74	67510,24	0,68
P28	9038,04	10665	8793,3	8507	90328,34	0,90
Total					3574358,74	35,74
					4099528,99	41,00



# **ANNEXE 3 :**

## **Moments dans les poutres continues du radier**

Calcul des moments à l'ELS

Poutres L29-L30-L31-L32

Cas de chargement	Pu ou Nu	L	L'	Mappui	xo	Mt(xo)
-------------------	----------	---	----	--------	----	--------

1	P11	0						
		0,302	3	3		1,22941706	0,22823141	
	P12						-0,24514814	
		0,246	2,8	2,24		1,50887147	0,03488511	
	P13						-0,17015748	
		0,249	3,2	2,56		1,65094044	0,16918026	
	P14						-0,12956814	
	0,1	2,2	2,2		1,68894607	0,01305881		
P15						0		

2	P11	0						
		0,302	3	3		1,21493371	0,22288565	
	P12						-0,25827006	
		0,298	2,8	2,24		1,4884322	0,07182907	
	P13						-0,18448223	
		0,249	3,2	2,56		1,6689183	0,16228616	
	P14						-0,12956814	
	0,1	2,2	2,2		1,68894607	0,01305881		
P15						0		

3	P11	0						
		0,25	3	3		1,19766956	0,17930155	
	P12						-0,22674783	
		0,298	2,8	2,24		1,42552023	0,07603625	
	P13						-0,20545375	
		0,3	3,2	2,56		1,65701861	0,20640285	
	P14						-0,15071589	
	0,1	2,2	2,2		1,78507221	0,00860825		
P15						0		

4	P11	0						
		0,25	3	3		1,21516545	0,18457838	
	P12						-0,21362592	
		0,246	2,8	2,24		1,43266103	0,03883375	
	P13						-0,191129	
		0,3	3,2	2,56		1,63113143	0,20795946	
	P14						-0,16124283	
	0,14	2,2	2,2		1,62351567	0,02326339		
P15						0		

5	P11	0						
		0,25	3	3		1,19766956	0,17930155	
	P12						-0,22674783	
		0,298	2,8	2,24		1,45065388	0,08680727	
	P13						-0,18448223	
		0,249	3,2	2,56		1,6689183	0,16228616	
	P14						-0,12956814	
		0,1	2,2	2,2		1,68894607	0,01305881	
P15						0		

6	P11	0						
		0,25	3	3		1,21516545	0,18457838	
	P12						-0,21362592	
		0,246	2,8	2,24		1,46310749	0,04967816	
	P13						-0,17015748	
		0,249	3,2	2,56		1,63772892	0,16377095	
	P14						-0,14009508	
		0,14	2,2	2,2		1,55485414	0,02913492	
P15						0		

7	P11	0						
		0,25	3	3		1,21516545	0,18457838	
	P12						-0,21362592	
		0,246	2,8	2,24		1,43266103	0,03883375	
	P13						-0,191129	
		0,3	3,2	2,56		1,64209699	0,21334338	
	P14						-0,15071589	
		0,1	2,2	2,2		1,78507221	0,00860825	
P15						0		

Calcul des moments à l'ELS

Poutres L37-L38-L39-L40

Cas de chargement	Pu ou Nu	L	L'	Mappui	xo	Mt(xo)		
1	P1	0						
		0,133	3,3	3,3		1,34297951	0,119939	
	P2						-0,13475129	
		0,11	3,3	2,64		1,50368306	-0,01039284	
	P3						-0,18786435	
		0,147	4,8	3,84		2,28642744	0,19637531	
	P4						-0,26800114	
	0,149	4	4		2,44966635	0,17906331		
P5						0		
2	P1	0						
		0,133	3,3	3,3		1,32388235	0,11655219	
	P2						-0,14313304	
		0,133	3,3	2,64		1,53057742	0,01265434	
	P3						-0,19554761	
		0,147	4,8	3,84		2,29731642	0,1923606	
	P4						-0,26800114	
	0,149	4	4		2,44966635	0,17906331		
P5						0		
3	P1	0						
		0,11	3,3	3,3		1,30079216	0,09306331	
	P2						-0,12676245	
		0,133	3,3	2,64		1,42769515	0,0087854	
	P3						-0,22433205	
		0,175	4,8	3,84		2,3196901	0,24650214	
	P4						-0,29179236	
	0,149	4	4		2,4895845	0,16996095		
P5						0		
4	P1	0						
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655	
	P2						-0,11838071	
		0,11	3,3	2,64		1,37928904	-0,0137466	
	P3						-0,21664878	
		0,175	4,8	3,84		2,27510061	0,23625846	
	P4						-0,32156427	
	0,18	4	4		2,44661705	0,21716987		
P5						0		

5	P1	0						
		0,11	3,3	3,3		1,30079216	0,09306331	
	P2					-0,12676245		
		0,133	3,3	2,64		1,49327828	0,02152458	
	P3					-0,19554761		
		0,147	4,8	3,84		2,29731642	0,1923606	
	P4					-0,26800114		
		0,149	4	4		2,44966635	0,17906331	
P5	0							

6	P1	0						
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655	
	P2					-0,11838071		
		0,11	3,3	2,64		1,45858502	-0,00136984	
	P3					-0,18786435		
		0,147	4,8	3,84		2,24423369	0,18232464	
	P4					-0,29777305		
		0,18	4	4		2,41357369	0,22650736	
P5	0							

7	P1	0						
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655	
	P2					-0,11838071		
		0,11	3,3	2,64		1,37928904	-0,0137466	
	P3					-0,21664878		
		0,175	4,8	3,84		2,31054336	0,25047964	
	P4					-0,29179236		
		0,149	4	4		2,4895845	0,16996095	
P5	0							

**Calcul des moments à l'ELS**

**Poutres L22-L23-L24-L25**

Cas de chargement	Pu ou Nu	L	L'	Mappui	xo	Mt(xo)
-------------------	----------	---	----	--------	----	--------

1	P21	0						
		0,133	3,3	3,3		1,34297951	0,119939	
	P22						-0,13475129	
		0,11	3,3	2,64		1,83206774	0,04985468	
	P23						-0,06866071	
		0,11	2	1,6		0,45623468	-0,05721245	
	P24						-0,18828908	
	0,133	4	4		2,35392683	0,18018553		
P25						0		

2	P21	0						
		0,133	3,3	3,3		1,32388235	0,11655219	
	P22						-0,14313304	
		0,133	3,3	2,64		1,79292546	0,07063665	
	P23						-0,08040305	
		0,11	2	1,6		0,50960898	-0,06611948	
	P24						-0,18828908	
	0,133	4	4		2,35392683	0,18018553		
P25						0		

3	P21	0						
		0,11	3,3	3,3		1,30079216	0,09306331	
	P22						-0,12676245	
		0,133	3,3	2,64		1,74967057	0,07681713	
	P23						-0,08301704	
		0,133	2	1,6		0,5968	-0,05933171	
	P24						-0,19026824	
	0,133	4	4		2,35764706	0,17937199		
P25						0		

4	P21	0						
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655	
	P22						-0,11838071	
		0,11	3,3	2,64		1,77976864	0,055836	
	P23						-0,07127469	
		0,133	2	1,6		0,41112555	-0,06003458	
	P24						-0,22791529	
	0,161	4	4		2,35390574	0,21812492		
P25						0		

5	P21	0						
		0,11	3,3	3,3		1,30079216	0,09306331	
	P22					-0,12676245		
		0,133	3,3	2,64		1,75562633	0,07820544	
	P23					-0,08040305		
		0,11	2	1,6		0,50960898	-0,06611948	
	P24					-0,18828908		
		0,133	4	4		2,35392683	0,18018553	
P25	0							

6	P21	0						
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655	
	P22					-0,11838071		
		0,11	3,3	2,64		1,7869697	0,05724863	
	P23					-0,06866071		
		0,11	2	1,6		0,28511169	-0,06418983	
	P24					-0,22593613		
		0,161	4	4		2,35083251	0,21894015	
P25	0							

7	P21	0						
		0,11	3,3	3,3		1,32388235	0,09639655	
	P22					-0,11838071		
		0,11	3,3	2,64		1,77976864	0,055836	
	P23					-0,07127469		
		0,133	2	1,6		0,55265585	-0,0509637	
	P24					-0,19026824		
		0,133	4	4		2,35764706	0,17937199	
P25	0							

## poutres L4-L5-L-6

Cas de chargement	Pels	Pels	L	L'	Moment app M(Ai-1)	x0	M t(x0)
1	P2				0,00		
		0,3765865	5,3	5,3		2,1797467	0,8946369
	P10				-0,94		
		0,3881045	3	2,4		1,8069096	-0,305017
	P17				-0,58		
		0,3881045	5,3	5,3		2,9325749	1,0876049
	P22				0,00		
2	P2						
		0,3765865	5,3	5,3		2,1871529	0,9007267
	P10				-0,92		
		0,3181184	3	2,4		1,8772892	-0,363242
	P17				-0,56		
		0,3881045	5,3	5,3		2,9240618	1,0954409
	P22				0,00		
3	P2						
		0,3765865	5,3	5,3		2,1797467	0,8946369
	P10				-0,94		
		0,3881045	3	2,4		1,8818923	-0,251343
	P17				-0,49		
		0,3181184	5,3	5,3		2,9429609	0,8836747
	P22				0,00		
4	P2						
		0,3086775	5,3	5,3		2,1707112	0,7272421
	P10				-0,78		
		0,3881045	3	2,4		1,6742387	-0,240169
	P17				-0,58		
		0,3881045	5,3	5,3		2,9325749	1,0876049
	P22				0,00		
5	P2						
		0,3086775	5,3	5,3		2,1707112	0,7272421
	P10				-0,78		
		0,3881045	3	2,4		1,7492214	-0,190356
	P17				-0,49		
		0,3181184	5,3	5,3		2,9429609	0,8836747
	P22				0,00		
6	P2						
		0,3086775	5,3	5,3		2,1657827	0,7239435
	P10				-0,79		
		0,3181184	3	2,4		1,5522526	-0,408924
	P17				-0,74		
		0,3881045	5,3	5,3		3,0108771	1,01685
	P22				0,00		
7	P2						
		0,3765865	5,3	5,3		2,1871529	0,9007267
	P10				-0,92		
		0,3181184	3	2,4		1,9687681	-0,307279
	P17				-0,48		
		0,3181184	5,3	5,3		2,9325749	0,8914794
	P22				0,00		

## Poutres L7-l 8-l 9

Chargement		Pels	L	L'	M.app	x0	Mt(x0)
1	P3				0,00		
		0,2846667	3,5	3,5		1,4041176	0,2806168
	P6				-0,34		
		0,3611591	3,5	2,8		1,2320373	-0,07051
	P11				-1,00		
		0,3667936	5,6	5,6		3,2865272	0,9815684
	P23				0,00		
2	P3						
		0,2846667	3,5	3,5		1,3994414	0,2787508
	P6				-0,35		
		0,296032	3,5	2,8		1,1285319	-0,160762
	P11				0,99		
		0,3667936	5,6	5,6		3,283526	0,9841168
	P23				0,00		
3	P3						
		0,2846667	3,5	3,5		1,3726454	0,2681781
	P6				-0,38		
		0,3611591	3,5	2,8		1,3745817	-0,034771
	P11				-0,85		
		0,3006505	5,6	5,6		3,3051672	0,7916515
	P23				0,00		
4	P3						
		0,2333333	3,5	3,5		1,3399541	0,2094723
	P6				-0,33		
		0,3611591	3,5	2,8		1,2133656	-0,069011
	P11				-1,01		
		0,3667936	5,6	5,6		3,2932743	0,9758514
	P23				0,00		
5	P3						
		0,2333333	3,5	3,5		1,3399541	0,2094723
	P6				-0,33		
		0,3611591	3,5	2,8		1,3420671	-0,009621
	P11				-0,85		
		0,3006505	6	5,6		3,4714893	0,9610844
	P23				0,00		
6	P3						
		0,2333333	3,5	3,5		1,3221226	0,2039343
	P6				-0,35		
		0,296032	3,5	2,8		0,8075174	-0,252914
	P11				-1,33		
		0,3667936	6	5,6		3,6024963	1,0541692
	P23				0,00		
7	P3						
		0,2846667	3,5	3,5		1,3994414	0,2787508
	P6				-0,35		
		0,296032	3,5	2,8		1,2855478	-0,104657
	P11				-0,83		
		0,3006505	6	5,6		3,4603893	0,9695411
	P23				0,00		

Poutres L12-L13

Chargement		Pels	L	L'	Mapp	x0	Mt(x0)
1	P13				0,00		
		0,3077005	3	3		1,1699498	0,2105876
	P19				-0,30		
		0,2677869	3	3		1,8792441	0,1681828
	P25				0,00		
2	P13						
		0,3077005	3	3		1,1699498	0,2105876
	P19				-0,30		
		0,2677869	3	3		1,8792441	0,1681828
	P25				0,00		
3	P13						
		0,3077005	3	3		1,1976445	0,2206755
	P19				-0,28		
		0,2194975	3	3		1,9238542	0,1270989
	P25				0,00		
4	P13			3			
		0,2522135	3			1,1361623	0,1627868
	P19			3	-0,28		
		0,2677869	3			1,8426784	0,179336
	P25				0,00		
5	P13						
		0,2522135	3	3		1,1699498	0,1726128
	P19				-0,25		
		0,2194975	3	3		1,8792441	0,1378547
	P25				0,00		
6	P13						
		0,2522135	3	3		1,1177328	0,1575485
	P19				-0,29		
		0,2194975	3	3		1,9392441	0,1234896
	P25				0,00		
7	P13						
		0,2522135	3	3		1,1699498	0,1726128
	P19				-0,25		
		0,2194975	3	3		1,8792441	0,1378547
	P25				0,00		

Poutres L19-L20-L21

Chargement		Pels	L	L'	Moment app M(Ai-1)	x0	Mt(x0)
1	P5				0,00		
		0,1423333	3,5	3,5		1,35	0,1291291
	P8				-0,20		
		0,1626667	4	3,2		2,00	0,1245817
	P15				-0,20		
		0,1423333	3,5	3,5		2,15	0,1291291
	P29				0,00		
2	P5						
		0,1423333	3,5	3,5		1,38	0,1357065
	P8				-0,18		
		0,1333333	4	3,2		2,00	0,0827929
	P15				-0,18		
						3,5	
	P29				0,00		
3	P5	0,1423333	3,5	3,5		2,12	0,1357065
		0,1423333	3,5			1,35	0,1291291
	P8				-0,20		
		0,1626667	4			2,03	0,1343151
	P15				-0,18		
		0,1166667	3,5			2,19	0,0994475
	P29				0,00		
4	P5						
		0,1166667	3,5	3,5		1,35	0,1058435
	P8				-0,16		
		0,1333333	4	3,2		1,96	0,0925421
	P15				-0,18		
		0,1423333	3,5	3,5		2,12	0,1357065
	P29				0,00		
5	P5						
		0,1166667	3,5	3,5		1,61	0,151436
	P8				-0,18		
		0,1626667	4	3,2		1,75	0,067655
	P15				-0,18		
		0,1166667	3,5	3,5		2,02	0,0562102
	P29				0,00		
6	P5						
		0,1166667	3,5	3,5		1,59	0,1477504
	P8				-0,19		
		0,1333333	4	3,2		1,68	-0,002521
	P15				-0,22		
		0,1423333	3,5	3,5		2,02	0,0679054
	P29				0,00		
7	P5						
		0,1423333	3,5	3,5		1,68	0,2001529
	P8				-0,18		
		0,1333333	4	3,2		1,79	0,0300689
	P15				-0,16		
		0,1166667	3,5	3,5		1,97	0,0613685
	P29				0,00		

