

REPUBLIQUE DU SENEGAL

UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP

ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

GC01 90

PROJET DE FIN D'ETUDES

En vue de l'obtention du diplôme d'ingénieur de conception

**TITRE : ETUDE ET CONCEPTION DE L'IMMEUBLE DE L'AGENCE
PATTE-D'OIE DE LA SENELEC**

AUTEURS : Paul Horace CRECEL
Richard KOUNDE

DIRECTEUR : El Hadj M. THIAM
CO-DIRECTEUR : Moustapha NDIAYE

DATE : JUILLET 1992

DEDICACE

A TOUS CEUX QUI ME SONT CHERS

PAUL CRECEL

REMERCIEMENTS

Nous tenons à exprimer nos remerciements à :

-Monsieur EL Hadj Mamadou THIAM, Professeur de Béton armé à l'Ecole Polytechnique de Thiès, pour ses conseils, sa disponibilité tout au long de ce parcours que nous avons eu à faire avec lui. Sachez Monsieur que nous avons beaucoup appris de vous, nous vous en sommes reconnaissants.

-Monsieur Moustapha NDIAYE, Professeur de structure à l'Ecole Polytechnique de Thiès, pour sa réceptivité et son enthousiasme à chercher des solutions avec nous.

- Tous ceux qui de près ou de loin ont participé à notre formation.

Il a fallu , sans doute , beaucoup
de sciences pour tuer tant d'hommes,
dissiper tant de biens , anéantir tant
de villes en si peu de temps ; mais il
a fallu moins de qualités morales.
Savoir et devoir êtes-vous donc suspects ?
Paul Valery .

KOUNDE RICHARD

SOMMAIRE

Ce projet se situe dans le cadre du travail de fin de formation en vue d'obtenir le diplôme d'ingénieur de conception en génie civil. IL porte sur l'étude et la conception d'un immeuble en norme canadienne. Le béton armé est le matériau utilisé.

Après une introduction montrant l'importance du projet au chapitre 1, nous exposerons au chapitre 2 les notions théoriques utilisées pour la conception du projet. Le chapitre 3 sera entièrement consacré à l'analyse structurale et au dimensionnement en béton armé (norme canadienne). Quant au chapitre 4, il portera sur l'analyse des résultats obtenus lors du dimensionnement. Enfin au chapitre 5 vous trouverez la conclusion et les recommandations.

TABLE DES MATIERES

REMERCIEMENTS.....	I
SOMMAIRE	II
TABLE DES MATIERES.....	III
LISTE DES SYMBOLES ET CONSTANTES.....	V
LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX.....	VII
CHAPITRE I : INTRODUCTION	1
1.1 Raison de choix du projet	1
1.2 Qu'entend -t-on par conception	2
1.3 Les objectifs du projet	3
CHAPITRE II : LES CONCEPTS FONDAMENTAUX	5
2.1 Le béton armé et ses constituants.....	5
2.2 Calcul au états limites	10
2.3 Evaluation des charges.....	11
2.4 Descente de charges	14
2.5 L'ossature horizontale.....	16
2.6 Calcul des éléments continus.....	18
2.7 Calcul des poutres rectangulaires sollicitées en flexion.....	22
2.8 L'ossature verticale	24
2.9 Les fondations	26
CHAPITRE III : DIMENSIONNEMENT	34
3.1 Evaluation des charges	34
3.2 Dimensionnement préliminaire	36

3.3 Dimensionnement des poutres continues.....	39
3.4 Exemple de calcul pour la descente de charge....	50
3.5 Exemple de calcul: colonne 24	
du Rez-de-chaussé	52
3.6 Les escaliers	54
3.7 Exemple de calcul de fondation	57
CHAPITRE IV : ANALYSE DES RESULTATS	61
CHAPITRE V : CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS	63
BIBLIOGRAPHIE	65
ANNEXE A : LES RESULTATS	66
ANNEXE B : TABLES ET DIAGRAMME.....	103
ANNEXE C : PLANS ET AUTRES	

LISTE DES SYMBOLES ET DES CONSTANTES DANS LA THEORIE ET LES CALCULS

- f'_c : Résistance à la compression du béton = 20 MPa
- f_y : Limite d'élasticité = 400 MPa
- f_s : Contrainte calculée dans l'acier
- E_c : Module d'élasticité du béton
- E_y : Module d'élasticité de l'acier = 200000 MPa
- A_s : Aire de l'armature
- $A_{s.req}$: Aire de l'armature requise
- $A_{s.prév}$: Aire de l'armature prévue
- A_{sb} : Aire de l'armature de la condition balancée
- d : Hauteur utile
- b : Largeur de la section de béton
- h : Hauteur totale
- c : Distance de la fibre la plus raccourcie de l'axe neutre
- b_0 : Périmètre de la section critique
- d_b : Diamètre des barres
- l_d : Longueur d'ancrage droit
- l_{dh} : Longueur d'ancrage des crochets
- M_f : Moment fléchissant
- M_r : Moment résistant
- M_c : Moment acru
- M_2 : Le plus grand moment pondéré du premier ordre à l'extrémité du poteau , il est considéré comme étant positif
- ρ : Pourcentage d'acier d'armature

f_b : Pourcentage d'acier d'armature en condition balancée
 f_{min} : Pourcentage minimale d'acier d'armature
 f_{max} : Pourcentage maximal d'acier d'armature
 σ : Contrainte
P : Effort de compression non pondéré
 P_f : Effort de compression pondéré
 P_c : Charge critique
 V_c : Résistance à l'effort tranchant
 V_f : Effort tranchant dû à la charge pondérée
 ϕ_c : Coefficient de sécurité du béton = 0.6
 ϕ_s : Coefficient de sécurité de l'acier = 0.85
 $\phi_{agrég}$: Diamètre maximal des agrégats = 20
k : Coefficient de flambement
 τ_c : Poids volumique du béton
 δ_b : Coefficient d'accroissement du moment M_2
A.F.N.O.R : Association française de normalisation
A.C.N.O.R : Association canadienne de normalisation
B.A.E.L : Béton armé aux états limites
F.T : Facteur de transmission des moments
F.D : Facteur de distribution des moments
V : Effort tranchant
x : Position du moment maximal
App : Appui
 S_b : Espacement des barres
 S_e : Espacement des étriers
* : Signe de multiplication

LISTE DES FIGURES ET DES TABLEAUX

	Page
Figure 2.1 : Courbe contrainte déformation du béton (AFNOR)....	7
Figure 2.2 : Courbe contrainte déformation du béton (ACNOR)....	8
Tableau 2.1: Barres d'armatures standard canadiennes	9
Tableau 2.2: Tableau de définition	11
Tableau 2.3: Coefficient de pondération	13
Tableau 2.4: Combinaison de charges	14
Tableau 2.5: Formules de dégression	16
Figure 2.3: Disposition des charges pour moments positifs et négatifs maximaux et minimaux	21
Figure 2.4: a) Section de la poutre b) Diagramme de déformation unitaires	22
Figure 2.5: Types de semelles	28
Figure 2.6: Diagramme de contraintes sous la semelle	30
Tableau 3.1: Chargement du toit pour les panneaux D1,D2,D3, D4,D6	34
Tableau 3.2: Chargement du toit pour panneau D5.....	35
Tableau 3.3: Chargement du plancher de l'étage	35
Tableau 3.4: Poids des murs	36
Tableau 3.5: Charge de l'escalier	36
Tableau 3.6: Résultats du désign préliminaire.....	39
Figure 3.1: Schéma du système de portique	39
Figure 3.2: Section de la poutre	41
Figure 3.3: Section de la poutre	43
Tableau 3.7: Tableaux récapitulatifs	46
Figure 3.4 : Schéma d'une semelle isolée	59

CHAPITRE I

INTRODUCTION

1-1 Raisons du choix du projet

Depuis toujours, le bâtiment a revêtu pour l'homme un caractère très important. Des habitations rustiques aux gratte-ciel, beaucoup de progrès ont été effectués; si bien que de nos jours, le bâtiment est devenu un paramètre de mesure de la richesse et du niveau de développement d'un pays. Pourtant la conception des bâtiments constitue pour la majorité des pays africains un domaine où il reste beaucoup à faire.

En tant qu'ingénieurs en génie civil, nous avons acquis au cours de notre formation des connaissances relatives aux bâtiments. Ainsi pensions-nous que ce serait une expérience enrichissante de nous éprouver, de tester nos aptitudes à résoudre des problèmes qui se poseront inévitablement à nous dans notre carrière d'ingénieur. C'est pourquoi nous avons été portés à choisir pour travail de fin d'étude: "ETUDE ET CONCEPTION D'UN IMMEUBLE".

Il existe certes plusieurs degrés et moyens de résolution d'un problème. Mais nous avons opté pour des méthodes de résolution précises, telles que le Hardy Cross et les calculs aux états limites, qui s'inscrivent dans les objectifs que nous nous sommes fixés pour ce travail.

1-2 QU'entend t-on par conception

La conception parfois appelée design ou dimensionnement, a pour but de déterminer les dimensions et l'armature de l'ossature d'un bâtiment; de façon à répondre économiquement aux exigences du client ou de son représentant, tout en garantissant la capacité portante des différents éléments de l'ouvrage et son fonctionnement à long terme.

Les résultats définitifs d'une étude de conception prennent la forme de plans et de devis, dûment scellés et signés par l'ingénieur, et émis aux fins de la construction. Les notes de calcul, les croquis, les tirages intermédiaires de plans et les autres documents de référence élaborés au cours des phases préliminaires de la conception sont tous conservés en archives, en prévision d'étude ou de vérifications ultérieures.

Bien que la conception et la vérification soient toujours liées, il reste que la conception est un procédé plus complexe que la vérification, car le concepteur doit choisir la forme, les dimensions et l'armature parmi un éventail de possibilités de façon à réduire au minimum le coût de la réalisation, tout en respectant les critères posés par l'architecte et les ingénieurs-conseils des autres disciplines en cause.

A moins de disposer d'outils informatiques complexes, le concepteur de l'ossature analyse rarement un bâtiment en le considérant comme un ensemble. Normalement il le subdivise en systèmes tels que:

Les fondations, l'ossature verticale, l'ossature horizontale, les escaliers, les éléments curvilignes, les coques de toits et les

éléments de revêtement.

En procédant par ordre inverse, du particulier au général, le concepteur effectue d'abord une analyse des composantes prises individuellement. Ensuite il concilie les charges et les efforts internes transmis d'une pièce à l'autre et il harmonise l'armature et les dimensions des pièces continues.

1-3 Les objectifs du projet

Ce projet a pour objet l'étude et la conception des divers éléments d'un immeuble ayant une vocation administrative et commerciale. Les buts de toute conception de bâtiment sont :

- de garantir une construction suffisamment stable pour permettre l'existence d'activités en son sein
- de permettre la réalisation d'une activité déterminée à chaque niveau.

Il s'agira donc de calculer et de dimensionner :

- l'ossature horizontale à savoir toit et planchers
- l'ossature verticale c'est-à-dire les colonnes
- les escaliers
- les fondations du bâtiment

Les divers éléments structuraux présentent de nombreuses liaisons qui rendent la structure hautement hyperstatique. Leur étude est donc un problème complexe et nécessite le choix des méthodes les plus adaptées possibles .

L'étude de chacun des divers éléments structuraux comportera:

- 1 - une schématisation ou modélisation de l'élément considéré
- 2 - une évaluation des charges et l'étude des cas de chargements

critiques

3 - une analyse structurale donnant les contraintes dans l'élément

4 - un dimensionnement en béton armé . Il sera présenté pour chaque élément type un exemple de calcul et les résultats sous forme de tableaux. Ainsi nous ferons tous les calculs pour l'établissement des caractéristiques des systèmes ou éléments nécessaires à la réalisation du bâtiment . Mais au delà de la recherche d'efficacité relative aux contraintes auxquelles sont soumis les éléments structuraux, il sera pris en compte des considérations économiques au niveau du choix des systèmes, des matériaux constitutants, du calcul et du choix des dimensions en vue d'une conception efficiente.

CHAPITRE II

CONCEPTS FONDAMENTAUX

2-1 Le Béton armé et ses constituants

On appelle béton, le matériau constitué par le mélange, dans les proportions convenables de ciment, de granulats (sables, pierrailles) et d'eau; et béton armé le matériau obtenu en enrobant dans du béton des aciers disposés de manière à équilibrer les efforts auxquels le béton résiste mal par lui même (efforts de traction), ou à renforcer le béton pour résister aux efforts de compression s'il ne peut à lui seul remplir ce rôle.

Le béton armé s'obtient en coulant le béton à l'état pâteux à l'intérieur d'un coffrage (en bois ou métallique) et dans lequel on a, au préalable, disposé les barres d'acier. Les aciers ainsi enrobés portent le nom d'armatures.

On distingue les armatures longitudinales, dirigées suivant l'axe longitudinal de la pièce et les armatures transversales généralement disposées dans les plans perpendiculaires à l'axe de la poutre.

Pour répartir schématiquement le rôle de chacun des constituants on peut dire :

- Le béton reprend les efforts de compression

- L'acier reprend les efforts de traction et éventuellement les efforts de compression si le béton seul ne peut y suffire.

Le béton d'ossature se caractérise par les propriétés suivantes:

La masse volumique, la résistance à la compression, la résistance à

la traction, la résistance au cisaillement, le module d'élasticité, la déformation unitaire utilisable, la composition, la nature, les proportions et la distribution des granulats, la grosseur spécifiée du gros granulat, la consistance et l'ouvrabilité du béton plastique mesurées par son affaissement.

. **Masse volumique:** on prend en général une valeur moyenne de 2500 kg/m³ pour le béton armé et 2400 pour le béton.

. **Résistance à la compression**

En général dans les normes françaises et canadiennes, le béton est défini par la valeur de sa résistance à 28 jours d'âge. Cette résistance est désignée par f'_c (ACNOR) et f_{c28} (AFNOR).

Elle est déterminée en norme canadienne par l'essai de compression axiale d'un cylindre de 150 mm de diamètre pour 300 mm de hauteur et en norme française, par l'essai sur un cylindre de 15.95 cm de diamètre et de 31.9 cm de hauteur.*

En norme française si fc_j est la résistance caractéristique à la compression à j jours, on a

$$fc_j = 1.1 fc_{28}$$

***Résistance à la traction**

Elle est très faible, de l'ordre de 10 % de la résistance en compression. La résistance à la traction du béton déterminée par un essai de flexion est donnée par la formule suivante:

$$\text{-ACNOR} \quad f_r = 0.6\delta(f'_c)^{1/2}$$

f_r : Résistance à la traction, module de rupture du béton en MPa

δ : coefficient pour tenir compte du type de béton

$\delta=1$ pour les bétons de densité normale; $\delta = 0.85$ pour les bétons

semi-légers; $\delta = 0.75$ pour les bétons légers.

-AFNOR $f_{t_j} = 0.6 + 0.06 f_{c_j}$ f_{t_j} et f_{c_j} en MPa.
 $f_{c_j} \leq 40$ MPa .

. Module d'élasticité

-ACNOR :

Pour un béton de densité normale : $E_c = 5000\sqrt{f'_c}$

Pour les autres bétons $E_c = 0.043\sqrt{(f'_c \tau_c^3)}$

.Module de déformation longitudinale

- AFNOR :

Les règles BAEL (ART A.2.1.2) proposent

Pour des charges d'une d'application à 24 heures, le module de déformation instantanée du béton à j jours, $E_{ij} = 11000 f_{c_j}^{1/3}$. Cette formule est valable seulement pour les bétons habituels durcissant naturellement sur le chantier. (E_{ij} et f_{c_j} en MPa)

Pour des charges de longue durée le module de déformation différée du béton à j jours: $E_{vj} = 3700 f_{c_j}^{1/3}$

. Déformation unitaire maximale utilisable (courbe contrainte déformation du béton).

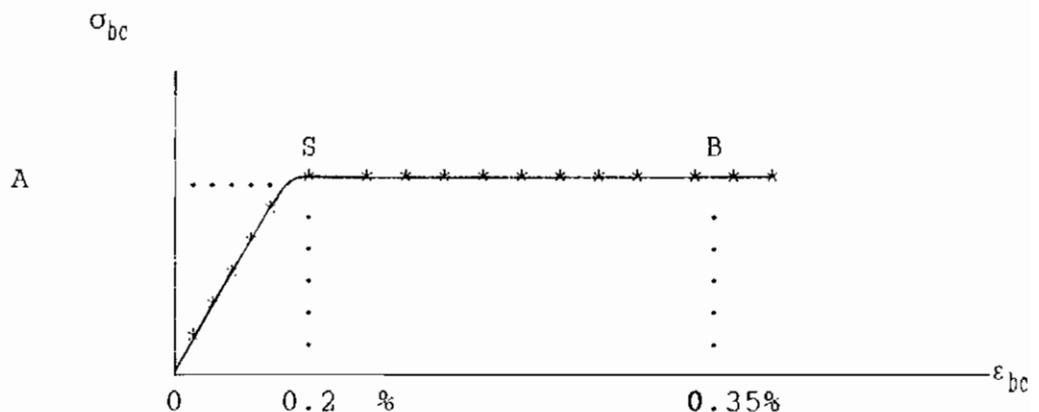


figure 2-1 (AFNOR)

Le diagramme qui représente la contrainte du béton en fonction de

son raccourcissement, est constitué:

-Entre les abscisses 0 et 0.2 %, par un arc de parabole du second degré passant par l'origine et de sommet S, ce point ayant pour coordonnées $\epsilon_{bc} = 0.2 \%$; $\sigma_{bc} = (0.85 f_{cj} / \tau_b)$.

Entre les abscisses 0.2 % et 0.35% par une horizontale d'ordonnée $\sigma_{bc} = (0.85 f_{cj} / \tau_b)$. Cette horizontale est tangente à la parabole en S. Le coefficient de sécurité a pour valeurs:

$\tau_b = 1.15$ pour les situations accidentelles;

$\tau_b = 1.5$ pour les autres cas.

Le raccourcissement maximal du béton est limité à 0.35%.

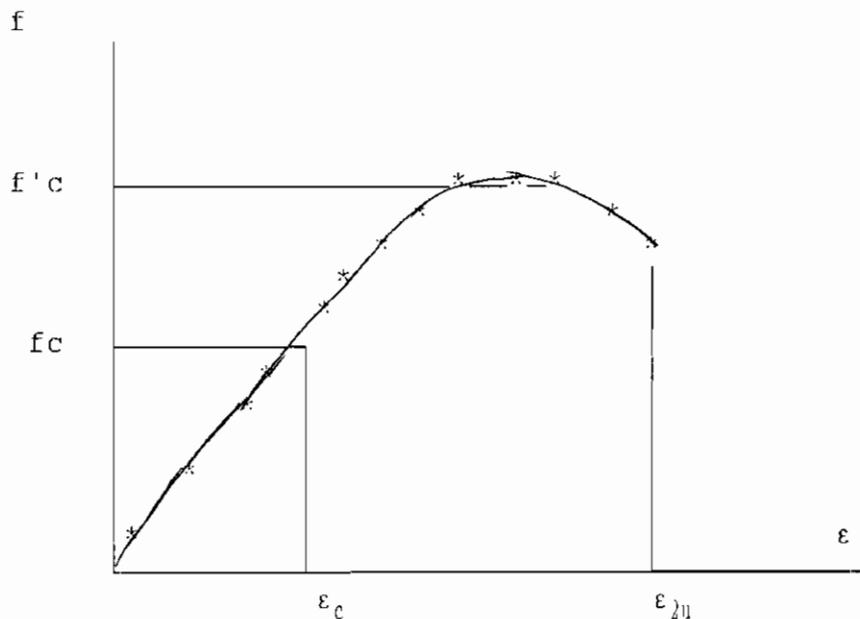


figure 2-2 (norme ACNOR)

En poursuivant l'essai de compression jusqu'à la rupture du béton, la plus grande contrainte que le béton est capable de supporter constitue sa résistance ultime. Pour un cylindre représentatif, cette résistance est égale à la résistance spécifique spécifiée f'_c . La rupture du béton survient quelques instants plus tard au cours de

l'essai, lorsque la déformation unitaire atteint sa valeur maximale utilisable. Selon la norme ACNOR cette valeur est égale à:

$$\varepsilon_{bc} = 0.003$$

ACIERS D'ARMATURE

Pour résister à la traction, on utilise des barres d'armatures qui sont placées dans la partie tendue du béton. Les deux matériaux doivent agir ensemble pour résister aux efforts auxquels ils sont soumis sans qu'il y ait glissement relatif entre les barres d'armatures et le béton. Il faut par conséquent que les barres aient une bonne adhérence au béton. Les principales propriétés d'ingénierie des barres d'armature sont:

La limite d'élasticité f_y , le module d'élasticité longitudinale E_s

Le diamètre d_b et l'aire A_b de chaque type de barre.

Les deux normes donnent $E_s = 200000$ MPa

*Barres d'armature standard canadiennes (Tableau 2.1)

BARRES N°	DIMENSIONS NOMINALES			
	Aires	Diamètre	Périmètre	Masse
	mm*mm	mm	mm	kg/m
10	100	11.3	35.5	0.785
15	200	16.0	50.1	1.570
20	300	19.5	61.3	2.355
25	500	25.2	79.2	3.925
30	700	29.9	93.9	5.495
35	1000	35.7	112.2	7.850
45	1500	43.7	137.3	11.775
55	2500	56.4	177.2	19.625

Pour conclure, il faut noter que la propriété la plus intéressante du béton armé est son adaptation. En effet si

certaines sections sont surabondantes au point de vue résistance, tandis que d'autres sont insuffisantes, les efforts grâce à la déformation du béton armé, se trouvent automatiquement reportés vers les sections surabondantes qui viennent ainsi soulager les sections trop faibles.

2-2) Calcul aux états limites

On appelle état limite, un état particulier au delà duquel une structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue :

- Les états limites ultimes. Ils correspondent à la limite
 - Soit de la résistance et de la fatigue du matériau
 - Soit de l'équilibre statique
 - Soit de la stabilité du renversement

- Les états limites d'utilisation ou de service qui constituent les limites au delà desquelles les conditions normales d'exploitation ne sont plus satisfaites. On est amené à considérer des limites :

- aux déformations ou flèches excessives
- à l'ouverture des fissures
- aux vibrations

TABLEAU DE DEFINITION (Tableau 2.2)

CHARGES (CAN)	ACTIONS (AFNOR)
charge permanente : D Surcharge d'exploitation:L	Ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable pour la justification d'un élément donné: Gmax
Charge due au vent et aux séismes :Q	Ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable:Gmin
Efforts causés par les variations de température, le fluage et les tassements différentiels:T	Actions variables (de base) :Q1 Autres actions variables dites d'accompagnement: Qi(i>1)

Pour que les exigences de sécurité d'une structure, de ces éléments et de ses connexions soient satisfaites, il faut que le calcul et le dimensionnement des éléments soient faits de façon que la relation $R \geq S$ soit respectée.

R: résistance pondérée d'un élément de ses sections et de ses connexions.

S: Sollicitation pondérée due à l'action la plus défavorable des charges pondérées.

2-3) Evaluation des charges

Une évaluation précise et méthodologique de toutes les charges susceptibles d'agir sur un bâtiment est indispensable pour vérifier la capacité portante ou déterminer l'armature ou les dimensions de tous les éléments. L'évaluation des charges constitue le point de départ de toute l'analyse; elle doit être corrigée au fur et à mesure que les calculs viennent modifier les dimensions des pièces les charges utilisées dans le bâtiment doivent refléter fidèlement

les pires conditions prévues au cours de l'existence du bâtiment. L'ingénieur assume l'entière responsabilité de l'évaluation des charges. Il doit prévoir de façon réaliste selon son expérience en fonction de la pratique courante, et en tenant compte des conditions locales et des caractéristiques particulières du projet.

Les charges permanentes

Elles sont constituées des poids des éléments fixes dont les masses et les emplacements figurent avec précision dans les plans d'architectures. Elles peuvent être uniformément réparties (pression) ou concentrées.

La charge totale agissant sur une dalle comprend les charges de:

- la dalle en béton armé
- la chape en béton non armé
- le revêtement du plancher
- le plafond
- les cloisons
- les installations techniques ect ...

Les surcharges ou charges dues à l'usage

Comprend toutes les charges dues à la masse des occupants de l'équipement, de l'ameublement et des marchandises.

Elles peuvent être de trois formes: pression, linéaire, concentrée.

Les charges d'utilisation

Ce sont des charges réelles qui sollicitent ou qui sont susceptibles de solliciter la charpente. Elles comprennent les charges permanentes (poids mort), les surcharges résultant de l'usage prévues de l'ouvrage, les charges climatiques

(pluies, glace, vent), les charges due aux séismes, les charges dues aux tassements différentiels des fondations, les charges dues aux variations des températures ou au retrait et fluage des matériaux. Les charges pondérées

Elles sont obtenues en multipliant les charges d'utilisation par les coefficients de pondération appropriés ces coefficients tiennent compte de la distribution probabiliste des charges.

Les états limites d'utilisation sont vérifiés avec les charges d'utilisation ; on calcule donc les déformations avec les charges susceptibles de solliciter réellement la charpente. Quant aux états limites ultimes, ils sont calculés avec les charges pondérées.

Facteur de sécurité ou coefficient de pondération

Ce sont les facteurs de majoration utilisés dans le calcul aux états limites ultimes. Nous avons dans le tableau qui suit les coefficients de pondération dépendamment du type de charges.

Tableau 2.3 : coefficients de pondération

	Code canadien can3 A23.3 3M84	Code français règle BAEL 83
Type de charges	Coefficient de pondération	Coefficient de pondération
Charge permanente	$\alpha_D = 1.25$	$Y_G = 1.35$
Surcharge vive	$\alpha_L = 1.50$	$Y_{Gi} = 1.50$
Vent , séisme	$\alpha_Q = 1.50$	$Y_{Gi} = 1.20$
Température	$\alpha_T = 1.25$	$Y_{Gi} = 0.80$

Combinaison des charges

Le tableau ci-après présente les combinaisons de charges dans les normes canadienne et française.

Tableau 2.4: Combinaison de charges

ACNOR : Can3 A23.3 3M84	AFNOR : BAEL
$\alpha_D D + \tau Y (\alpha_L L + \alpha_Q Q + \alpha_T T)$ α : coefficient de charges τ : coef. de risque qui tient compte des conséquences d'un effondrement. Y : Coef. de combinaison des charges $Y = 1$ pour (D,L); (D,Q); (D,T) $= 0.7$ pour (D,L,Q); (D,L,T) et (D,Q,T) $= 0.6$ pour (D,L,Q,T)	<p style="text-align: center;">Etats limites ultimes de résistance</p> <p>a) situations durables ou transitoires</p> $1.35G_{max} + G_{min} + \tau_{Q1}Q + \sum 1.3Y_{0i}Q_i$ $\tau_{Q1} = 1.5$ --- majorité des cas <ul style="list-style-type: none"> . Température . charges d'exploitation étroitement bornées ou de caractère particulier . bâtiment agricole <p>b) situations accidentelles</p> $G_{max} + G_{min} + F_A + Y_{11}Q_1 + Y_{2i}Q_i$ F_A Valeur nominale de l'action $Y_{11}Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable Y_{2i} : Valeur quasi-permanente d'une action variable <p style="text-align: center;">Etats limites de service</p> $G_{max} + G_{min} + Q_1 + \sum Y_{0i}Q_i$

2-4) Descente de charge

On appelle "descente de charge" l'opération qui consiste à calculer pour tous les éléments porteurs de la construction, les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation. Il faut donc d'abord considérer la nature et l'importance des forces agissant sur les bâtiments .

Ce sont les charges permanentes ou poids mort, les surcharges d'exploitation et les surcharges climatiques. Les différentes normes proposent des valeurs selon les situations qu'on ne saurait décrire ici. A partir de ces valeurs, les calculs de charges agissant sur les poteaux sont possibles. Mais un calcul rigoureux ne peut être fait qu'après avoir effectué le calcul des poutres, puisque, du moins théoriquement les efforts tranchants aux extrémités de celles-ci dépendent des moments.

Mais pratiquement l'opération "descente de charge" précède toujours le calcul des poutres et il est difficile de tenir compte de la continuité des poutres et des poteaux. Par conséquent les calculs pratiques sont faits en admettant que les poutres reposent à appuis simples sur les poteaux.

La descente de charges aux poids morts s'effectue de la façon suivante:

Pour chaque poteau on aura à considérer

- Son poids propre
- La charge du plancher qu'il supporte
- Le poids propre des poutres qui le chargent
- Le poids des murs.

Pour le décompte des murs il est d'usage de négliger le vide des ouvertures quand la surface de celle ci ne dépasse pas 25 % de la surface des murs et au contraire de déduire portes et fenêtres si cette proportion est dépassée, ce qui est souvent le cas.

La prise en compte des surcharges d'exploitation ne présente pas de difficultés.

Les règles BAEL 83 propose les bâtiments à étage à usage d'habitation une loi de dégression des surcharges tenant compte du fait qu'il est exceptionnel que la totalité des surcharges soit appliquée simultanément sur tous les étages d'un immeuble.

So	Tableau 2.5: Formules de dégression	
S1	sur.différentes	sur. identiques S
S2	$\Sigma 0 = S_0$	$\Sigma 0 = S_0$
S3	$\Sigma 1 = S_0 + S_1$	$\Sigma 1 = S_0 + S$
S4	$\Sigma 2 = S_0 + .95(S_1 + S_2)$	$\Sigma 2 = S_0 + 1.9 S$
S5	$\Sigma 3 = S_0 + .9(S_1 + S_2 + S_3)$	$\Sigma 3 = S_0 + 2.4 S$
Sn	$\Sigma 4 = S_0 + .85(S_1 + S_2 + S_3 + S_4)$	$\Sigma 4 = S_0 + 3.4 S$
□	$\Sigma n = S_0 + ((3+n)/2n) \Sigma S_i$ $i=1, n \text{ pour } n \geq 5$	$\Sigma n = S_0 + ((n+3)/2) S$ $\text{pour } n \geq 5$

En ce qui concerne les surcharges la norme canadienne à l'article 4.1.6.3(9) du code national du bâtiment du Canada (édition 1985) dit que lorsque la surface tributaire qu'un poteau doit supporter dépasse 20 m^2 , on peut réduire la surcharge des planchers (excepté le toit) par le facteur $0.3 + \sqrt{9.8/B}$.

B représente la surface tributaire excepté le toit.

2-5) L'ossature horizontale

L'ossature horizontale comprend toutes les poutres, les poutrelles et les dalles qui forment les planchers et la toiture d'un bâtiment. L'agencement des dalles, des poutrelles et des poutres engendre une variété de systèmes structuraux convenant aux

différents types de charpentes suivantes:

- Systèmes composites
- Systèmes préfabriqués
- Systèmes coulés sur place portant dans un sens
- Systèmes coulés sur place portant dans les deux sens

La fonction essentielle des planchers est de porter choses et gens. Nous avons opté pour un plancher à poutrelles préfabriquées. De tels planchers comprennent en dehors des poutrelles :

a) Soit une dalle coulée en place sur des entrevous en terre cuite ou en béton prenant appui sur les poutrelles. Cette disposition permet d'obtenir un plafond uni à l'étage inférieur

b) Soit une dalle préfabriquée et liaisonnée par un clavetage coulé en place.

C'est l'option a) qui est utilisée dans ce travail.

Dans les procédés à poutrelles préfabriquées, on lance celles-ci en travers de l'ouverture à combler; ces poutrelles supporteront les entrevous. L'ensemble ayant une stabilité précaire le coulage d'une dalle avec complément de béton pour les poutres va donner un ensemble rigide et sans nécessité de coffrage.

Les avantages essentiels des entrevous est qu'ils améliorent sensiblement l'isolation thermique et acoustique. Tout en constituant une protection contre l'incendie, ils présentent aussi l'avantage de pas alourdir la charpente.

Il existe un grand nombre de brevets qui se distinguent entre eux essentiellement par la nature des poutrelles, par la forme et le

matériau de l'entrevous.

Les poutrelles transmettent les efforts aux poutres principales qui, à leur tour, transmettent aux poteaux.

2-6) CALCUL DES ELEMENTS CONTINUS

(Système de poutres continues)

La structure d'un bâtiment en béton armé est coulée en place et se présente comme une structure tri-dimensionnelle dont les calculs exacts par les méthodes d'analyse de structures pour plusieurs combinaisons et divers cas de charges est très complexe. C'est pourquoi le A23.3 permet l'utilisation des méthodes approchées des ossatures de bâtiments en divisant l'ossature en structures bi-dimensionnelles dont les portées, les hauteurs et la construction sont de type courants.

Dans ces bâtiments pour simplifier les calculs, on peut considérer séparément chaque plancher, incluant les poteaux au-dessous des noeuds. On admet que ces poteaux sont parfaitement encastrés à leur extrémité éloigné (Art 8.9.1). En outre que les effets des forces horizontales dues au vent ou au séisme sont équilibrées par les contreventements fournis par les murs, les cages d'ascenseur et d'escaliers. Par conséquent les poteaux n'ont pas à subir des efforts causés par ces actions. On calcule ces bâtiments pour les charges verticales seulement.

Méthode Hardy Cross

Pour les poutres, les dalles et les portiques continus sur plusieurs travées on utilise la méthode de Hardy Cross pour les calculs manuels.

La charge permanente agit sur toutes les travées, tandis que la surcharge agit sur n'importe quelle travée. Il faut donc disposer les surcharges de façon à provoquer les moments maximaux et minimaux à chaque section et ainsi déterminer la courbe enveloppe des moments: les règles suivantes tirées des études des lignes d'influence donnent la disposition des surcharges.

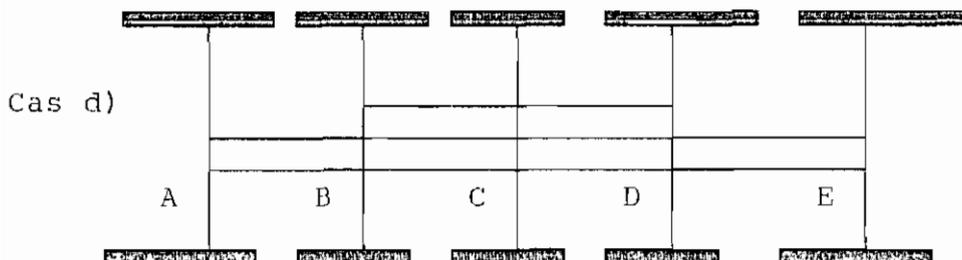
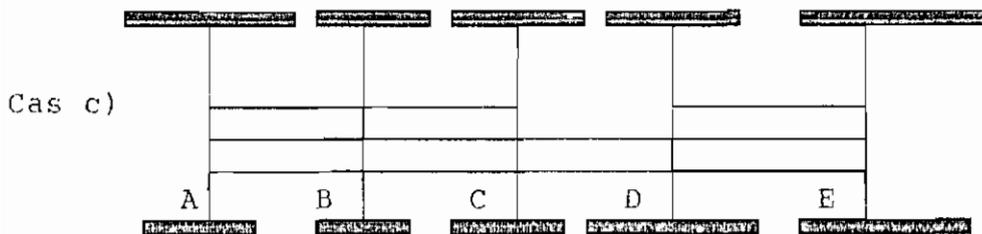
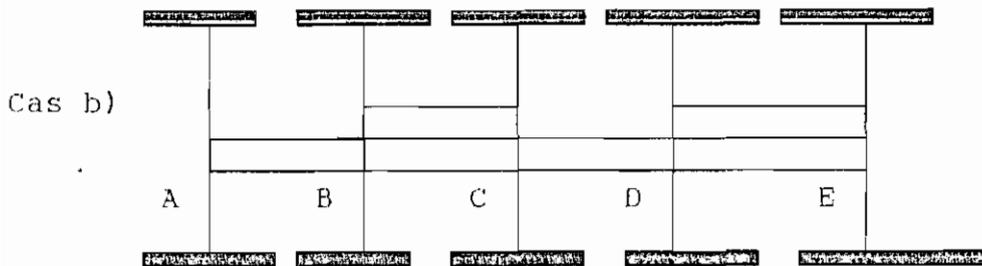
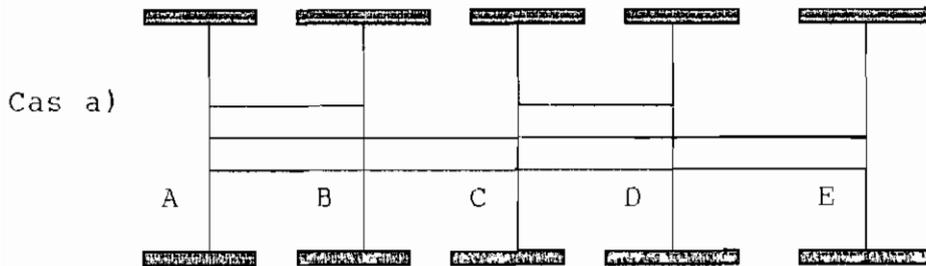
1°) On obtient le moment positif maximal dans une travée lorsque la surcharge est disposée sur une travée sur deux et que la travée considérée est chargée.

2°) On obtient le moment positif minimal dans une travée lorsque la surcharge est disposée sur une travée sur deux et que la travée considérée n'est pas chargée.

3°) On obtient le moment négatif maximal à un appui lorsque la surcharge est disposée sur des travées adjacentes à cet appui et plus loin sur une travée sur deux.

4°) Une surcharge disposée en un point quelconque d'une structure provoque théoriquement des sollicitations dans toutes les sections de cette structure. Pratiquement ces sollicitations sont d'autant plus faibles que la surcharge est éloignée de cette section. C'est pourquoi, lorsque la valeur des surcharges disposées sur toutes les travées et la longueur des travées ne varie pas beaucoup on peut négliger l'influence des surcharges des

travées, deux appuis, plus loin que la section considérée.
 En conséquence lorsqu'une poutre continue ou une dalle à plus de quatre travées on peut la calculer en partie en supposant l'appui auquel on s'arrête comme étant parfaitement encastré.



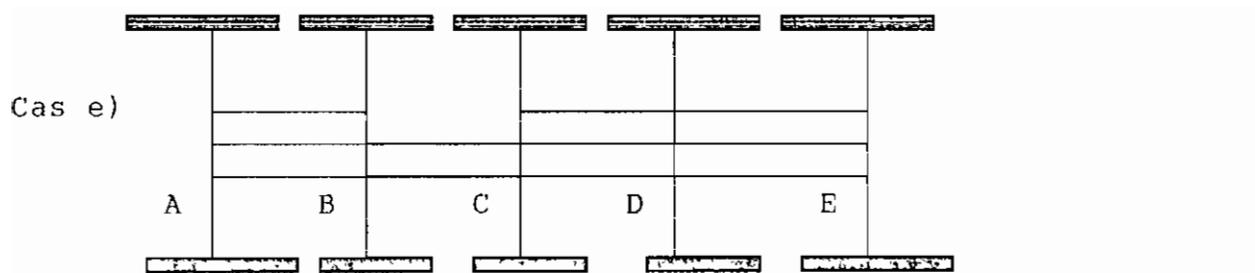


Figure 2.3 : Disposition des charges pour obtenir les moments positifs et négatifs maximaux et minimaux:

-Le cas a) donne les moments positifs maximaux dans les travées AB et CD, des moments positifs minimaux dans les travées BC et DE et le moment négatif maximal $-M_{AB}$

-Le cas b) donne les moments positifs maximaux dans les travées BC et DE; Les moments positifs minimaux dans les travées AB et CD et le moment négatif maximal $-M_{BD}$

-Le cas c) donne le moment maximal $-M_{BA}$ ou $-M_{BC}$ à l'appui B

-Le cas d) donne le moment négatif maximal $-M_{CB}$ ou $-M_{CD}$ à l'appui C

-Le cas e) donne le moment négatif maximal $-M_{DC}$ ou $-M_{DB}$ à l'appui D

-Dans les poteaux le cas a) et b) donnent de moment maximal.

Il y a une grande différence d'opinion dans la détermination du moment d'inertie des poutres en T continues faisant partie d'un portique à plusieurs travées. On utilise en général les formules suivantes:

$$I = 2 \left(\frac{b_v h^3}{12} \right)$$

b_v = largeur de l'âme de la poutre en T

h = hauteur hors-tout de la poutre en T

$$I = \left(\frac{b_w h^3}{12} \right)$$

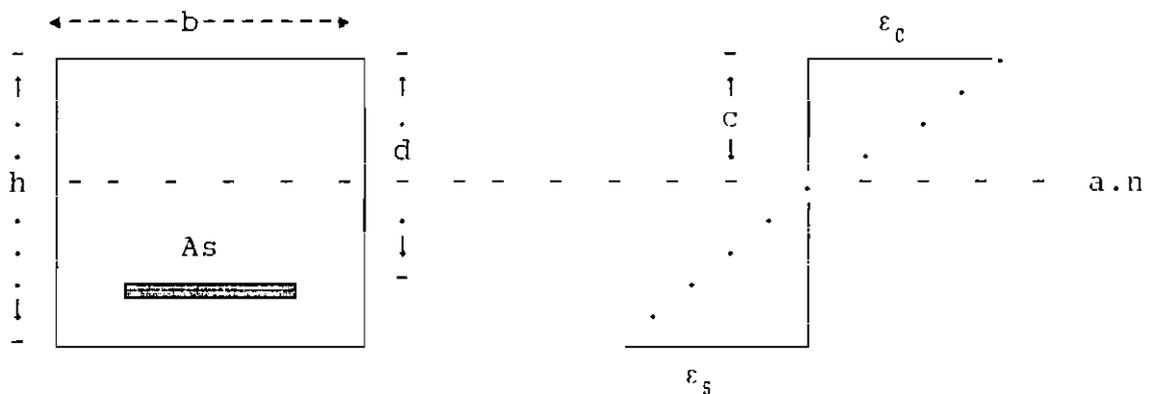
b_w = largeur de l'âme de la poutre

h = hauteur hors-tout de la poutre

2-7) Calcul des poutres

rectangulaires sollicitées en flexion

ON se limitera aux sections rectangulaires avec armature tendue seulement. Considérons la poutre représentée ci dessus.



a) section de la poutre

b) diagramme des déformations unitaires

Figure 2.4

Lorsqu'on augmente graduellement la valeur du moment fléchissant pondéré sollicitant une section, la position de l'axe neutre varie en fonction de la variation des déformations unitaires du béton et de l'acier. La distribution des contraintes de compression du béton sur la partie comprimée de la section varie également.

Le comportement de la poutre, à l'état ultime, dépendra de l'aire de l'armature tendue qu'elle contient.

L'article 10.3.2 de la norme canadienne stipule qu'un état

d'équilibre des déformations unitaires, existe à une section lorsque l'armature tendue atteint sa déformation unitaire ϵ_y à la limite d'élasticité f_y en même temps que le béton comprimé atteint son raccourcissement unitaire limite de 0.003.

A cet état la position de l'axe neutre est donnée par:

$$c/d = 600 / (600 + f_y)$$

L'aire de l'armature tendue correspondant à cet état d'équilibre servira de référence.

Ainsi si $A_s > A_{sb}$ (le raccourcissement unitaire du béton atteint à l'état ultime, $\epsilon_c = 0.003$ avant que l'allongement unitaire de l'acier atteigne ϵ_y). Il en résulte une rupture brusque de la poutre par écrasement du béton lorsque la sollicitation pondérée dépasse la résistance pondérée à l'état limite ultime.

Si $A_s < A_{sb}$ (poutre sous-armée), la déformation unitaire de l'acier atteint $\epsilon_y = f_y / E_s$ avant que le raccourcissement unitaire du béton atteigne $\epsilon_c = 0.003$.

Donc lorsque la sollicitation pondérée dépasse légèrement la résistance pondérée à l'état limite ultime, l'allongement unitaire de l'acier continue d'augmenter au delà de ϵ_y , suivant le palier de ductilité sans augmentation de la contrainte de l'acier.

Ainsi comme on le voit la ruine de la poutre est d'abord causée par la déformation ductile de l'acier d'armature. C'est un phénomène graduel qui permet le cas échéant, d'éviter les conséquences graves d'une rupture brusque. C'est pour cette raison que le A-23-3 recommande d'utiliser des poutres sous armées $A_s < A_{sb}$. La notion d'armature tendue maximale permise (A_{smax}) en découle. Sa valeur à

l'état d'équilibre de déformation ne doit pas dépasser celle à l'état d'équilibre des déformations unitaires $A_{smax} \leq A_{sb}$.

considérations pratiques

En pratique on recommande d'utiliser un rapport d/b entre 1.5 et 2 pour les poutres secondaires. Pour les poutres principales ce rapport peut aller jusqu'à 3.

Dans les poutres avec armatures tendue seulement, on recommande d'utiliser une valeur de section d'armature de 0.5 à 0.6 de la section maximale permise.

Voir annexe pour différentes valeurs de section d'armature en fonction de K_r

2-8) Ossature verticale

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature d'un bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression. Toutefois, il est rare qu'un poteau soit soumis à une compression centrée seulement. En général, les poteaux sont soumis à une combinaison d'effort de compression centrée et de moment fléchissant.

On distingue deux types de poteaux: les poteaux contreventés et les poteaux non contreventés. Un poteau est considéré comme étant contreventé, lorsque le bâtiment dont il fait partie est contreventé par des murs, des cages d'escalier et d'ascenseur, et que le mouvement latéral du poteau est négligeable. Ainsi les effets des forces horizontales sont équilibrés par les murs et les cages d'escalier. En conséquence les poteaux contreventés ne

subissent pas les effets des forces horizontales.

Le A-23.3 définit un poteau comme un élément vertical dont la hauteur excède trois fois sa plus petite dimension. Selon que kl_u/r est supérieur ou inférieur à $34. - 12 M_1/M_2$, le poteau est considéré comme élancé ou court. k représente le coefficient de flambement; l_u la longueur libre non soutenue du poteau entre les dalles de plancher, les poutres ou toute autre pièce susceptible d'assurer un appui latéral au poteau. kl_u est la longueur libre de flambement; M_1 est la valeur du moment pondéré d'extrémité numériquement le plus petit sollicitant le poteau; M_2 le moment le plus grand.

La majorité des poteaux qu'on a dans ce travail est de type élancés. C'est pourquoi nous allons nous appesantir sur la procédure de calcul des poteaux contreventés élancés.

Comportement d'un poteau soumis à une combinaison d'effort de compression centrée et d'un moment fléchissant

Comme on l'avait mentionné les poteaux sont soumis en général à une combinaison d'effort de compression centrée P et d'un moment fléchissant M . On peut remplacer P et M par un effort de compression excentrée et dont l'excentricité $e = M/P$. Les combinaisons d'effort de compression centrée P et de moment fléchissant M à l'état ultime correspondant aux différentes valeurs de e , sont représentés dans le plan M,P par un diagramme d'interaction (voir annexe B-3). Ce dernier permet de vérifier la dimension et l'armature préliminaires choisies et, le cas échéant, de

déterminer la dimension et l'armature exactes requises pour le poteau.

Procédure de calcul d'un poteau contreventé selon le A23.3

1) Déterminer M_1 et M_2

2) Evaluer le coefficient de flambement

3) Etablir le coefficient d'accroissement δ_b du moment M_2 pour tenir compte des moments du second ordre.

4) On détermine $M_c = \delta_b M_2$ et avec P_f et M_c , on calcule la dimension et l'armature requise pour le poteau en utilisant les diagrammes d'interaction.

calcul du coefficient d'accroissement δ_b

δ_b est donné par $\delta_b = C_m / [1 - (P_f / \phi_m * P_c)]$ avec $\phi_m = 0.65$ et la charge critique $P_c = \pi^2 EI / (kl_u)^2$. C_m est un coefficient rattachant le diagramme réel de moments à un diagramme uniforme équivalent des moments. Pour les poteaux sans charges latérales entre les appuis, $C_m = 0.6 + 0.4 * M_1 / M_2$

Lorsque les calculs du premier ordre montrent qu'il n'y a pas de moment aux extrémités d'un poteau ou que les excentricités calculées à ces extrémités sont inférieures à $(15 + 0.03h)$ mm par rapport à chaque axe principal du poteau.

2-9) Les fondations

Les fondations sont les éléments de la structure d'un bâtiment qui ont pour rôle de transmettre au sol les charges des poteaux et des murs de ce bâtiment.

Dépendant de la capacité portante du sol, on peut envisager une

fondation superficielle ou profonde.

Dans le cadre de ce projet nous avons traité seulement le cas des fondations superficielles.

Les fondations superficielles sont envisagées lorsque la capacité portante du sol à un niveau assez rapproché du celui du terrain naturel est suffisante pour permettre le calcul et la construction des fondations économiques.

Les fondations superficielles consistent en des semelles reposant sur le sol; les semelles constituent le type de fondation le plus utilisé à cause de leur coût de construction économique. Elles doivent être dimensionnées de façon à éviter un tassement excessif du sol. Lorsqu'elles sont soumises à des forces excentrées ou inclinées elles doivent aussi pouvoir résister avec sécurité à des forces sans rotation excessive, ni glissement.

Les principaux types de semelles:

- a) semelle isolée sous un poteau: carré ou rectangulaire
- b) semelle continue sous murs
- c) semelle continue sous deux ou plusieurs poteaux
- d) semelle à poutre de rigidité.

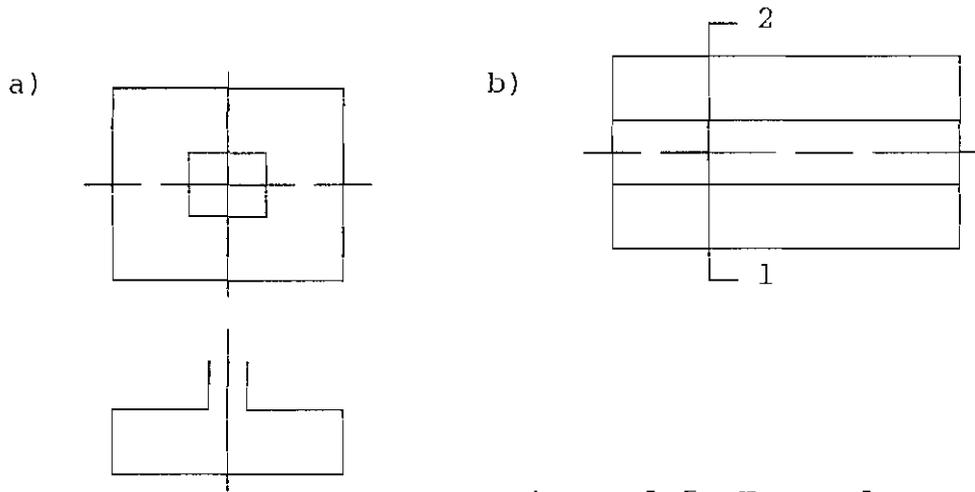


Figure 2.5 Types de semelles

La capacité portante des sols

La capacité portante des sols sous les semelles est déterminé selon les principes de la mécanique des sols. L'interpolation des résultats de sondages doit être faite par un spécialiste qui détermine la capacité portante ultime. La capacité admissible q_a d'un sol, pour le calcul des semelles est donnée en divisant la capacité portante ultime par un coefficient de sécurité approprié. La pression admissible q_a est donc spécifiée pour les charges d'utilisation, car elle est déterminée suivant un concept de calcul aux contraintes admissibles.

Dimensionnement des semelles isolées

Pour le calcul de dimensionnement on a fait l'hypothèse de distribution linéaire de la pression du sol à la base des semelles.

Cas 1 : charge concentrée:

Lorsque la charge totale verticale passe par le centre de gravité de la semelle, la pression du sol à la base de la semelle est supposée être uniforme et si la valeur de q est égal à la charge totale divisée par la surface de la semelle.

$$q = \frac{P+W}{A}$$

P = charge totale d'utilisation à la base du poteau

W = poids propre de la semelle et du remblai au dessus de la semelle.

$A = bL$ = surface de la semelle

Il faut que $q \leq q_a$, q_a étant la pression admissible sur le sol.

Donc la charge totale passe par le centre de gravité, la surface minimale A requise pour la semelle est donnée par:

$$A = \frac{P+W}{q_a}$$

On peut aussi calculer directement la superficie A de la semelle requise à partir de la charge totale d'utilisation P du poteau. On déduit q_a de la pression due à W et prendre $q_{a \text{ net}}$:

$$A = \frac{P}{q_{a \text{ net}}}$$

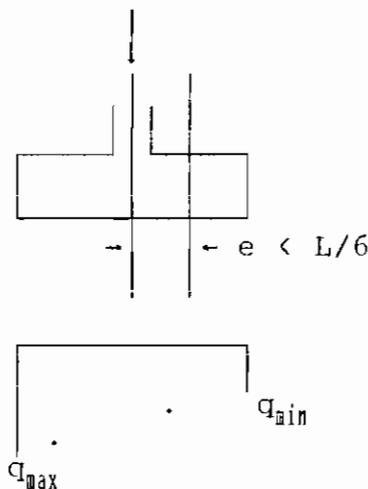
Cas 2 : charge concentrée:

Une charge excentrée résulte soit d'une charge appliquée en dehors du centre de gravité soit d'une charge centrée P et d'un moment de flexion M. On peut remplacer le système de charge centrée P et moment fléchissant M par une charge excentrée P; l'excentricité étant donnée par

$$e = \frac{M}{P}$$

On admet en outre une distribution linéaire de la pression du sol sous la base de la semelle.

- Lorsque $e < L/6$ c'est-à-dire la charge verticale est située à l'intérieur du noyau central on peut calculer les valeurs de q_{max} et q_{min}



$$q_{max} = \frac{P}{A} \left(1 + \frac{6e}{L} \right)$$

$$q_{min} = \frac{P}{A} \left(1 - \frac{6e}{L} \right)$$

Il faut que $q_{max} < q_{a\ net}$.

Figure 2.6 : Diagramme de contraintes sous la semelle

- Lorsque $e > L/6$ c'est-à-dire lorsque la charge verticale est située à l'extérieur du noyau central, la valeur de q_{min} est négative. Ceci indique une traction entre le sol et la base de la semelle. Comme on ne peut compter sur cette traction on en tient pas compte et on adopte la distribution triangulaire .

La résultante des pressions doit coïncider avec la charge verticale excentrée, cette condition donne la longueur de distribution triangulaire des pressions. La pression maximale du sol est donnée par:

$$q_{max} = \frac{2P}{3ab}$$

Semelle isolée carrée sous un poteau

1) Calcul de la surface minimale requise pour la semelle;

$$A = \frac{P+W}{q_d}$$

2) Calcul de la pression fictive correspondante aux charges pondérées;

$$q_s = \frac{P_f}{A} = \frac{1.25D + 1.5L}{A}$$

D et L sont les charges permanentes et la surcharge à la base du poteau.

3) Calcul du moment fléchissant. D'après les exigences du A23.3, la section critique pour le calcul du moment fléchissant se

trouve au nu du poteau.

4) **Disposition des armatures.** L'armature doit être distribuée uniformément dans chaque direction.

5) **Résistance à l'effort tranchant.** Résistance à l'effort tranchant d'une semelle doit être la plus grande des deux valeurs suivantes:

- La résistance à l'effort tranchant calculée en considérant la semelle agissant comme une poutre à grande largeur. Dans ce cas la section critique se trouve à une distance du nu du poteau et s'étant sur toute la largeur du côté

$$V_c = 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} b d$$

- La résistance à l'effort tranchant de poinçonnement. Dans ce cas la section critique perpendiculaire à la semelle se trouve à une distance $d/2$ de la périphérie du poteau et elle a un périmètre égal à b_0

$$V_c = (1 + 2/\beta_c) 0.2 \phi_c \sqrt{f'_c} b d \leq 0.4 \phi_c \sqrt{f'_c} b d$$

$$\beta = \frac{\text{grand côté}}{\text{petit côté}}$$

b_0 = périmètre de la section critique
 d = hauteur utile de la semelle
 b = longueur de la semelle.

on doit avoir $v_f < v_c$

6) **Longueur d'enrobage des barres et des goujons.** La longueur d'enrobage des barres longitudinales et transversales est donnée par

$$l_d = \max \left[0.058d_b f_y ; \frac{0.019A_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right]$$

Longueur d'ancrage des goujons:

$$l_d = \max \left[0.044d_b f_y ; \frac{0.24d_b f_y}{\sqrt{f'_c}} \right]$$

7) Transmission des forces et des moments à la base du poteau.
La pression de contact à la base du poteau ne doit pas dépasser:

$$P_r = 0.85\phi_c f'_c A_1 \sqrt{A_2/A} \leq 1.7\phi_c f'_c A_1$$

A_1 = aire chargée

A_2 = aire maximale de la surface d'appui qui est semblable et concentrique à l'aire chargée

CHAPITRE III

DIMENSIONNEMENT

3-1 Evaluation des charges

Pour l'évaluation des charges nous avons utilisé les données disponibles dans les manuels de références pour le calcul en béton armé: Code National du Bâtiment du Canada 1985 et le Traité de Béton Armé.

Tableau 3.1: Chargement du toit: Panneaux D1, D2, D3, D4, D6

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPA)		
	Non Pondérées	Coefficient de Pondération	Pondérées
Surcharges total	1.0	1.5	1.5
Charges permanentes (hourdis 16+4)			
* table de compression	1.00		
* âme	0.67		
* entrevous (16 Cm)	0.95		
* mortier de ciment (15cm)	0.30		
* forme de pente (ép 5cm, p=1/100)	0.80		
* étanchéité	0.50		
* protection étanchéité	0.60		
total	4.817	1.25	6.021

Tableau 3.2: Chargement du toit: Panneau D5

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPA)		
	Non Pondérées	Coefficient de Pondération	Pondérées
Surcharges total	1.00	1.5	1.500
Charges permanentes * la couverture * Structure de couverture (métallique ou en bois) * Charpente * Faux plafond (céramique)	0.4/cos($\hat{\alpha}$) 0.2/cos($\hat{\alpha}$) 0.25 0.52		
total pour $\hat{\alpha} = 45^\circ$	1.609	1.25	2.011

Tableau 3.3: Chargement du plancher de l'étage

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPA)		
	Non Pondérées	Coefficient de Pondération	Pondérées
Surcharges: * bureaux et toilettes * Cloisons en briques creuses enduit plâtre 15cm, 2 faces épaisseur nominale 100mm	2.40 1.35		
total	3.75	1.5	5.625
Charges permanentes: (hourdis 20+4) * Table de compression * âme = $0.1 \cdot (0.24 - 0.04) / 0.6$ * Entrevous (20 cm) * Carrelage * Enduit de ciment 15 cm * Faux plafond (fibreux , léger)	1.00 0.84 1.10 0.33 0.30 0.15		
total	3.72	1.25	4.650

Tableau 3.4 : Poids des murs (charges permanentes)

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPA)		
	Non Pondérées	Coefficient de Pondération	Pondérées
* Murs extérieurs de façade vide des baies = 30% briques pleines , enduit sur les deux (2) faces épaisseur nominale 25cm	4.60	1.25	4.650
* Murs intérieurs même caractéristiques que les murs de façade mais le vide des baies = 0%	4.60	1.25	4.650

Tableau 3.5 : Charge de l'escalier (se référer au calcul des escaliers)

DESCRIPTION DU TYPE DE CHARGES	CHARGES (kPA)		
	Non Pondérées	Coefficient de Pondération	Pondérées
Surcharge totale	4.80	1.50	7.20
Charge permanente totale	4.03	1.25	5.0375

3-2 Dimensionnement préliminaire des poutres et des poteaux

Le dimensionnement préliminaire est fait sur l'élément le plus chargé . Nous présentons ici un exemple de calcul pour une poutre et un poteau puis l'ensemble des résultats est présenté sous forme

de tableau.

3.2.1 Exemple de calcul des sections préliminaires des poutres:

Cas du plancher de l'étage

A ce niveau la poutre la plus chargée est la poutre P29

a) Charge linéaire pondérée

$$\text{Provenant du plancher} = (5.625 + 4.65) * 5.20 / 2 = 26.715 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids du mur intérieur (vide = 0\%)} = 5.75 * 3 = 17.25 \text{ kN/m}$$

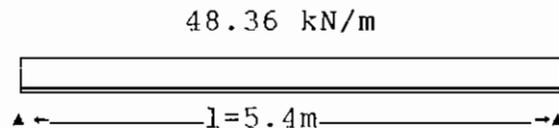
$$\text{total } w_f = 43.965 \text{ kN/m}$$

b) Charge de design tenant compte du poids propre

$$w_f = 43.965 * 1.1 = 48.36 \text{ kN/m}$$

c) Moment de design M_f

Hypothèse : poutre simplement appuyée



$$M_f = w_f * l^2 / 8 = \frac{48.36 * (5.4)^2}{8} = 176.28 \text{ kNm}$$

d) Choix de ρ et calcul de K_r

Pour $f_y = 400 \text{ MPa}$, $f_c = 20 \text{ MPa}$ on a:

$$\rho = 0.55 f_{\max} = 0.0126 \quad \text{--} \quad K_r = 3.6897 \text{ MPa}$$

e) Choix des dimensions préliminaires

On pose

$$M_r = 0.8 * M_f = K_r * b d^2$$

$$1.5 \leq d/b \leq 2 \quad \text{on prend } b = 0.6d$$

$$\text{d'où } d = \frac{(0.8M_f)^{1/3}}{(0.6K_r)^{1/3}}$$

A.N

$$d = \frac{(0.8 \cdot 176.28)^{1/3}}{(0.6 \cdot 3.6897)^{1/3}} = 399 \text{ mm}$$

$$b = 0.6 \cdot 339 = 239 \text{ mm}$$

Dimensions choisies en tenant compte de l'enrobage et du diamètre des étriers :

$h = 450 \text{ mm} , b = 240 \text{ mm}$

f) Vérification du poids propre

$$w'_f = 43.965 + 1.25 \cdot 0.45 \cdot 0.24 \cdot 25 = 47.34 \text{ kN/m} \leq w_f \text{ O.K}$$

3.2.2 Exemple de calcul des sections préliminaires des poteaux

Cas des poteaux du RDC

A ce niveau le poteau le plus chargé est la colonne C9

Pour cette colonne on a :

$$P_f = 452.946 \text{ kN} \quad (\text{se référer à la descente des charges})$$

$$f'_c = 20 \text{ MPa} , \phi_c = 0.6 , \phi_s = 0.85$$

D'après la prescription du code : $0.01 \leq \rho_g \leq 0.04$

$$\text{Nous prenons } \rho_g = 0.03 \rightarrow A_{st} = 0.03A_g$$

$$P_{rmax} = 0.85 \cdot [0.85 \phi_c f'_c (A_g - A_{st}) + \phi_s f_y A_{st}] = 16.01A_g$$

$$P_{rmax} = P_f \quad \longleftarrow \quad 452946 = 16.01A_g$$

$$A_g = \frac{452946}{16.01} = 28133.48 \text{ mm}^2 = 168 \text{ mm} \cdot 168 \text{ mm}$$

On prend :

$$A_g = 200 \text{ mm} * 200 \text{ mm}$$

Tableau 3.6: Résultats du design préliminaire

Elément structural concerné		Hauteur h (mm)	Largeur b (mm)
Poutres	du toit	400	200
	du plancher de l'étage	450	240
	longrines du RDC	400	200
Colonnes	de l'étage et du RDC	200	200

3-3 Dimensionnement des poutres continues

3.3.1 Exemple de calcul: Cas des poutres continues P7-P8-P9-P10-P11 du toit

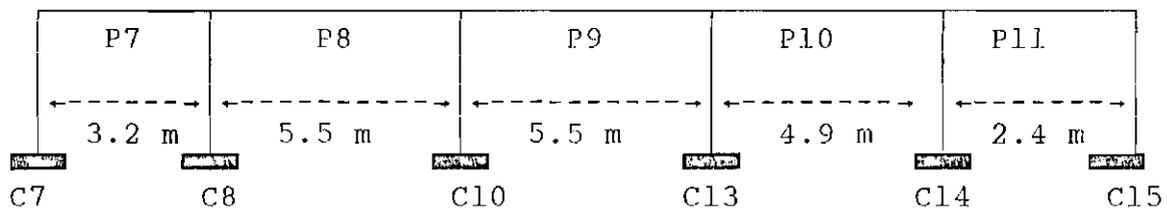


Figure 3.1: Schéma du système de portique

a - Calcul des charges pondérées

- Pour les poutres P7-P8-P9

. Charges permanentes pondérées : CP

$$\text{Provenant du toit} = 6.021 \cdot 5.20 / 2 = 15.656 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre de la poutre} = 1.25 \cdot 0.40 \cdot 0.20 \cdot 24 \cdot 9.81 = 2.354 \text{ kN/m}$$

$$\text{total CP} = 18.011 \text{ kN/m}$$

. Surcharges pondérées SP

$$\text{Provenant du toit} = 1.50 \cdot 5.20 / 2 = 3.90 \text{ kN/m}$$

$$\text{total SP} = 3.90 \text{ kN/m}$$

- Pour les poutres P10 - P11

. Charges permanentes pondérées

$$\text{Provenant du toit} = 6.021 \cdot (5.10 + 1.70) / 2 = 20.474 \text{ kN/m}$$

$$\text{Poids propre de la poutre} = 1.25 \cdot 0.40 \cdot 0.20 \cdot 24 \cdot 9.81 = 2.354 \text{ kN/m}$$

$$\text{total CP} = 22.830 \text{ kN/m}$$

. Surcharges pondérées SP

$$\text{Provenant du toit} = 1.50 \cdot (5.1 + 1.7) / 2 = 5.10 \text{ kN/m}$$

$$\text{total SP} = 5.10 \text{ kN/m}$$

b - Calcul des facteurs de distribution: FD

Dimensions préliminaires des poutres: $b = 200 \text{ mm}$

$$h = 400 \text{ mm}$$

Dimensions préliminaires des poteaux: $200 \text{ mm} \cdot 200 \text{ mm}$

- Calcul des caractéristiques géométriques

Le moment d'inertie est donné par :

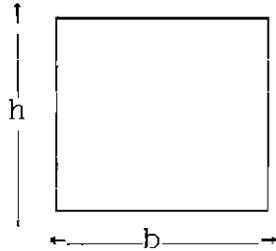


Figure 3.2 : section de la poutre.

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

$$I(\text{poutre}) = 200 \cdot (400)^3 / 12 = 1.067 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

$$I(\text{poteau}) = 200 \cdot (200)^3 / 12 = 1.333 \cdot 10^9 \text{ mm}^4$$

- Calcul des raideurs des éléments

$$K = I/L$$

$$K(P7) = 1.067 \cdot 10^9 / 3200 = 3.333 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$K(P8) = 1.067 \cdot 10^9 / 5150 = 2.071 \cdot 10^5 \text{ mm}^3 = K(P9)$$

$$K(P10) = 1.067 \cdot 10^9 / 4900 = 2.177 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$K(P11) = 1.067 \cdot 10^9 / 2400 = 4.444 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

$$K(\text{Poteau}) = 1.333 \cdot 10^9 / 3000 = 0.444 \cdot 10^5 \text{ mm}^3$$

- Facteurs de distribution : FD

$$FD = K / (\sum K)_{\text{noeud}}$$

$$FD(7-8) = \frac{3.333}{0.444 + 3.333} = 0.882$$

$$FD(8-7) = \frac{3.333}{3.333 + 0.444 + 2.071} = 0.570$$

$$FD(8-10) = \frac{2.071}{2.0710 + 0.444 + 3.333} = 0.354$$

$$FD(10-8) = \frac{2.071}{2.071 + 2.071 + 3.333} = 0.452 = FD(10-13)$$

$$FD(13-10) = \frac{2.071}{2.177 + 2.071 + 0.444} = 0.441$$

$$FD(13-15) = \frac{2.177}{2.071 + 2.177 + 0.444} = 0.464$$

$$FD(15-13) = \frac{2.177}{2.177 + 4.444 + 0.444} = 0.308$$

$$FD(15-17) = \frac{4.444}{2.177 + 4.444 + 0.444} = 0.629$$

$$FD(17-15) = \frac{4.444}{4.444 + 0.444} = 0.909$$

c - Calcul des sollicitations maximales

Cette étude portera sur les cas de chargements critiques. On a donc disposé les surcharges sur les travées de façon à provoquer les moments maximaux (ou minimaux) à chaque section. Ainsi après les calculs de chacun de ces cas par la méthode HARDY CROSS on détermine la courbe enveloppe qui servira pour le design en béton armé.