Poutres L1-L2-L3

Cas de chargement	Pels	L	L'	Mapp	X0	Ml(x0)	
1	P1				0		
		0,1720712	5,3	5,3		2,1741962	-0,43
	P9				-0,43		
		0,2013	3	2,4		1,7193178	-0,30
	P16				-0,30		
		0,2013	4,1	4,1		2,4152798	0,00
					0,00		
2	P1						
		0,1720712	5,3	5,3		2,1826033	-0,43
	P9				-0,43		
		0,165	3	2,4		1,7704273	-0,29
	P16				-0,29		
		0,2013	4,1	4,1		2,404275	0,00
					0,00		
3	P1						
		0,1720712	5,3	5,3		2,1741962	-0,43
	P9				-0,43		
		0,2013	3	2,4		1,7943005	-0,26
	P16				-0,26		
		0,165	4,1	4,1		2,4287056	0,00
					0,00		
4	P1						
		0,141042	5,3	5,3		2,1639395	-0,36
	P9				-0,36		
		0,2013	3	2,4		1,6024422	-0,30
	P16				-0,30		
		0,2013	4,1	4,1		2,4152798	0,00
					0,00		
5	P1						
		0,141042	5,3	5,3		2,1639395	-0,36
	P9				-0,36		
		0,2013	3	2,4		1,6774249	-0,26
	P16				-0,26		
		0,165	4,1	4,1		2,4287056	0,00
					0,00		
6	P1						
		0,141042	5,3	5,3		2,158345	0,00
	P9				-0,37		
		0,165	3	2,4		1,4646608	0,00
	P16				-0,39		
		0,2013	4,1	4,1		2,5164996	0,00
					0,00		
7	P1						
		0,1720712	5,3	5,3		2,1826033	0,00
	P9				-0,43		
		0,165	3	2,4		1,8619062	0,00
	P16				-0,25		
		0,165	4,1	4,1		2,4152798	0,00
					0,00		

# ANNEXE 4 :

## Armatures dans les poutres continues du radier

Dimensionnement de travée sans armatures comprimées							
Travées	Moment	b	h	$\mu s$	$\alpha l$	$\sigma bc$	As en cm <sup>2</sup>
L2	0.17	0.5	0.5	0.16	0.45	8.13	27.60
L3	0.29	0.5	0.5	0.27	0.54	11.89	48.91
L7	0.28	0.5	0.5	0.26	0.54	11.59	47.10
L8	0.16	0.5	0.5	0.15	0.44	7.79	25.88
L12	0.21	0.5	0.5	0.19	0.49	9.42	34.60
L13	0.17	0.5	0.5	0.16	0.45	8.13	27.60
L19	0.2	0.5	0.5	0.18	0.48	9.10	32.84
L20	0.13	0.5	0.5	0.12	0.41	6.78	20.75
L21	0.14	0.5	0.5	0.13	0.42	7.12	22.45
L5	0.41	0.5	0.5	0.38	0.61	15.45	70.99
L6	0.56	0.5	0.5	0.52	0.67	19.77	99.33
L22	<b>0.12</b>	0.5	0.5	0.11	0.39	6.43	19.06
L23	<b>0.123</b>	0.5	0.5	0.11	0.40	6.53	19.56
L24	<b>0.069</b>	0.5	0.5	0.06	0.31	4.51	10.63
L26	<b>0.045</b>	0.5	0.5	0.04	0.26	3.47	6.80
L27	<b>0.054</b>	0.5	0.5	0.05	0.28	3.88	8.22
L30	<b>0.076</b>	0.5	0.5	0.07	0.33	4.79	11.77
L32	<b>0.029</b>	0.5	0.5	0.03	0.21	2.68	4.31
L37	<b>0.12</b>	0.5	0.5	0.11	0.39	6.43	19.06
L38	<b>0.021</b>	0.5	0.5	0.02	0.18	2.23	3.09

Dimensionnement de travées avec armatures comprimées								
Travées	Mser	b	h	$\alpha l$	Mrb	$\sigma's$	A's(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )
L1	0.41	0.5	0.5	0.583	0.357	182.11	7.33	74.97
L4	0.9	0.5	0.7	0.583	0.699	182.11	27.59	99.74
L9	1.05	0.5	0.7	0.583	0.699	182.11	48.18	124.91
L29	<b>0.228</b>	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	1.92	68.37
L39	<b>0.25</b>	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	4.94	72.06
L40	<b>0.226</b>	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	1.65	68.03
L25	<b>0.219</b>	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	0.69	66.86

Dimensionnement d'appui sans armatures comprimées							
Appuis	Moment	b	h	$\mu_s$	$\alpha_l$	$\sigma_{bc}$	As en cm <sup>2</sup>
P16	0.30	0.50	0.50	0.28	0.55	13.22	50.99
P22	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
P6	0.35	0.50	0.70	0.16	0.46	9.07	40.61
P23	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
P19	0.30	0.50	0.50	0.28	0.55	13.33	51.57
P25	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
P8	0.20	0.50	0.50	0.18	0.48	9.86	32.97
P15	0.20	0.50	0.50	0.18	0.48	9.86	32.97
P28	0.00	0.50	0.50	0.00	0.00	0.00	0.00
P17	0.58	0.50	0.70	0.27	0.55	13.06	70.14
P21	0	0.3	0.5	0.00	0.00	0.00	0.00
P22	0.143	0.3	0.5	0.13	0.42	7.80	22.96
P23	0.083	0.3	0.5	0.08	0.34	5.47	12.91
P25	0.137	0.3	0.5	0.13	0.41	7.58	21.94
P26	0.054	0.3	0.5	0.05	0.28	4.19	8.22
P27	0	0.3	0.5	0.00	0.00	0.00	0.00
P1	0	0.3	0.5	0.00	0.00	0.00	0.00
P2	0.143	0.3	0.5	0.13	0.42	7.80	22.96
P5	0	0.3	0.5	0.00	0.00	0.00	0.00
P14	0.161	0.3	0.5	0.15	0.44	8.46	26.05
P15	0	0.3	0.5	0.00	0.00	0.00	0.00

Dimensionnement d'appui avec armatures comprimées								
Appuis	Mser	b	h	$\alpha_l$	Mrb	$\sigma_s$	A's(cm <sup>2</sup> )	As(cm <sup>2</sup> )
P9	0.43	0.50	0.50	0.583	0.357	182.11	10.61	73.10
P10	0.94	0.50	0.80	0.583	0.913	182.11	3.51	89.51
P11	0.99	0.50	0.80	0.583	0.913	182.11	10.57	109.71
P24	0.228	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	1.92	38.83
P3	0.224	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	1.38	38.21
P12	0.258	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	6.04	43.49
P4	0.321	0.3	0.5	0.583	0.214	182.11	14.69	53.28

## Détermination des armatures transversales

Poutre	V max V(o)	V(h/2)	d	b	$\tau$ Mpa	$\tau$ (h/2) Mpa	$\rho_t = A_t / (b \cdot S_t)$
L1	0,51	0,46	0,5	0,5	2,04	1,84	0,006
L2	0,5	0,43	0,5	0,5	2,00	1,72	0,005
L3	0,67	0,6	0,7	0,5	1,91	1,71	0,005
L4	1,13	0,95	0,8	0,6	2,35	1,98	0,006
L5	1	0,82	0,8	0,5	2,50	2,05	0,007
L6	1,56	1,37	1	0,7	2,23	1,96	0,006
L7	0,55	0,41	0,7	0,5	1,57	1,17	0,004
L8	0,69	0,51	0,7	0,5	1,97	1,46	0,005
L9	1,74	1,56	1	0,7	2,49	2,23	0,007
L12	0,51	0,4	0,5	0,5	2,04	1,60	0,005
L13	0,69	0,6	0,6	0,5	2,30	2,00	0,006
L19	0,34	0,30	0,5	0,5	1,36	1,20	0,004
L20	0,45	0,40	0,5	0,5	1,80	1,60	0,005
L21	0,42	0,37	0,5	0,5	1,68	1,48	0,005

# **ANNEXE 5:**

## **Calculs des panneaux du radier**

**CALCUL DES SECTION D'ACIERS EN TRAVÉE A L'ELS**

Panneaux	Mtx MN.m	Mty MN.m	bo m	h m	d m	Fbc Mpa	ux	uy	fx	fy	ax	ay	rbcx	rbcy	Asx m <sup>2</sup>	Asy m <sup>2</sup>
1	0.118202	0.039231	1	0.5	0.45	15	1.109	1.0361	0.5423	0.3233	0.2918	0.17741	4.423	2.315	0.00180381	0.00057393
2	0.11674	0.039715	1	0.5	0.45	15	1.107	1.03654	0.5393	0.3252	0.2903	0.17842	4.389	2.331	0.00178046	0.00058122
3	0.101034	0.031088	1	0.5	0.45	15	1.093	1.02861	0.505	0.2888	0.2725	0.15914	4.02	2.031	0.00153075	0.00045175
4	0.12079	0.07175	1	0.5	0.45	15	1.111	1.06602	0.5476	0.431	0.2946	0.23395	4.482	3.278	0.00184521	0.00107168
5	0.094922	0.046436	1	0.5	0.45	15	1.087	1.04273	0.4908	0.3506	0.2651	0.19182	3.871	2.548	0.0014342	0.00068292
6	0.113929	0.040786	1	0.5	0.45	15	1.105	1.03753	0.5334	0.3294	0.2872	0.18064	4.324	2.366	0.00173559	0.00059138
7	0.102344	0.044591	1	0.5	0.45	15	1.094	1.04103	0.508	0.3438	0.274	0.18826	4.051	2.489	0.0015515	0.00065495
8	0.084912	0.048434	1	0.5	0.45	15	1.078	1.04457	0.4662	0.3577	0.2523	0.19558	3.622	2.61	0.0012769	0.00071133
9	0.119933	0.048573	1	0.5	0.45	15	1.11	1.0447	0.5459	0.3582	0.2937	0.19584	4.463	2.614	0.00183149	0.00071541
10	0.101842	0.053314	1	0.5	0.45	15	1.094	1.04906	0.5069	0.3745	0.2734	0.2044	4.039	2.758	0.00154354	0.00078172
11	0.079915	0.030032	1	0.5	0.45	15	1.074	1.02763	0.4532	0.284	0.2455	0.15657	3.493	1.993	0.00119876	0.00043599
12	0.072029	0.066526	1	0.5	0.45	15	1.066	1.06122	0.4318	0.4159	0.2344	0.22609	3.285	3.136	0.00107602	0.00099179
13	0.060029	0.024912	1	0.5	0.45	15	1.055	1.02292	0.3962	0.2593	0.2158	0.14337	2.953	1.796	0.00089064	0.0003599

CALCUL DES SECTION D'ACIERS SUR APPUIS EXTREMES A L'ELS

Panneaux	Maex MN.m	Maey MN.m	bo m	h m	d m	Fbc Mpa	ux	uy	ux	uy	ux	uy	rbcx	rbcy	Asaex m <sup>2</sup>	Asaey m <sup>2</sup>
1	0.041718	0.041718	1	0,5	0,45	15	1,038	1,03839	0,333	0,333	0,1825	0,18255	2,397	2,397	0,00061146	0,00061146
2	0.041202	0.041202	1	0,5	0,45	15	1,038	1,03791	0,331	0,331	0,1815	0,18149	2,38	2,38	0,00060367	0,00060367
3	0.035659	0.035659	1	0,5	0,45	15	1,033	1,03281	0,3087	0,3087	0,1697	0,16969	2,194	2,194	0,00052019	0,00052019
4	0.042632	0.042632	1	0,5	0,45	15	1,039	1,03923	0,3365	0,3365	0,1844	0,18439	2,427	2,427	0,00062527	0,00062527
5	0.033502	0.033502	1	0,5	0,45	15	1,031	1,03083	0,2995	0,2995	0,1648	0,16481	2,118	2,118	0,00048784	0,00048784
6	0.04021	0.04021	1	0,5	0,45	15	1,037	1,037	0,3272	0,3272	0,1795	0,17945	2,347	2,347	0,00058869	0,00058869
7	0.036122	0.036122	1	0,5	0,45	15	1,033	1,03324	0,3106	0,3106	0,1707	0,17071	2,21	2,21	0,00052714	0,00052714
8	0.029969	0.029969	1	0,5	0,45	15	1,028	1,02758	0,2837	0,2837	0,1564	0,15642	1,99	1,99	0,00043505	0,00043505
9	0.042329	0.042329	1	0,5	0,45	15	1,039	1,03895	0,3354	0,3354	0,1838	0,18378	2,417	2,417	0,0006207	0,0006207
10	0.035944	0.035944	1	0,5	0,45	15	1,033	1,03308	0,3099	0,3099	0,1703	0,17032	2,203	2,203	0,00052447	0,00052447
11	0.028205	0.028205	1	0,5	0,45	15	1,026	1,02595	0,2755	0,2755	0,152	0,15202	1,924	1,924	0,00040879	0,00040879
12	0.025422	0.025422	1	0,5	0,45	15	1,023	1,02339	0,2619	0,2619	0,1447	0,14475	1,817	1,817	0,00036746	0,00036746
13	0.021187	0.021187	1	0,5	0,45	15	1,019	1,0195	0,2395	0,2395	0,1328	0,13277	1,643	1,643	0,00030488	0,00030488