Voir Annexe A pour l'alternance des surcharges

d- Dimensionnement en béton armé de la poutre P7-P8-P9-P10-P11

Nous avons considéré la section de la poutre au droit de la colonne C13.

1) Calcul de l'armature longitudinale

- $M_f = 56.9 \text{ kNm}$

$b = 200 \text{ mm}$

$d = 330 \text{ mm}$

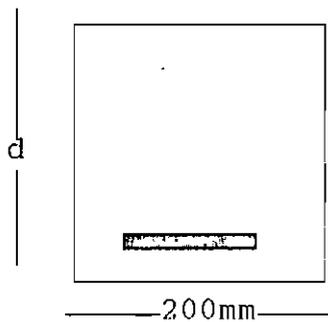


Figure 3.3 : Section de la poutre.

$$K_r = \frac{M_f * 10^6}{bd^2} = \frac{56.9 * 10^6}{(200)(330)^2} = 2.6126 \text{ MPa}$$

$f'_c = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

les tables (ANNEXE B) donnent $\rho = 0.00906$ (interpolation)

- $A_s(\text{requis}) = \rho bd = 0.00906 * 200 * 330 = 598.3 \text{ mm}^2$

- $A_s(\text{prévue}) = 600 \text{ mm}^2$ soit 2 # 20

- Vérification de l'enrobage

On a considéré des étriers # 10

enrobage = $400 - 330 - 19.5/2 - 11.3 = 48.95 \text{ mm} \geq 40 \text{ mm}$ O.K

- **Espacement des barres**

Il doit être supérieur à l'une des trois valeurs suivantes:

25 mm

diamètre des barres $d_b = 19.5 \text{ mm}$

$4/3(\phi_{\text{agrégat}}) = 4/3 * 28 = 37.33 \text{ mm}$

espacement = $200 - 2 * 40 - 2 * 11.3 - 2 * 19.5 = 58.4 \text{ mm} \geq 37.4 \text{ mm}$

- Longueur de l'armature supérieure (point d'arrêt réel des barres)

Dans le cadre de cet exemple il n'y a que 2 barres donc on ne peut en arrêter ; les points d'arrêt théoriques des barres sont les points d'inflexion situés de par et d'autre de l'appui considéré.

. La longueur d'ancrage droit : $l_d = 1.4 \cdot l_{db}$

pour les barres # 20 , $f'_c = 20$ MPa $f_y = 400$ MPa on a :

$$l_{db} = 510 \text{ mm d'où } l_d = 1.4 \cdot 510 = 714 \text{ mm}$$

. distance de prolongement au delà du point d'appui

.. à droite

$$| d = 330 \text{ mm}$$

$$\text{Max } | 12d_b = 12 \cdot 19.5 = 234 \text{ mm}$$

$$| l_n/16 = (4900 - 200)/16 = 294 \text{ mm}$$

on prend 330 mm

Longueur des barres à droite de l'appui Cl3: L_1

$$L_1 = 1079 + 330 = 1409 \text{ mm} \geq l_d = 714 \text{ mm O.K}$$

.. à gauche

$$| d = 330 \text{ mm}$$

$$\text{Max } | 12d_b = 12 \cdot 19.5 = 234 \text{ mm}$$

$$| l_n/16 = (5150 - 200)/16 = 310 \text{ mm}$$

on prend 330 mm

Longueur des barres à gauche de l'appui Cl3: L_2

$$L_2 = 1368 + 330 = 1690 \text{ mm} \geq l_d = 714 \text{ mm O.K}$$

2) Calcul de l'armature d'âme

- Effort tranchant maximal à une distance d du nu de l'appui

$$V_d = 71.123 - (0.330 + 0.100) * 21.911 = 61.701 \text{ kN}$$

- vérification de la section

$$V_d = 61.7 \text{ kN} \leq \phi_c \sqrt{f_c} * b d = 177 \text{ kN} \quad \text{OK}$$

- Résistance au cisaillement du béton

$$V_c = 0.2 * 0.6 * \sqrt{20} * 200 * 330 * 10^{-3} = 35.419 \text{ kN}$$

- Effort tranchant repris par l'acier

$$V_s = V_d - V_c = 61.701 - 35.419 = 26.282 \text{ kN}$$

- Espacement des étriers S

On considère des étriers # 10 : $A_v = 200 \text{ mm}^2$

$$S = \frac{\phi_s A_v f_y d}{V_s} = \frac{0.85 * 200 * 400 * 330}{26.282 * 10^3} = 854 \text{ mm}$$

$$V_s = 26.282 \text{ kN} \leq 0.4 \phi_c \sqrt{f_c} * b d = 70.839 \text{ kN}$$

$$\text{donc } S_{\max} = \min (d/2 = 165 \text{ mm} , 600 \text{ mm}) = 165 \text{ mm}$$

(Art.11.3.8.3)

Vérification de l'armature minimale

$$S_{\max} = A_v f_y / 0.35 b = 200 * 400 / (0.35 * 200) = 1143 \text{ mm} \geq 165 \text{ mm}$$

On a donc $S_{\max} = 165 \text{ mm}$

et on prend $S_{\text{fin.}} = 165 \text{ mm}$

3.3.2 Résultats des poutres

Tableau 3.7 : Tableaux récapitulatifs.

POUTRE P7-P8-P9-P10-P11

section	TOIT : 200 mm x 400 mm		Plancher: 240mm x 450 mm	
	Armatures longitud.	longueur barres (mm)	Armatures longitud.	longueur barres (mm)
Appui 7	3 # 10	650	2 # 15	900
Travée P7	2 # 15	3200	2 # 15	3200
Appui 8	2 # 20	2970	3 # 20	3400
Travée P8	2 # 15	5150	2 # 20	5150
Appui 10	2 # 20	3200	3 # 20	3625
Travée P9	2 # 15	5150	2 # 15	5150
Appui 13	2 # 20	3200	3 # 25	4400
Travée P10	2 # 15	4900	2 # 20	4900
Appui 15	2 # 20	3200	3 # 25	5030
Travée P11	2 # 15	2400	2 # 15	2400
Appui 17	3 # 10	950	2 # 15	900

POUTRE P12-P13-P14-P15-P16

section	TOIT : 200 mm x 400 mm		Plancher: 240mm x 450 mm	
	Armatures longitud.	longueur des barres	Armatures longitud.	longueur des barres
Appui 17	2 # 15	520	2 # 15	550
Travée P12	3 # 10	5100	2 # 15	5100
Appui 18	2 # 15	950	2 # 15	1195
Travée P13	2 # 15	1700	2 # 15	1700
Appui 19	2 # 15	1130	3 # 15	1162
Travée P14	2 # 15	5400	3 # 15	5400
Appui 22	3 # 15	3130	3 # 15	3360
Travée P15	2 # 15	5400	3 # 15	5400
Appui 24	2 # 15	2870	3 # 15	3124
Travée P16	2 # 15	3200	2 # 15	3200
Appui 7	2 # 15	518	2 # 15	520

POUTRE P28-P29-P17-P5

section	TOIT : 200 mm x 400 mm		Plancher: 240mm x 450 mm	
	Armatures longitud.	longueur des barres	Armatures longitud.	longueur des barres
Appui 21	2 # 15	530	2 # 15	520
Travée P28	3 # 10	3200	2 # 15	3200
Appui 23	2 # 15	3140	2 # 15	3500
Travée P29	2 # 15	5400	2 # 15	5400
Appui 25	2 # 15	3000	2 # 15	3460
Travée P17	2 # 15	3200	2 # 15	3200
Appui 6	2 # 15	2650	2 # 15	2100
Travée P5	2 # 15	2200	2 # 15	2200
Appui 7	2 # 15	-----	2 # 15	520

POUTRE P5-P20-P21-P22-P23

section	TOIT : 200 mm x 400 mm		Plancher: 240mm x 450 mm	
	Armatures longitud.	longueur des barres	Armatures longitud.	longueur des barres
Appui 5	2 # 15	770	2 # 15	900
Travée P5	2 # 15	2200	2 # 15	2200
Appui 6	2 # 15	3040	2 # 15	1960
Travée P20	2 # 15	3200	2 # 15	3200
Appui 9	2 # 15	2910	3 # 15	3590
Travée P21	2 # 15	5150	2 # 15	5150
Appui 11	2 # 15	1140	3 # 15	2850
Travée 22	2 # 15	2950	2 # 15	2950
Appui 12	2 # 15	820	2 # 15	1240
Travée P23	2 # 15	3110	2 # 15	3110
Appui 14	2 # 15	520	2 # 15	1000

POUTRE P18-P19

section	TOIT : 200 mm x 400 mm		Plancher: 240mm x 450 mm	
	Armatures longitud.	longueur des barres	Armatures longitud.	longueur des barres
Appui 9	2 # 15	550	2 # 15	930
Travée P18	2 # 15	4300	2 # 20	4300
Appui 4	2 # 15	2120	3 # 25	3340
Travée P19	2 # 15	4300	2 # 20	4300
Appui 2	2 # 15	550	2 # 15	930

POUTRE P3-P4

section	TOIT : 200 mm x 400 mm		Plancher: 240mm x 450 mm	
	Armatures longitud.	longueur des barres	Armatures longitud.	longueur des barres
Appui 1	2 # 15	550	2 # 15	1320
Travée P3	2 # 15	4300	2 # 15	4300
Appui 3	2 # 15	2120	3 # 15	3005
Travée P4	2 # 15	4300	2 # 15	4300
Appui 5	2 # 15	550	2 # 15	1320

TOIT

PLANCHER

poutre	sec tion	bxh mmxmm	Armat longit	long. barres	bxh mmxmm	Armat longi	long. barre
P1	App2	200	2#10	1250	200 x 300	2#10	1250
	Travée	x 200	2#10	3750		3#15	3750
	App 2		2#10	1250		2#10	1250
P2	App 2	200	2#10	1350	200 x 350	2#10	1350
	Travée	x 200	2#10	4050		4#15	4050
	App 1		2#10	1350		2#10	1350
P6	App 6	200	2#10	1300	200 x 350	2#10	1300
	Travée	x 200	2#10	3900		2#15	3200
	App 7		2#10	1300		2#10	1300
P24	App 13	200	2#10	750	200 x 200	2#10	750
	Travée	x 200	2#10	2250		2#10	2250
	App 14		2#10	750		2#10	750
P25	App 14	200	2#10	1250	250 x 400	3#10	1250
	Travée	x 200	2#10	3750		3#25	3750
	App 20		2#10	1250		3#10	1250
P26	App 19	200	2#10	750	200 x 320	2#10	750
	Travée	x 300	2#20	2250		2#20	2250
	App 20		2#10	750		2#10	750
P30	App 15	200	2#10	1275	200 x 350	2#10	1275
	Travée	x 200	2#10	3825		2#20	3825
	App 16		2#10	1275		2#10	1275
P31	App 16	200	2#10	600	200 x 200	2#10	600
	Travée	x 200	2#10	1800		2#10	1800
	App 18		2#10	600		2#10	600

Voir Annexe A pour les notes de calcul.

3.4 Exemple de calcul pour la descente de charge

considérons la colonne C24

Niveau n1

Surface tributaire: 11.18 mm²

CHARGE PERMANENTE

- Dalle 4.82 * 11.18 = 53.89 KN

- poutre 1.884 * 4.3 = 8.10 KN

TOTAL

61.99 KN

SURCHARGE

1 * 11.18 -----> = 11.18 KN

NIVEAU n3

Surface tributaire : 11.18 mm²

CHARGE PERMANENTE

-Venant de n1 -----> 61.99 KN

-Poutre 2.7*4.3 -----> 11.61 KN

-Dalle 3.72 *11.18 -----> 41.59 KN

-Mur 0.7*4.6*3*4.3 -----> 41.54 KN

-Poteau -----> 3 KN

TOTAL

159.73 KN

SURCHARGE

-Venant de n1 -----	→11.18 KN
-Dalle 3.75* 11.18-----	→41.92 KN
<hr/>	
TOTAL	53.1 KN

NIVEAU n5

CHARGE PERMANENTE

- Venant de n3 -----	→ 159.73 KN
- Longrine 2*4.3 -----	→ 8.6 KN
-Mur -----	→ 41.54 KN
-Poteau -----	→ 3.5 KN
-Plancher -----	→ 10.75 KN
<hr/>	
TOTAL	224.12 KN

SURCHARGE

-Venant de n3-----	→ 53.1 KN
-Plancher -----	→ 20.64 KN
<hr/>	
TOTAL	73.74 KN

3.5) Exemple de calcul colonne 24

Rez de chaussée

1) Détermination des efforts

a) l'effort pondéré de compression centrée.

$$P_f = 1.25 D + 1.5 L.$$

En prenant les résultats de la descente de charge nous avons

$$P_f = 1.25 * 159.73 + 1.5 * 53.1 = 279.3 \text{ KN}$$

b) Moments pondérés du premier ordre sollicitant la colonne

l'analyse structurale nous donne $M_1 = 1.5 \text{ KN.m}$, $M_2 = 3 \text{ KN.m}$

et le moment maximal dû à la charge permanente pondérée $M_0 = 1.62$

2) Coefficient de flambement k de la colonne.

En considérant comme élastique les liaisons aux extrémités de la colonne le tableau 2 de l'annexe B nous donne $k = 0.86$

3) Détermination du type de colonne

-longueur libre non soutenue de la colonne

$$l_0 = 3500 - (450+150)/2 = 3200 \text{ mm}$$

- rayon de giration r

$$r = 0.3 * h = 0.3 * 200 = 60 \text{ mm}$$

$$kl_0/r = 0.86 * 3200/ 60 = 45.87$$

$$34 - 12 M_1/M_2 = 34 - 12*1.5/3 = 28$$

En conclusion on a kl_0/r est supérieur à $34 - 12 M_1/M_2$, par conséquent la colonne est de type élancé

4) Calcul du coefficient d'accroissement δ_b

$$\delta_b = C_m / [1 - (P_f / \phi_n P_c)]$$

$$C_m = 0.6 + 0.4 M_1/M_2 = 0.6 + 0.4 * 1.5/3 = 0.8$$

$$\phi_m = 0.65$$

$$\tau = [200 - (2 \cdot 40 + 2 \cdot 11.3 + 16)] / 200 = 0.4$$

Du diagramme d'interaction pour $\rho_g = 0.01$ on a $K = 536$

β_d est la valeur absolue du rapport du moment maximal dû à la charge permanente pondérée au moment maximal dû à la charge totale pondérée. $\beta_d = 1.62/3 = 0.54$

$$EI = Kbh^3 / (1 + \beta_d) = 536 \cdot 200 \cdot 200^3 / (1 + 0.54) = 5.56 \cdot 10^{11}$$

$$\text{Charge critique } P_c = \pi^2 EI / (klu)^2 = 3.14^2 \cdot 5.56 \cdot 10^{11} / (0.86 \cdot 3200)^2$$

$$P_c = 724.98 \text{ KN}$$

$$\text{alors } \delta_b = 1.96$$

5) Calcul du M2 minimal à considérer

$$M2 \text{ min} = P_f (15 + 0.03 h) = 279.3 (15 + 0.03 \cdot 200) \cdot 10^{-3} = 5.86 \text{ KN.m}$$

Le moment minimal étant plus grand que le moment M2, on travaillera avec ce moment.

6) Calcul du moment accru

$$M_c = \delta_b M2 = 1.96 \cdot 5.86 = 11.5 \text{ KN.m}$$

7) Calcul de l'armature longitudinale

$$P_f / A_g = 6.98 \text{ MPa} \quad M_c / A_g h = 1.44 \text{ MPa} .$$

En regardant le point ayant ces coordonnées sur le diagramme d'interaction, on constate que nous sommes à l'intérieur de la courbe $\rho_g = 0.01$ donc notre section est bonne. La valeur de f'_c de ce diagramme est de 30 MPa alors que la notre est de 20 MPa. Un ajustement s'impose, mais comme la valeur de 0.01 est la plus petite admise, on gardera cette valeur.

$$A_s = 0.01 \cdot 200 \cdot 200 = 400 \text{ mm}^2 \text{ soit deux barres } N^{\circ} 15.$$

Pour avoir une bonne disposition on choisit 4 barres # 15

3.6)

LES ESCALIERS

Les escaliers sont des éléments qui assurent la liaison des différents niveaux d'un bâtiment. On appelle marche la partie horizontale des gradins constituant l'escalier et contremarche la partie verticale de ces gradins.

On distingue plusieurs types d'escalier: Les escaliers en console, les escaliers à limon et les escaliers sans limon. Nous optons pour les escaliers à limon.

soit h la hauteur d'une contremarche, g la largeur d'une marche.

On a d'après la règle de BLONDEL $2h + g = 64$. Désignons par n le nombre des contremarches, on aura $n - 1$ marches d'où $nh = H$ et $(n-1)g = L$. (voir Annexe C-14 pour définition de L et H)

n doit être racine de l'équation

$$64 n^2 - n(64 + 2H + L) + 2H = 0 \quad (A)$$

On prendra pour n le nombre entier le plus voisin de la racine trouvée. Il est recommandé de ne pas prévoir plus d'une vingtaine de marches successives sans les séparer par un palier P_a ayant une largeur minimale égale à $3g$. Soit l_p la largeur du palier on a

$L + 2l_p = 510$ cm (B). La largeur minimale des marches est 23 cm alors $l_{p\min} = 3 \times 23 = 69$ cm

(B) ----- $L = 372$ cm

(A) ----- $n = 11.81$

On prend $n = 12$ marches

Alors $h = H/n = 175/12 = 14.6$ cm et $g = L/(n-1) = 372/11 = 33.8$ cm
 l_p étant minimal on prend $g = 33$ cm. L devient $(12 - 1) \times 33 = 363$ cm

$l_p = 73.5 \text{ cm.}$

Etude des charges sur les marches et sur les limons

-calcul des marches

Le poids propre de 1 m^2 est approximativement

$p = 2500(e/\cos\alpha + h/2)$, e = épaisseur en mètre de la paillasse

h = hauteur des marches, α = inclinaison de l'escalier sur l'horizontale.

$\text{tg } \alpha = h/g = 0.442 \rightarrow \cos \alpha = 0.91$. En choisissant une épaisseur de paillasse de 8 cm on trouve $p = 403 \text{ daN/m}^2$

Surcharge d'exploitation

La charge minimale prévue est 4.8 KN/m^2 (code national du bâtiment) pour les issues et escalier de secours.

Les marches sont considérés comme semi encastrées sur les limons. Pour le calcul on les assimile à une section rectangulaire de largeur g et de hauteur $(a_1+a_2)/2$ avec $a_1 = h + e/\cos\alpha$ et $a_2 = e/\cos\alpha$. La marche sera calculée comme une poutre à section rectangulaire de largeur 330 mm et de hauteur 253 mm

-Charge total pondérée sur la marche: $w_f = 12.08 \text{ KN/m}^2$

-Charge linéaire répartie suivant l'emmarchement:

$w_l = 12.24 \times 0.33 = 4.04 \text{ KN/m}$

- calcul des sollicitations sur les marches.

Le moment en travée est $M_t = 0.4 \text{ KN.m}$, aux extrémités on a $M_e = 0.16$. De part et d'autre on utilisera des armatures minimales; en travée on utilisera une barre 20 et aux extrémités on utilisera 3 barres 10 pour permettre en même temps le support des étriers.

-Calcul d'un limon

Le limon est considéré comme semi encastré aux deux extrémités et il reçoit la réaction R_{m} des marches: $R_{\text{m}} = 4.04 * 0.975 / 2 = 1.96 \text{ KN}$

-Longueur L_i du limon $L_i = \sqrt{(H^2 + L^2)} = \sqrt{(175^2 + 363^2)} = 403 \text{ cm}$

-Charge linéaire agissant sur le limon. $w_{li} = R_m * n / L_i$

$w_{li} = 2 * 12 / 4.03 = 5.96 \approx 6 \text{ KN/m}$. Cette charge se décompose (Voir annexe) en une charge perpendiculaire au limon $w_{li1} = w_{li} \cos \alpha$ et en une charge parallèle au limon $w_{li2} = w_{li} \sin \alpha$.

Le moment en travée $M_t = w_{li} * \cos \alpha * L_i^2 / 10 = 6 * 0.814 * 4.03^2 / 10$

$$M_t = 8.9 \text{ KN.m}$$

La force w_{li2} provoque un effort de compression sur la moitié inférieure et un effort de traction sur la moitié supérieure. Ces efforts sont égaux. Soit N : $N = w_{li} * H / 2 = 5.25 \text{ KN}$

En considérant la charge perpendiculaire au limon, soit M_e les moments aux extrémités. $M_e = 3.7 \text{ KN.m}$

-Calcul des armatures. On trouve pour les armatures inférieures et supérieures l'armature minimale, soit 2 barres 10

Protection des marches

Pour protéger les marches dans les escaliers à forte circulation, on prévoit à la partie supérieure des marches, un revêtement obtenu en mélangeant au béton un corps dur résistant bien à l'usure, tel que le carborundum ou le corindon.

3.7 Exemple de calcul de fondation

3.7.1 cas de la semelle sous la colonne C1

Charge totale d'utilisation $P = 267.486 \text{ kN}$

Charge totale pondérée $P_f = 349.333 \text{ kN}$

Moment pondéré $M_f = 2.593 \text{ kNm}$

La dimension du poteau est de $200\text{mm} \times 200\text{mm}$

La pression admissible du sol $q_a = 150 \text{ kN/m}^2$ à 1 m sous le niveau du terrain naturel.

1) Calcul de l'excentricité e

$$e = M_f / P_f = 2.593/349.333 = 7.4 \text{ mm}$$

$$6 \cdot e = 0.0445 \text{ m}$$

2) Calcul de la section requise

on considéré des sections carrées.

$$A_{\min} = b \cdot L = L^2 = P/q_a \quad \text{-----} \quad L_{\min} = (P/q_a)^{1/2}$$

pour le cas de notre exemple on a

$$L_{\min} = (267.486/150)^{1/2} = 1.335 \text{ m}$$

On choisit $L = 1.5 \text{ m}$

3) Calcul de la contrainte q_s

La distribution des contraintes sous la semelle est trapézoïdale; on a considéré la valeur maximale de la contrainte pour les calculs. Donc

$$q_s = \frac{P_f}{A} [1 + 6 \cdot e/L]$$

pour le cas de l'exemple

$$q_s = \frac{349.333}{(1.5)^2} [1 + 0.0445/1.5] = 159.86 \text{ kN/m}^2$$

4) Détermination de la hauteur utile d

a) Effort tranchant agissant sur la semelle considérée comme une poutre à grande largeur

$$V_f = q_s L [L/2 - (200/2 + d)] * 10^{-6}$$

$$V_c = 0.2 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} L d * 10^{-3}$$

Les distances L et d étant exprimées en mm

De $V_f = V_c$ on tire

$$d = \frac{10^{-3} * q_s (L/2 - 100)}{0.2 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} + 10^{-3} * q_s}$$

On note cette première valeur de la hauteur utile d_1 dans cet exemple

$$d_1 = \frac{10^{-3} * 159.86 * (1500/2 - 100)}{0.2 * 1 * 0.6 * \sqrt{20} + 159.86 * 10^{-3}} = 149 \text{ mm}$$

b) Effort tranchant de la semelle soumise au poinçonnement.

$V_f = q_s [A - (200+d)^2] * 10^{-6}$; les distances étant exprimées en mm

$$V_c = 0.4 \lambda \phi_c \sqrt{f'_c} b_0 d \quad \text{avec } b_0 = 4 * (200+d)$$

$V_f = V_c$ donne une équation du second degré en d dont la résolution donne la hauteur utile minimale d_2 pour résister au poinçonnement .

Pour l'exemple de la colonne C_1 on a :

$$4.6319 * d^2 + 922.547 * d - 353298.206 = 0$$

La solution est $d_2 = 194 \text{ mm}$

La hauteur utile d doit être supérieur à d_1 et d_2

Dans notre cas : $d_1 = 154 \text{ mm}$ et $d_2 = 194 \text{ mm}$

on prend $d = 200 \text{ mm}$

5) Vérification de la section minimale

On doit avoir :

$$A' = P/q_{\text{net}} < A$$

- Contrainte due au poids propre de la semelle = $25 \text{ kN/m}^3 * d = 25d$

- Contrainte due au poids propre du remblai = $1600 * 9.81 * (1-d) * 10^{-3}$
 $= 15.696(1-d)$

$$q_{\text{net}} = 150 - 25d - 15.696(1-d)$$

pour $d = 0.2 \text{ m}$ -----> $q_{\text{net}} = 150 - 25 * 0.2 - 15.696 * (1 - 0.2)$
 $= 132.443 \text{ kN/m}^2$

$$A' = \frac{267.486}{132.443} = 2.020 \text{ m}^2 < A = (1.5)^2 = 2.25 \text{ m}^2$$

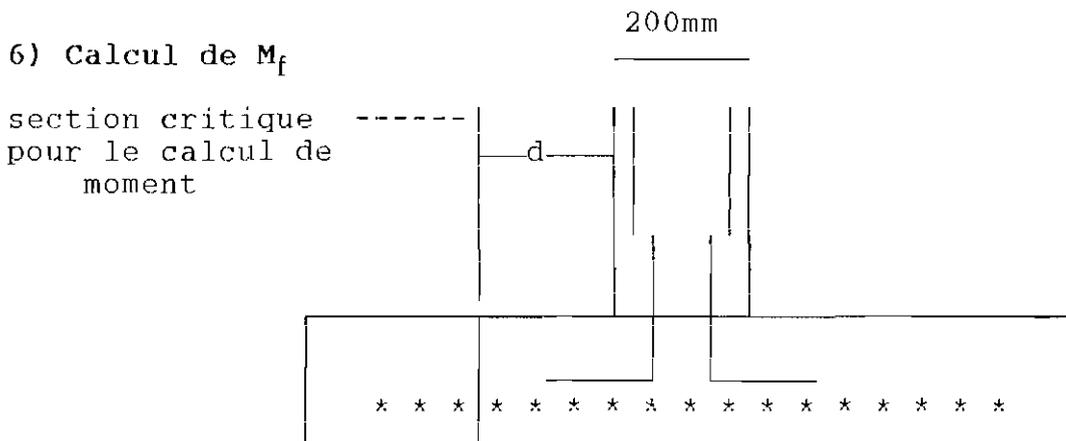


Figure 3.4 : Schéma d'une semelle isolée.

L'expression du moment est donnée par:

$$M_f = 1/2 * q_s L [(L - 0.2) / 2]^2$$

$$M_f = 1/2 * 159.86 * 1.5 * [(1.5 - 0.2) / 2]^2 = 50.656 \text{ kNm}$$

7) Calcul de la section d'armature

$$- K_f = [50.656 * 10^6] / [1500 * (200)^2] = 0.8443 \text{ MPa}$$

- $K_{rmin} = 1.1206 \text{ MPa}$ pour $f'_c = 20 \text{ MPa}$, $f_y = 400 \text{ MPa}$

Comme

$$K_r < K_{rmin}$$

Il faut utiliser l'armature minimale requise qui est fonction de

f_{min}

$$f_{min} = 0.0035 \quad A_s = f_{min} * b * d = 0.0035 * 1500 * 200 = 1050 \text{ mm}^2$$

On utilise 4 # 20

8) Longueur d'ancrage droit des barres

$$\text{La longueur d'ancrage} = (0.019 * A_b * f_y) / \sqrt{20} = 59.8 \text{ mm}$$

$$\text{Mais pas moins de } 0.058 d_b * f_y = 0.058 * 19.5 * 400 = 452 \text{ mm}$$

$$\text{Longueur disponible} = (L-200)/2 - \text{enrobage}$$

$$= (1500-200)/2 - 75 = 575 \text{ mm O.K}$$

9) Transmission des forces de la base du poteau à la semelle

$$P_r = 0.85 \phi_c f'_c * A_1 * (A_2/A_1)^{1/2} \leq 1.7 \phi_c f'_c * A_1$$

$$(A_2/A_1)^{1/2} = 7.5 \text{ alors } P_r = 1.7 \phi_c f'_c * A_1$$

$$P_r = 1.7 * 0.6 * 20 * (200)^2 * 10^{-3} = 816 \text{ kN}$$

$$P_r = 816 \text{ kN} > P_f = 349.333 \text{ kN}$$

Le béton est donc suffisant pour reprendre la transmission des efforts . On utilisera comme goujon l'armature minimale requise.

$$A_{smin} = 0.005 * 200 * 200 = 200 \text{ mm}^2$$

On utilise 4 Goujons # 10

10) La hauteur hors-tout de la semelle

$$h = d + d_b + 75 = 294.5 \text{ mm}$$

On prend $h = 300 \text{ mm}$.

NOTE: SE REPORTER A L'ANNEXE A POUR NOTE DE CALCUL ET RESULTATS

CHAPITRE IV

ANALYSE DES RESULTATS

En Analysant les résultats on constate que les moments ne sont pas très élevés sur les poteaux. Ceci est dû certainement à la rigidité des poutres qui est environ dix fois supérieure à celle des poteaux. Les moments obtenus après Hardy Cross au niveau du toit montrent qu'on aurait pu diminuer la section des poutres . Mais puisque plusieurs options étaient envisageables quant à la nature de la partie centrale du toit(charpente de bois,métallique) nous avons conservé cette section. Les poutres du plancher sont acceptables parce que les pourcentages d'acier sont proches de la valeur économique.L'évaluation des charges à donné des charges sensiblement égales sur toute la surperficie du plancher .Ceci se justifie par le fait que l'activité est la même dans tous les locaux du bâtiment.

Pour le dimensionnement des poteaux, il s'est posé un problème de diagramme d'interaction. En effet les diagrammes à notre disposition étaient établis pour une résistance de compression du béton , de 30 MPa. Un ajustement s'imposait donc, car la résistance utilisée dans ce travail est de 20 MPa . Mais nous avons constaté que cet ajustement n'était pas nécessaire car il nous donnait en général une section d'armature inférieure à 0.01 qui est la section d'armature minimale imposée par les normes. Les armatures choisies

trouvées pour les poteaux sont les mêmes. En effet on a eu à choisir quatre barres numéro 15 alors que deux suffisaient pour avoir une barre dans chaque coin du poteau et notons aussi qu'il est nécessaire de disposer au moins quatre barres dans un poteau, c'est à dire une barre dans chaque coin.

Au niveau de la fondation, nous avons opté pour les fondations superficielles car la capacité portante du sol à un niveau assez rapproché de celui du terrain est suffisante pour permettre le calcul et la construction de fondations économiques.

Il existe plusieurs types de semelles dans les fondations superficielles. Nous avons opté pour la semelle isolée car les poteaux ne sont pas trop rapprochés pour nécessiter une semelle continue.

Le calcul des escaliers donne les armatures minimales. Ceci est dû aux dimensions des marches.

Dans l'ensemble les résultats obtenus pour le calcul des divers éléments structuraux sont acceptables .

CHAPITRE V:

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

En arrivant au terme de ce travail, nous pouvons dire que nous avons beaucoup appris, l'expérience en valait la peine. En effet au delà des difficultés il y a ce que l'on appelle communément "la leçon", c'est comme la récolte pour le paysan qui a passé de longs mois de dur labeur.

Pour faire une bonne conception de bâtiment, l'ingénieur doit avoir à l'esprit de façon permanente que le bâtiment est un système avec tout ce que cela implique sur le plan interaction entre les différents éléments. Donc déjà au niveau du toit, il doit avoir une idée de ce qui se passera au niveau de la fondation, si une certaine option était choisie. Une approche globale ou systémique est donc préconisée.

Ce travail nous a aussi sensibilisés sur le fait que dans notre carrière d'ingénieur, nous ne rencontrerons pas toujours les cas classiques étudiés au cours de notre formation. Très souvent donc nous serons obligés de faire appel à tout notre savoir faire pour résoudre des problèmes uniques en leur genre. Et c'est en ce moment que nous serons vraiment dignes d'être appelés INGENIEUR DE CONCEPTION.

Concevoir un bâtiment c'est un art, le concepteur doit visualiser

tout ce qu'il projette. Ceci lui permettra d'éviter certaines erreurs et de proposer des solutions économiques. En effet l'ingénieur concepteur a le devoir de faire un travail à la portée de toutes les bourses.

En guise de recommandations nous souhaitons:

- l'établissement de plans B.A complet pour tous les éléments calculés
- une étude complète du coût du bâtiment
- l'établissement des devis quantitatif
- l' établissement d'un planning d'exécution optimale des travaux
- mettre un accent particulier sur les exécutions de travaux
- une vérification par un bureau de contrôle avant toute utilisation des résultats.

BIBLIOGRAPHIE

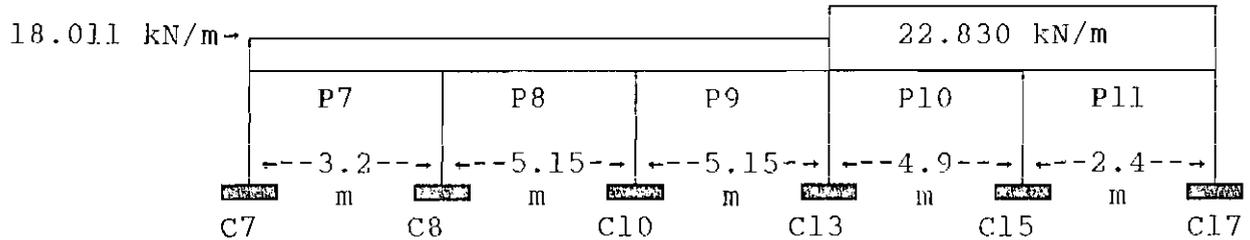
- 1:LABONTE, Laurent. Dessin de charpente en béton, Modulo éditeur, 1982, 440 p.
- 2:LABONTE, Laurent. Calcul de charpente en béton, Modulo éditeur, 1988, 280 p.
- 3:DINNEQUIN, Paul. Cours supérieur de béton armé, Eyrolles, 1983, 350 p.
- 4:PARK, R. et PAULAY, T. Reinforced concrete structure, Wiley, 1975, 769 p.
- 5:SAMIKIAN, Aram. Béton armé calcul aux états limites théorie et pratique, 2e édition, Gaetan Morin éditeur, 1989, 519 p.
- 6:COIN, André. Ossatures des bâtiments, Eyrolles, 1983, 288 p.
- 7:CHARON, Pierre. Calcul des ouvrages en béton armé suivant les règles B.A.E.L 83 théorie et applications, 3e édition, Eyrolles, 1986, 462 p.
- 8:CALVAT, Gérard. Lecture de plan bâtiment, Eyrolles, 1989, 171 p.
- 9:CONSEIL NATIONAL DE RECHERCHE. Code national des bâtiments du CANADA, 1985, 487 p.

ANNEXE A

LES RESULTATS

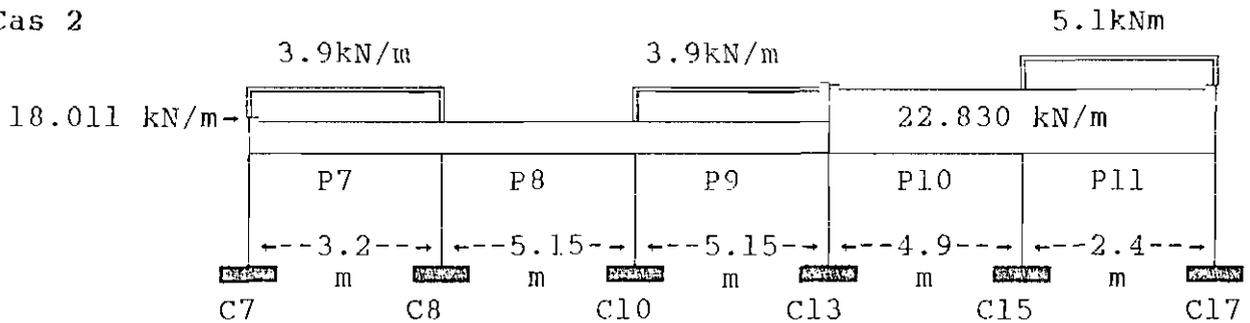
POUTRE : P7-P8-P9-P10-P11 (TOIT)

Cas 1 (charge permanente)



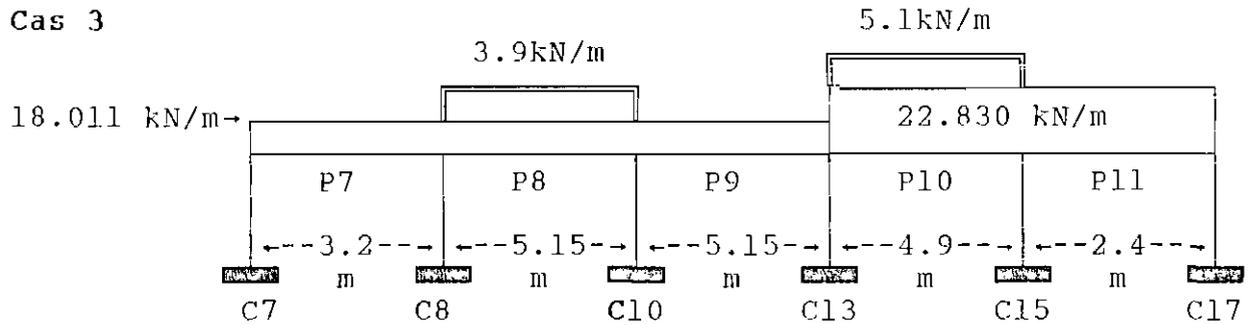
POUTRE	P7		P8		P9		P10		P11	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.57	.35	.45	.45	.44	.31	.31	.63	.91
M.E.P	-15	15	-40	40	-40	40	-36	36	-8.6	8.6
M _{rap} (kNm)	-1	32	-33	42	-41	40	-40	28	-26	.01
V (kN)	19.2	38	45	48	47	46	47	42	32.4	11
X (m)	1.07		2.48		2.81		2.59		1.80	
M _{Tmax} (kNm)	9.22		22.33		19.72		20.43		3.22	

Cas 2



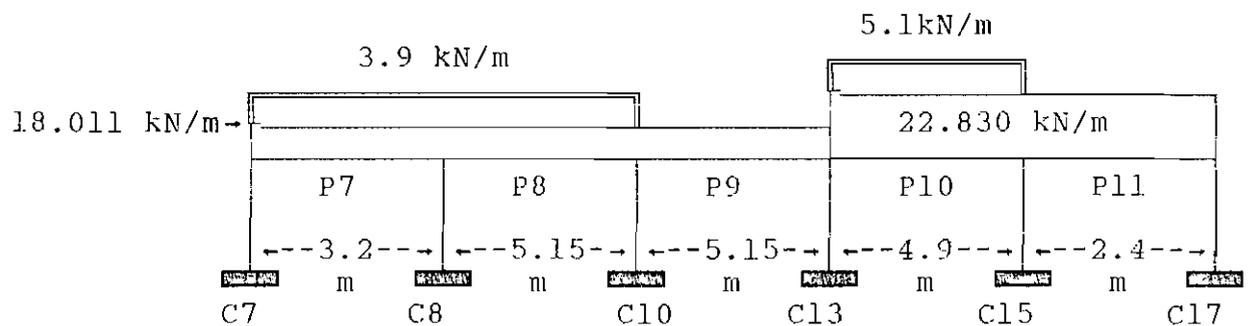
POUTRE	P7		P8		P9		P10		P11	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.57	.35	.45	.45	.44	.31	.31	.63	.91
M.E.P	-19	19	-40	40	-48	48	-46	46	-13	13
M _{rap} (kNm)	-1.3	32	-33	45	-46	50	-50	36	-34	.43
V (kN)	25.4	45	44	49	56	57	59	53	48	19
X (m)	1.16		2.45		2.54		2.57		1.71	
M _{Tmax} (kNm)	13.43		20.70		24.82		25.45		6.35	

Cas 3



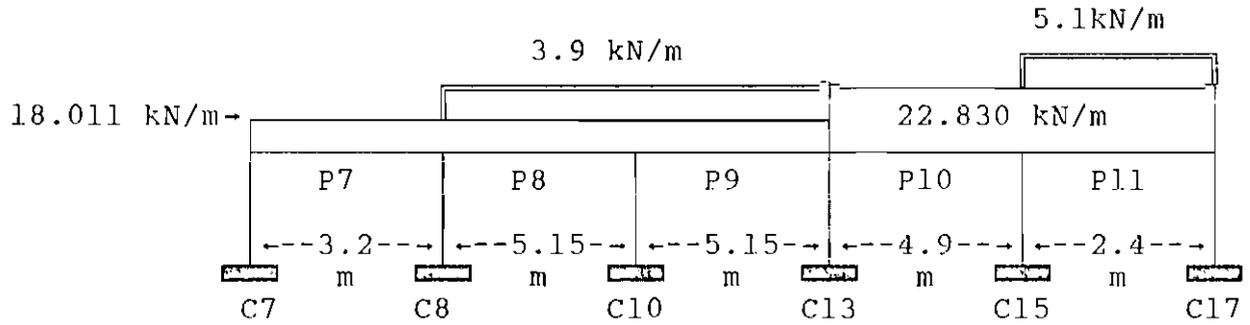
POUTRE	P7		P8		P9		P10		P11	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.57	.35	.45	.45	.44	.31	.31	.63	.91
M.E.P	-15	15	-48	48	-40	40	-56	56	-11	11
M _{fap} (kNm)	-.20	38	-41	45	-43	48	-51	46	-42	-.5
V (kN)	17	40	56	57	46	47	69.5	67	45	9.7
X (m)	0.95		2.54		2.53		2.49		1.98	
M _{Tmax} (kNm)	7.87		29.67		14.44		35.37		2.58	

Cas4



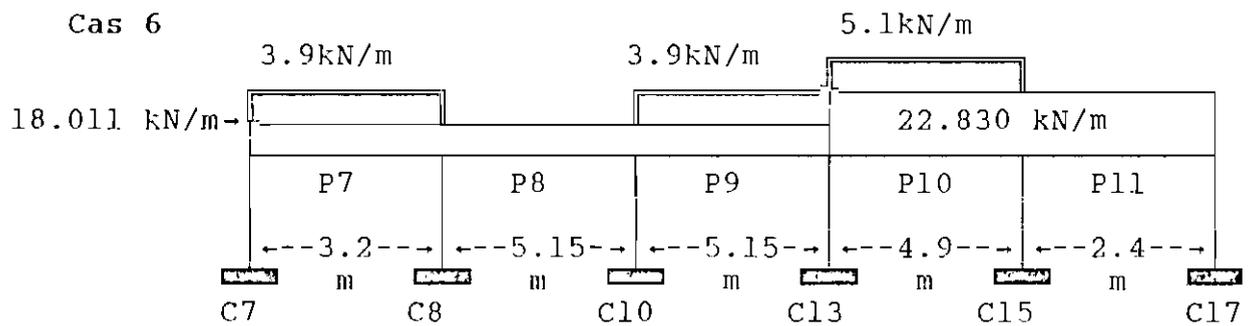
POUTRE	P7		P8		P9		P10		P11	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.57	.35	.45	.45	.44	.31	.31	.63	.91
M.E.P	-19	19	-48	48	-40	40	-56	56	-11	11
M _{fap} (kNm)	-1.2	40	-42	45	-43	48	-51	46	-42	-.6
V (kN)	23	47	56	57	45	47	69	67	45	9.5
X (m)	1.04		2.56		2.52		2.49		2.10	
M _{Tmax} (kNm)	10.74		29.15		14.44		35.53		2.38	

Cas 5



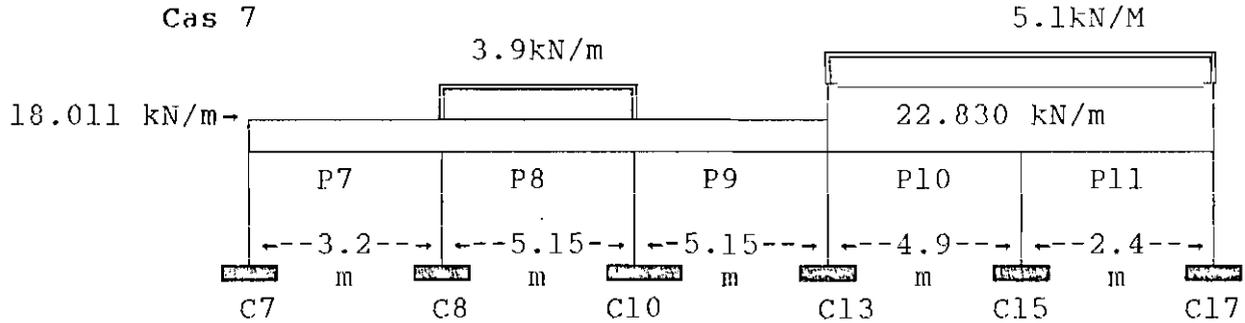
POUTRE	P7		P8		P9		P10		P11	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.57	.35	.45	.45	.44	.31	.31	.63	.91
M.E.P	-15	15	-48	48	-48	48	-46	46	-13	13
M _{fap} (kNm)	-0.7	36	-39	51	-51	48	-49	37	-34	.3
V (kN)	17.7	40	54	59	57	56	58	53	48	19
X (m)	0.98		2.46		2.59		2.56		1.72	
M _{Tmax} (kNm)	7.97		27.88		23.10		25.81		6.24	

Cas 6



POUTRE	P7		P8		P9		P10		P11	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.57	.35	.45	.45	.44	.31	.31	.63	.91
M.E.P	-19	19	-40	40	-48	48	-56	56	-11	11
M _{fap} (kNm)	-1.7	33	-34	43	-44	56	-57	44	-41	-.5
V (kN)	25.2	45	44.5	48	54	59	71	66	44	9
X (m)	1.15		2.47		2.47		2.55		1.98	
M _{Tmax} (kN)	12.80		20.90		23.05		33.65		2.46	

Cas 7



POUTRE	P7		P8		P9		P10		P11	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.57	.35	.45	.45	.44	.31	.31	.63	.91
M.E.P	-15	15	-48	48	-40	40	-56	56	-13	13
M _{fap} (kNm)	-.6	38	-41	45	-43	47	-50	47	-44	-.2
V (kN)	17	40	56	57	45	47	69	67	52	15
X (m)	0.95		2.54		2.53		2.47		1.86	
M _{Tmax} (kNm)	7.56		29.77		14.38		35.13		4.32	

Tableau des valeurs maximales des sollicitations

POUTRES	P7		P8		P9		P10		P11	
M _{fmax} aux appuis kN/m	1.75	40	42.4	51	51	56	57	47	44	.57
M _{fmax} en travées	13.43		29.77		24.82		35.53		6.35	
Points I m d'inflexion	.07	1.3	.95	1.2	1.2	1.4	1.1	.84	1.6	.06

TABLEAU RECAPITULATIF DU DIMENSIONNEMENT

POUTRE P7-P8-P9-P10-P11 DU TOIT

ARMATURES D'ÂME

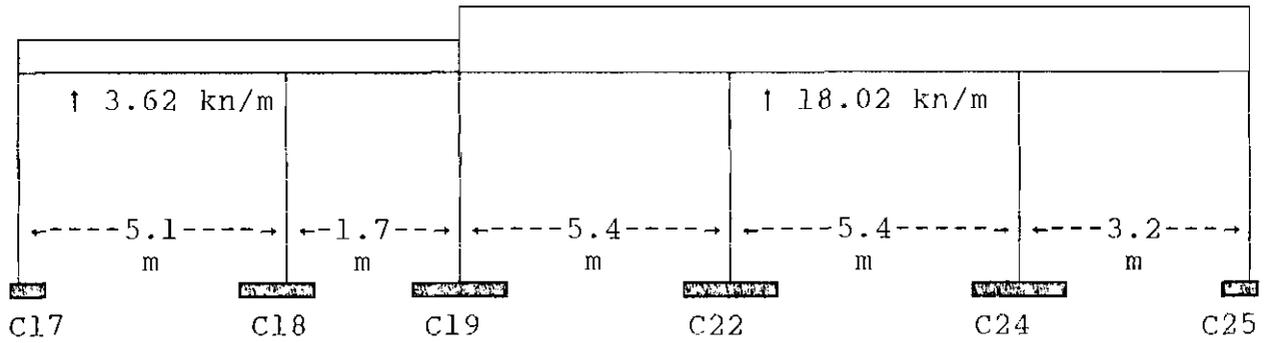
	V_f kN	V_d kN	V_r ⁽¹⁾	V_c kN	V_s kN	S (mm)	S_{max}
App.7	25.438	16.016	70.839	35.419	----	----	165
App.8	56.020	46.981	70.839	35.419	9.039	2482	165
App.10	58.848	47.893	70.839	35.419	10.955	2048	165
App.13	71.123	61.701	70.839	35.419	26.882	854	165
App.15	67.760	55.750	70.839	35.419	20.331	11104	165
App.17	19.140	7.13	70.839	35.419	----	-----	165

ARMATURES LONGITUDINALES

	M_f kNm	K_r MPa	ρ (%)	$A_{s,PRÉ.}$	l_d	L_t (mm)
App.7	1.745	1.1206	0.350	3 # 10	253	650
Tra.P7	13.433	1.1206	0.350	2 # 15	370	
App.8	42.465	1.9497	0.660	2 # 20	714	2970
Tra.P8	29.774	1.3670	0.430	2 # 15	370	
App.10	51.148	2.3484	0.800	2 # 20	714	3200
Tra.P9	24.818	1.1395	0.360	2 # 15	370	
App.13	56.903	2.6126	0.906	2 # 20	714	3200
Tra.P10	35.325	1.6311	0.530	2 # 15	370	
App.15	47.066	2.1610	0.720	2 # 20	714	3200
Tra.P11	6.353	1.1206	0.350	2 # 15	370	
App.17	0.343	1.1206	0.350	3 # 10	253	950

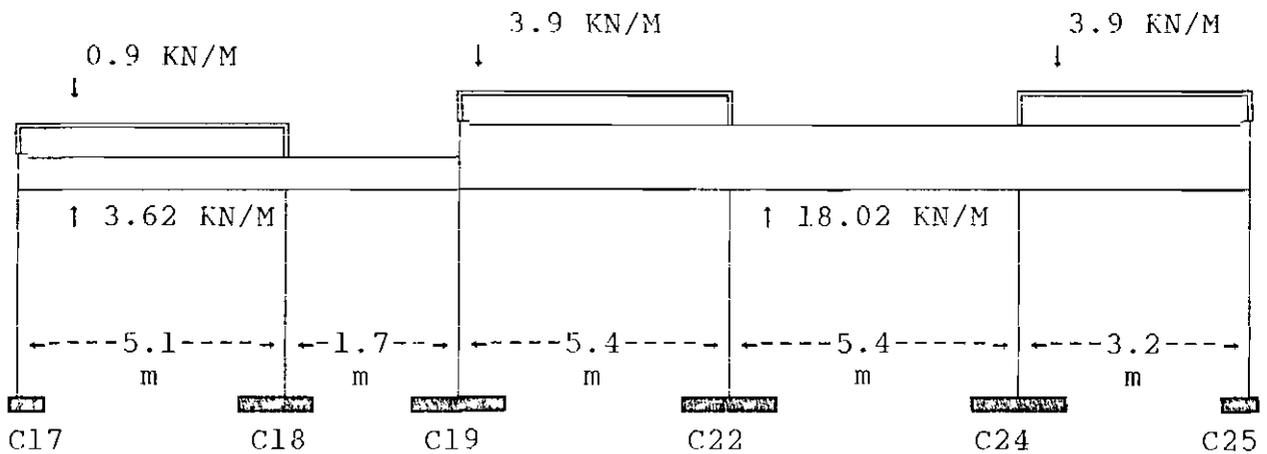
POUTRE P12-P13-P14-P15-P16 (TOIT)

CAS 0

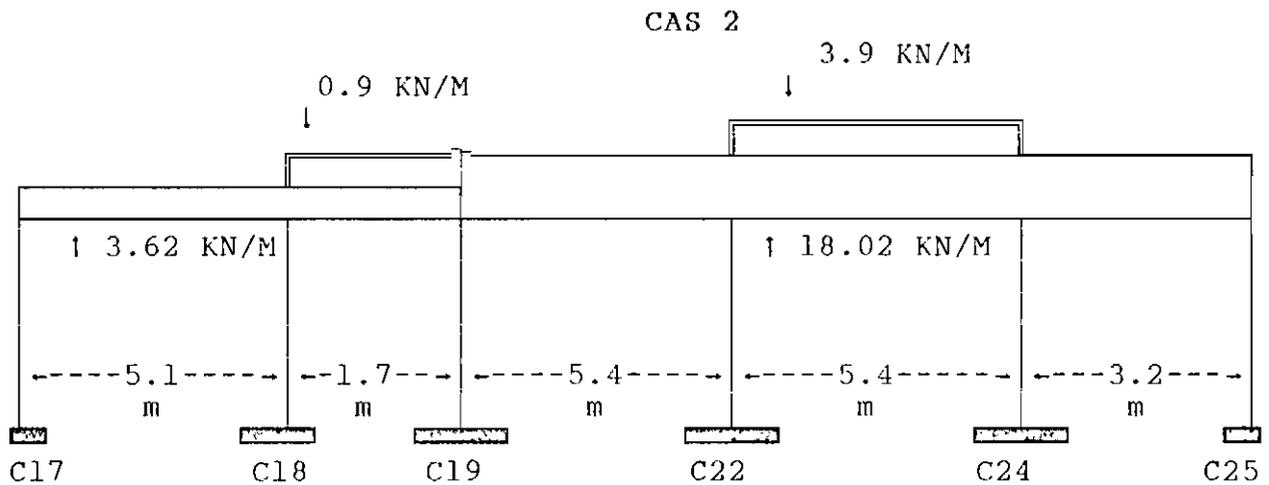


POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.83	.24	.71	.72	.23	.45	.45	.34	.58	.88
M.E.P	-7.8	7.8	-.87	.87	-44	44	-44	44	-16	16
MOMENT KN.M	-2	5.1	-3.5	29	-31.8	49	-49	35	-33.1	1

CAS 1

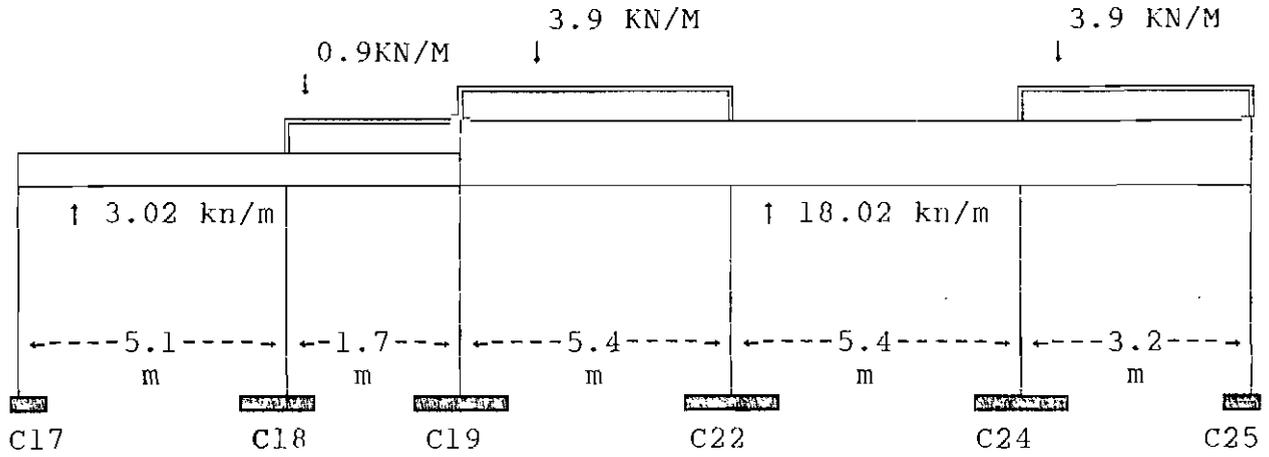


POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.83	.24	.71	.72	.23	.45	.45	.34	.58	.88
M.E.P	-9.8	9.8	-.9	.9	-53.	53	43.	43.	-19	19
MOMENT	-2.5	6.3	-4.3	37	-41	55	-53	35	-34	1.8
V(kn)	11	12.3	-16	22.3	57	62	52	45	45	25.1
X(m)	2.38		---		2.58		2.88		2.05	
Mmax	10.32		37.1		32.45		22.24		12.66	



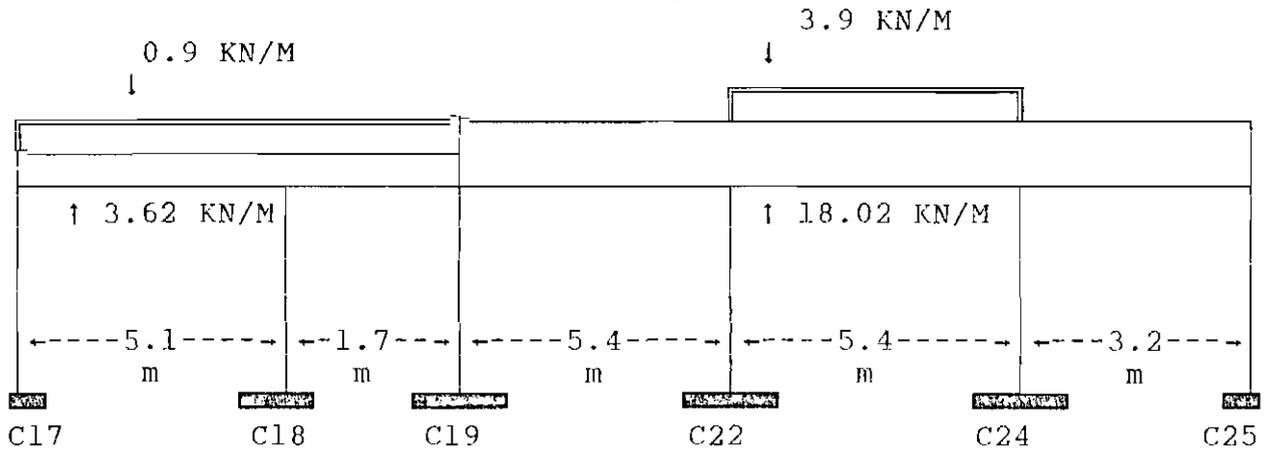
POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.88	.24	.71	.72	.23	.45	.45	.34	.58	.88
M.E.P	-7.8	7.8	-1.1	1.1	-44	44	-53	53	-15	15
MOMENT	-2	5.4	-3.9	27.	-30	54.2	-55.	42.5	-39.5	.5
V(kn)	8.5	9.9	-9.9	17.6	44.1	53.2	61.5	57	41	16.7
X(m)	2.36		----		2.44		2.8		2.27	
Mmax	8.17		27.22		24.87		31.14		7.19	

CAS 3



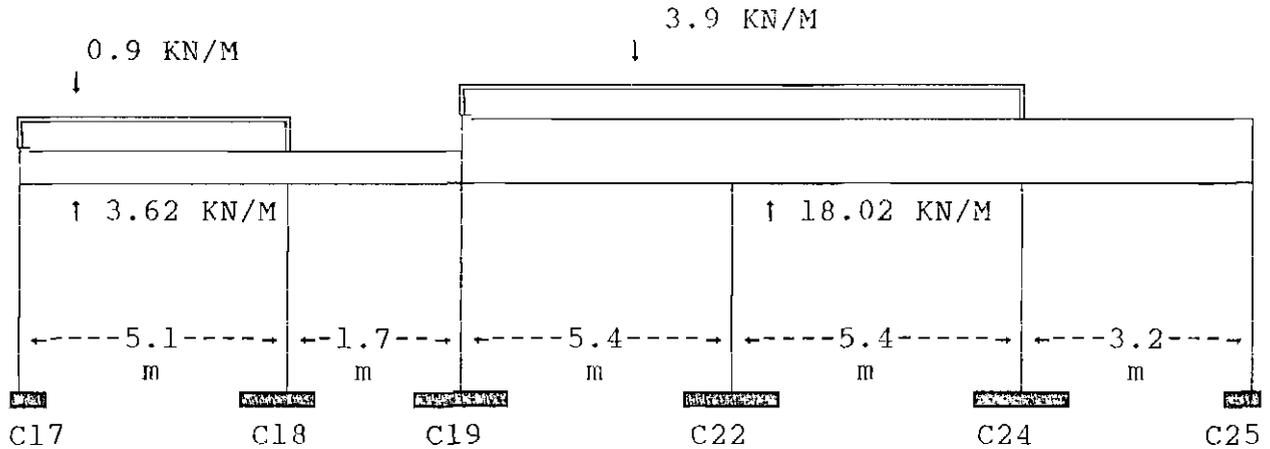
POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.83	.24	.71	.72	.23	.45	.45	.34	.58	.88
M.E.P	-7.8	7.8	-1.1	1.1	-53.	53.	-43	43	-19	19
MOMENT	-2	4.25	-2.4	37.	-41	54.6	-52	35	-34	1.7
V (kn)	8.8	9.7	5.2	24.4	56.6	62	52	45	45	25
X (m)	2.43		---		2.58		2.88		2.06	
Mmax	8.63		37.43		32.29		22.32		12.62	

CAS 4



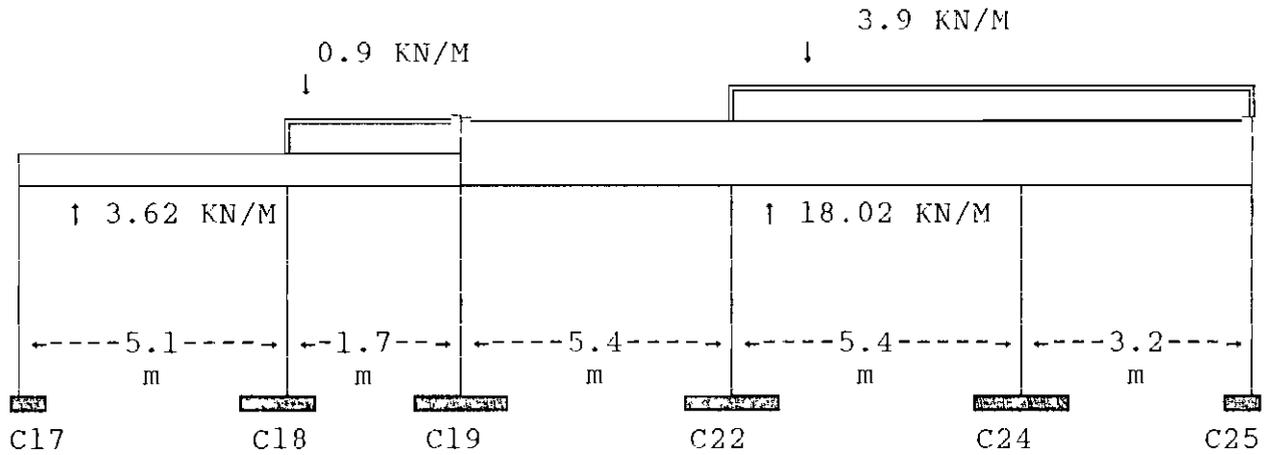
POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.83	.24	.71	.72	.23	.45	.45	.34	.58	.88
M.E.P	-9.8	9.8	-1.1	1.1	-44	44	-53	53	-15	15
MOMENT	-2.4	7.5	-5.9	27	-29.6	54	-55	42.5	-39.4	.5
V(kn)	10.5	12.5	-8.5	16.2	44	53	61	57	41	16.7
X(m)	2.32		--		2.44		2.78		2.27	
Mmax	9.87		26.9		24.36		29.57		7.2	

CAS 5



POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.83	.24	.71	.72	.23	.45	.45	.34	.58	.88
M.E.P	-9.8	9.8	-.9	-.9	-53	53	-53	53	-15	15
MOMENT	-2.5	6.5	-4.5	35	-38.4	60	-60	41	-38	.6
V(kn)	10.7	12.3	-14.9	21	55	63.2	63	55.6	41	17
X(m)	2.37		---		2.51		2.86		2.25	
Mmax	10.29		35.01		30.99		29.73		7.5	

CAS 6



POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.83	.24	.71	.72	.23	.45	.45	.34	.58	.88
M.E.P	-7.8	7.8	-1.1	1.1	-44	44	-53	53	-19	19
MOMENT	-2	5.17	-3.6	29	-32	48.5	-48	42.5	-40	1.2
V(kn)	8.6	9.8	-11.3	19	45.6	51.6	60.2	58	47	23
X(m)	2.37		---		2.53		2.74		2.15	
Mmax	8.24		29.3		25.66		34.62		10.73	

ARMATURES D'AMES

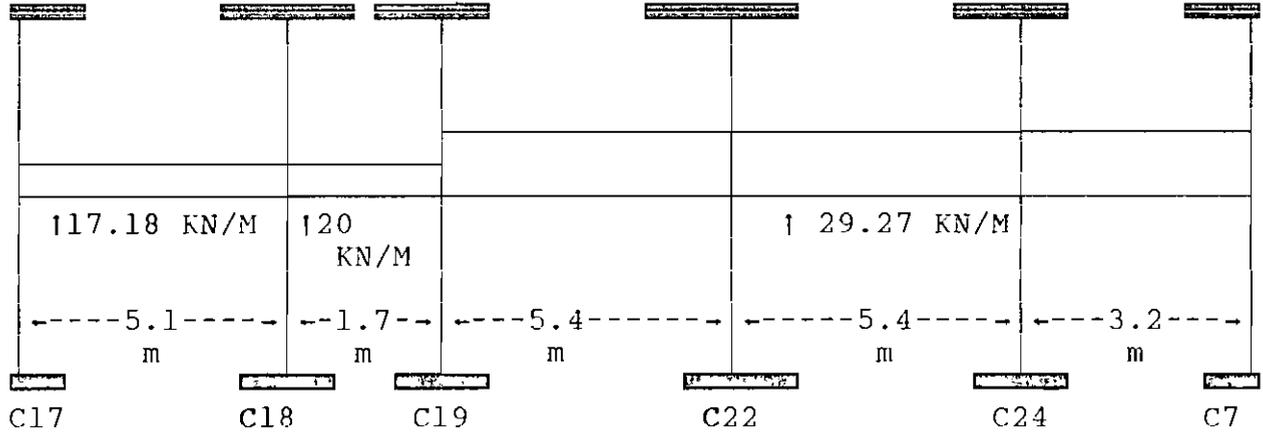
	Vf (KN)	Vd (KN)	Vr (KN)	Vc (KN)	Vs (KN)	S (mm)	Smax
APP .17	10.77	8.73	188.9	37.78	---	176	175
APP. 18	12.54	10.5	188.9	37.78	---	176	175
APP. 19	56.64	46.73	188.9	37.78	8.95	176	175
APP. 22	63.22	53.31	188.9	37.78	15.53	176	175
APP. 24	58.15	48.24	188.9	37.78	10.46	176	175
APP. 7	25.06	15.15	188.9	37.78	---	176	175

ARMATURES LONGITUDINALES

	M_f	K_r		A_{sreq}	A_{sprop}	$l_d(mm)$	$L_t(mm)$
APP .17	2.48	1.12	.0035	246.4	2 # 15	518	520
TRAVEE	10.32	0.43	.0035	240.13	3 # 10	---	
APP. 18	7.54	.27	.0035	246.4	2 # 15	518	946
TRAVEE	---	---	----	---	2 # 15	---	
APP.19	40.88	1.49	.0047	335.45	2 # 15	518	1130
TRAVEE	32.45	1.4	.00445	303.22	2 # 15	---	
APP.22	60.2	2.27	.0077	542.08	3 # 15	518	3130
TRAVEE	34.62	-----	----	-----	2 # 15	----	
APP.24	42.53	---	-----	----	2 # 15	518	2870
TRAVEE	12.66	----	-----	----	2 # 15	---	
APP.7	1.72	1.12	.0035	246.4	2 # 15	518	360