**CALCUL DES SECTION D'ACIERS SUR APPUIS CONTINUS A L'ELS**

Panneaux	Macx MN.m	Macy MN.m	bo m	h m	d m	Fbc Mpa	ux	uy	αx	αy	βx	βy	γbcx	γbcy	Asacx m <sup>2</sup>	Asacy m <sup>2</sup>
1	0.069531	0.069531	1	0.5	0.45	15	1.064	1.06398	0.4247	0.4247	0.2307	0.23066	3.218	3.218	0.00103728	0.00103728
2	0.068671	0.068671	1	0.5	0.45	15	1.063	1.06319	0.4222	0.4222	0.2294	0.22936	3.195	3.195	0.00102396	0.00102396
3	0.059432	0.059432	1	0.5	0.45	15	1.055	1.05469	0.3944	0.3944	0.2148	0.21481	2.936	2.936	0.00088146	0.00088146
4	0.071053	0.071053	1	0.5	0.45	15	1.065	1.06538	0.429	0.429	0.2329	0.23292	3.259	3.259	0.00106088	0.00106088
5	0.055836	0.055836	1	0.5	0.45	15	1.051	1.05138	0.3829	0.3829	0.2088	0.20877	2.832	2.832	0.00082631	0.00082631
6	0.067017	0.067017	1	0.5	0.45	15	1.062	1.06167	0.4174	0.4174	0.2268	0.22685	3.149	3.149	0.00099838	0.00099838
7	0.060203	0.060203	1	0.5	0.45	15	1.055	1.0554	0.3968	0.3968	0.2161	0.21607	2.958	2.958	0.00089331	0.00089331
8	0.049948	0.049948	1	0.5	0.45	15	1.046	1.04596	0.3631	0.3631	0.1984	0.19837	2.656	2.656	0.00073635	0.00073635
9	0.070549	0.070549	1	0.5	0.45	15	1.065	1.06492	0.4276	0.4276	0.2322	0.23217	3.246	3.246	0.00105306	0.00105306
10	0.059907	0.059907	1	0.5	0.45	15	1.055	1.05513	0.3959	0.3959	0.2156	0.21559	2.95	2.95	0.00088877	0.00088877
11	0.047009	0.047009	1	0.5	0.45	15	1.043	1.04326	0.3527	0.3527	0.1929	0.19291	2.565	2.565	0.00069163	0.00069163
12	0.04237	0.04237	1	0.5	0.45	15	1.039	1.03899	0.3355	0.3355	0.1839	0.18386	2.418	2.418	0.00062132	0.00062132
13	0.035311	0.035311	1	0.5	0.45	15	1.032	1.03249	0.3073	0.3073	0.1689	0.16891	2.181	2.181	0.00051496	0.00051496

**CALCUL DES MOMENTS AU CENTRE ET SUR APPUIS**

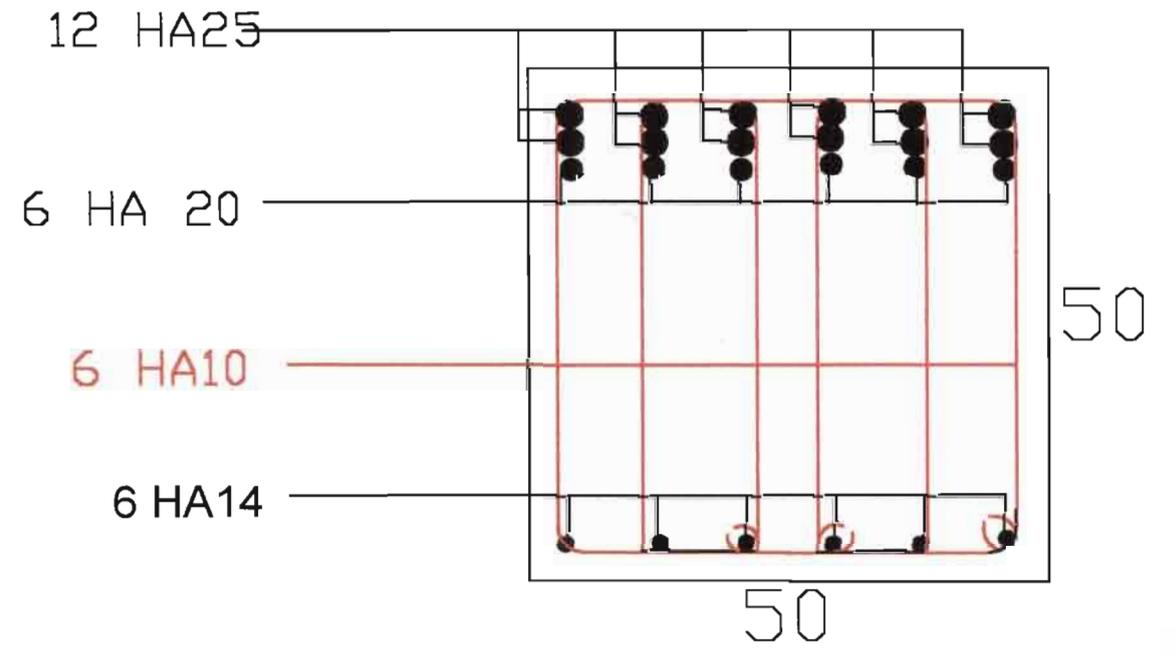
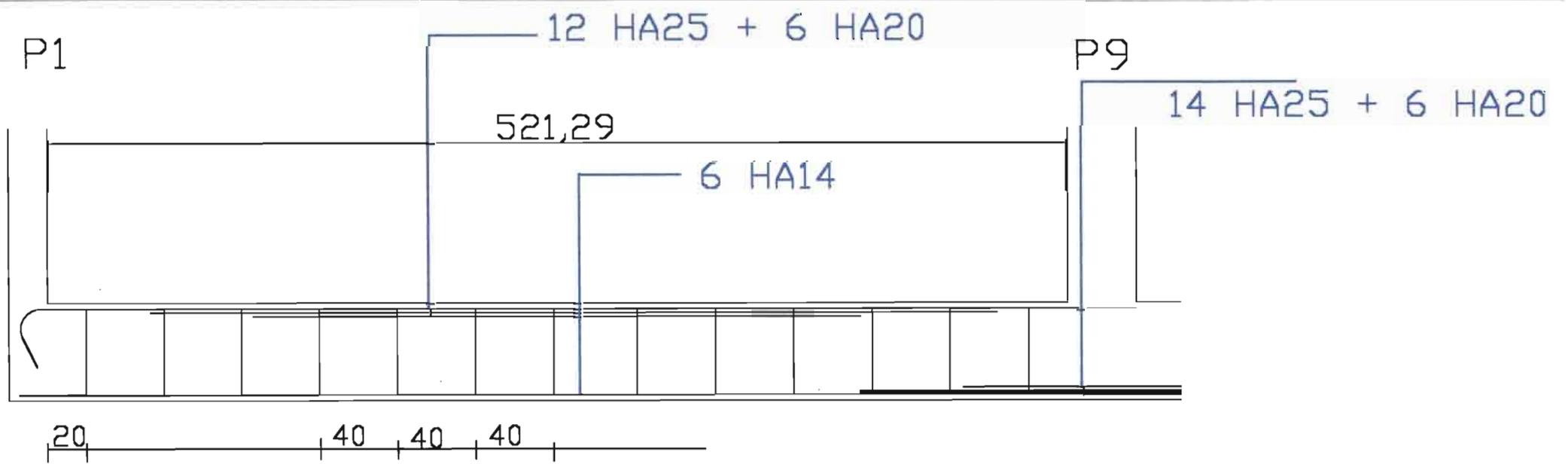
Panneaux	lx m	ly m	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	Mox MN.m	Moy MN.m	Mtx MN.m	Mty MN.m	Maex MN.m	Maey MN.m	Macx MN.m	Macy MN.m
1	3.3	7.1	0.465	0.1051	0.3319	0.191138	0.063439	0.1624673	0.0539229	-0.0573414	-0.057341	-0.09556901	-0.09556901
2	3.3	7	0.471	0.1038	0.3402	0.188774	0.064221	0.1604577	0.0545877	-0.0566321	-0.056632	-0.0943869	-0.0943869
3	3	7	0.429	0.1087	0.3077	0.163376	0.050271	0.1388697	0.0427302	-0.0490128	-0.049013	-0.08168805	-0.08168805
4	4	5.6	0.714	0.0731	0.594	0.195323	0.116022	0.1660247	0.0986187	-0.058597	-0.058597	-0.0976616	-0.0976616
5	3.3	5.3	0.623	0.0844	0.4892	0.153492	0.075088	0.1304685	0.0638252	-0.0460477	-0.046048	-0.07674619	-0.07674619
6	3.3	6.7	0.493	0.1013	0.358	0.184227	0.065953	0.1565931	0.0560603	-0.0552682	-0.055268	-0.09211361	-0.09211361
7	3.3	5.8	0.569	0.091	0.4357	0.165495	0.072106	0.140671	0.0612904	-0.0496486	-0.049649	-0.08274767	-0.08274767
8	3.3	4.8	0.688	0.0755	0.5704	0.137307	0.07832	0.1167106	0.0665717	-0.041192	-0.041192	-0.06865328	-0.06865328
9	3.5	6.5	0.538	0.0948	0.405	0.193937	0.078545	0.1648465	0.0667628	-0.0581811	-0.058181	-0.09696855	-0.09696855
10	3.5	5.4	0.648	0.0805	0.5235	0.164683	0.086211	0.1399804	0.0732798	-0.0494049	-0.049405	-0.08234144	-0.08234144
11	2.8	5.5	0.509	0.0987	0.3758	0.129226	0.048563	0.109842	0.0412786	-0.0387678	-0.038768	-0.06461297	-0.06461297
13	3.8	4	0.95	0.0483	0.9236	0.116474	0.107576	0.0990033	0.0914395	-0.0349423	-0.034942	-0.05823724	-0.05823724
12	2.5	4.5	0.556	0.093	0.415	0.097069	0.040284	0.0825084	0.034241	-0.0291206	-0.029121	-0.04853438	-0.04853438

**CALCUL DES MOMENTS AU CENTRE ET SUR APPUIS A L'ELS**

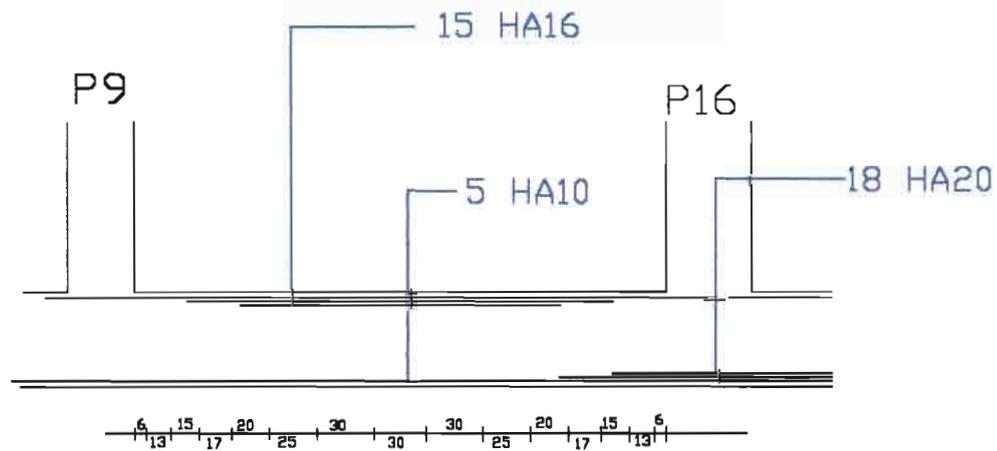
Panneaux	lx m	ly m	$\alpha$	$\mu_x$	$\mu_y$	Mox MN.m	Moy MN.m	Mtx MN.m	Mty MN.m	Maex MN.m	Maey MN.m	Macx MN.m	Macy MN.m
1	3.3	7.1	0.465	0.1051	0.3319	0.139061	0.046155	0.1182023	0.0392313	-0.0417184	-0.041718	-0.06953074	-0.06953074
2	3.3	7	0.471	0.1038	0.3402	0.137341	0.046724	0.1167402	0.039715	-0.0412024	-0.041202	-0.06867071	-0.06867071
3	3	7	0.429	0.1087	0.3077	0.118863	0.036574	0.1010339	0.0310881	-0.035659	-0.035659	-0.05943173	-0.05943173
4	4	5.6	0.714	0.0731	0.594	0.142106	0.084411	0.1207904	0.0717495	-0.0426319	-0.042632	-0.0710532	-0.0710532
5	3.3	5.3	0.623	0.0844	0.4892	0.111673	0.05463	0.0949217	0.0464357	-0.0335018	-0.033502	-0.0558363	-0.0558363
6	3.3	6.7	0.493	0.1013	0.358	0.134034	0.047984	0.1139285	0.0407864	-0.0402101	-0.04021	-0.06701679	-0.06701679
7	3.3	5.8	0.569	0.091	0.4357	0.120405	0.052461	0.1023445	0.0445915	-0.0361216	-0.036122	-0.06020264	-0.06020264
8	3.3	4.8	0.688	0.0755	0.5704	0.099897	0.056981	0.0849122	0.0484339	-0.029969	-0.029969	-0.04994835	-0.04994835
9	3.5	6.5	0.538	0.0948	0.405	0.141098	0.057145	0.1199333	0.048573	-0.0423294	-0.042329	-0.07054898	-0.07054898
10	3.5	5.4	0.648	0.0805	0.5235	0.119814	0.062723	0.1018421	0.0533143	-0.0359443	-0.035944	-0.05990709	-0.05990709
11	2.8	5.5	0.509	0.0987	0.3758	0.094018	0.035332	0.079915	0.0300321	-0.0282053	-0.028205	-0.04700884	-0.04700884
12	3.8	4	0.95	0.0483	0.9236	0.08474	0.078266	0.0720294	0.0665263	-0.0254221	-0.025422	-0.04237021	-0.04237021
13	2.5	4.5	0.556	0.093	0.415	0.070622	0.029308	0.0600286	0.0249119	-0.0211866	-0.021187	-0.03531094	-0.03531094