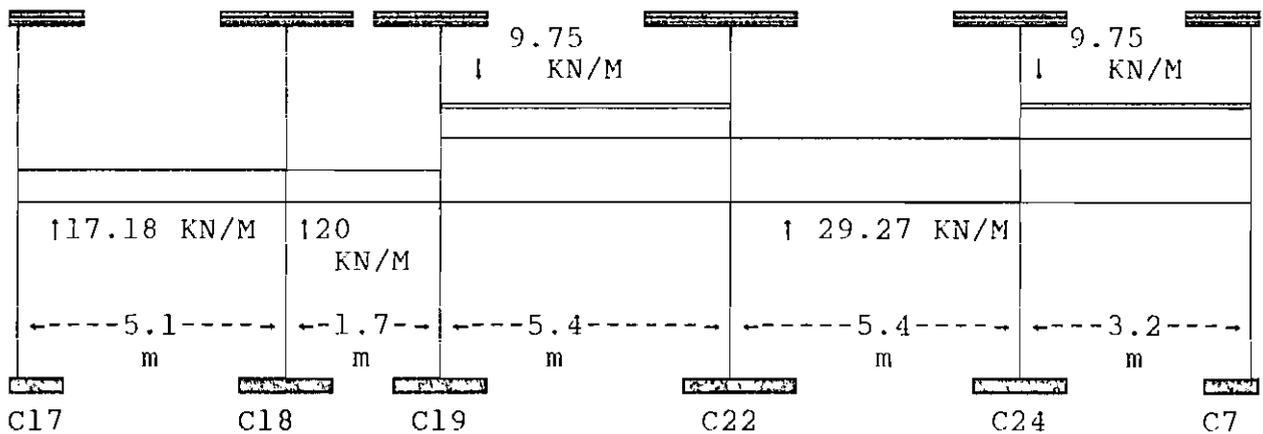
POUTRE CONTINUE P12-P13-P14-P15-P16 (PLANCHER)

CAS 0



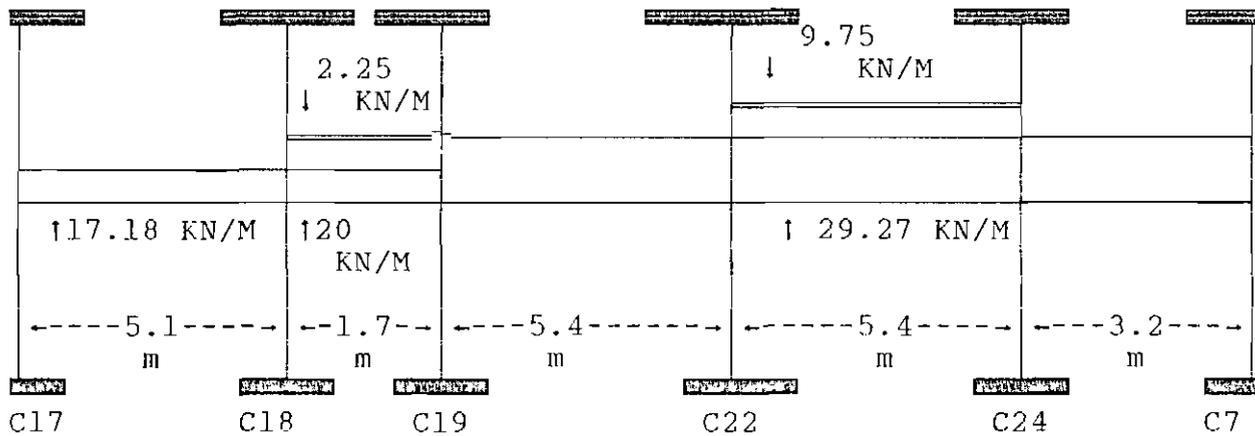
POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.81	.24	.7	.71	.23	.44	.44	.34	.57	.87
M.E.P	-37	37	-5	5	-71	71	-71	71	-25	25
MOMENT	-5.4	30	-26	44	-50	80	-80	57	-53	2

CAS 1



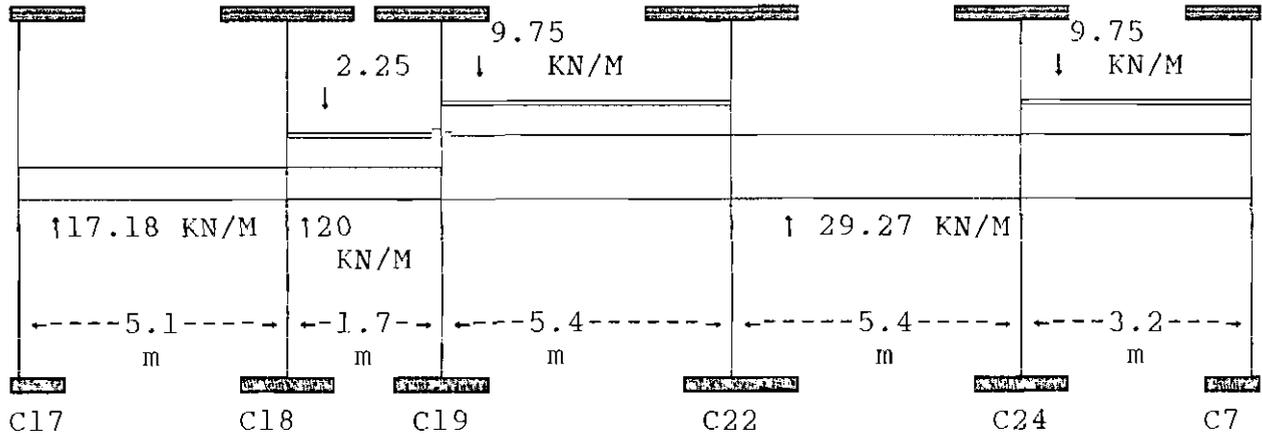
POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.81	.24	.7	.71	.23	.44	.44	.34	.57	.87
M.E.P	-37	37	-5	5	-95	95	-71	71	-33	33
MOMENT	-9	33.3	-27	64.2	-72	94	-90	57	-55	3.6
V(kn)	39	48.6	-5	38.7	101	109	85	73	78.6	46
X(m)	2.27		1.7		2.6		2.9		2	
Mmax	35.7		64.2		59.67		33.16		22.23	

CAS 2



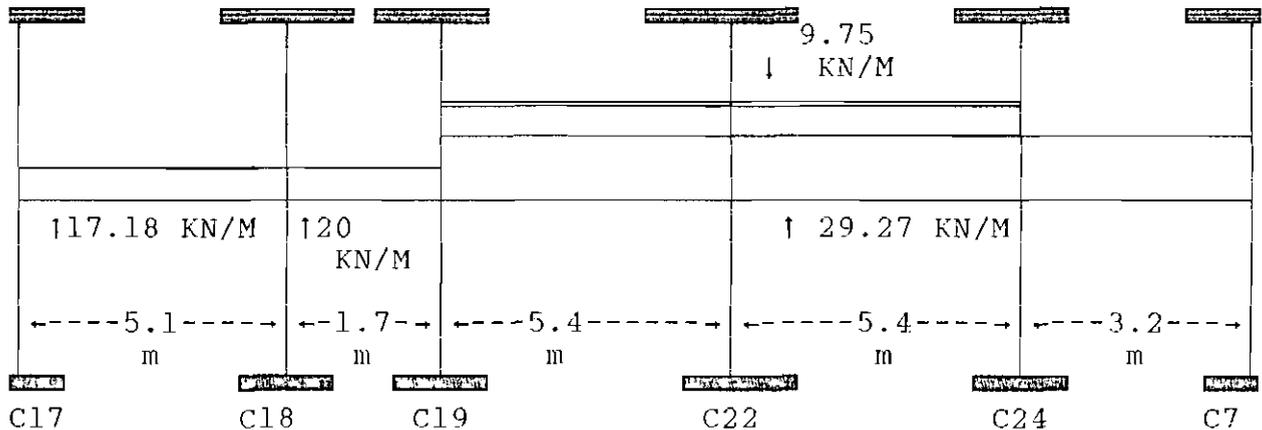
POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.81	.24	.7	.71	.23	.44	.44	.34	.57	.87
M.E.P	-37	37	-5.4	5.4	-71	71	-95	95	-25	25
MOMENT	-9	37	-32	41	-46	92.6	-96	74.8	-68	5
V(kn)	38	49.3	13.7	24	70	87.6	109	101	66	27
X(m)	2.23		.61		2.11		2.8		2.7	
Mmax	33.79		-27.96		38.24		57.09		7.6	

CAS 3



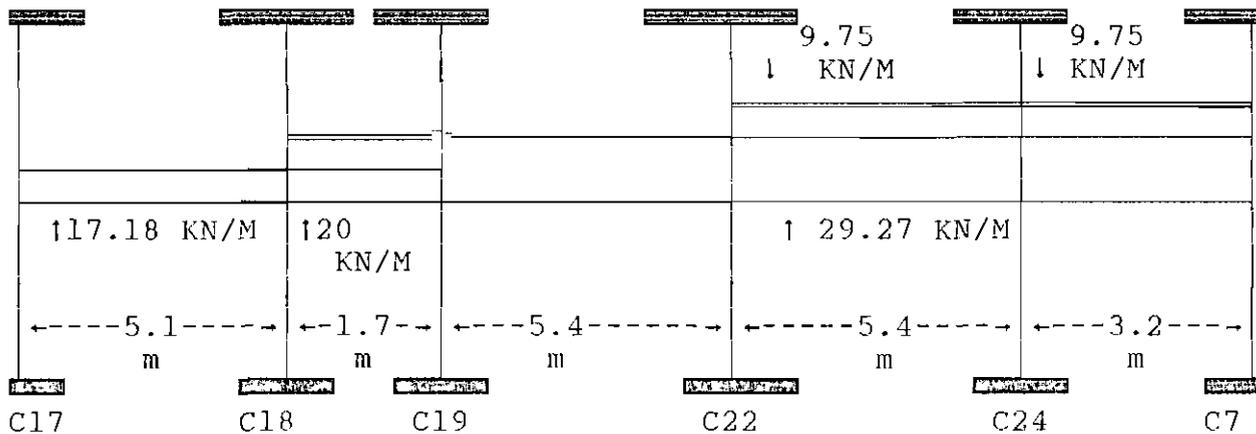
POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.81	.24	.7	.71	.23	.44	.44	.34	.57	.87
M.E.P	-37	37	-5.4	5.4	-95	95	-71	71	-33	33
MOMENT	-9.3	33.1	-27	66	-72	94	-90	57	-55	4
V(kn)	39.1	48.4	-4.	42	101	109	85	73	78.6	46
X(m)	2.28		1.7		2.6		2.9		2.02	
Mmax	31.52		66.3		59.56		33.2		23.13	

CAS 4



POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.81	.24	.7	.71	.23	.44	.44	.34	.57	.87
M.E.P	-37	37	-5	5	-95	95	-95	95	-25	25
MOMENT	-9.3	34	28.1	59.2	-68	108	-108	70.	-60	2.6
V(kn)	38.6	48.6	-1.2	35	97	113	112	98	65	28.7
X(m)	2.25		1.7		2.5		2.9		2.21	
Mmax	34.2		59.2		55.42		55.45		11.55	

CAS 5



POUTRE	P12		P13		P14		P15		P16	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.81	.24	.7	.71	.23	.44	.44	.34	.57	.87
M.E.P	-37	37	-5	5	-71	71	-95	95	-33	33
MOMENT	-9	36.5	-31.4	40	-45.3	92	-92	79	-74	2.2
V(kn)	38.4	49	14	24	70	87	108	103	85	40
X(m)	2.24		.62		2.4		2.76		2.18	
Mmax	33.98		-27.12		39.38		56.27		18.24	

ARMATURES D'AMES

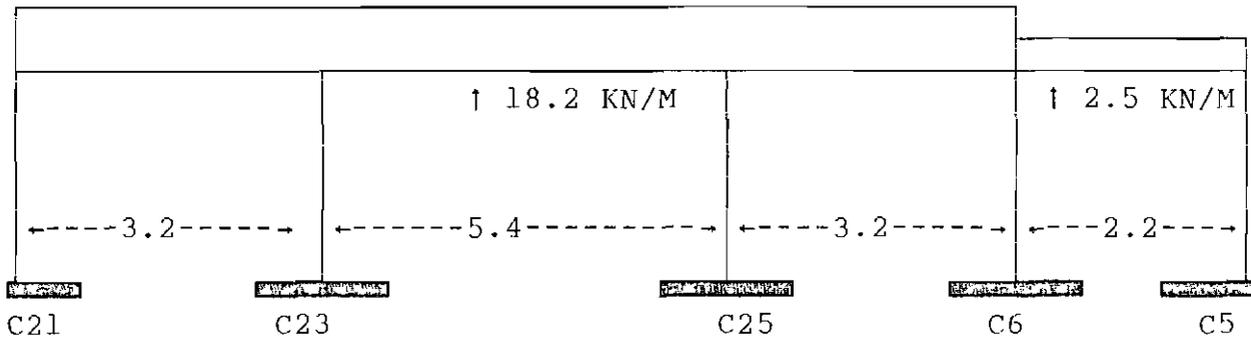
	Vf (kn)	Vd (kn)	Vr (kn)	Vc (kn)	Vs (kn)	S (mm)	Smax
APP .17	39.14	30.73	251.6	50.32	----	201	200
APP. 18	49.3	40.67	258.88	51.77	----	201	200
APP. 19	101.3	81.71	258.88	51.77	30	200	200
APP.22	113.17	93.65	257.6	51.52	42.13	200	200
APP.24	103.01	83.42	258.88	51.77	31.65	201	200
APP. 7	46.2	26.61	258.88	51.77	----	201	200

ARMATURES LONGITUDINALES

	M _f	K _r	f	A _{sreq}	A _{sprov}	l _d	L _f
APP .17	9.30	.1645	.0035	336.3	2 # 15	518	550
TRAVEE	35.7	.97	.0035	328.19	2 # 15		
APP. 18	36.94	.88	.0035	336.3	2 # 15	518	1200
TRAVEE	-----	-----	---	----	2 # 15		
APP.19	72.33	1.68	.00544	524.66	3 # 15	518	1170
TRAVEE	59.67	1.63	.0052	493.03	3 # 15		
APP.22	108.76	2.646	.0092	883.75	3 # 20	518	3360
TRAVEE	57.09	1.56	.00501	469.78	3 # 15		
APP.24	67.83	1.67	.0054	521.18	3 # 15	518	3130
TRAVEE	23.13	1.12	.0035	----	2 # 15		
APP. 7	4.84	---	.0035	336.3	2 # 15	518	520

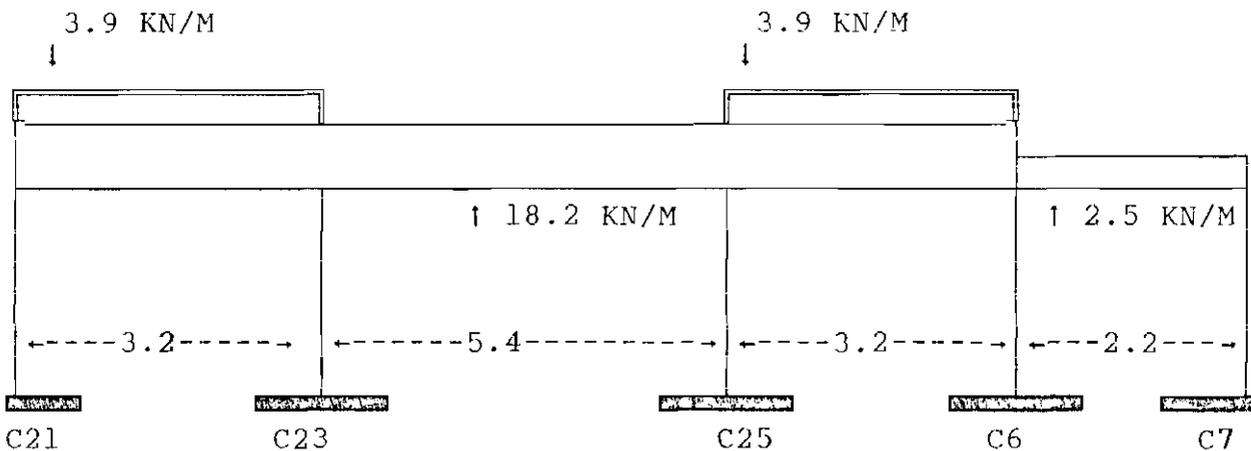
POUTRE CONTINUE P28-P29-P17-P5 (TOIT)

CAS 0

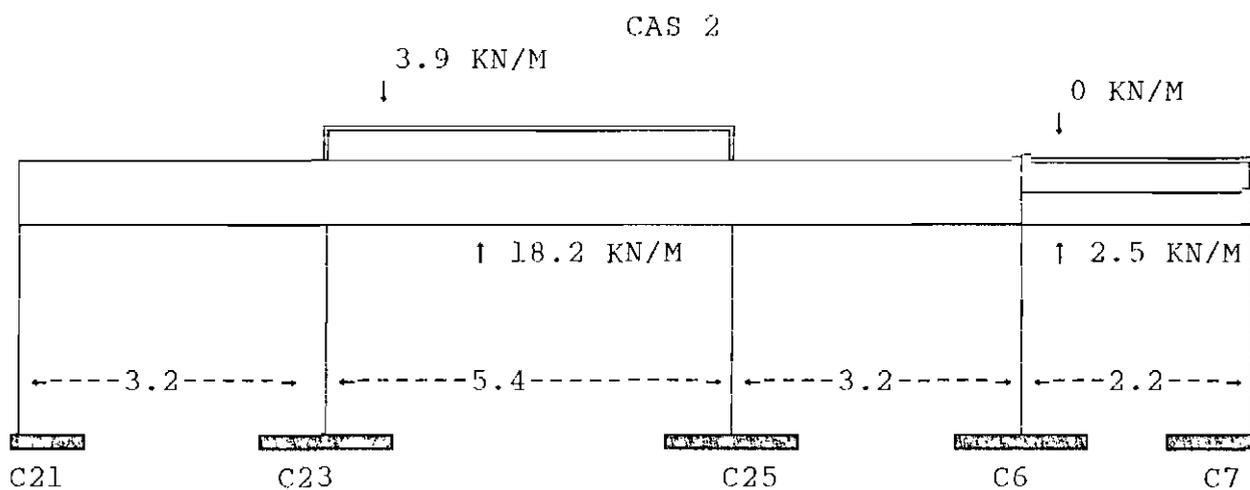


POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.47	.58	.34	.34	.58	.39	.55	.91
M.E.P	-15.6	15.6	-44	44	-15.6	15.6	-1	1
MOMENT	-3.1	36.1	-39	38	-35	3.6	-3.4	0

CAS 1

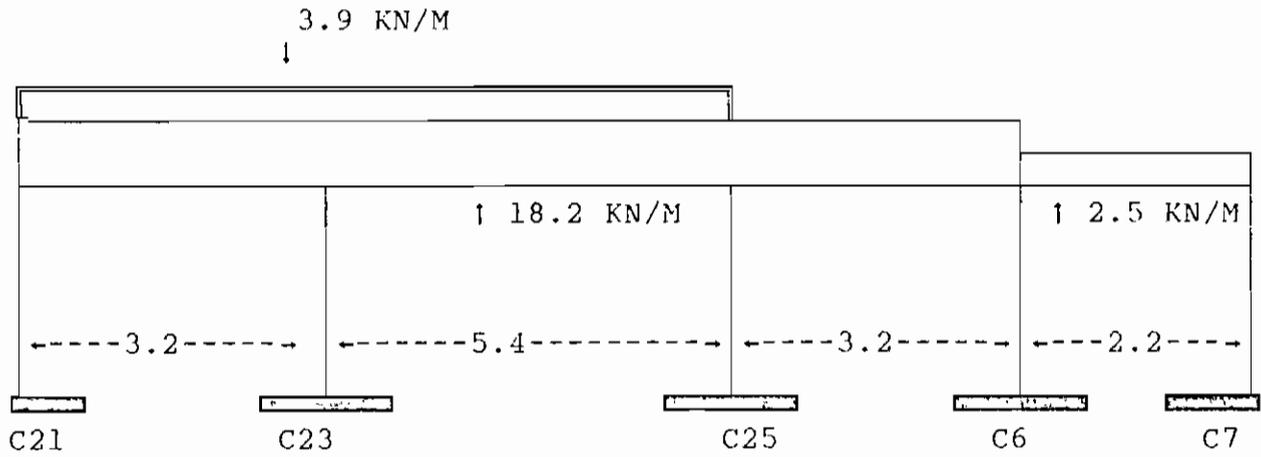


POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.47	.58	.34	.34	.58	.39	.55	.91
M.E.P	-19	19	-44	44	-19	19	-1	1
MOMENT	-5.7	37.4	-39.6	39.4	-37.2	6.61	-6	-.2
V(kn)	25.4	45.2	49.2	49.1	45	25.81	5.4	.1
X(m)	1.15		2.7		2.03		2.15	
M max	8.92		26.85		8.47		-.2	



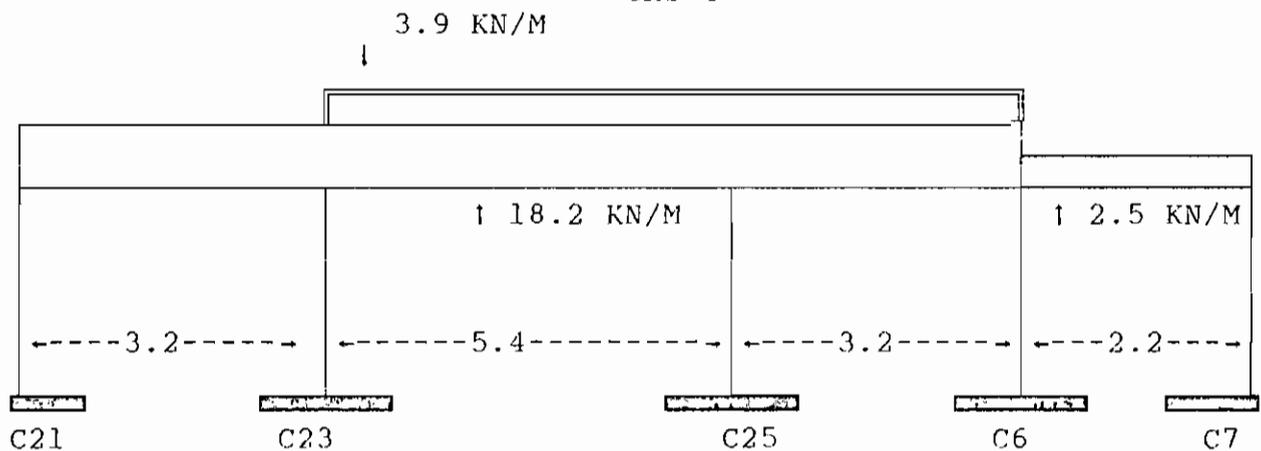
POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.47	.58	.34	.34	.58	.39	.55	.91
M.E.P	-15.6	15.6	-54	54	-15.6	15.6	-1	1
MOMENT	-1.2	42.4	46.1	45.7	-42	1.83	-.18	0
V(kn)	16.2	42	59.7	59.6	41.7	16.6	3.56	1.94
X(m)	0.89		2.7		2.29		1.42	
M max	6		34.45		5.7		0.75	

CAS 3



POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.47	.58	.34	.34	.58	.39	.55	.91
M.E.P	-19	19	-54	54	-15.6	15.6	-1	1
MOMENT	-3.7	44.2	-47.4	45.4	41.8	2.05	-2	0
V(kn)	22.7	48	60	59.3	41.5	16.7	3.63	1.87
X(m)	1.03		2.76		2.28		1.45	
M max	6.26		34.14		5.62		.64	

CAS 4



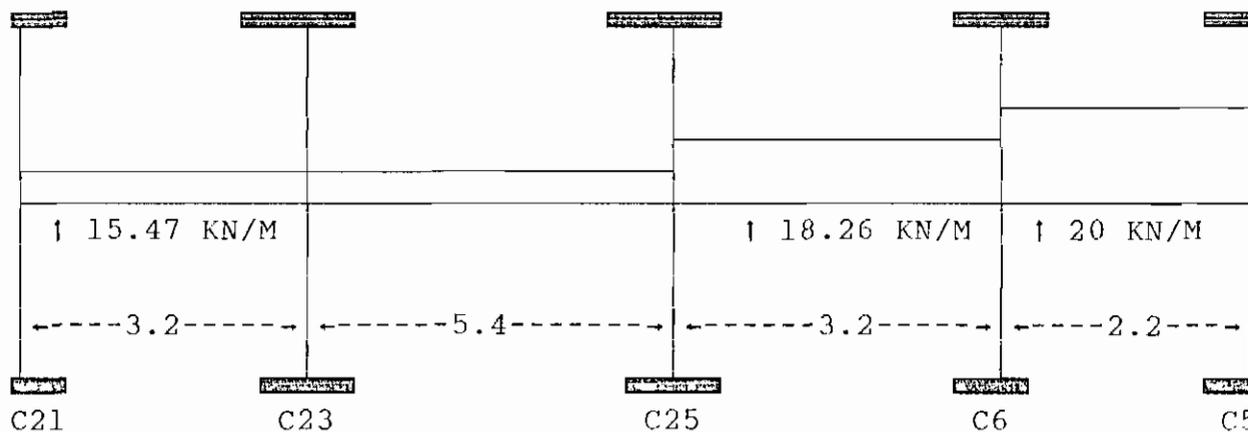
POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.47	.58	.34	.34	.58	.39	.55	.91
M.E.P	-19	19	-54	54	-19	19	-1	1
MOMENT	-3.9	43.8	47	46.8	-43.5	4.6	-4.24	0
V(kn)	16.6	41.6	59.7	59.6	47.6	23.2	4.7	.82
X(m)	0.91		2.7		2.14		1.87	
M max	3.76		33.7		7.42		.14	

ARMATURES LONGITUDINALES

AP.21	TRAV.	AP.23	TRAV	AP.25	TRAV	AP.6	TRAV	AP.5
2 #15	3 #10	2 #15	2# 15	2 #15	2#15	2#15	2#15	2#15

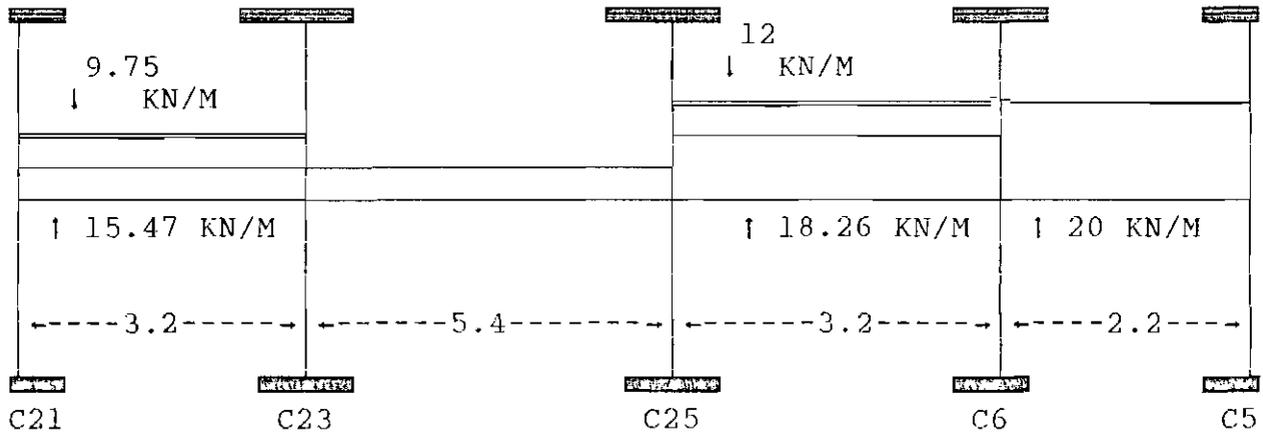
POUTRE CONTINUE P28-P29-P17-P5 (PLANCHER)

CAS 0



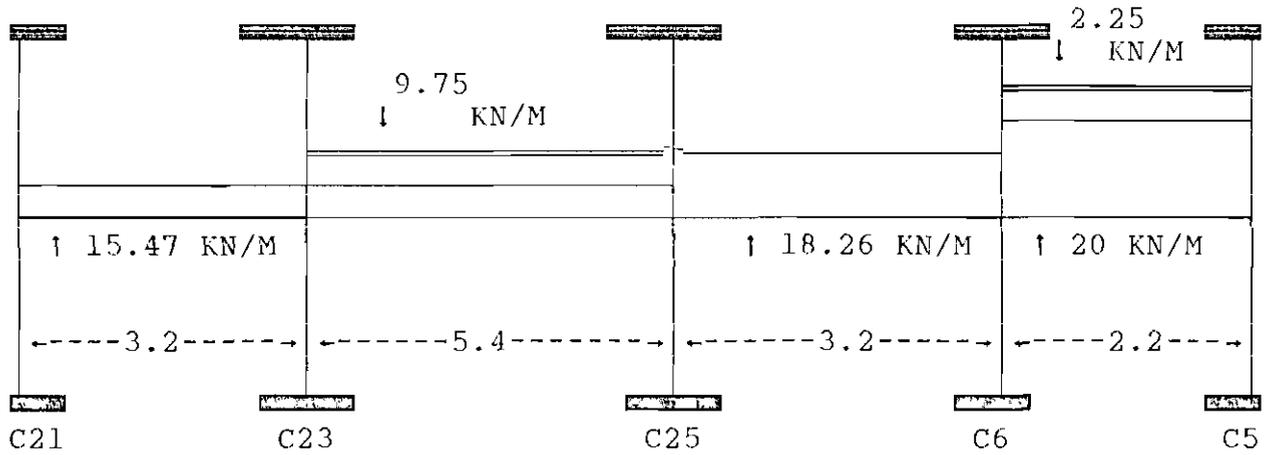
POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.87	.57	.34	.34	.57	.38	.56	.90
M.E.P	-13	13	-37.6	37.6	-15.6	15.6	-17	17
MOMENT	-.72	30.6	-32	32.2	-29	14.62	-15.7	2.3

CAS 1



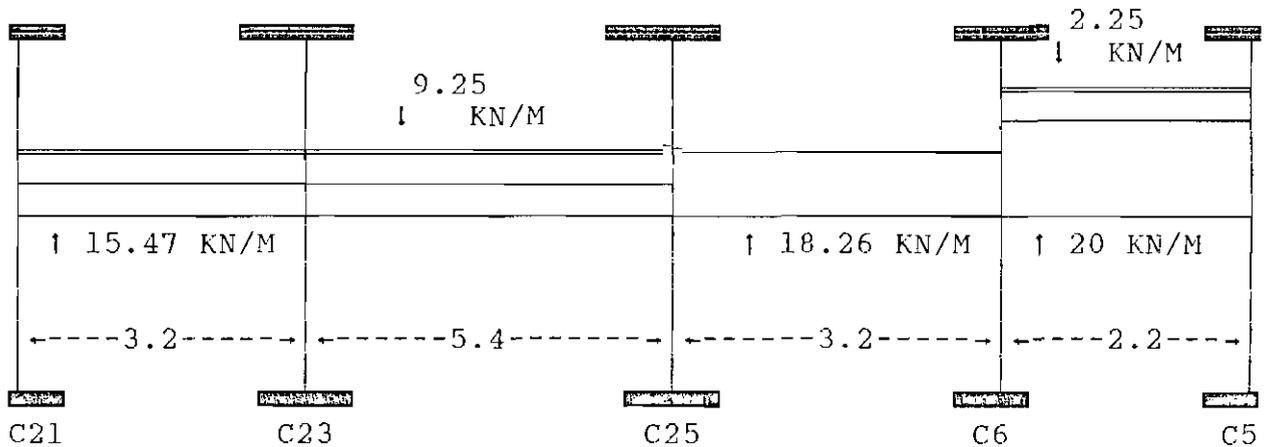
POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.87	.57	.34	.34	.57	.38	.56	.90
M.E.P	-21.6	21.6	-37.6	37.6	-25.9	25.9	-8	8
MOMENT	-2.4	34.9	-35.7	36	35.3	14.9	21.2	.2
V(kn)	30.17	50.5	41.7	41.8	54.9	42.1	31.5	12.4
X(m)	1.2		2.7		1.81		1.58	
M max	15.75		20.65		14.34		3.78	

CAS 2



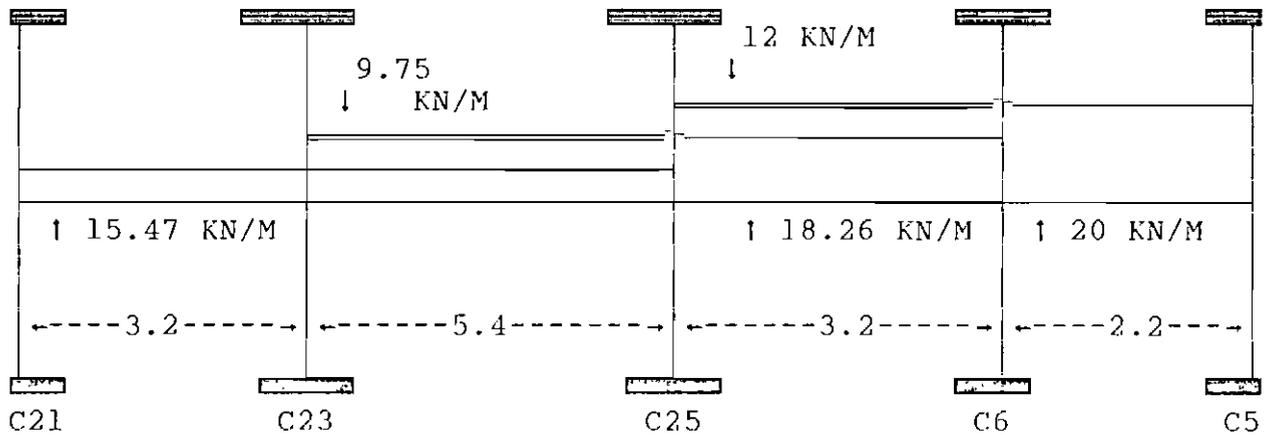
POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.87	.57	.34	.34	.57	.38	.56	.90
M.E.P	-13.2	13.2	-61.3	61.3	-15.6	15.6	-9	9
MOMENT	.5	45.8	-51	51.4	-46.4	4.8	-5.6	1.35
V(kn)	10.2	39.2	68	68.2	42.3	16.3	26.7	22.8
X(m)	.66		2.7		2.31		1.19	
M max	3.87		41.03		2.4		10.3	