# **ANNEXE G**

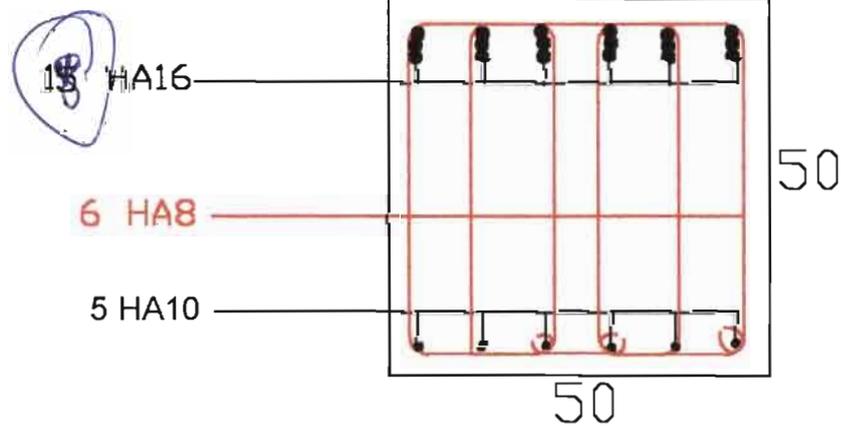
## **Plans d'executions**



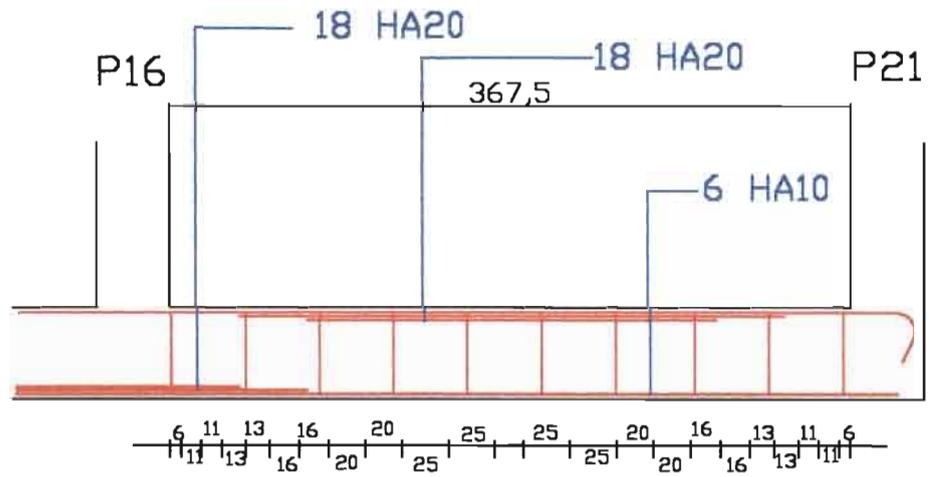
Poutre  
continue  
L1-L2-L3:  
Travée L1



Poutre  
continue  
L1-L2-L3:  
Travée L2

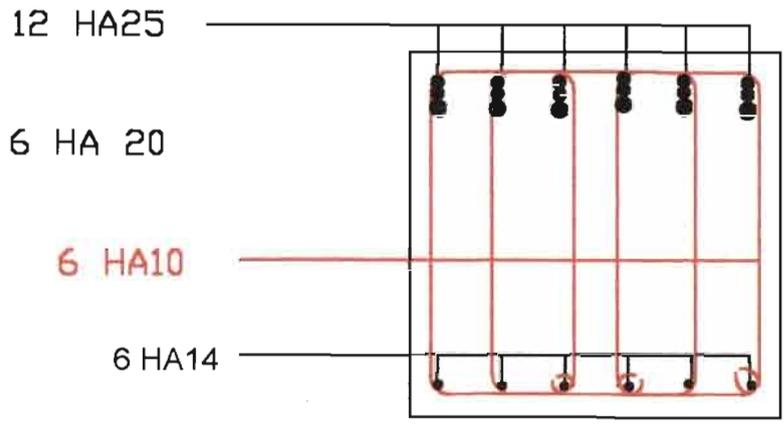


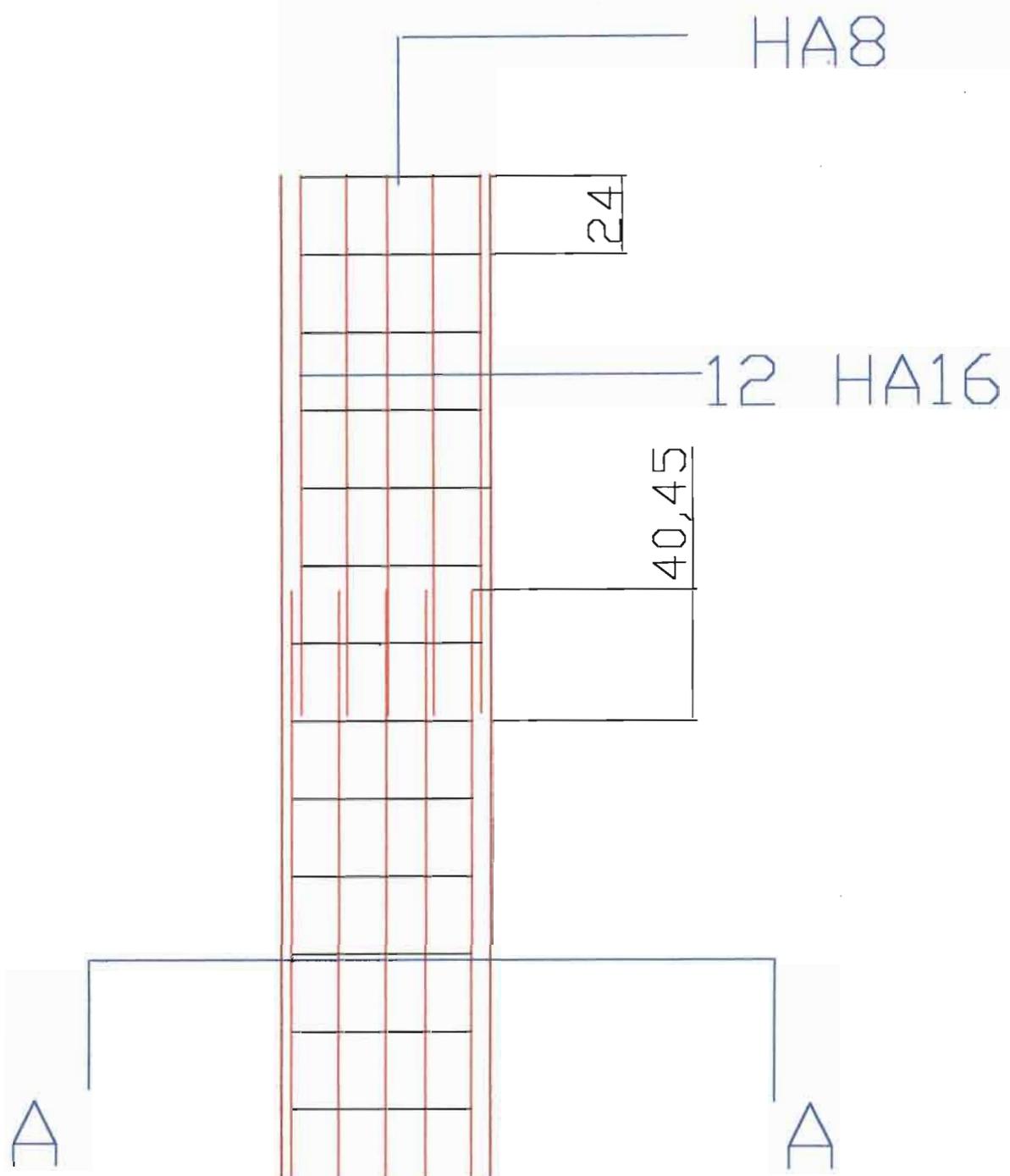
43



mm

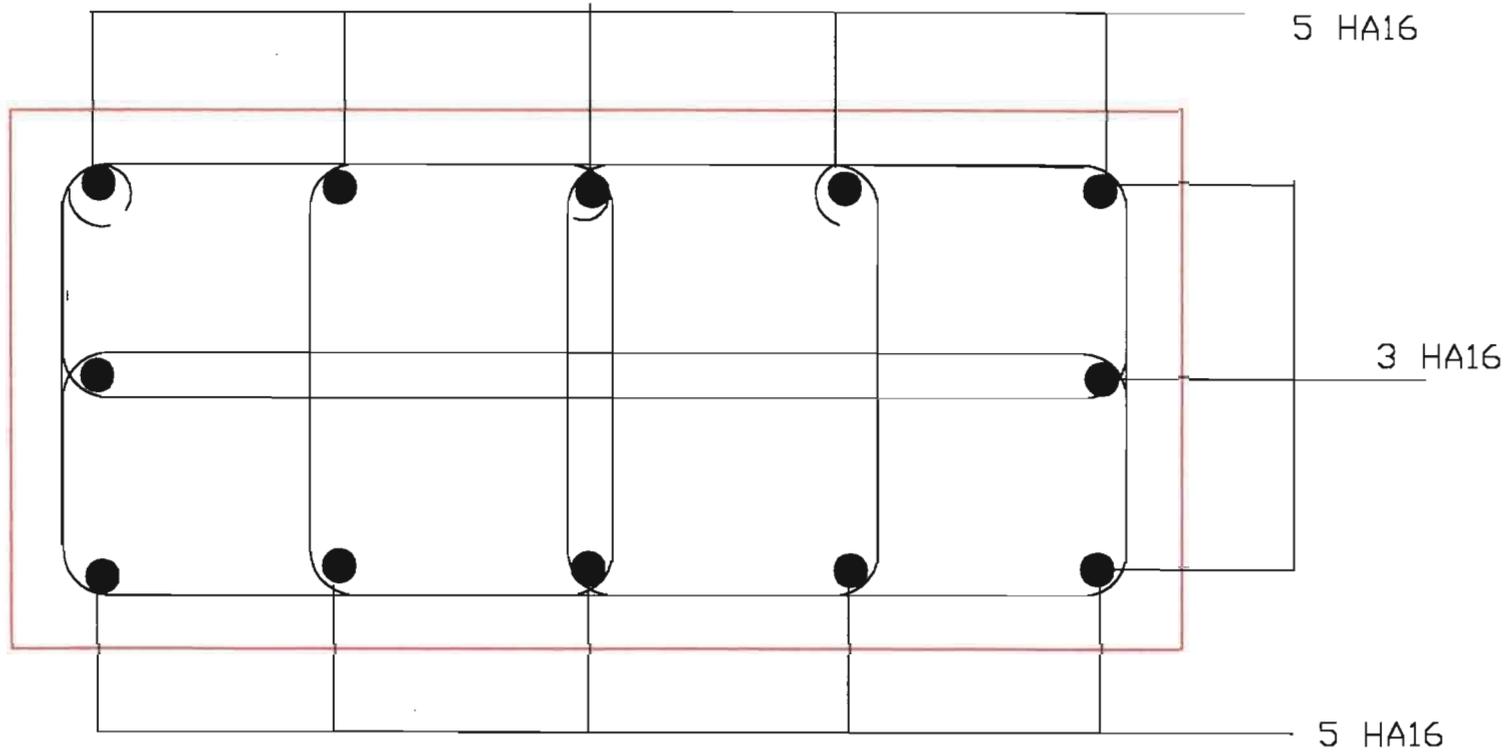
Poutre  
continue  
L1-L2-L3:  
Travée L3



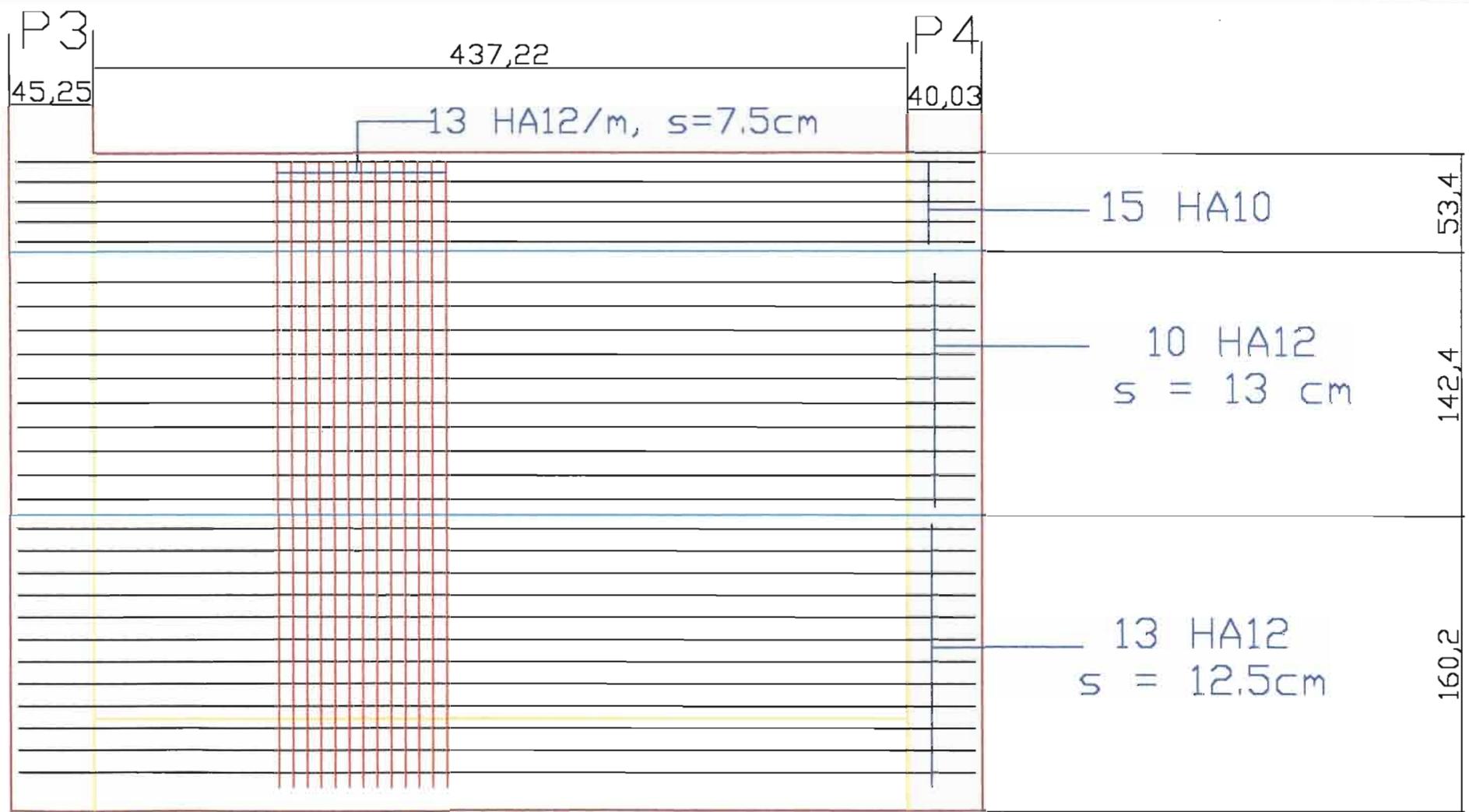


Ferrallage poteau P11: coupe longitudinale

46



Coupe AA du poteau P11



Ferraillage voile sur poutre l39 - face intérieure.

P4

P3

436,62

40,03

45,25

6 HA8/m, s=16

5 HA10

53,4

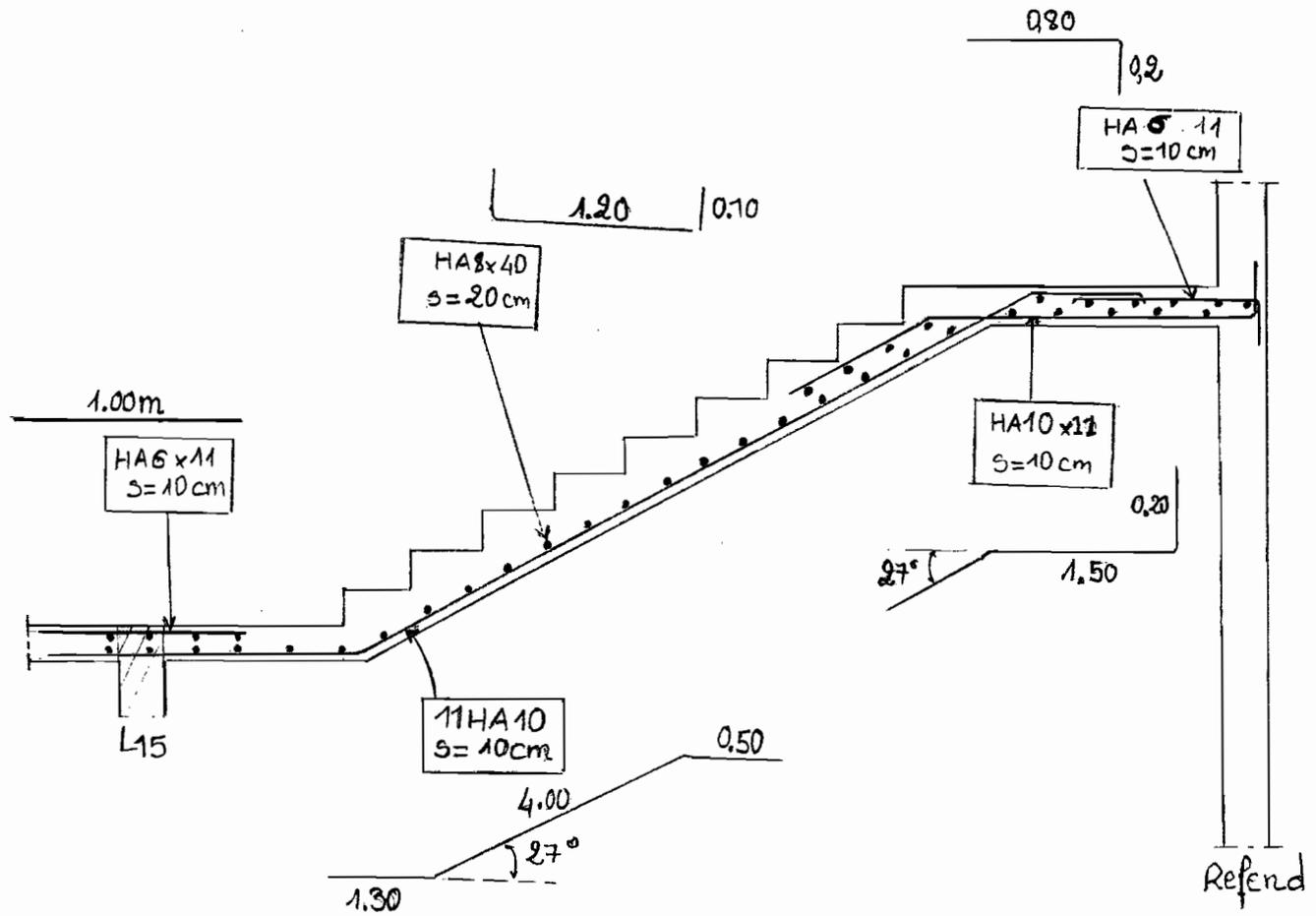
4 HA8,  
s=30cm

142,4

5 HA8,  
s=25cm

160,2

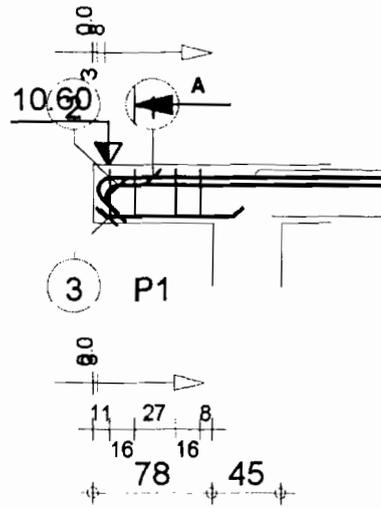
Ferrailade voile sur poutre l39 - face extérieure



ferrailage des escaliers

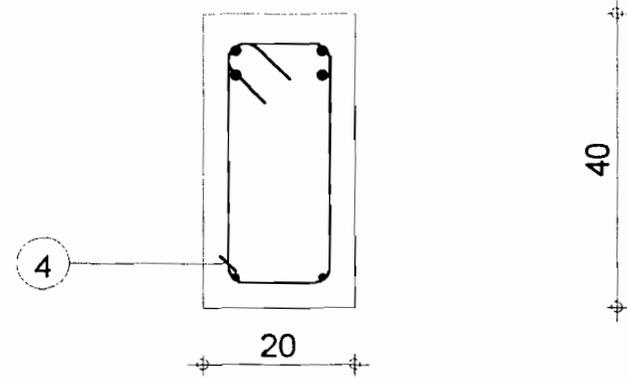
# **ANNEXE 7**

## **Quelques schémas de ferrailage de poutres** **donnés par Robot**



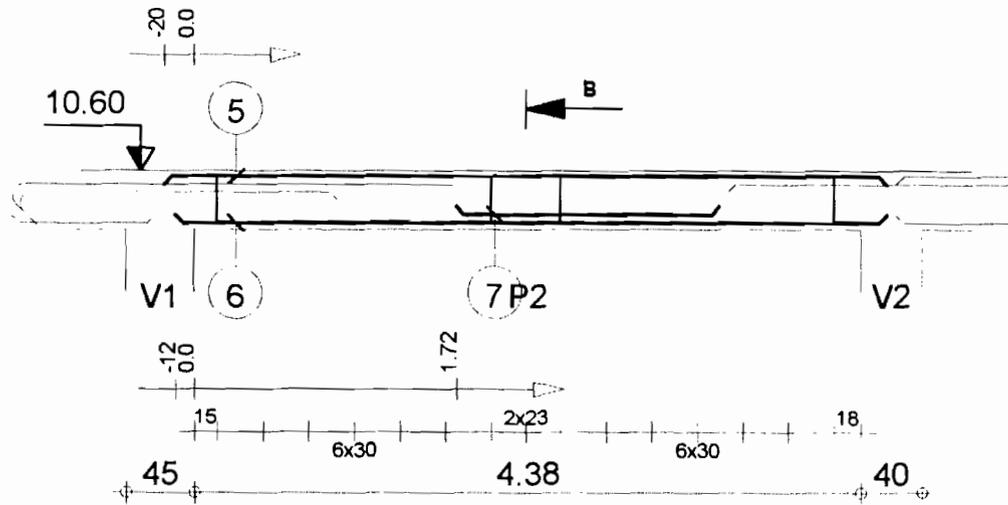
Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA14 l=3.20	1.02	2.95
②	2HA14 l=2.34	1.02	2.09
③	2HA8 l=95	0.00	95
④	4HA6 l=1.07	5.20	33

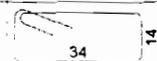
A-A



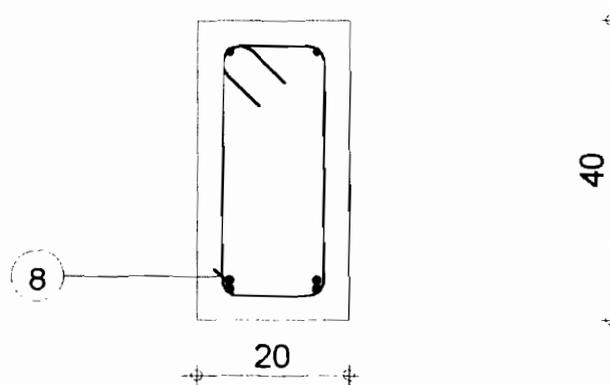
ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.0804m3	Acier HA = 15.1kg	HA500
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
<b>étage courant</b>		<b>L35L36 : P1</b>	<b>Nombre 1</b>	Surface du coffrage = 1.04m2	Enrobage latéral 3cm	
<b>PF=30</b>		<b>Section 20x40</b>		Densité = 187.8kg/m3	Echelle pour la vue 1/50	
				Diamètre moyen = 11.4mm	Echelle pour la section 1/10	



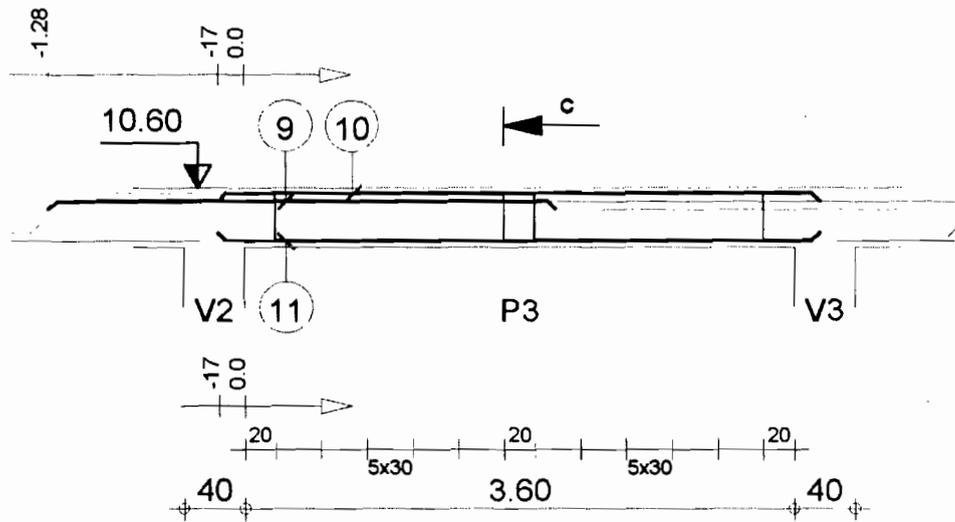


Pos.	Armature	Code	Forme
5	2HA8 l=4.75	0.00	4.75
6	2HA12 l=4.67	0.00	4.67
7	2HA12 l=1.72	0.00	1.72
8	15HA6 l=1.09	5.20	

**B-B**

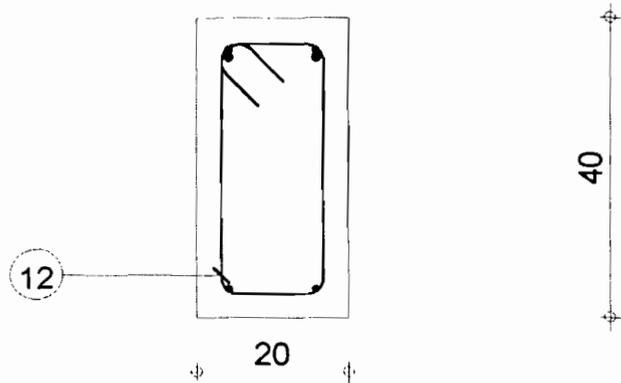


ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.384m <sup>3</sup>	Acier HA = 18.7kg	HA500
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
 <b>étage courant</b> <b>PFF poutres</b>		<b>L35L36 : P2</b> <b>Section 20x40</b>		<b>Nombre 1</b>		Surface du coffrage = 4.72m <sup>2</sup>
						Densité = 48.7kg/m <sup>3</sup>
				Diamètre moyen = 8.48mm	Echelle pour la section 1/10	



Pos.	Armature	Code	Forme
9	2HA12 l=3.32	0.00	3.32
10	2HA8 l=3.94	0.00	3.94
11	2HA8 l=3.94	0.00	3.94
12	12HA6 l=1.09	5.20	34

C-C



ESP-Thiès projet de fin d'étude

Tél. 2001/2002 Fax

Béton = 0.32m3

Acier HA = 15kg

HA500

Tenue au feu 1/2h

Fissuration peu préjudiciable

Reprise de bétonnage : Non

Fc28 = 25MPa

Surface du coffrage = 3.92m2  
Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm  
Enrobage latéral 3cm

**BAT** étage courant  
PFF poutres

**L35L36 : P3**

**Nombre 1**

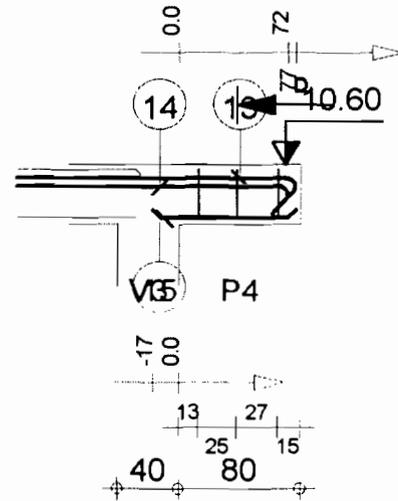
**Section 20x40**

Densité = 46.88kg/m3

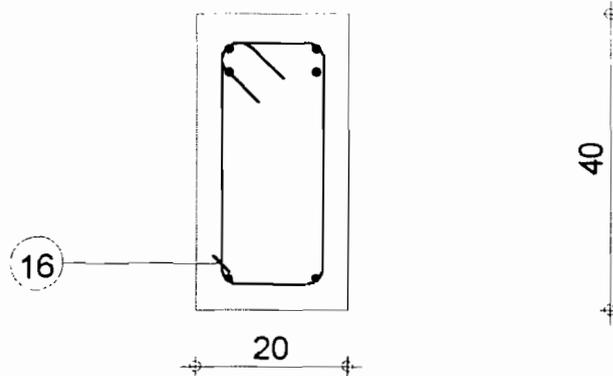
Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 8.01mm

Echelle pour la section 1/10

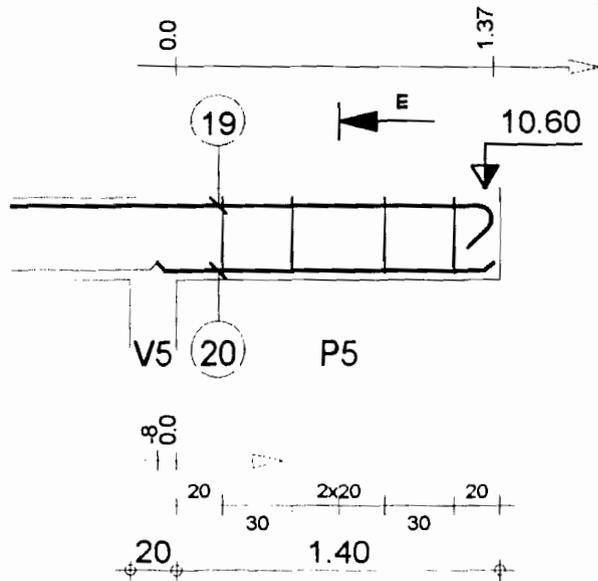


D-D

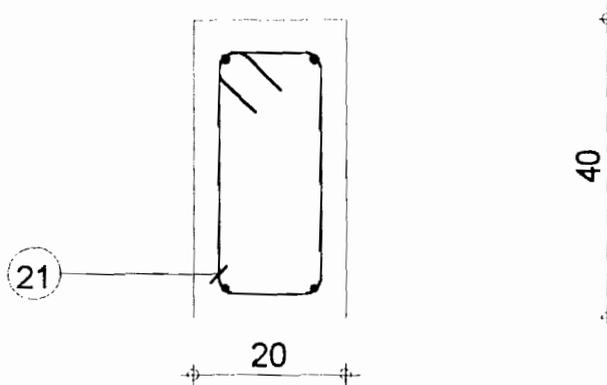


Pos.	Armature	Code	Forme
13	2HA12 l=3.40	1.02	3 21
14	2HA12 l=2.59	1.02	2.40
15	2HA8 l=94	0.00	94
16	3HA6 l=1.07	5.20	33

ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.08m3	Acier HA = 12.1kg	HA500
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa		
 <b>étage courant</b> <b>PFEpoutres</b>	<b>L35L36 : P4</b> <b>Section 20x40</b>	<b>Nombre 1</b>	Surface du coffrage = 1.04m2	Enrobage inférieur 3cm	Enrobage supérieur 3cm	
			Densité = 151.3kg/m3 Diamètre moyen = 10.4mm	Enrobage latéral 3cm		Echelle pour la vue 1/50 Echelle pour la section 1/10



E-E



Pos.	Armature	Code	Forme
19	2HA12 l=3.43	1.02	3.24
20	2HA8 l=1.45	0.00	1.45
21	5HA6 l=1.07	5.20	

ESP-Thiès projet de fin d'étude

Tél. 2001/2002 Fax

Béton = 0.12m<sup>3</sup>

Acier HA = 8.42kg

HA500

Tenue au feu 1/2h

Fissuration peu préjudiciable

Reprise de bétonnage : Non

Fc28 = 25MPa

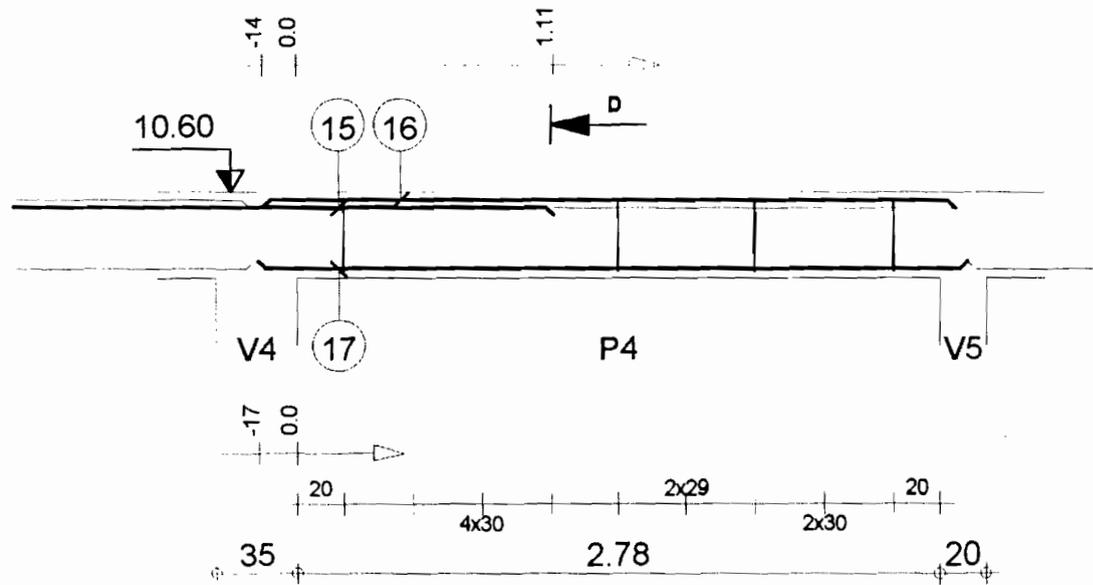
Surface du coffrage = 1.56m<sup>2</sup> Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm  
Enrobage latéral 3cm

Densité = 70.17kg/m<sup>3</sup>  
Diamètre moyen = 9.1mm

Echelle pour la vue 1/33  
Echelle pour la section 1/10

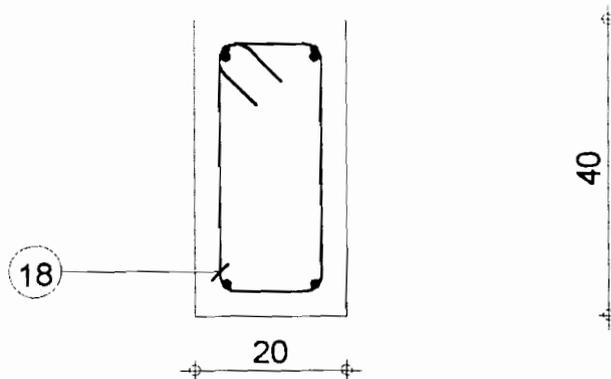
**BAT** RDC  
PFF poutres

**L31L32L33L34 : P5 Nombre 1**  
**Section 20x40**

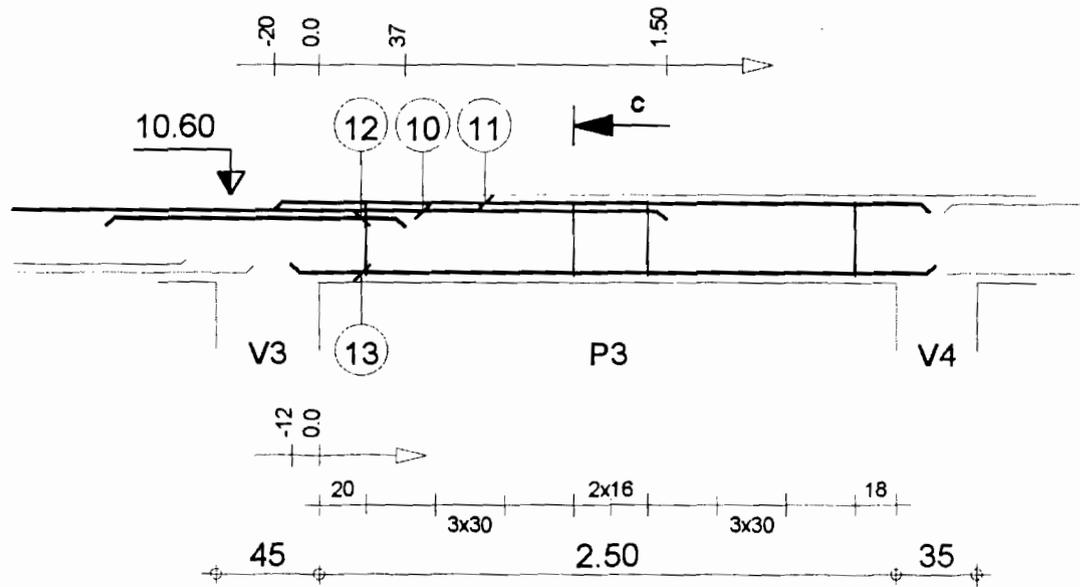


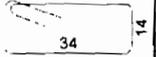
Pos.	Armature	Code	Forme
15	2HA12 l=2.46	0.00	2.46
16	2HA8 l=3.00	0.00	3.00
17	2HA12 l=3.07	0.00	3.07
18	9HA6 l=1.09	5.20	34

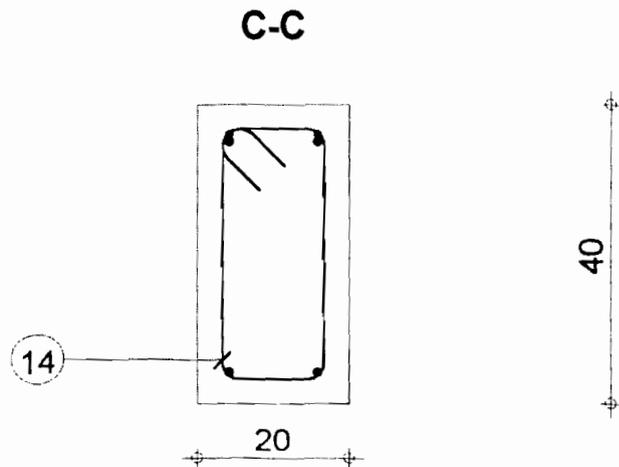
D-D



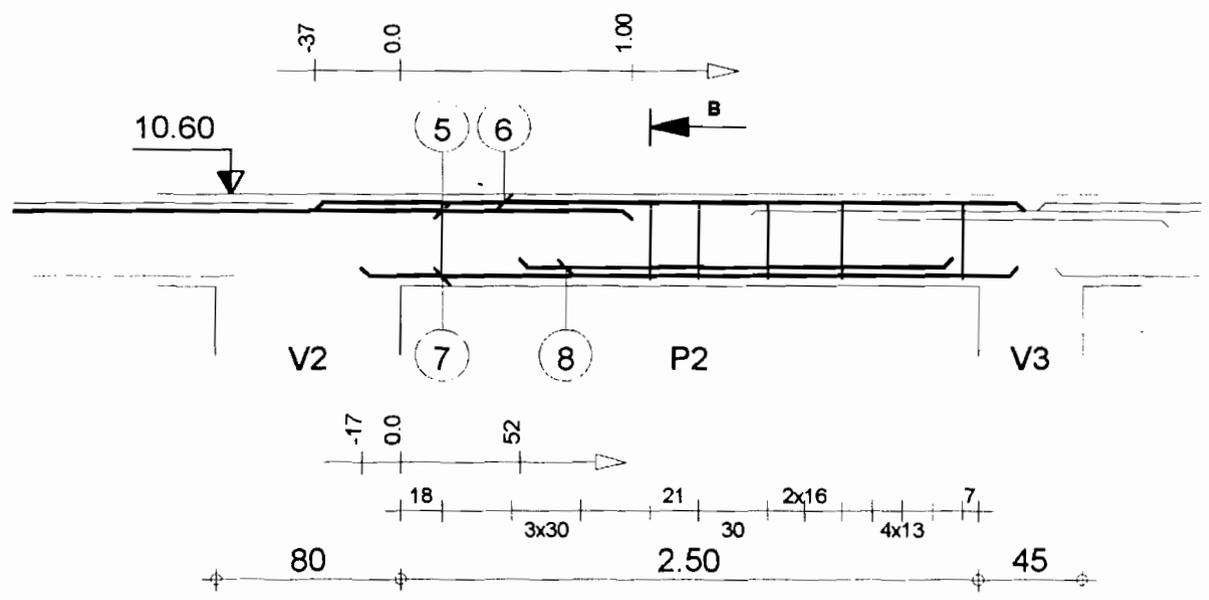
ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.244m <sup>3</sup>	Acier HA = 14.4kg	HA500
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
 <b>RDC</b> <b>PFF poutres</b>	<b>L31L32L33L34 : P4</b> Nombre 1 <b>Section 20x40</b>			Surface du coffrage = 3m <sup>2</sup>	Enrobage latéral 3cm	
				Densité = 59.02kg/m <sup>3</sup> Diamètre moyen = 8.92mm	Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/10	

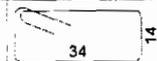


Pos.	Armature	Code	Forme
⑩	2HA12 l=2.95	0.00	2.95
⑪	2HA8 l=2.84	0.00	2.84
⑫	2HA12 l=1.29	0.00	1.29
⑬	2HA12 l=2.79	0.00	2.79
⑭	9HA6 l=1.09	5.20	

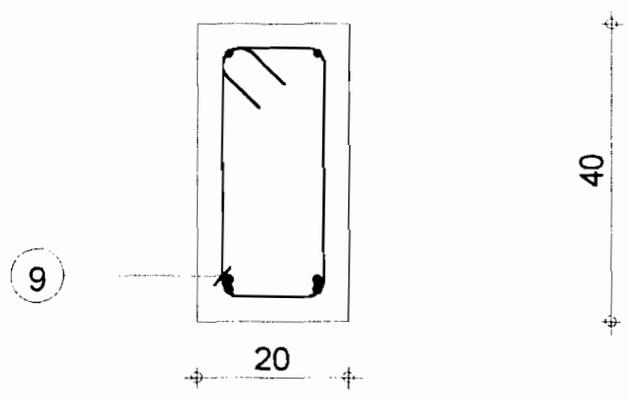


ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.232m <sup>3</sup>	Acier HA = 16.9kg	HA500
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
 <b>RDC</b> <b>PFE poutres</b>				<b>L31L32L33L34 : P3</b> Nombre 1		Surface du coffrage = 2.82m <sup>2</sup> Enrobage latéral 3cm
				<b>Section 20x40</b>		



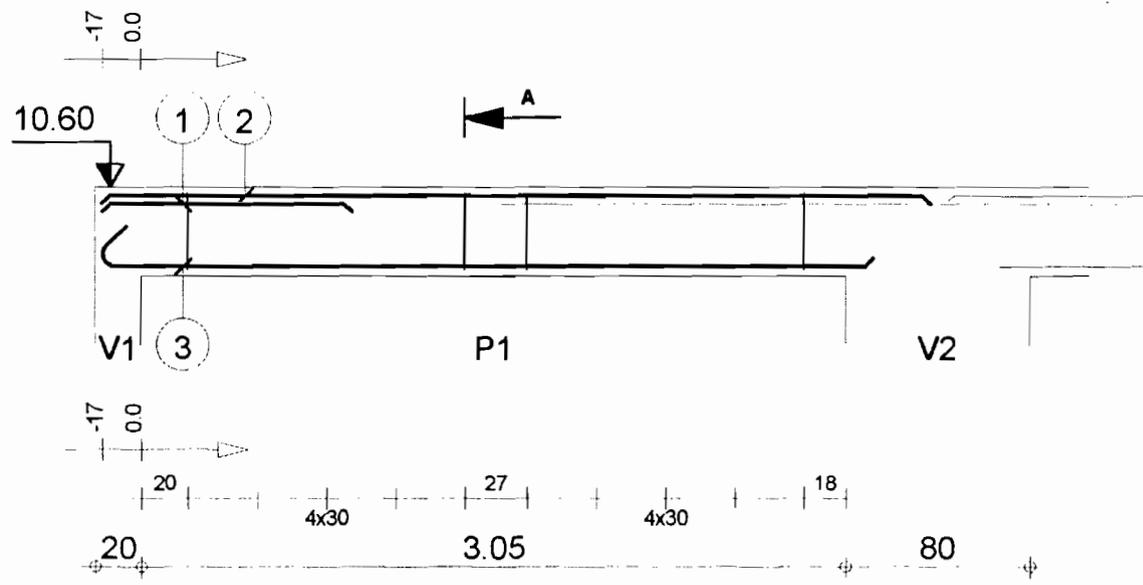
Pos.	Armature	Code	Forme
5	2HA14 l=3.33	0.00	3.33
6	2HA8 l=3.06	0.00	3.06
7	2HA12 l=2.83	0.00	2.83
8	2HA12 l=1.87	0.00	1.87
9	12HA6 l=1.09	5.20	