CAS 3



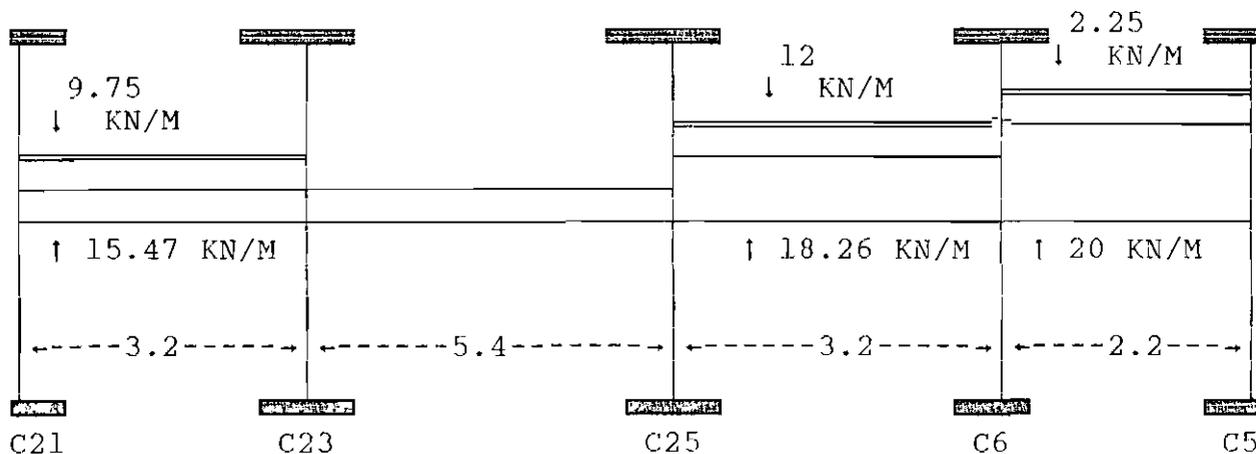
POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.87	.57	.34	.34	.57	.38	.56	.90
M.E.P	-21.5	21.5	-61.3	61.3	-15.62	15.62	-9	9
MOMENT	-1	51.4	-55.3	49.8	-45	5.41	-6.3	1.5
V(kn)	24.6	56.1	69.1	67.1	41.6	16.9	26.9	22.57
X(m)	0.98		2.74		2.27		1.2	
M max	11.05		39.37		2.37		9.9	

CAS 4



POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.87	.57	.34	.34	.57	.38	.56	.90
M.E.P	-13.2	13.2	-61.3	61.3	-25.9	25.9	-8	8
MOMENT	.41	44.61	-49.4	55.7	-51.8	12.4	-12.3	.68
V(kn)	10.7	38.8	66.9	69.2	60.8	36.1	27.3	16.7
X(m)	0.69		2.65		2		1.36	
M max	4.1		39.14		8.78		6.3	

CAS 5



POUTRE	P28		P29		P17		P5	
F.T	0.5		0.5		0.5		0.5	
F.D	.87	.57	.34	.34	.57	.38	.56	.90
M.E.P	-21.5	21.5	-37.6	37.6	-25.9	25.9	-9	9
MOMENT	-2.4	35.1	-35.9	35.3	-34.4	18.5	-17.9	.6
V(kn)	45.6	50.6	41.9	41.6	53.4	43.5	32.6	17
X(m)	1.52		2.7		1.76		1.45	
M max	26.62		20.46		12.76		5.75	

ARMATURES D'AMES

	Vf (kn)	Vd (kn)	Vr (kn)	Vc (kn)	Vs (kn)	S (mm)	Smax
APP .21	45.60	32.94	258.89	51.77	----	201	200
APP. 23	69.11	56.45	258.89	51.77	4.68	201	200
APP. 25	69.25	56.59	258.89	51.77	4.82	200	200
APP.6	43.5	28.29	255.89	51.77	----	200	200
APP.5	22.8	11.50	258.89	51.77	----	201	200

ARMATURES LONGITUDINALES

	$M_f(kn.m)$	K_r		A_{sreq}	$A_{spré}$	$l_d(mm)$	$L_t(mm)$
APP .21	2.41	1.12	.0035	336.29	2 #15	518	520
TRAVEE	26.162	.71	.0035	----	2 # 15	----	
APP. 23	55.3	1.3	.00411	396.54	2 #15	518	3500
TRAVEE	41.03	1.12	.0035	----	2 # 15	----	
APP.25	55.7	1.32	.00418	403	2 #15	518	3460
TRAVEE	14.34	----	.0035	----	2 #15	---	
APP.6	21.18	1.12	.0035	336.29	2 # 15	518	2100
TRAVEE	10.3	----	.0035	---	2 # 15	--	
APP.5	1.5	---	.0035	336.29	2 # 15	518	520

TABLEAUX RECAPITULATIFS DU DIMENSIONNEMENT

POUTRE P5-P20-P21-P22-P23 DU TOIT

ARMATURES D'ÂME

	V_f kN	V_d kN	V_r (1)	V_r kN	V_s kN	S (mm)	S_{max}
App.5	1.590	-----	70.839	35.419	-----	-----	340
App.6	26.64	37.668	70.839	35.419	-----	-----	165
App.9	57.86	49.833	70.839	35.419	22.440	1000	165
App.11	56.54	47.513	70.839	35.419	21.121	1062	165
App.12	39.19	28.403	70.839	35.419	-----	----	165
App.14	30.43	19.403	70.839	35.419	-----	----	165

ARMATURES LONGITUDINALES

	M_{r_f} kNm	K_r MPa	ρ (%)	$A_{s,pré}$	l_d	L_f (mm)
App.5	0.068	1.1206	.350	2 # 15	518	770
Tra.P5	0.443	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.6	7.330	1.1206	.350	2 # 15	518	3040
Tra.P20	8.760	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.9	44.080	1.1480	.360	2 # 15	518	2910
Tra.P21	32.265	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.11	40.756	1.1206	.350	2 # 15	518	1140
Tra.P22	2.000	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.12	17.860	1.1206	.350	2 # 15	518	820
Tra.P23	22.218	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.14	2.880	1.1206	.350	2 # 15	518	520

**TABLEAUX RECAPITULATIFS DU DIMENSIONNEMENT
POUTRE P18-P19 DU TOIT**

ARMATURES D'ÂME

	V_f kN	V_d kN	V_r (1)	V_c kN	V_s kN	S (mm)	S_{max}
App.9	39.659	28.256	103.04	35.419	-----	-----	200
App.4	58.411	50.075	103.04	35.419	22.992	976	200
App.2	39.659	28.255	103.04	35.419	-----	-----	200

ARMATURES LONGITUDINALES

	M_{r_f} kNm	K_r MPa	ρ (%)	$A_{s,pré}$	l_d mm	L_f (mm)
App.9	5.734	1.1206	.350	2 # 15	518	551
Tra.P18	28.747	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.4	50.044	1.3032	.409	2 # 15	518	3112
Tra.P19	28.747	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.2	5.734	1.1206	.350	2 # 15	518	551

**TABLEAU RECAPITULATIF DU DIMENSIONNEMENT
POUTRE P7-P8-P9-P10-P11 DU PLANCHER**

ARMATURES D'ÂME

	V_f kN	V_d kN	V_r ⁽¹⁾	V_r kN	V_c kN	S (mm)	S_{nav}
App. 7	52.588	41.246	103.04	51.588	1.069	2544	200
App. 8	109.89	88.800	103.04	51.588	58.368	466	200
App. 10	114.75	93.633	103.04	51.588	63.231	430	200
App. 13	131.16	105.96	103.04	51.588	79.641	341	200
App. 15	122.62	97.428	103.04	51.588	4.160	6538	200
App. 17	39.615	31.890	103.04	51.588	-----	-----	200

ARMATURES LONGITUDINALES

	M_f kNm	K_r MPa	ρ (%)	$A_{s,pré.}$	l_d	L_t (m)
App. 7	4.526	1.1206	.350	2 # 15	518	900
Tra. P7	28.268	1.1206	.350	2 # 15	518	
App. 8	84.453	2.199	.738	3 # 20	714	3400
Tra. P8	60.976	1.588	.505	2 # 20	714	
App. 10	101.99	2.656	.924	3 # 20	714	3625
Tra. P9	52.733	1.3433	.396	2 # 15	518	
App. 13	132.55	3.4517	1.295	3 # 25	1190	440
Tra. P10	68.23	1.777	.579	2 # 20	714	
App. 15	132.55	3.4517	1.295	3 # 25	1190	5030
Tra. P11	46.25	1.2043	.377	2 # 15	518	
App. 17	4.34	1.1206	.350	2 # 15	518	900

**TABLEAU RECAPITULATIF DU DIMENSIONNEMENT
POUTRE P5-P20-P21-P22-P23 DU PLANCHER**

ARMATURES D'ÂME

	V_f kN	V_d kN	V_r (1)	V_r kN	V_s kN	S (mm)	S_{max}
App.5	16.9	10.925	103.04	51.52	-----	-----	340
App.6	43.134	38.089	103.04	51.52	-----	-----	200
App.9	79.545	64.579	103.04	51.52	28.025	917	200
App.11	78.430	63.338	103.04	51.52	26.910	1011	200
App.12	54.530	52.485	103.04	51.52	3.010	9037	200
App.14	42.974	28.929	103.04	51.52	-----	-----	200

ARMATURES LONGITUDINALES

	M_f kNm	K_r MPa	ρ (%)	$A_{s,pré.}$	l_d	L_t (m)
App.5	1.041	1.1206	.350	2 # 15	518	900
Tra.P5	8.202	1.1206	.350	2 # 15	518	
App. 6	17.143	1.1206	.350	2 # 15	518	1960
Tra.P20	13.773	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.9	60.639	1.5791	.508	3 # 15	518	3590
Tra.P21	46.186	1.2028	.378	2 # 15	518	
App.11	58.041	1.5115	.484	3 # 15	518	2850
Tra.P22	9.131	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.12	27.666	1.1206	.350	2 # 15	518	1240
Tra.P23	26.204	1.1206	.350	2 # 15	518	
App.14	4.484	1.1206	.350	2 # 15	518	1000

TABLEAUX RECAPITULATIFS DU DIMENSIONNEMENT
POUTRE P18-P19 DU PLANCHER

ARMATURES D'ÂME

	V_f kN	V_d kN	V_r (i)	V_r kN	V_s kN	S (mm)	S_{max}
App.9	86.034	71.850	103.04	51.52	34.514	788.09	200
App.4	121.94	107.76	103.04	51.52	70.426	386.2	100
App.2	86.034	71.850	103.04	51.52	34.514	788.09	200

ARMATURES LONGITUDINALES

	M_{rf} kNm	K_r MPa	ρ (%)	$A_{c_{nré}}$	l_d mm	L_f (mm)
App.9	13.747	1.1206	.350	2 # 15	518	930
Tra.P18	62.771	1.6347	.527	2 # 20	714	
App.4	125.750	3.2747	12.06	3 # 25	1190	3340
Tra.P19	62.711	1.6347	.527	2 # 20	714	
App.2	13.747	1.1206	.350	2 # 15	128	930

DESCENTE DE CHARGE

AIRES TRIBUTAIRES DES POTEAUX (m²)

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
5.8	19.85	11.61	25	5.8	4.16	4.16	10.86

C9	C10	C11	C12	C13	C14	C15	C16
31.81	13.39	23.09	22.52	15.03	17.93	9.43	8.25

C17	C18	C19	C20	C21	C22	C23	C24	C25
3.06	4.08	8.3	10.3	23.24	14.04	24.51	11.18	32

TABLEAU DE RESULTATS

NIVEAU n1

COLONNE	PERMANENTE NON PONDEREE (KN)	SURCHARGE NON PONDEREE (KN)	TOTAL NON PONDERE (KN)	TOTAL PONDERE (KN)
C 1	5.8	37.01	42.81	57.96
C 2	59.72	19.85	79.57	104.42
C 3	64.06	11.61	75.67	97.49
C 4	85.22	24.94	110.16	144.31
C 5	34.12	5.81	39.93	51.36
C 6	30.03	4.16	34.19	43.78
C 7	27.96	4.16	32.12	41.19
C 8	60.64	10.855	71.495	92.08
C 9	116.46	31.31	147.77	192.54
C 10	31.84	13.39	45.23	60
C 11	79.03	23.09	102.12	133.42
C 12	81.2	22.52	103.72	135.28
C 13	85.42	15.03	100.45	129.32
C 14	97.44	17.93	115.366	148.7
C 15	57.82	9.43	67.25	86.42
C 16	46.66	8.25	54.91	70.7
C 17	21.92	3.06	25	32
C 18	28.05	4.08	32.13	41.18
C 19	49.5	8.3	57.8	74.32
C 20	60	10.28	70.28	90.412
C 21	83.05	23.25	106.3	138.68
C 22	77.85	14.04	91.9	118.37
C 23	83.45	24.51	107	141.08
C 24	62	11.18	73.18	94.26
C 25	118.2	32.02	150.22	195.77

NIVEAU n3

COLONNE	SURCHARGE NON PONDEREE (KN)	PERMANENTE NON PONDEREE (KN)	TOTAL NON PONDERE (KN)	TOTAL PONDERE (KN)
C 1	27.55	121.54	149.09	193.25
C 2	41.62	185.9	227.52	294.8
C 3	55.15	161.4	216.55	284.48
C 4	55.15	182.86	238.01	311.3
C 5	27.6	98.91	126.51	165.04
C 6	19.76	98.55	118.31	152.83
C 7	19.76	98.34	118.1	152.56
C 8	101.342	153.365	254.71	343.72
C 9	178.94	224.77	403.71	549.37
C 10	82.05	145.62	227.57	305.1
C 11	118.51	129.95	248.46	340.2
C 12	120.83	135.45	256.28	350.6
C 13	141.77	206.95	348.72	471.34
C 14	164.77	179.22	343.94	471.18
C 15	111.1	193.02	304.12	407.93
C 16	120	27.71	147.71	192
C 17	51.3	93.91	145.21	194.34
C 18	7.91	85	92.91	118.2
C 19	39.42	131.3	170.72	223.26
C 20	48.8	116.21	165.01	218.46
C 21	64.12	141.86	206	273.5
C 22	66.69	189.2	255.89	336.53
C 23	66.43	139.66	206.09	274.22
C 24	53.10	159.72	212.82	279.3
C 25	95.69	222.545	318.24	421.72

NIVEAU n5

COLONNE	SURCHARGE NON PONDEREE (KN)	PERMANENTE NON PONDEREE (KN)	TOTAL NON PONDERE (KN)	TOTAL PONDERE KN
C 1	57.401	210.085	267.49	349.33
C 2	86.82	296.164	383	500.74
C 3	81.6	230.73	312.32	411.42
C 4	95.03	290.93	386	506.83
C 5	47.56	150.885	198.45	260.55
C 6	78.83	162.48	241.31	321.345
C 7	69.86	164.24	234.1	310.1
C 8	127.02	220.67	347.7	466.37
C 9	217.84	328.77	546.611	737.72
C 10	113.73	227.48	341.21	452.94
C 11	143.42	322.18	322.18	438.58
C 12	139.47	290.88	290.88	398.47
C 13	172.67	459.7	459.7	617.8
C 14	198.94	403.58	403.59	554.22
C 15	133.54	494.08	494.1	650.98
C 16	-----	-----	-----	-----
C 17	74.36	203.14	277.5	367.92
C 18	-----	-----	-----	-----
C 19	56.46	185.08	241.54	316.04
C 20	-----	-----	-----	-----
C 21	77.08	165.78	242.86	322.84
C 22	92.61	269.16	361.77	475.36
C 23	86.87	162.51	249.38	333.84
C 24	73.74	224.11	297.85	390.74
C 25	116.33	249.7	366.03	486.62

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
ETAGE

COLONNE	C1	C2	C3	C4	C5	C6
P_f	54.96	104.42	97.49	144.31	51.36	43.78
MOM. M1	8.37	9.05	1.6	1.9	-8.76	1.06
MOM. M2	8.73	10.09	1.85	2.43	-8.93	3.09
M_0 max	4.14	6.63	0	0	4.14	0.49
kl_y/r	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9
34-12*X	22.49	23.24	23.62	24.62	22.23	29.88
TYPE	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé
C_m	0.98	0.96	0.94	0.91	0.99	0.74
β_d	0.47	0.66	0	0	0.46	0.16
M2 min	1.15	2.19	2.05	3.03	1.08	0.92
M2	8.73	10.09	2.05	3.03	8.93	3.09
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	536	536	536	536
EI(ell)	5.83	5.16	8.5	8.5	5.87	7.39
P_c (kn)	1173	1038.7	1724.2	1724.2	1181	1486.4
δ_h	1.05	1.13	1.04	1.04	1.06	1
M_c	9.22	11.4	2.13	3.16	9.47	3.09
P_f/A_g	1.37	2.61	2.44	3.6	1.28	1.1
$M_c/A_g * h$	1.15	1.43	0.27	0.39	1.18	0.38
ρ_g	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
ρ_g ajus	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
As req	400	400	400	400	400	400
As ch.	4 # 15	4 # 15	4 # 15	4 # 15	4 # 15	4 # 15
Sb (mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se (mm)	200	200	200	200	200	200

note X = M1/M2 , M_0 max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée

Voir l'exemple de calcul pour la définition des symboles.

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
ETAGE

COLONNE	C7	C8	C9	C10	C11	C12
P_f	41.19	95.928	196.29	63.64	137.16	139.03
MOM. M1	-3.05	4.55	9.434	-3.87	-5.18	2.76
MOM. M2	-3.485	5.05	10.27	-4.67	-5.31	2.79
M_0 max	1.5	2.33	6.68	0.55	3.37	1.55
kl_u/r	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9
34-12*X	23.51	23.25	22.975	24.06	22.27	22.14
TYPE	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé
C_m	0.95	0.96	0.97	0.93	0.99	0.995
β_d	0.43	0.462	0.651	0.12	0.63	.56
M2 min	0.86	2.012	4.12	1.336	2.88	2.7
M2	3.485	5.05	10.27	4.67	5.3	2.79
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	536	536	536	536
EI(ell)	6	5.86	5.19	7.66	5.25	5.5
P_c	1205.74	1180.5	1045.4	1542.4	1056.3	1108.5
δ_b	1	1.061	1.3	1	1.17	1.152
M_r	3.49	5.36	13.36	4.67	6.21	3.213
P_f/A_g	1.03	2.4	5.69	1.59	3.43	3.21
$M_r/A_g * h$	0.44	0.67	1.67	0.583	0.776	0.402
ρ_g	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
ρ_g ajust	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
Asreq	400	400	400	400	400	400
As ch.	4 #15	4 #15	4 #15	4 #15	4 #15	4 #15
Sb(mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se(mm)	200	200	200	200	200	200

note X = M1/M2 , M_0 max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée
Voir l'exemple de calcul pour la définition des symboles et les unités

**DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
ETAGE**

COLONNE	C13	C14	C15	C16	C17	C19
P_f	133.69	152.44	90.17	--	36.14	74.32
MOM. M1	4.749	-3.85	-51.56	----	4.99	5.7
MOM. M2	5.35	-4.09	-97.98	----	6.26	6.1
M_{ϕ} max	0.4	2.8	2.517	---	3.92	4.42
kl_{ϕ}/r	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9
34-12*X	23.35	22.68	27.68	----	24.43	22.78
TYPE	élanqué	élanqué	élanqué	élanqué	élanqué	élanqué
C_m	0.955	0.977	0.61	----	0.92	0.97
β_d	0.075	0.684	0.026	----	0.62	0.72
M2 min	2.8	3.2	1.89	----	0.76	1.56
M2	5.35	4.09	97.98	-----	6.26	6.1
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	536	-----	536	536
EI(ell)	7.98	5.09	8.77	-----	5.3	4.98
P_c (kn)	1605.5	1024.92	1765.7	----	1064.3	1553.3
δ_h	1.059	1.184	1	-----	1	1.09
M_c (kn.m)	5.67	4.84	97.98	-----	6.26	6.7
P_f/A_g	3.342	3.81	2.25	-----	0.9	1.86
$M_c/A_g * h$	0.708	0.605	12.25	-----	0.78	0.84
ρ_g	0.01	0.01	0.01	-----	0.01	0.01
ρ_g ajust	0.01	0.01	0.01	-----	0.01	0.01
As req	400	400	400	-----	200	200
As ch.	4 # 15	4 #15	4 #15	4 #15	4 #15	4 #15
Sb (mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se (mm)	200	200	200	200	200	200

note X = M1/M2 , M_{ϕ} max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée
Voir l'exemple de calcul pour la définition des symboles et les unités.

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
ETAGE

COLONNE	C20	C21	C22	C23	C24	C25
P_f	90.412	138.68	118.37	141.08	94.26	195.77
MOM. M1	----	4.18	-3.22	4.56	-6.78	-4.53
MOM. M2	----	6.42	-3.35	5.02	-7.97	-5.04
M_D max	-----	3.32	0.37	3.04	2.89	3.56
kl_u/r	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9	36.9
34-12*X	----	26.18	22.10	23.1	23.79	23.21
TYPE	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé
C_m	-----	0.86	0.99	0.96	0.94	0.96
B_d		0.52	0.11	0.6	0.36	0.7
M2 min		2.91	2.48	2.96	1.98	4.11
M2		6.42	3.35	5.02	7.97	5.04
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	536	536	536	536
EI(ell)	--	5.64	7.72	5.36	6.3	5.04
P_c (kn)	----	553.7	1553.3	1077.6	1267.8	1014
δ_h	----	1	1.12	1.2	1.06	1.06
M_c	----	6.42	3.76	6.03	8.46	6.85
P_f/A_g	----	3.47	2.96	3.53	2.36	4.89
$M_c/A_g * h$	----	0.80	0.47	0.75	1.06	0.86
ρ_g	----	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
ρ_{gajus}	----	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
As req	----	200	200	200	200	200
As ch.	4 #15	4 #15	4 # 15	4 #15	4 # 15	4# 15
Sb (mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se (mm)	200	200	200	200	200	200

note X = M1/M2 , M_D max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée

Tous les efforts sont en unité S.I.,

Voir l'exemple de calcul pour la définition des symboles.

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
R.D.C

COLONNE	C1	C2	C3	C4	C5	C6
P_f	193.25	298.85	284.47	311.3	165.04	152.83
MOM. M1	2.58	-3.17	0.6	0.85	-1.76	1.45
MOM. M2	5.17	-6.34	1.2	1.7	-3.53	2.91
M_0 max	3.53	3.85	0	0	1.06	0.53
kl_y/r	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86
34-12*X	28	28	28	28	28	28
TYPE	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé
C_p	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
β_d	0.68	0.6	0	0	0.3	0.18
M2 min	4.06	6.27	6	6.54	3.46	3.2
M2 (KN.m)	5.17	6.345	6	6.54	3.53	3.2
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	536	536	536	536
EI(ell)	5.1	5.34	8.57	8.57	6.59	7.26
P_r (KN)	663.94	695.9	1116.4	1116.4	858.82	946.16
δ_h	1.45	1.62	1.31	1.4	1.13	1.06
M_r (KN.m)	7.49	10.26	7.89	9.16	4	3.4
P_f/A_g	4.83	7.47	7.11	7.8	4.13	3.82
$M_r/A_g * h$	1.5	1.28	0.98	1.14	0.5	0.42
ρ_g	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
ρ_g ajus	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
As req	400	400	400	400	400	400
As ch.	4 #15	4 #15	4#15	4#15	4#15	4 #15
Sb (mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se (mm)	200	200	200	200	200	200

note X = M1/M2 , M_0 max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée
Voir l'exemple de calcul pour la définition des symboles.

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
R.D.C

COLONNE	C7	C8	C9	C10	C11	C12
P_f	152.56	347.44	553.12	308.74	343.9	475.09
MOM. M1	-1.11	1.586	3.173	-1.562	-1.44	0.78
MOM. M2	-2.23	3.172	6.34	3.12	-2.893	1.55
M_0 max	0.82	1.23	3.85	0.3	1.15	0.53
kl_y/r	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86
34-12*X	28	28	28	28	28	28
TYPE	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé
C_m	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
β_d	0.36	0.388	0.6	0.095	0.4	0.34
M2 min	3.2	5.742	9.604	5.915	5.47	5.38
M2	3.2	5.742	9.604	5.915	5.47	5.38
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	696	536	536	536
EI(ell)	6.3	6.18	6.93	7.83	6.12	6.4
P_c (KN)	820.9	805.19	903.62	1020.6	798.29	834.6
δ_h	1.12	1.33	1.98	1.18	1.3	1.252
M_c (KN.m)	3.58	7.65	12.24	7	7.11	1.95
P_f/A_g	3.81	8.68	13.82	7.72	8.6	8.85
$M_c/A_g * h$	0.45	0.956	1.57	0.876	0.89	0.24
ρ_g	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
ρ_g ajus	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01
As req	400	400	400	400	400	400
As ch.	4 #15	4 #15	4#15	4#15	4#15	4 #15
Sb (mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se (mm)	200	200	200	200	200	200

note X = M1/M2 , M_0 max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
R.D.C

COLONNE	C13	C14	C15	C16	C17	C19
P_f	475.09	474.94	546.78	----	258.46	223.26
MOM. M1	1.702	-1.035	-41.26	----	3.57	1.84
MOM. M2	3.40	-2.07	-82.53	----	7.14	3.69
M_0 max	0.095	0.942	1.33	---	.005	2.6
kl_u/r	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86
34-12*X	28	28	28	28	28	28
TYPE	élancé	élancé	élancé	élancé	élancé	élancé
C_m	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
β_d	0.028	0.455	0.016	----	0	0.7
M2 min	7.78	7.482		-----	-----	4.69
M2	7.78	7.482	82.53	-----	-----	4.69
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	--	536	536	536
EI(ell)	8.342	5.894	----	----	---	5.04
P_r (KN)	1087.1	768.11	----	----	---	656.7
δ_h	1.34	1.76	----	----	----	1.68
M_r (KN.m)	10.402	13.17	----	----	---	7.86
P_f/A_g	11.88	11.87	13.670	-----	6.462	5.58
$M_r/A_g * h$	1.3	1.647	-----	---		0.98
ρ_g	0.01	0.01	0.03	0.01	0.01	0.01
ρ_g ajust	0.01	0.01	0.02	0.01	0.01	0.01
As req	400	400	800	400	400	400
As ch.	4 #15	4 #15	4#15	4#15	4#15	4 #15
Sb (mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se (mm)	200	200	200	200	200	200

note $X = M1/M2$, M_0 max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée
Voir l'exemple de calcul pour la définition des symboles.

DIMENSIONNEMENT DES POTEAUX
R.D.C

COLONNE	C20	C21	C22	C23	C24	C25
P_f	-----	273.5	336.53	274.22	279.3	421.72
MOM. M1	----	0.55	0.94	1.16	-1.5	-1.14
MOM. M2	---	1.11	1.89	2.32	-3	-2.29
M_{η} max	----	0.64	0.23	0.64	1.62	1.33
kl_y/r	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86	45.86
34-12*X	28	28	28	28	28	28
TYPE	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé	élançé
C_m	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
β_1	----	0.3	0.12	0.28	0.54	0.58
M2 min	----	5.74	7.07	5.76	5.86	8.86
M2	---	5.74	7.07	5.76	5.86	8.86
τ	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
K	536	536	536	536	536	783
EI(ell)	-----	6.6	7.65	6.7	5.56	7.93
P_c (KN)	----	858.8	996.8	872.24	724.98	1032.2
δ_h	-----	1.57	1.66	1.55	1.96	2.15
M_c (KN.m)	-----	9	11.74	8.92	11.5	19.08
P_f/A_g	-----	6.84	8.41	6.86	6.98	10.54
$M_c/A_g * h$		1.12	1.46	1.11	1.44	2.38
ρ_g	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.02
ρ_g ajus	0.01	0.01	0.01	0.01	0.01	0.014
As req	400	400	400	400	400	560
As ch.	4 #15	4 #15	4#15	4#15	4#15	4 #15
Sb (mm)	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4	65.4
Se (mm)	200	200	200	200	200	200

note X = M1/M2 , M_{η} max = moment maximal dû à la charge permanente pondérée
Voir l'exemple de calcul pour la définition des symboles.