**B-B**



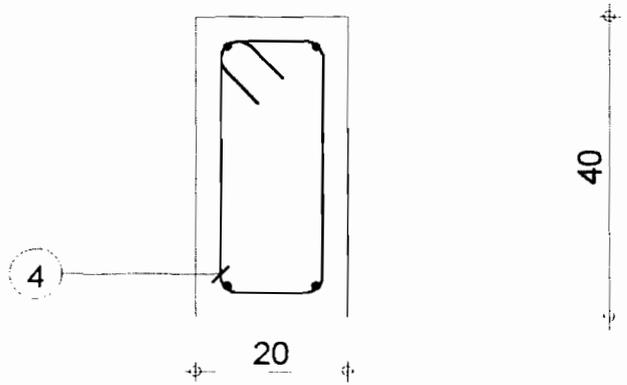
ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.25m <sup>3</sup>	Acier HA = 21.7kg	HA500
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
 <b>RDC</b> <b>PFF</b>				Surface du coffrage = 3m <sup>2</sup>		Enrobage latéral 3cm
				Densité = 86.8kg/m <sup>3</sup> Diamètre moyen = 9.46mm		Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/10
<b>L31L32L33L34 : P2</b> Nombre 1 <b>Section 20x40</b>						

5.3



Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA12 l=1.08	0.00	1.08
②	2HA8 l=3.59	0.00	3.59
③	2HA12 l=3.53	1.02	3.34
④	10HA6 l=1.09	5.20	34 14

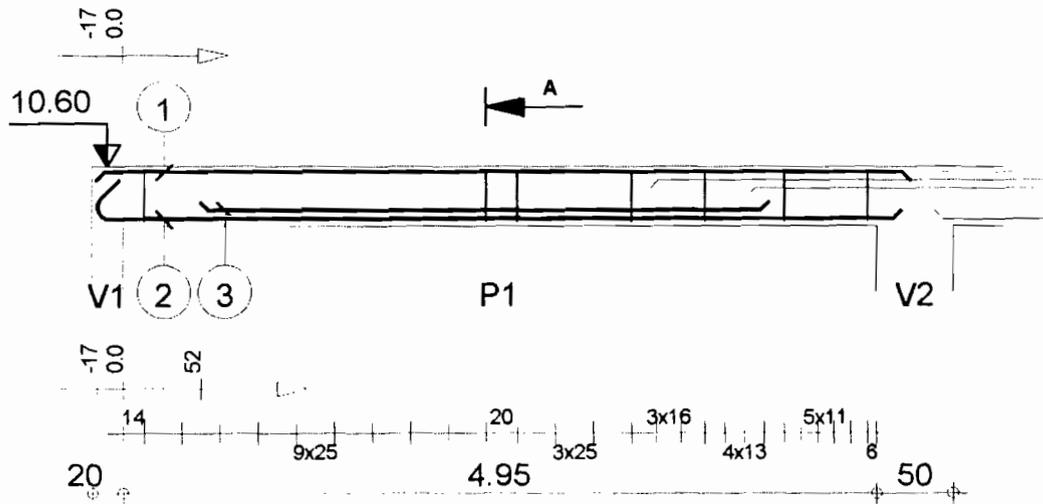
A-A



ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.292m3	Acier HA = 13.4kg	HA500
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
<b>RDC</b> <b>PFEpoutres</b>				<b>L31L32L33L34 : P1</b>		Echelle pour la vue 1/33 Echelle pour la section 1/10
				<b>Section 20x40</b>		

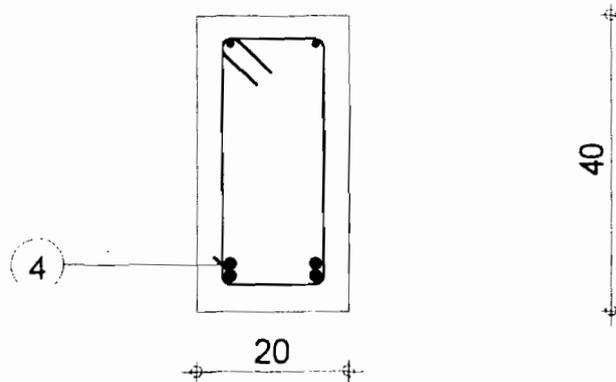


59

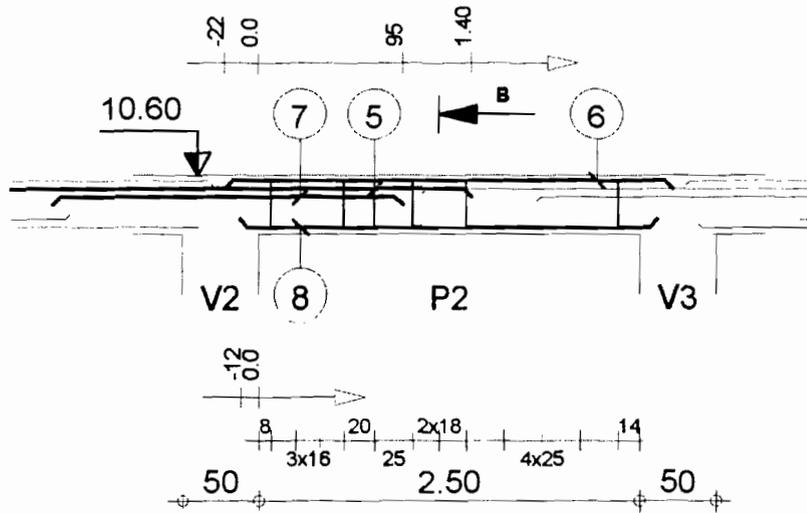


Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA8 l=5.34	0.00	5.34
②	2HA16 l=5.54	1.02	5.28
③	2HA16 l=3.72	0.00	3.72
④	26HA6 l=1.08	5.20	34 14

A-A

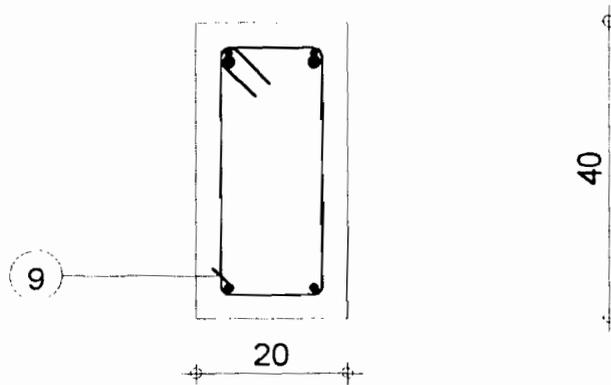


ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.432m <sup>3</sup>	Acier HA = 39.7kg	HA400
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
<b>BAT</b> RDC <b>PFEpoutres</b>				<b>L4-L5-L6 : P1</b>		<b>Nombre 1</b>
				<b>Section 20x40</b>		
				Densité = 91.9kg/m <sup>3</sup>	Echelle pour la vue 1/50	
				Diamètre moyen = 9.62mm	Echelle pour la section 1/10	

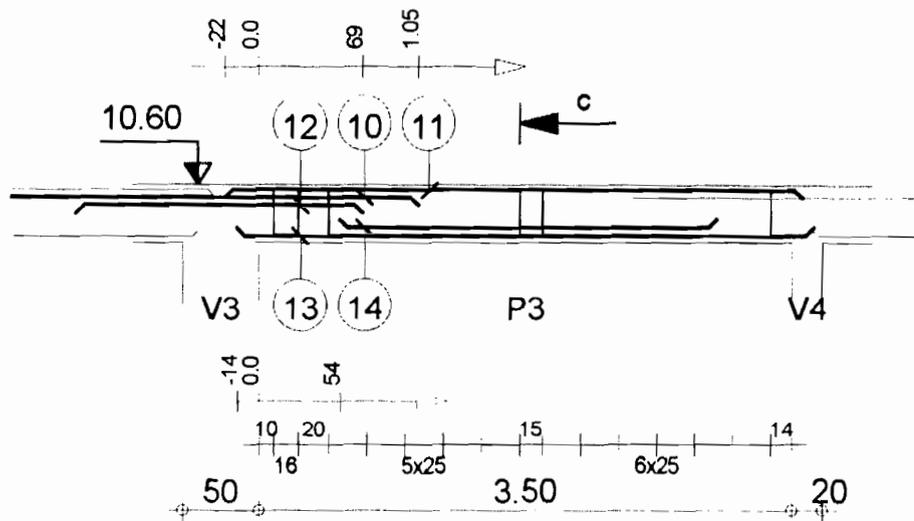


Pos.	Armature	Code	Forme
5	2HA16 l=3.39	0.00	3.39
6	2HA8 l=2.94	0.00	2.94
7	2HA16 l=2.30	0.00	2.30
8	2HA12 l=2.74	0.00	2.74
9	12HA6 l=1.08	5.20	

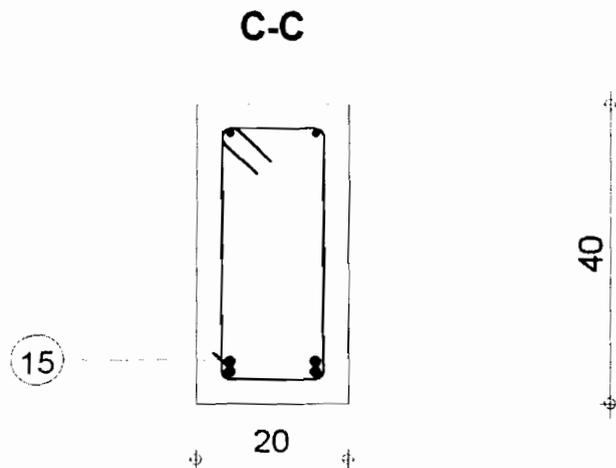
**B-B**



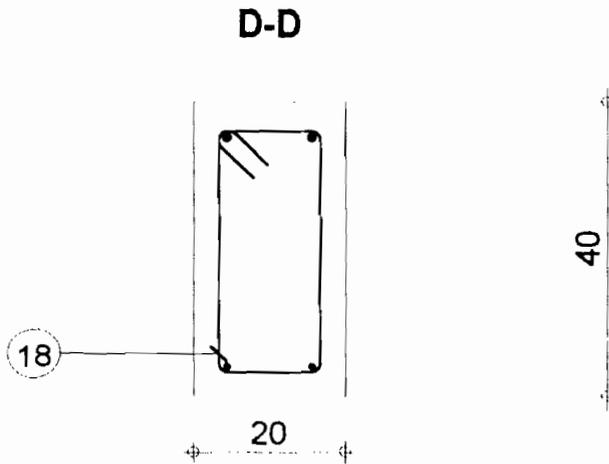
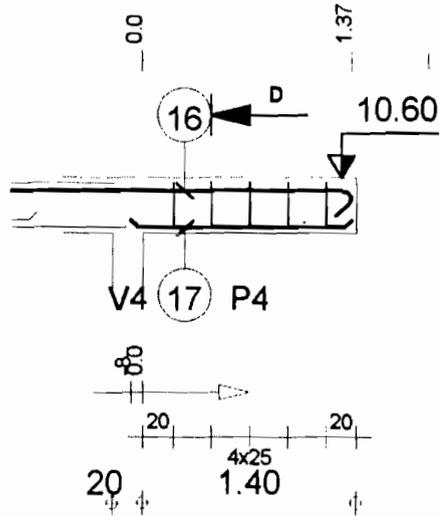
ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.24m <sup>3</sup>	Acier HA = 28kg	HA400
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
 <b>RDC</b> <b>PFFno es</b>				<b>L4-L5-L6 : P2</b>		<b>Nombre 1</b>  <b>Section 20x40</b>
				Surface du coffrage = 2.9m <sup>2</sup>		
				Densité = 116.7kg/m <sup>3</sup>	Echelle pour la vue 1/50	
				Diamètre moyen = 10.4mm	Echelle pour la section 1/10	



Pos.	Armature	Code	Forme
10	2HA12 l=3.00	0.00	3.00
11	2HA8 l=3.79	0.00	3.79
12	2HA12 l=1.89	0.00	1.89
13	2HA14 l=3.78	0.00	3.78
14	2HA14 l=2.47	0.00	2.47
15	15HA6 l=1.08	5.20	



ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.308m <sup>3</sup>	Acier HA = 30.4kg	HA400
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
 <b>RDC</b> <b>PFEpoutres</b>		<b>L4-L5-L6 : P3</b> <b>Section 20x40</b>		<b>Nombre 1</b>		Enrobage latéral 3cm
						Densité = 98.7kg/m <sup>3</sup> Diamètre moyen = 9.78mm



Pos.	Armature	Code	Forme
(16)	2HA12 l=2.81	1.02	2 82
(17)	2HA8 l=1.45	0.00	1 45
(18)	5HA6 l=1.06	5.20	33 14

ESP-Thiès projet de fin d'étude Tél. 2001/2002 Fax

Tenue au feu 1/2h Fissuration peu préjudiciable Reprise de bétonnage : Non

Béton = 0.12m3 Acier HA = 7.31kg HA400

Fc28 = 25MPa

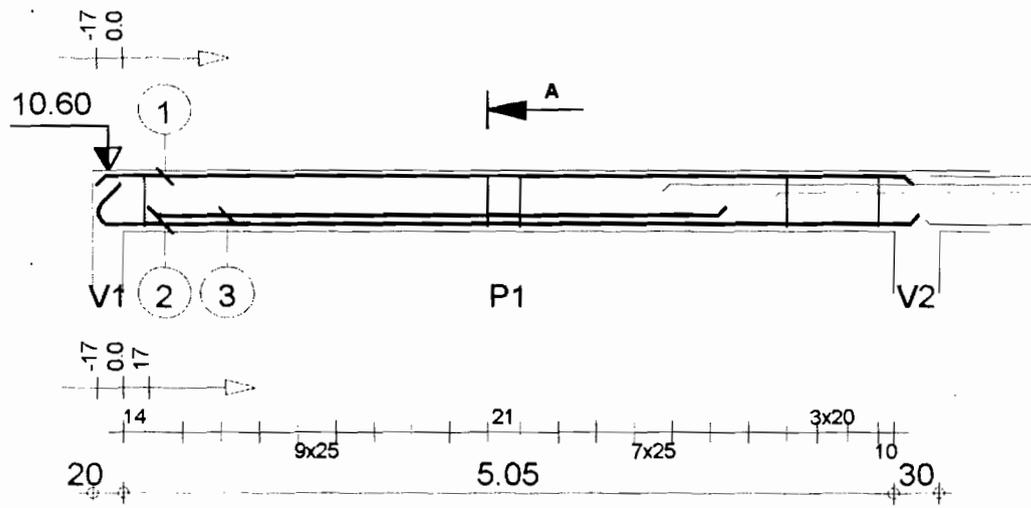
Surface du coffrage = 1.56m2 Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm  
Enrobage latéral 3cm

Densité = 60.92kg/m3 Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 8.86mm Echelle pour la section 1/10

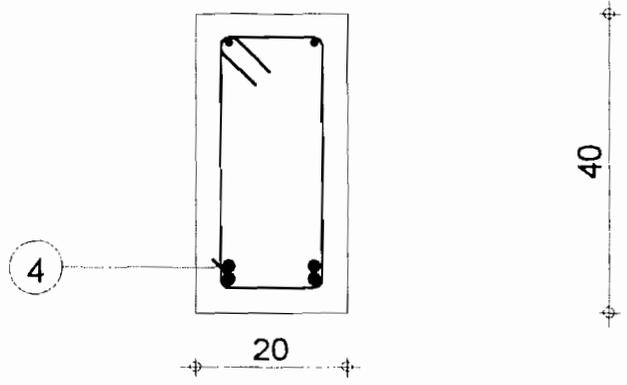
**BAT**  
RDC  
PEEpoutres

**L4-L5-L6 : P4**  
**Section 20x40**  
**Nombre 1**

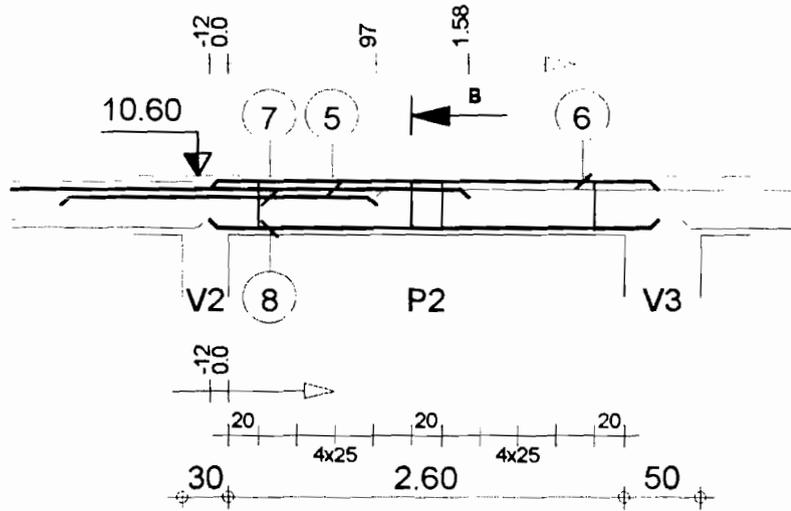


Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA8 l=5.34	0.00	5.34
②	2HA16 l=5.65	1.02	5.38
③	2HA16 l=3.78	0.00	3.78
④	21HA6 l=1.08	5.20	34

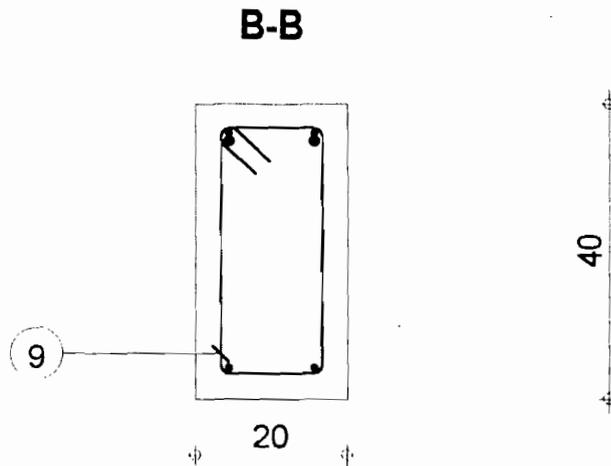
**A-A**



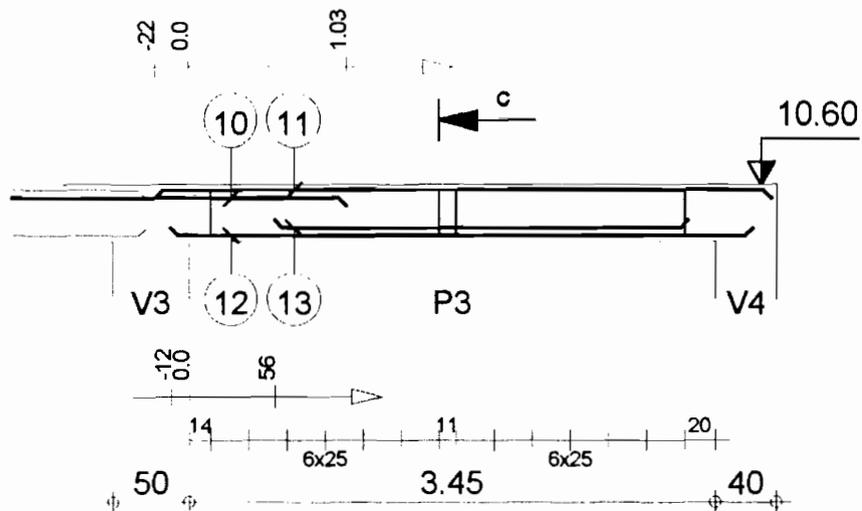
ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.432m <sup>3</sup>	Acier HA = 39kg	HA400
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
<b>BAT</b> RDC <b>PFEpoutres</b>				<b>L1-L2-L3 : P1</b> <b>Section 20x40</b>		<b>Nombre 1</b>
				Surface du coffrage = 5.41m <sup>2</sup> Enrobage latéral 3cm		



Pos.	Armature	Code	Forme
5	2HA14 l=3.39	0.00	3 39
6	2HA8 l=2.94	0.00	2 94
7	2HA14 l=2.07	0.00	2 07
8	2HA8 l=2.94	0.00	2 94
9	10HA6 l=1.08	5.20	34 14

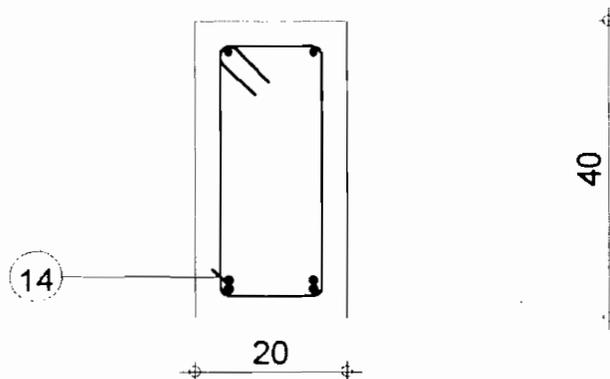


ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.24m <sup>3</sup>	Acier HA = 20.2kg	HA400
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm	
<b>BAT</b> RDC PFF <b>goutres</b>				<b>L1-L2-L3 : P2</b>		<b>Nombre 1</b>
				<b>Section 20x40</b>		
				Densité = 84.17kg/m <sup>3</sup>	Echelle pour la vue 1/50	
				Diamètre moyen = 9.32mm	Echelle pour la section 1/10	



Pos.	Armature	Code	Forme
10	2HA12 l=3.16	0.00	3.16
11	2HA8 l=4.04	0.00	4.04
12	2HA12 l=3.82	0.00	3.82
13	2HA12 l=2.71	0.00	2.71
14	14HA6 l=1.08	5.20	34

C-C



ESP-Thiès projet de fin d'étude Tél. 2001/2002 Fax

Tenue au feu 1/2h Fissuration peu préjudiciable Reprise de bétonnage : Non

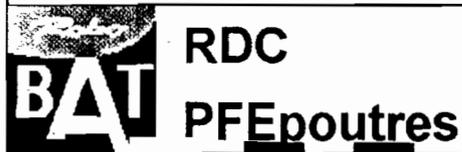
Béton = 0.328m3 Acier HA = 23.7kg HA400

Fc28 = 25MPa

Surface du coffrage = 4.05m2 Enrobage inférieur 3cm Enrobage supérieur 3cm  
Enrobage latéral 3cm

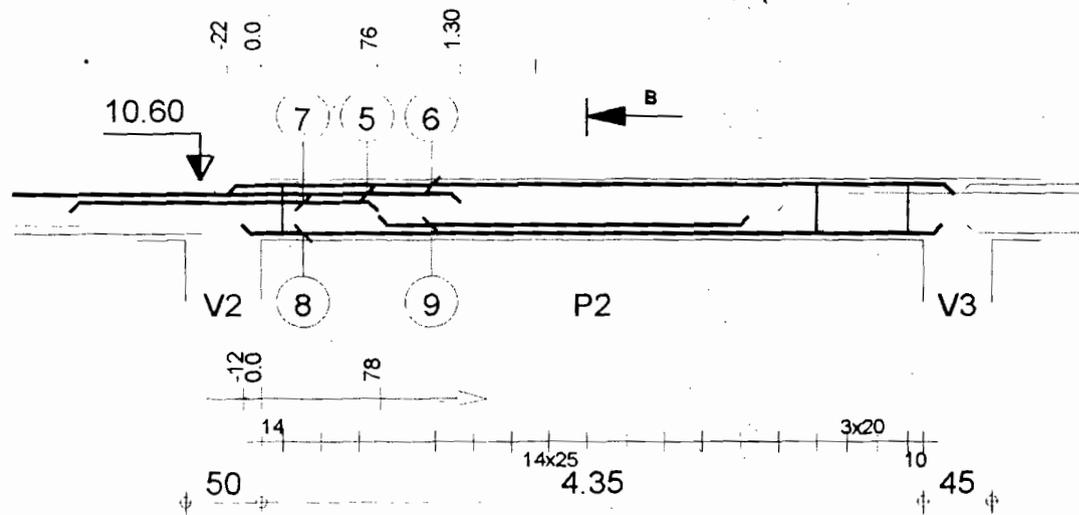
Densité = 72.26kg/m3 Echelle pour la vue 1/50

Diamètre moyen = 9.12mm Echelle pour la section 1/10



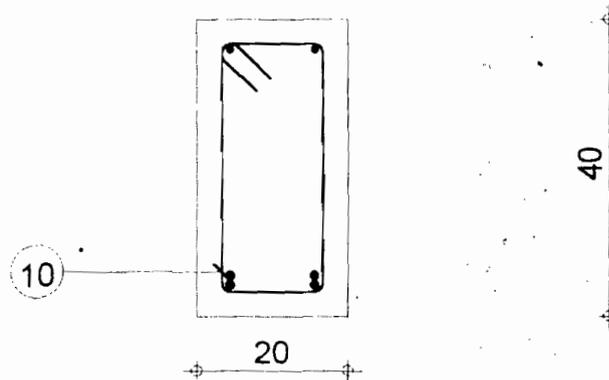
**L1-L2-L3 : P3**  
**Section 20x40**  
**Nombre 1**





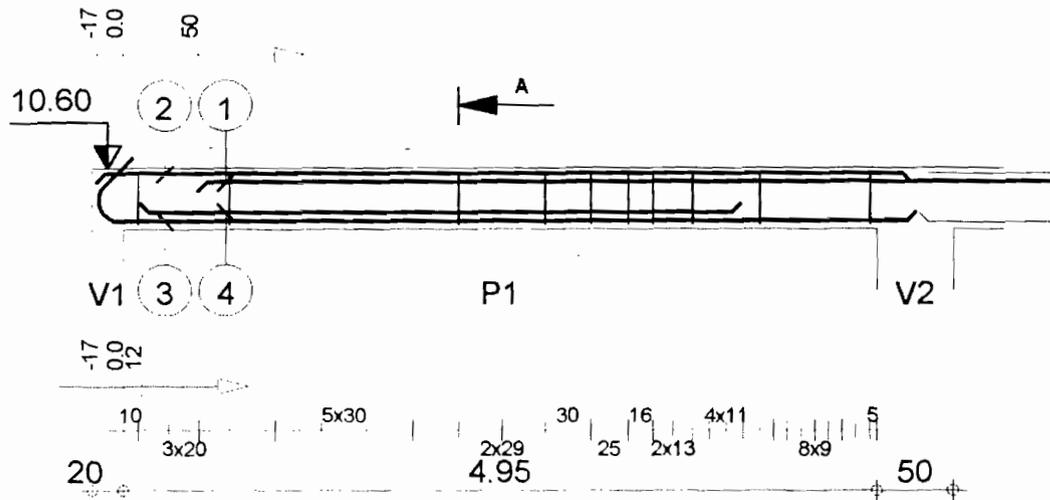
Pos.	Armature	Code	Forme
5	2HA12 l=3.70	0.00	3.70
6	2HA8 l=4.76	0.00	4.76
7	2HA12 l=2.01	0.00	2.01
8	2HA12 l=4.59	0.00	4.59
9	2HA12 l=2.42	0.00	2.42
10	18HA6 l=1.08	5.20	34

B-B



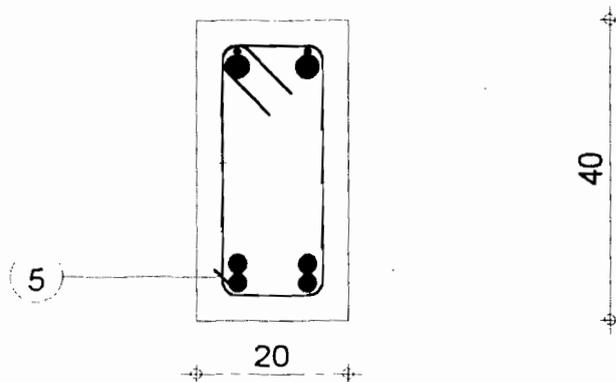
ESP-Thiès	projet de fin d'étude	Tél. 2001/2002	Fax	Béton = 0.386m3	Acier HA = 30.6kg	HA400
Tenue au feu 1/2h	Fissuration peu préjudiciable	Reprise de bétonnage : Non		Fc28 = 25MPa	Enrobage inférieur 3cm. Enrobage supérieur 3cm	
<b>sous-sol</b> <b>Poutre</b>		<b>L34-L35-L36 : P2 Nombre 1</b> <b>Secti 20x40</b>		Surface du coffrage = 4.73m2	Enrobage latéral 3cm	
				Densité = 79.27kg/m3	Echelle pour la vue 1/50	
				Diamètre moyen = 9.16mm	Echelle pour la section 1/10	





Pos.	Armature	Code	Forme
①	2HA32 l=6.48	0.00	6.48
②	2HA8 l=5.34	0.00	5.34
③	2HA25 l=5.79	1.02	5.37
④	2HA25 l=3.93	0.00	3.93
⑤	28HA8 l=1.12	5.20	34

A-A



ESP-Thiès

projet de fin d'étude