TABLEAU DES RESULTATS DES SEMELLES DE FONDATION

	C1	C2	C3	C4	C5
P kN	267.486	382.986	312.319	385.964	198.446
P _f kN	349.333	500.739	411.420	506.829	260.546
M _f kNm	2.593	3.173	0.600	0.850	2.593
L (m)	1.5	1.8	1.7	1.8	1.4
d (mm)	200	250	220	250	160
A _{s,prév.}	4 # 20	6 # 20	5 # 20	6 # 20	3 # 20
h (mm)	300	350	320	350	260

TABLEAU DES RESULTATS DES SEMELLES DE FONDATION (suite)

	C6	C7	C8	C9	C10
P kN	241.310	234.101	347.691	546.611	341.208
P _f kN	321.345	310.091	466.368	737.723	454.942
M _f kNm	0.229	1.045	1.586	3.173	1.562
L (m)	1.5	1.5	1.7	2.1	1.8
d (mm)	170	170	210	320	200
A _{s,prév.}	3 # 20	3 # 20	5 # 20	8 # 20	5 # 20
h (mm)	270	270	310	420	300

**TABLEAU DES RESULTATS DES SEMELLES DE FONDATION
(suite)**

	C11	C12	C13	C14	C15
P kN	322.181	290.881	459.697	403.588	494.076
P _f kN	438.580	398.468	617.789	554.219	650.980
M _f kNm	1.447	0.778	1.702	1.035	41.264
L (m)	1.7	1.6	2.0	1.9	2.2
d (mm)	230	210	240	270	320
A _{s,prév.}	5 # 20	4 # 20	6 # 20	6 # 20	9 # 20
h (mm)	330	310	340	370	420

TABLEAU DES RESULTATS DES SEMELLES DE FONDATION
(suite)

	C16	C17	C18	C19	C20
P kN	-----	277.500	---	241.54	-----
P_f kN	-----	367.920	----	316.04	-----
M_f kNm	----	3.569	----	1.845	----
L (m)	-----	1.6	----	1.5	-----
d (mm)	-----	210	----	200	-----
$A_{s, \text{prév.}}$	-----	4 # 20	----	4 # 20	-----
h (mm)	----	310	---	300	-----

TABLEAU DES RESULTATS DES SEMELLES DE FONDATION
(suite)

	C21	C22	C23	C24	C25
P kN	242.86	361.77	249.38	297.85	366.03
P_f kN	322.84	475.36	333.44	390.74	486.62
M_f kNm	0.560	0.945	1.16	1.500	1.145
L (m)	1.5	1.8	1.5	1.6	1.8
d (mm)	200	240	200	220	250
$A_{s, \text{prév.}}$	4 # 20	6 # 20	4 # 20	5 # 20	6 # 20
h (mm)	300	340	300	320	350

ANNEXE B

TABLES ET DIAGRAMMES

f_c β_1	20 0,85	25 0,85	30 0,85	35 0,81	40 0,77
$\rho_{max.} = \rho_b$ $K_r max.$	0,0153 3,8755	0,0191 4,8444	0,0230 5,8132	0,0255 6,5671	0,0277 7,2477
$\rho = 0,85 \rho_b$ K_r	0,0130 3,4633	0,0163 4,3291	0,0195 5,1949	0,0217 5,8508	0,0236 6,4381
$\rho = 0,80 \rho_b$ K_r	0,0122 3,3126	0,0153 4,1408	0,0184 4,9690	0,0204 5,5909	0,0222 6,1466
$\rho = 0,70 \rho_b$ K_r	0,0107 2,9914	0,0134 3,7393	0,0161 4,4871	0,0179 5,0396	0,0194 5,5306
$\rho = 0,60 \rho_b$ K_r	0,0092 2,6437	0,0115 3,3046	0,0138 3,9655	0,0153 4,4462	0,0166 4,8711
$\rho = 0,55 \rho_b$ K_r	0,0084 2,4598	0,0105 3,0748	0,0126 3,6897	0,0140 4,1336	0,0152 4,6251
$\rho = 0,50 \rho_b$ K_r	0,0077 2,2694	0,0096 2,8367	0,0115 3,4041	0,0128 3,8105	0,0139 4,1681
$\rho = 0,45 \rho_b$ K_r	0,0069 2,0723	0,0086 2,5904	0,0103 3,1084	0,0115 3,4769	0,0125 3,8003
$\rho = 0,40 \rho_b$ K_r	0,0061 1,8686	0,0077 2,3357	0,0092 2,8028	0,0102 3,1328	0,0111 3,4216
$\rho = 0,35 \rho_b$ K_r	0,0054 1,6582	0,0067 2,0728	0,0080 2,4873	0,0089 2,7780	0,0097 3,0320
$\rho = 0,30 \rho_b$ K_r	0,0046 1,4412	0,0057 1,8015	0,0069 2,1618	0,0077 2,4128	0,0083 2,6316
$\rho = 0,20 \rho_b$ K_r	----- 0,9873	0,0038 1,2342	0,0046 1,4810	0,0051 1,6507	0,0055 1,7979
$\rho_{min.} = \frac{1,4}{f_y}$ $K_r min.$	0,0035 1,1206	0,0035 1,1345	0,0035 1,1437	0,0035 1,1603	0,0035 1,1553

Valeurs de K_r (MPa), pour $f_y = 400$ MPa

: Coefficients de flambement k

		k			
		0,81	0,91	0,95	1,00
Partie supérieure	Rotule 	0,81	0,91	0,95	1,00
	Élastique 	0,77	0,86	0,90	0,95
	Élastique 	0,74	0,83	0,86	0,91
	Rigide 	0,67	0,74	0,77	0,81
Effets de stabilité de la pièce	Rigide 				
	Élastique 				
	Élastique 				
	Rotule 				
		Partie inférieure			

(reproduit du tableau C1 de l'appendice C du A23.3)

B-1

$$a = \frac{A_s f_y}{0,6 f'_c b} \quad (4.7)$$

$$M_r = \phi_s A_s f_y \left(d - \frac{a}{2} \right) \times 10^{-6} \quad (\text{en kN}\cdot\text{m}) \quad (4.8)$$

$$K_r = 0,85 \rho f_y \left(1 - \frac{\rho f_y}{1,2 f'_c} \right) \quad (\text{en MPa}) \quad (4.12)$$

$$M_r = K_r b d^2 \times 10^{-6} \quad (\text{en kN}\cdot\text{m}) \quad (4.13)$$

$$A_s \text{ approx.} = \frac{M_r \times 10^6}{\phi_s f_y \times 0,9d} \quad (\text{en mm}^2) \quad (4.17)$$

$$\rho_{\max.} = \bar{\rho}_b = 0,6 \beta_1 \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \frac{f'_c}{f_y} \quad (4.23)$$

$$\rho_{\min.} = \frac{1,4}{f_y} \quad (4.24)$$

$$\beta_1 = 0,85 \quad \text{pour } f'_c \leq 30 \text{ MPa}$$

$$\beta_1 = 0,85 - 0,08 \left(\frac{f'_c - 30}{10} \right) \leq 0,65 \quad \text{pour } f'_c > 30 \text{ MPa} \quad (3.1)$$

TABLEAU 11.5 : Diagramme d'interaction pour un poteau rectangulaire avec un nombre égal de barres sur deux côtés opposés

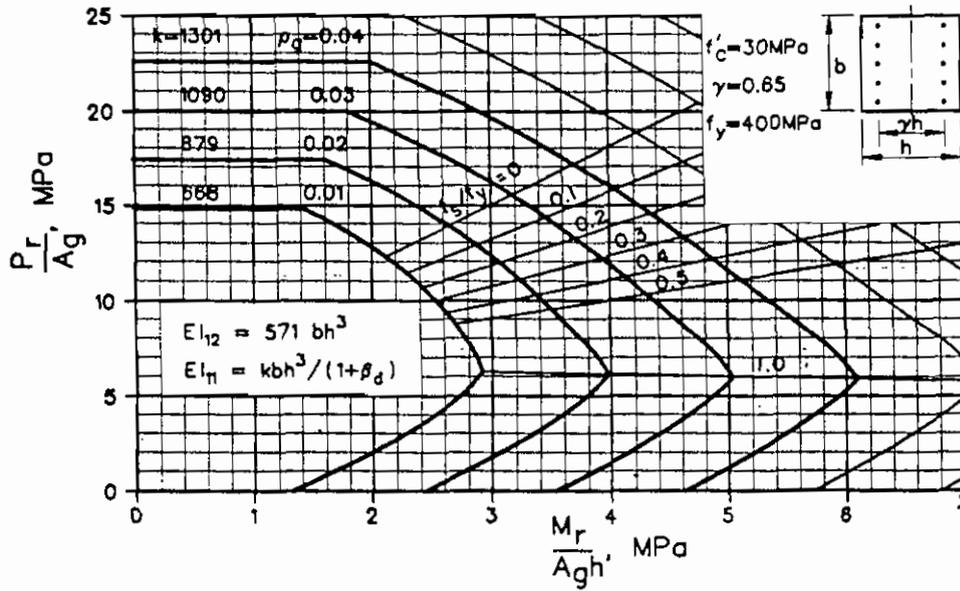
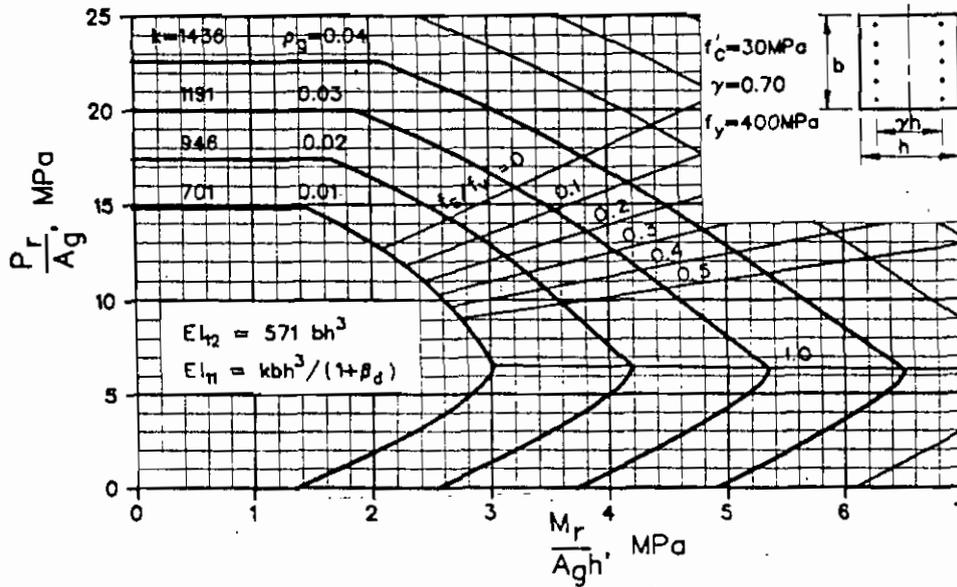


TABLEAU 11.6 : Diagramme d'interaction pour un poteau rectangulaire avec un nombre égal de barres sur deux côtés opposés

(reproduits de la référence 11.1)



f_y	300					350					400				
	f_c	20	25	30	35	40	20	25	30	35	40	20	25	30	35
0,20	0,079	0,079	0,079	0,079	0,079	0,068	0,068	0,068	0,068	0,068	0,059	0,059	0,059	0,059	0,059
0,40	0,160	0,159	0,159	0,159	0,158	0,137	0,137	0,136	0,136	0,136	0,120	0,120	0,119	0,119	0,119
0,60	0,243	0,241	0,240	0,239	0,239	0,208	0,207	0,206	0,205	0,205	0,182	0,181	0,180	0,180	0,179
0,80	0,327	0,324	0,322	0,321	0,320	0,280	0,278	0,276	0,275	0,274	0,245	0,243	0,242	0,241	0,240
1,00	0,414	0,409	0,406	0,404	0,402	0,354	0,350	0,348	0,346	0,345	0,310	0,307	0,304	0,303	0,302
1,20	0,502	0,495	0,491	0,488	0,485	0,430	0,424	0,421	0,418	0,416	0,377	0,371	0,368	0,366	0,364
1,40	0,593	0,583	0,577	0,572	0,569	0,508	0,500	0,494	0,491	0,488	0,445	0,437	0,433	0,429	0,427
1,60	0,686	0,673	0,664	0,658	0,654	0,588	0,577	0,569	0,564	0,561	0,515	0,505	0,498	0,494	0,491
1,80	0,782	0,764	0,753	0,746	0,740	0,671	0,655	0,646	0,639	0,634	0,587	0,573	0,565	0,559	0,555
2,00	0,881	0,858	0,844	0,834	0,827	0,756	0,735	0,723	0,715	0,709	0,661	0,643	0,633	0,625	0,620
2,20	0,984	0,954	0,936	0,924	0,915	0,843	0,817	0,802	0,792	0,784	0,738	0,715	0,702	0,693	0,686
2,40	1,090	1,052	1,029	1,015	1,004	0,934	0,902	0,882	0,870	0,861	0,817	0,789	0,772	0,761	0,753
2,60	1,199	1,152	1,125	1,107	1,094	1,028	0,988	0,964	0,949	0,938	0,900	0,864	0,844	0,830	0,821
2,80	1,314	1,256	1,223	1,201	1,186	1,126	1,076	1,048	1,029	1,017	0,985	0,942	0,917	0,901	0,889
3,00	1,433	1,362	1,322	1,297	1,279	1,228	1,167	1,133	1,111	1,096	1,075	1,021	0,992	0,972	0,959
3,20	1,559	1,471	1,424	1,394	1,373	1,336	1,261	1,220	1,195	1,177	1,169	1,104	1,068	1,045	1,029
3,40	1,691	1,584	1,528	1,492	1,468	1,449	1,358	1,310	1,279	1,258	1,268	1,188	1,146	1,119	1,101
3,60	1,831	1,701	1,634	1,593	1,565	1,569	1,458	1,401	1,365	1,341	1,373	1,276	1,226	1,195	1,174
3,80	1,980	1,822	1,744	1,696	1,663	1,698	1,562	1,494	1,453	1,425	1,485	1,367	1,308	1,272	1,247
4,00	2,142	1,948	1,856	1,800	1,763	1,836	1,670	1,590	1,543	1,511	—	1,461	1,392	1,350	1,322
4,20	—	2,079	1,971	1,907	1,864	—	1,782	1,689	1,634	1,598	—	1,560	1,478	1,430	1,398
4,40	—	2,217	2,089	2,016	1,967	—	1,900	1,791	1,728	1,686	—	1,663	1,567	1,512	1,476
4,60	—	2,362	2,211	2,127	2,072	—	2,024	1,896	1,823	1,776	—	1,771	1,659	1,595	1,554
4,80	—	2,515	2,338	2,241	2,179	—	2,155	2,004	1,921	1,868	—	1,886	1,753	1,681	1,634
5,00	—	2,678	2,469	2,358	2,288	—	2,295	2,116	2,021	1,961	—	—	1,851	1,768	1,716
5,20	—	—	2,605	2,478	2,399	—	—	2,232	2,124	2,056	—	—	1,953	1,858	1,799
5,40	—	—	2,746	2,601	2,512	—	—	2,354	2,229	2,153	—	—	2,060	1,951	1,884
5,60	—	—	2,894	2,727	2,628	—	—	2,481	2,338	2,252	—	—	—	2,046	1,971
5,80	—	—	3,049	2,858	2,746	—	—	2,614	2,450	2,353	—	—	2,287	2,143	2,059
6,00	—	—	3,213	2,993	2,866	—	—	2,754	2,565	2,457	—	—	—	2,244	2,150
6,20	—	—	3,388	3,132	2,990	—	—	—	2,685	2,563	—	—	—	2,349	2,243
6,40	—	—	—	3,277	3,117	—	—	—	2,809	2,672	—	—	—	2,458	2,338
6,60	—	—	—	3,427	3,247	—	—	—	2,938	2,783	—	—	—	—	2,435
6,80	—	—	—	3,584	3,381	—	—	—	—	2,898	—	—	—	—	2,536
7,00	—	—	—	3,749	3,519	—	—	—	—	3,016	—	—	—	—	2,639
7,20	—	—	—	—	3,661	—	—	—	—	3,138	—	—	—	—	2,746
7,40	—	—	—	—	3,809	—	—	—	—	3,264	—	—	—	—	—
7,60	—	—	—	—	3,961	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
7,80	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
8,00	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—

Valeurs de 100 ρ

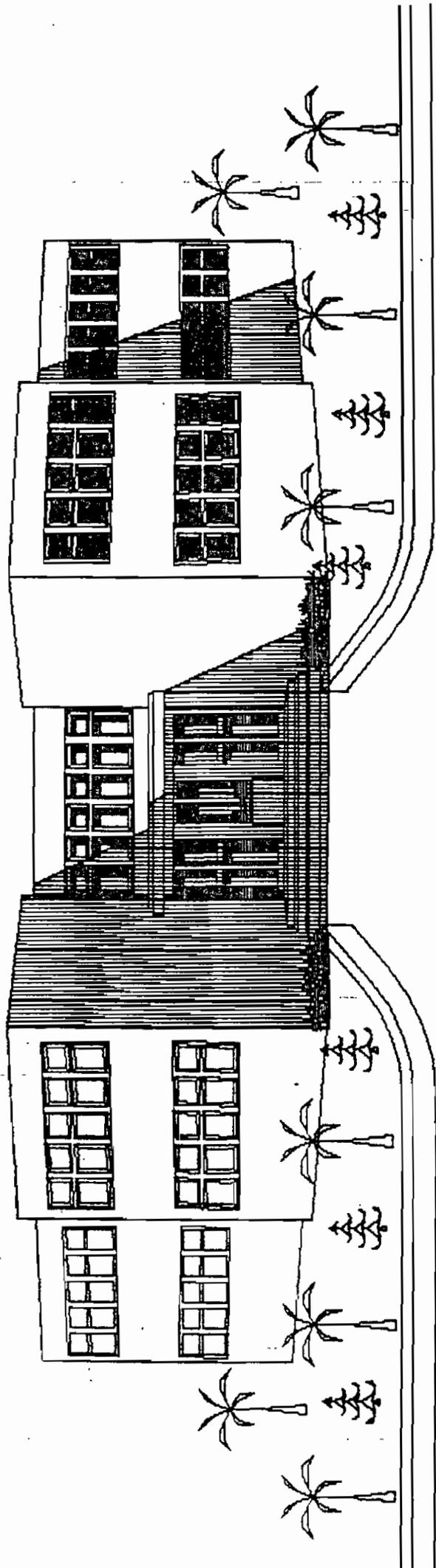
f_y, f_c, K_r sont exprimés en-MPa

Nombre maximal de barres qu'on peut placer en 1 lit dans l'âme d'une poutre														
Barre n°	S min. (en mm)	Largeur de l'âme des poutres en mm												Dimension max. du granulat (en mm)
		200	250	300	350	400	450	500	550	600	650	700	750	
10	36,3	3	4	6	7	9	10	11	13	14	15	17	18	20
15	41,0	3	4	5	6	7	9	10	11	12	14	15	16	20
20	44,5	2	3	5	6	7	8	9	10	11	12	14	15	20
25	50,2	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	20
30	59,8	2	2	3	4	5	6	7	8	8	9	10	11	20
35	71,4	1	2	3	4	4	5	6	6	7	8	8	9	28
45	87,4	1	2	2	3	3	4	5	5	6	6	7	7	28
55	112,8	1	1	2	2	3	3	4	4	4	5	5	6	40

B-4

ANNEXE C

PLANS ET AUTRES

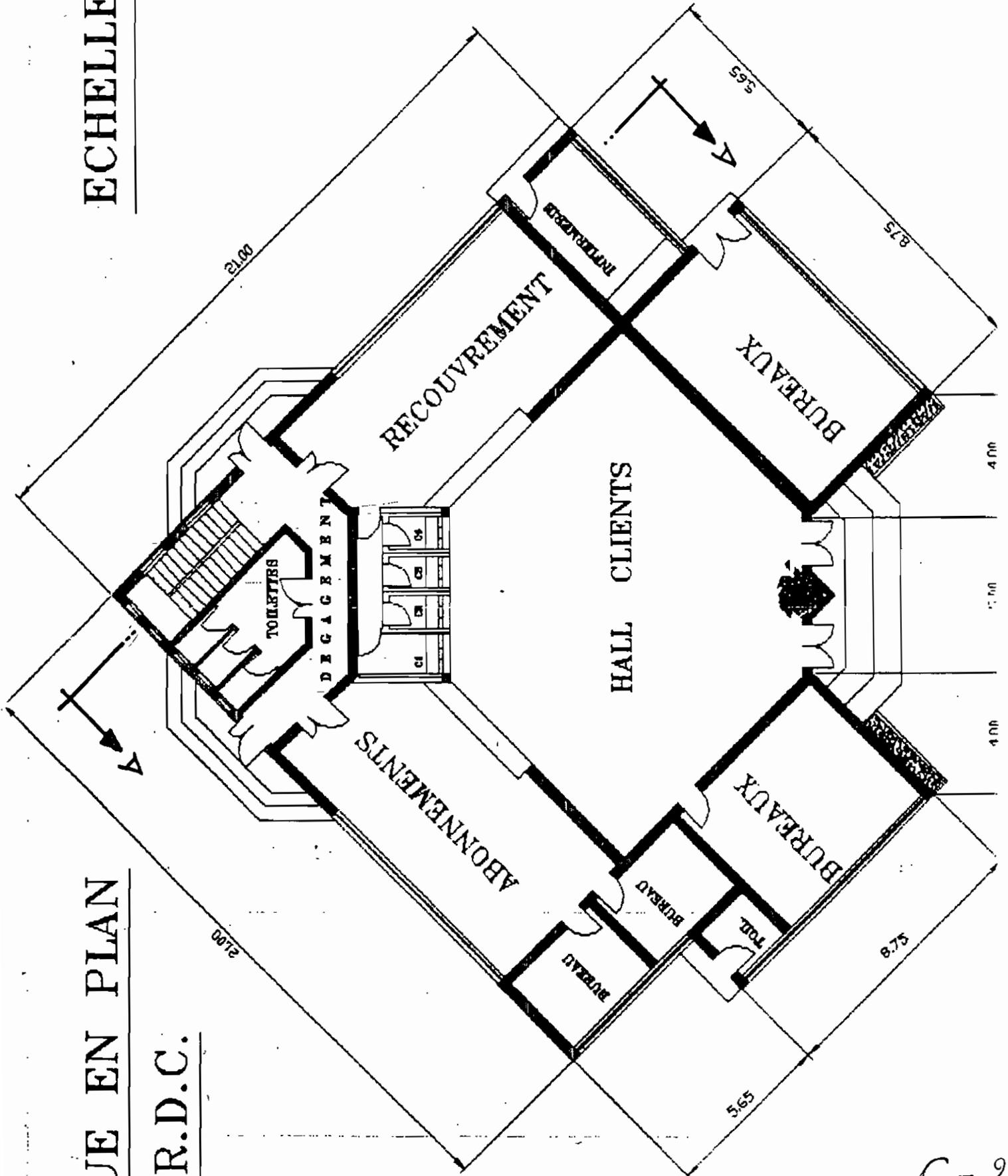


FACADE PRINCIPALE

ECHELLE:

VUE EN PLAN

R.D.C.

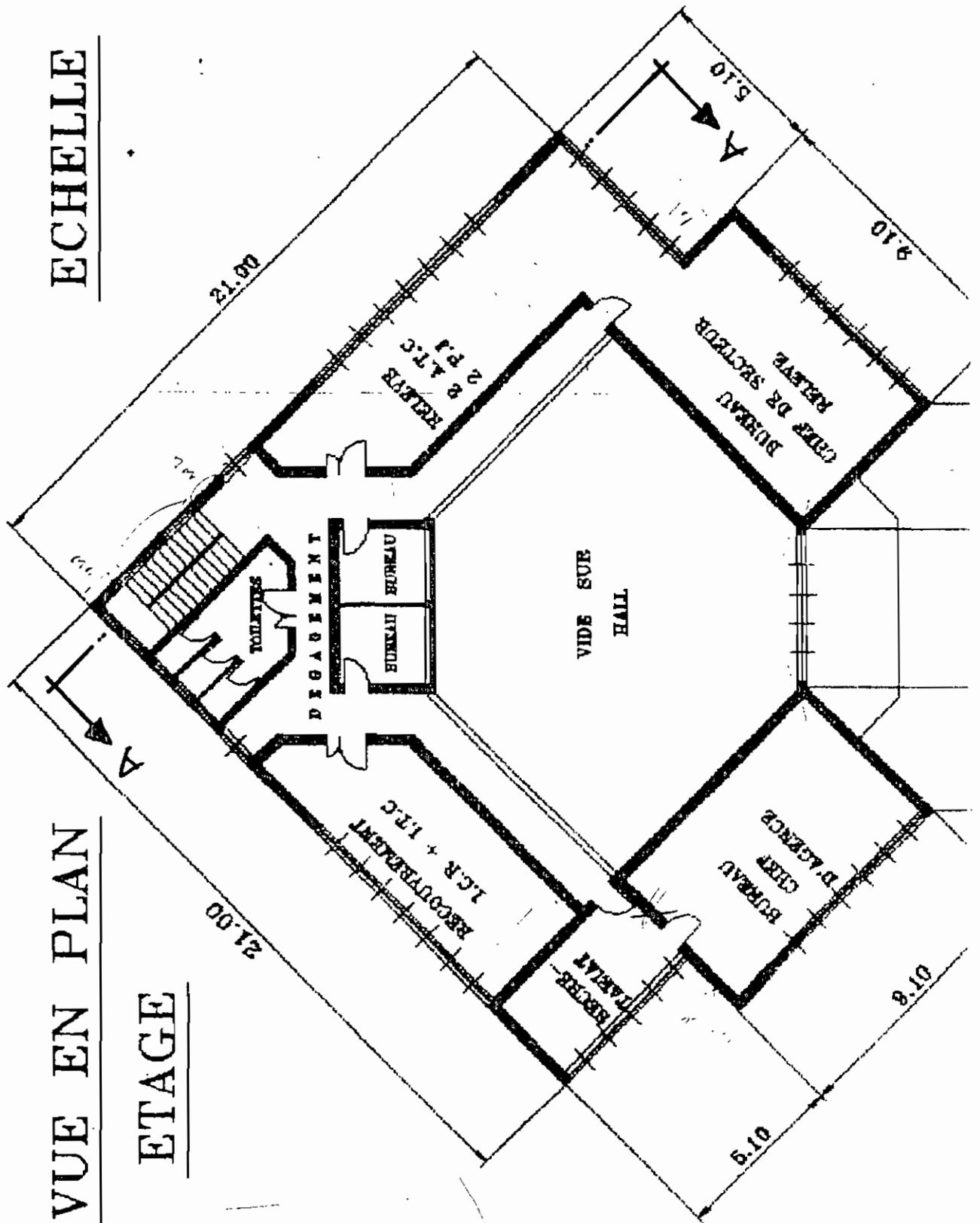


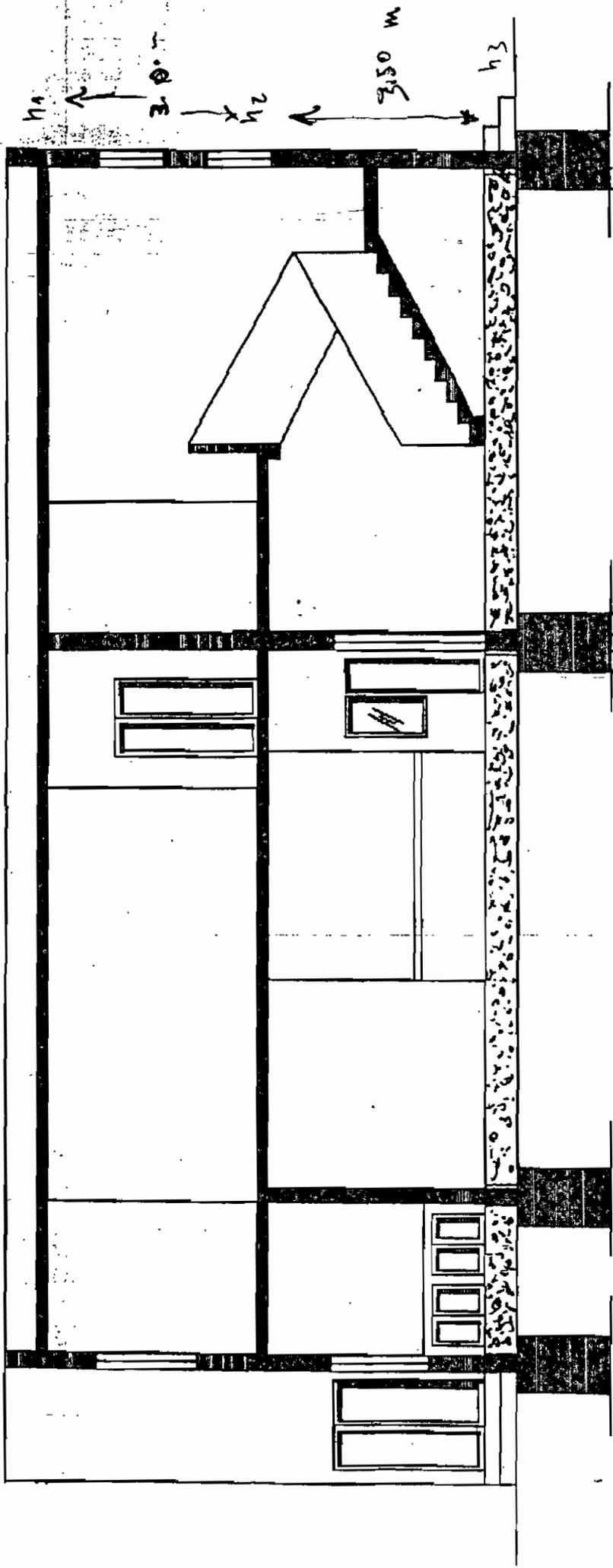
C-2

ECHELLE

VUE EN PLAN

ETAGE

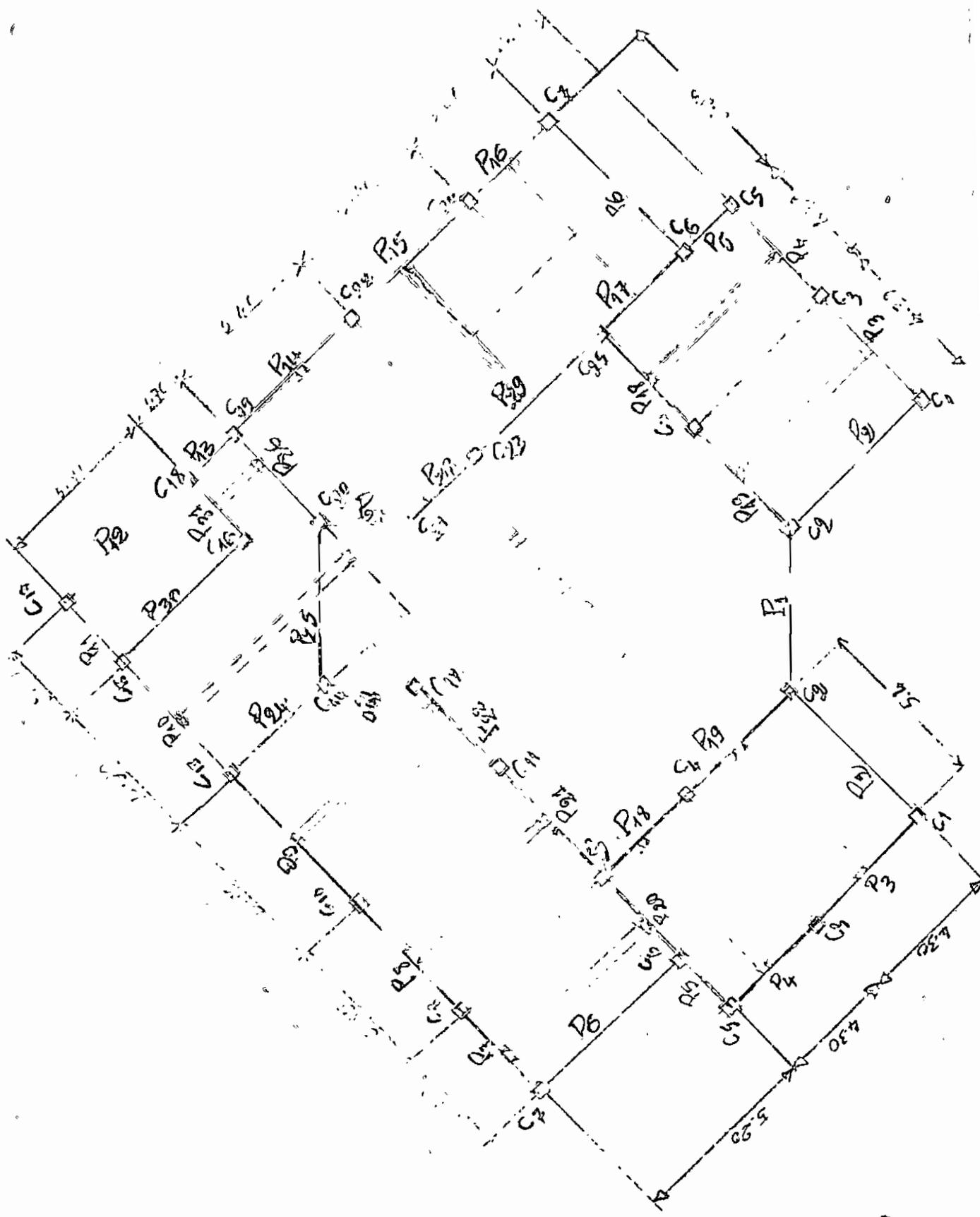




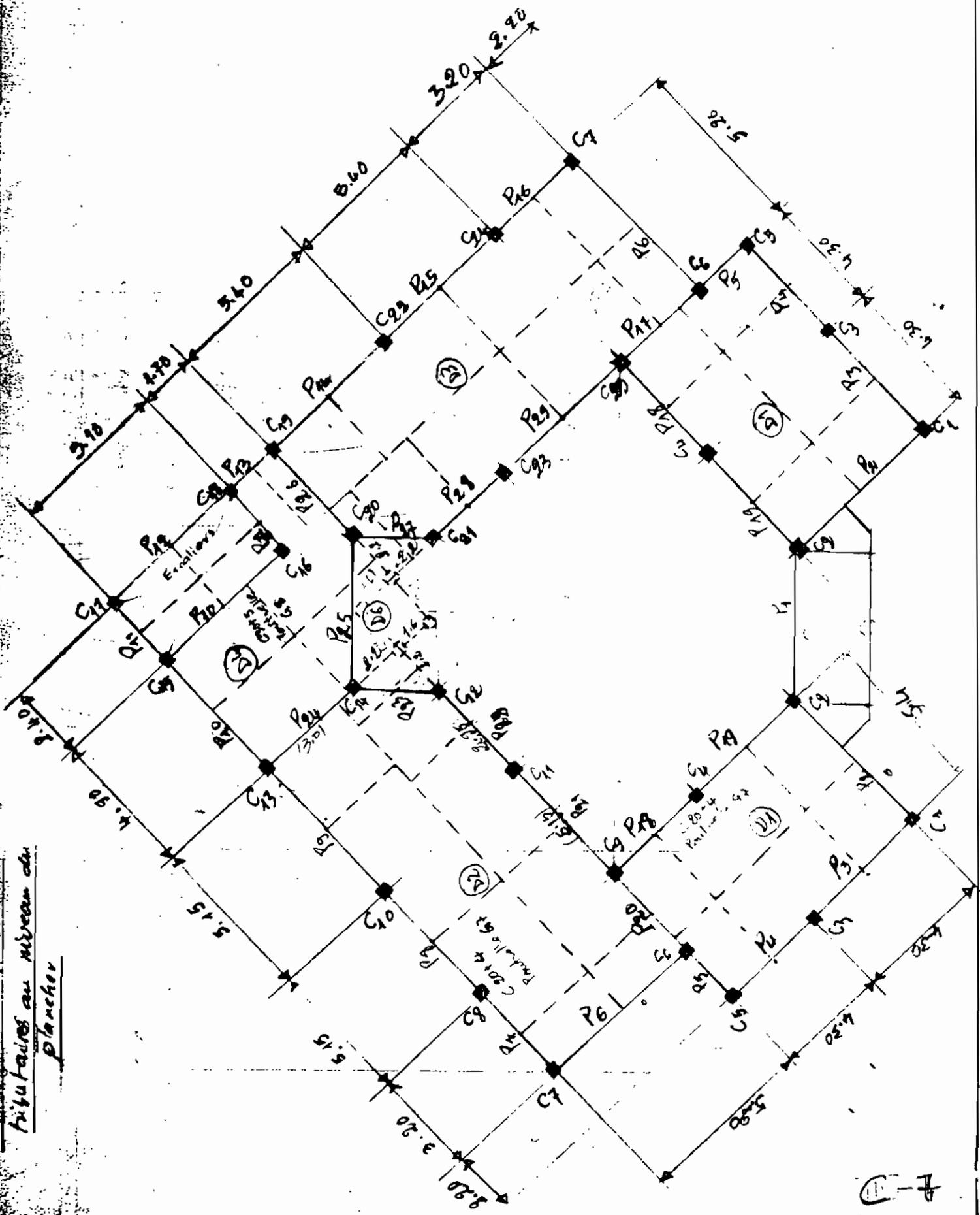
COUPE A.A

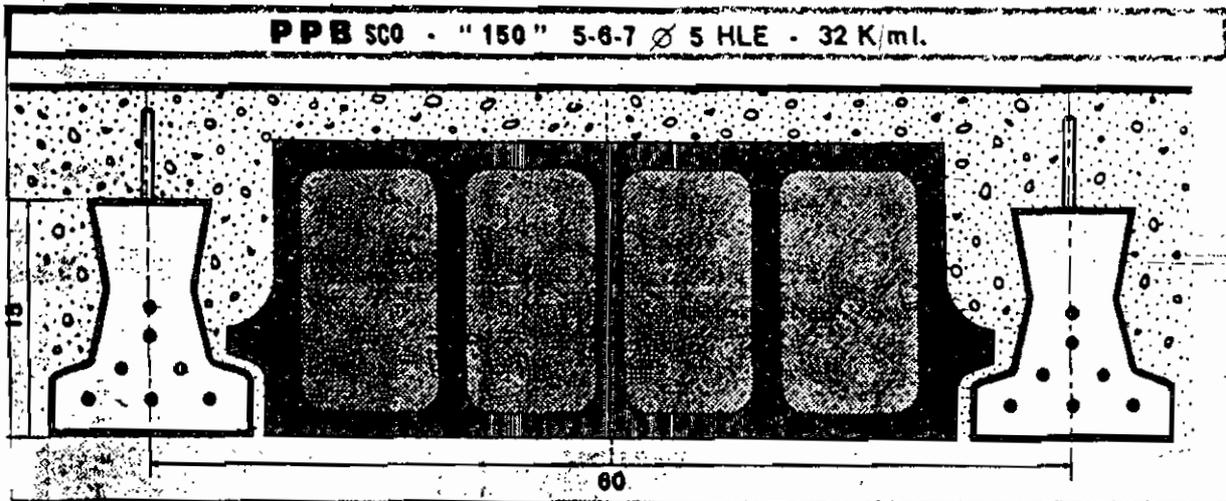
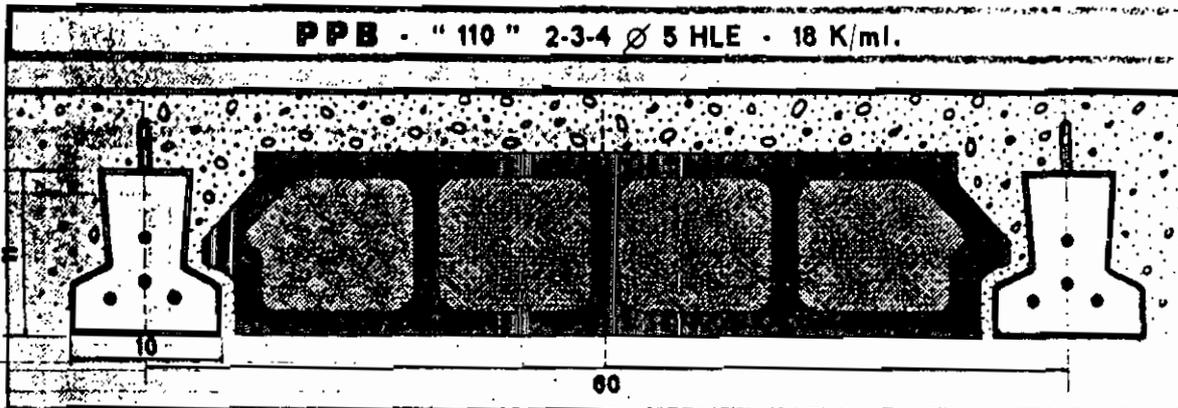


SCHEMA de la DISTRIBUTION des SOIGNES - FAMILIALE - HOSPITALIERE



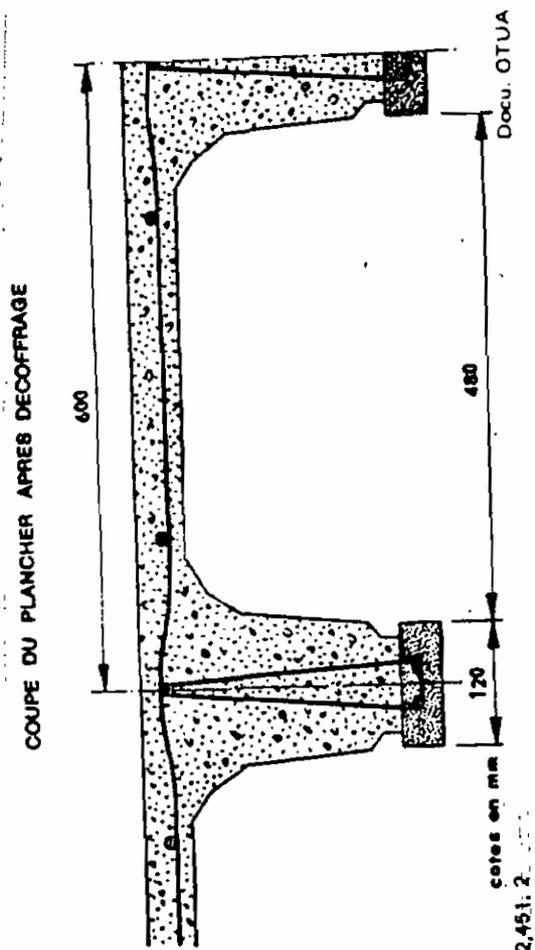
Plan de position des
 puits au niveau du
 plancher





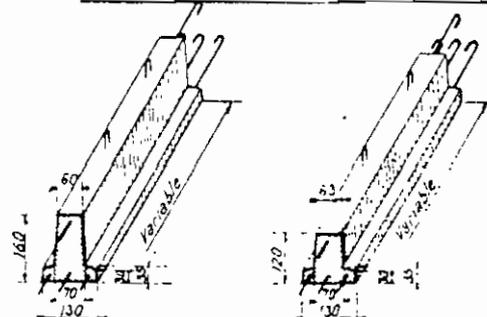
2.453

Les hourdis ont des hauteurs de 12, 14, 16, 20 et 25 cm. Epaisseur dalle 4 cm
 Un clavage parfait est assuré par le béton coulé entre l'âme en trapèze des poutrelles et les côtés des hourdis. RPF

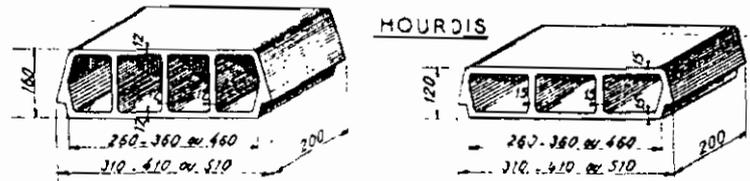


2.452

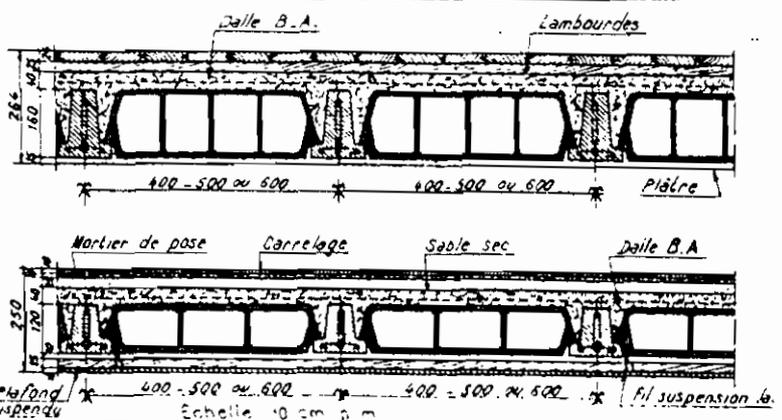
POUTRELLES PRÉFABRIQUÉES

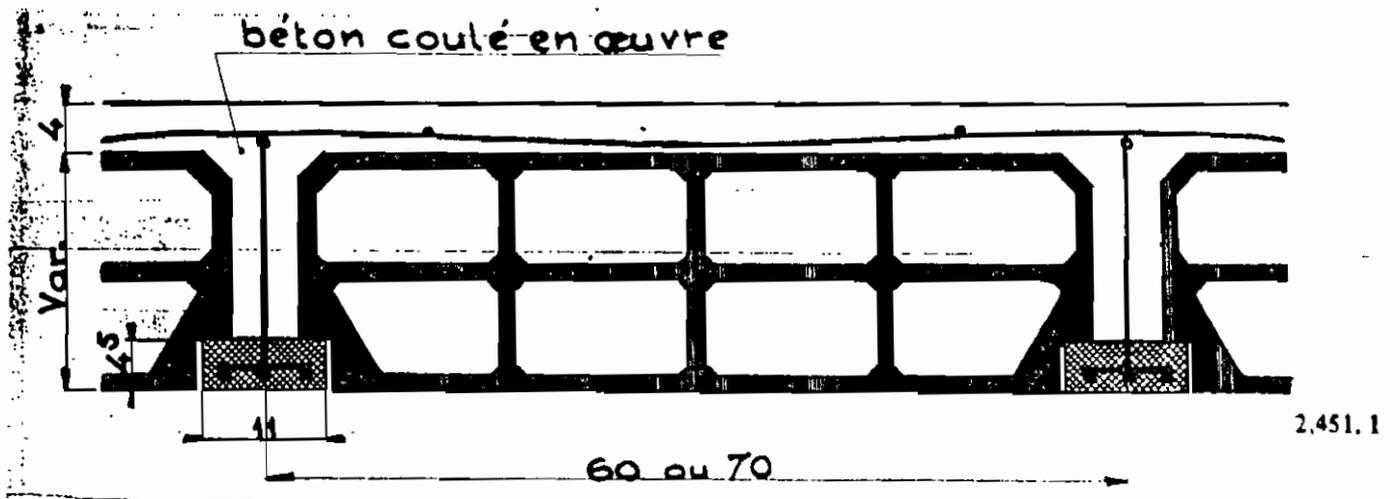
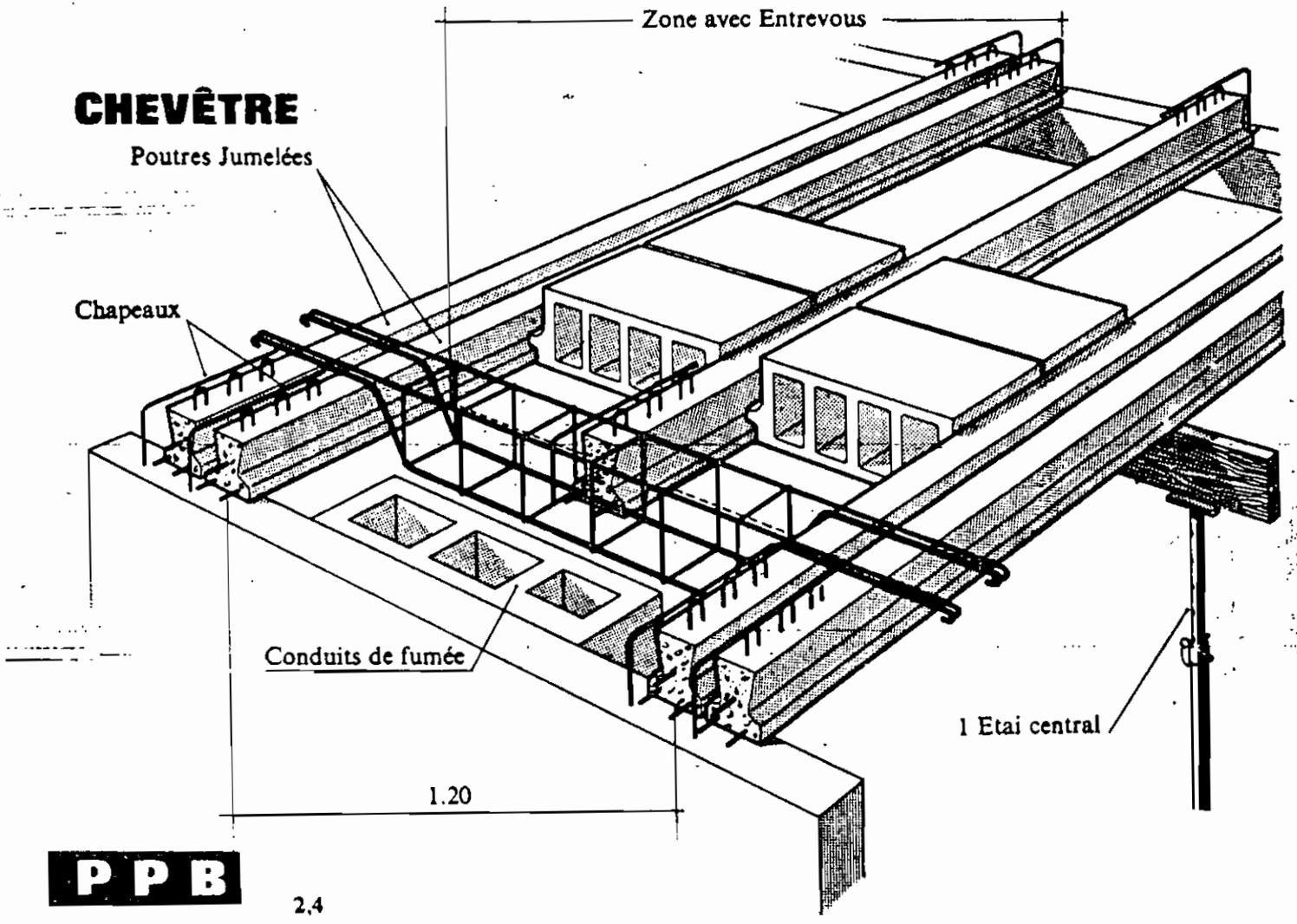


HOURDIS



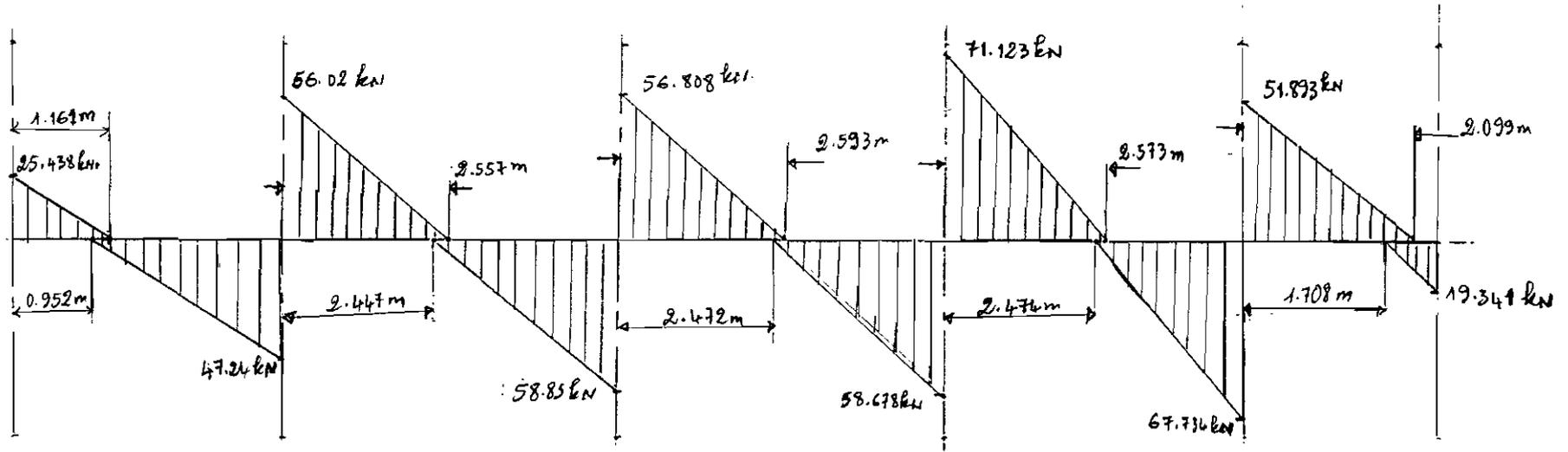
COUPES TRANSVERSALES DU PLANCHER



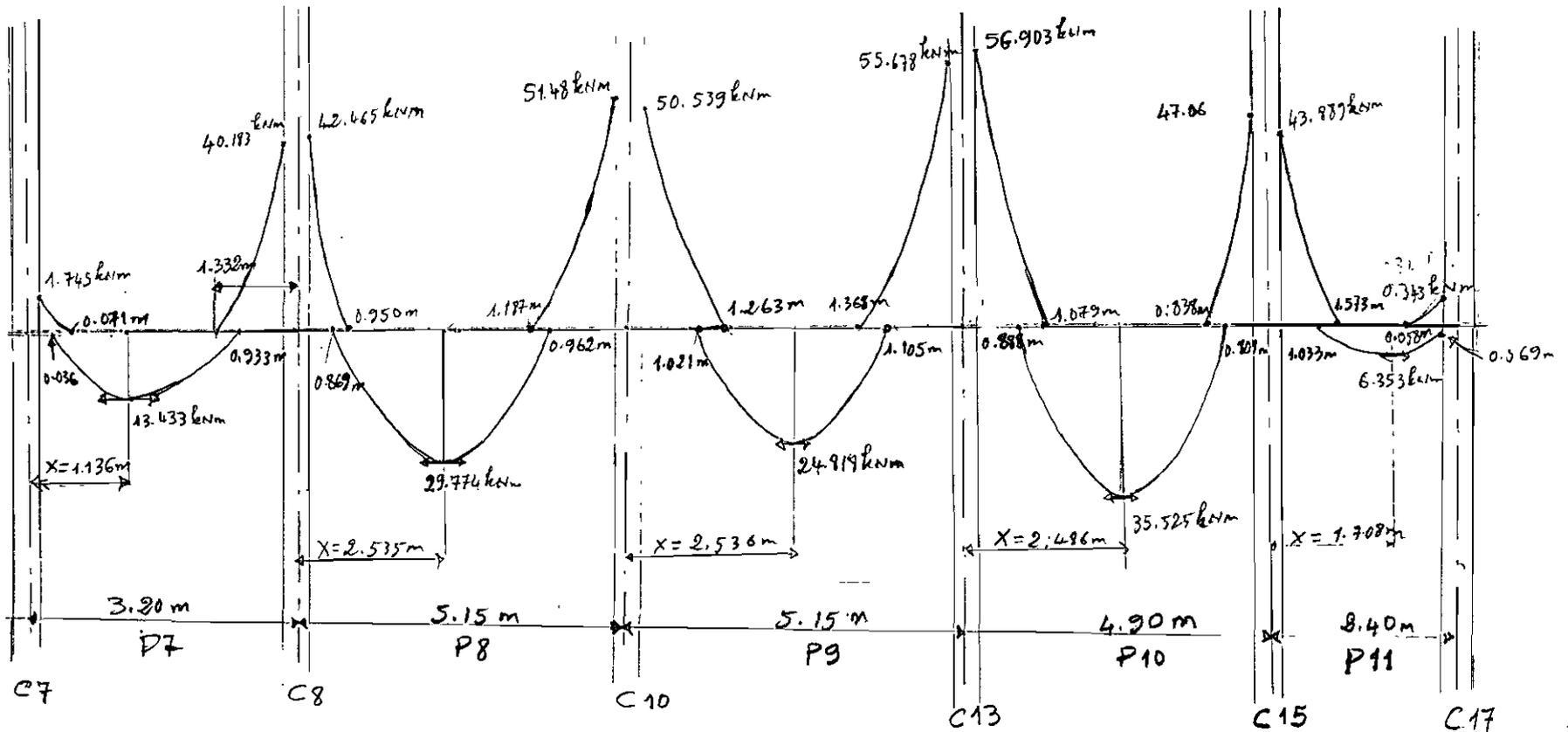


COURBES ENVELOPPES de la POUÏÈRE P7 - P8 - P9 - P10 - P11 (TOIT)

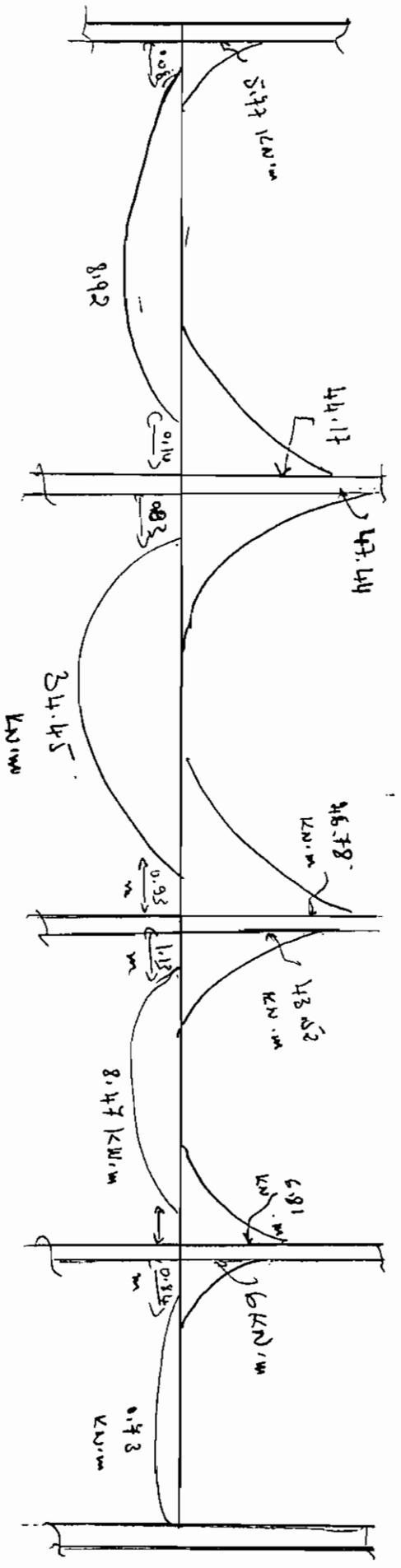
(V)
(Effort tranchant)



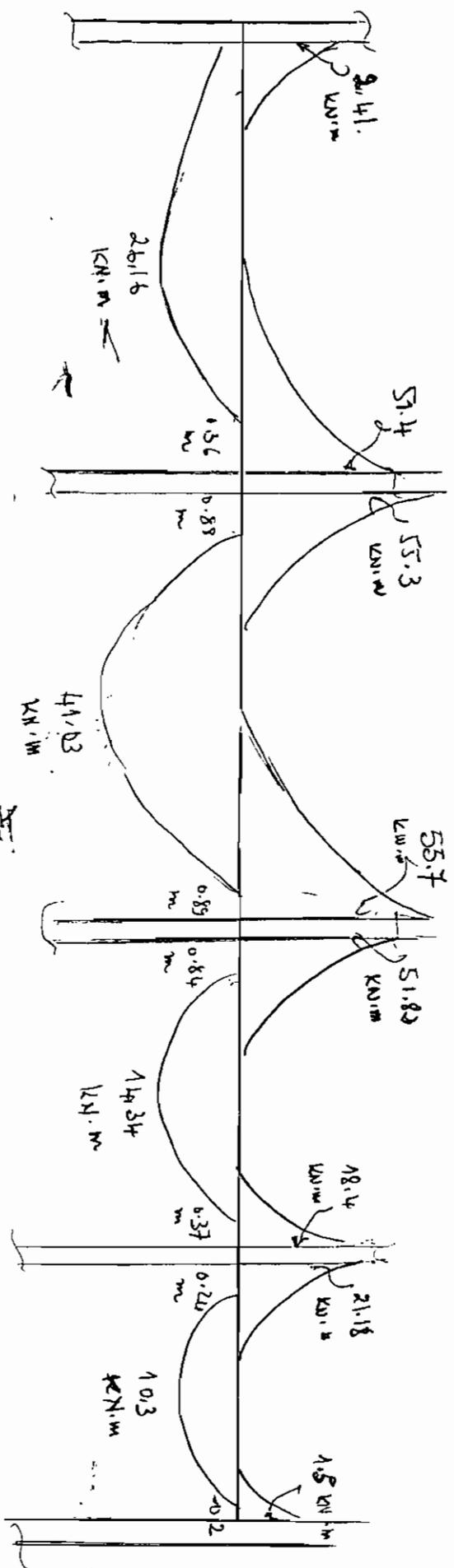
(M)
(Moments)



C-10



①

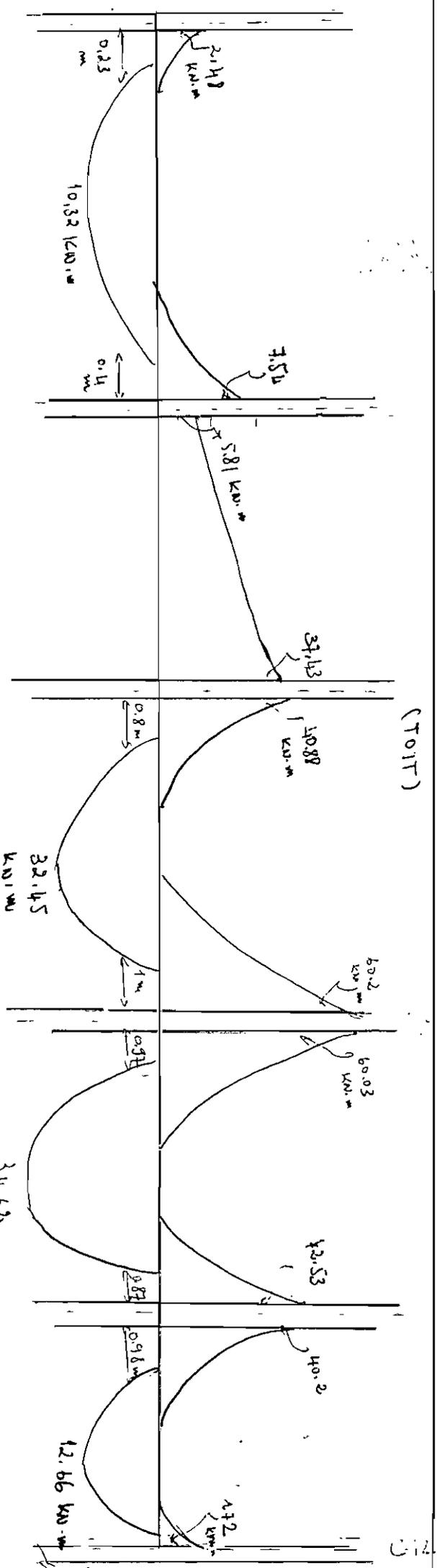


②

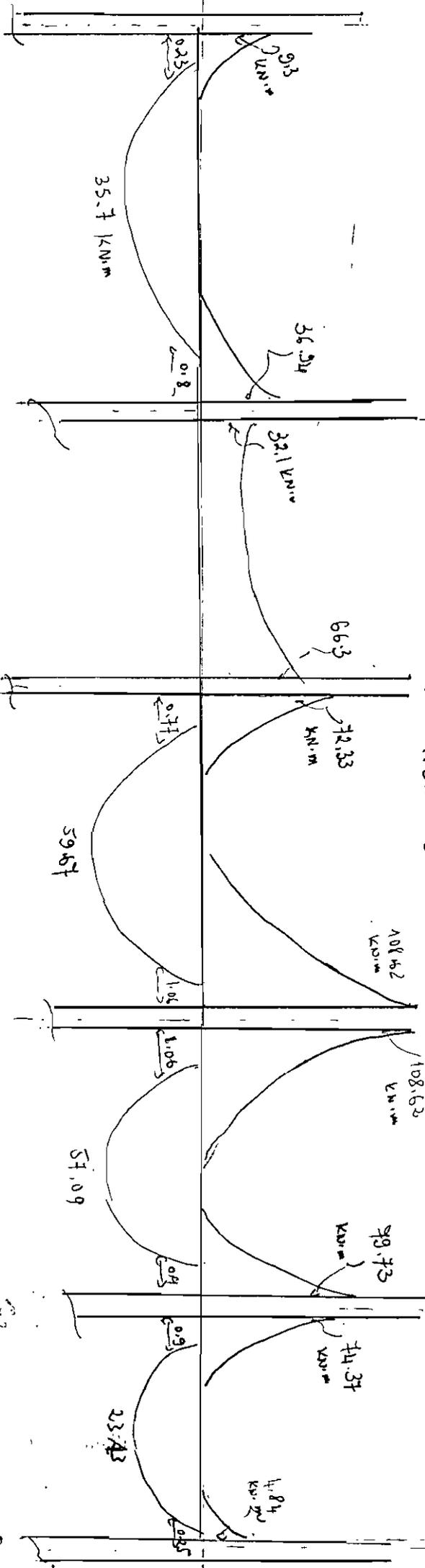


- ① TOIT
- ② Plancher étage

POUTRE P28 - P29 - P19 - R5



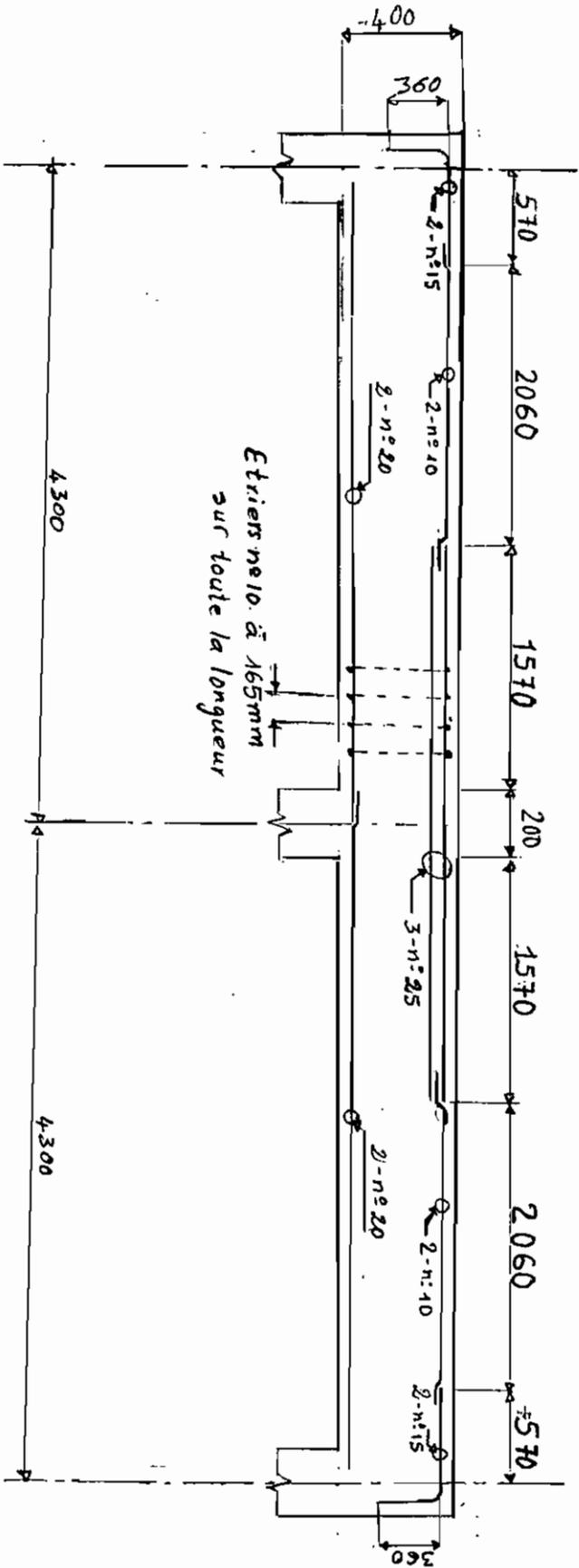
PLANCHER : ETAGE



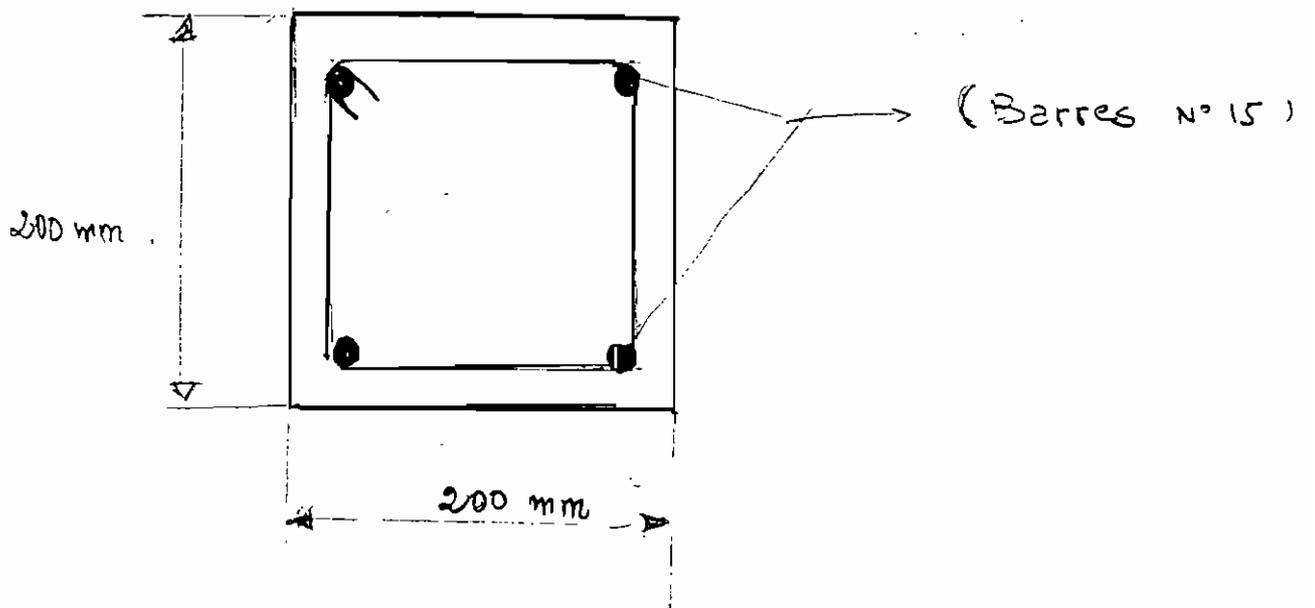
C17 < 5.1 m > C18 < 1.7 m > C19 < 5.4 m > C22 < 5.4 m > C21 < 3.2 m > C7

POUTRE P12 - P13 - P14 - P15 - P16
 G-12

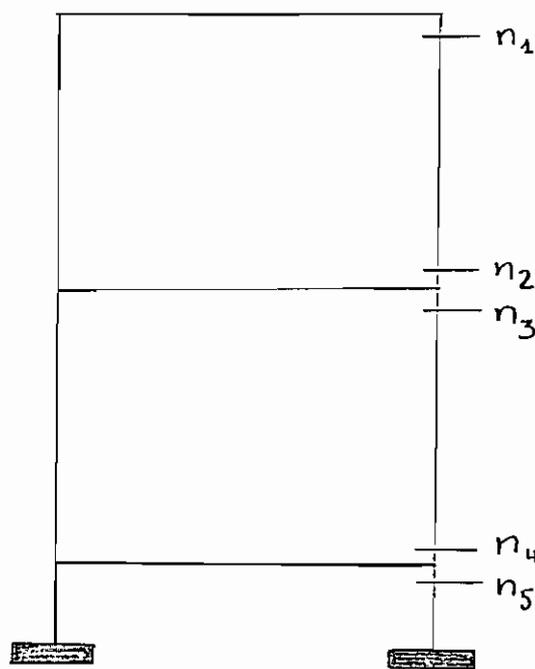
SCHEMA de FERRILLAGE de la POUTRE P18-P19 du PLANCHER de l'ETAGE



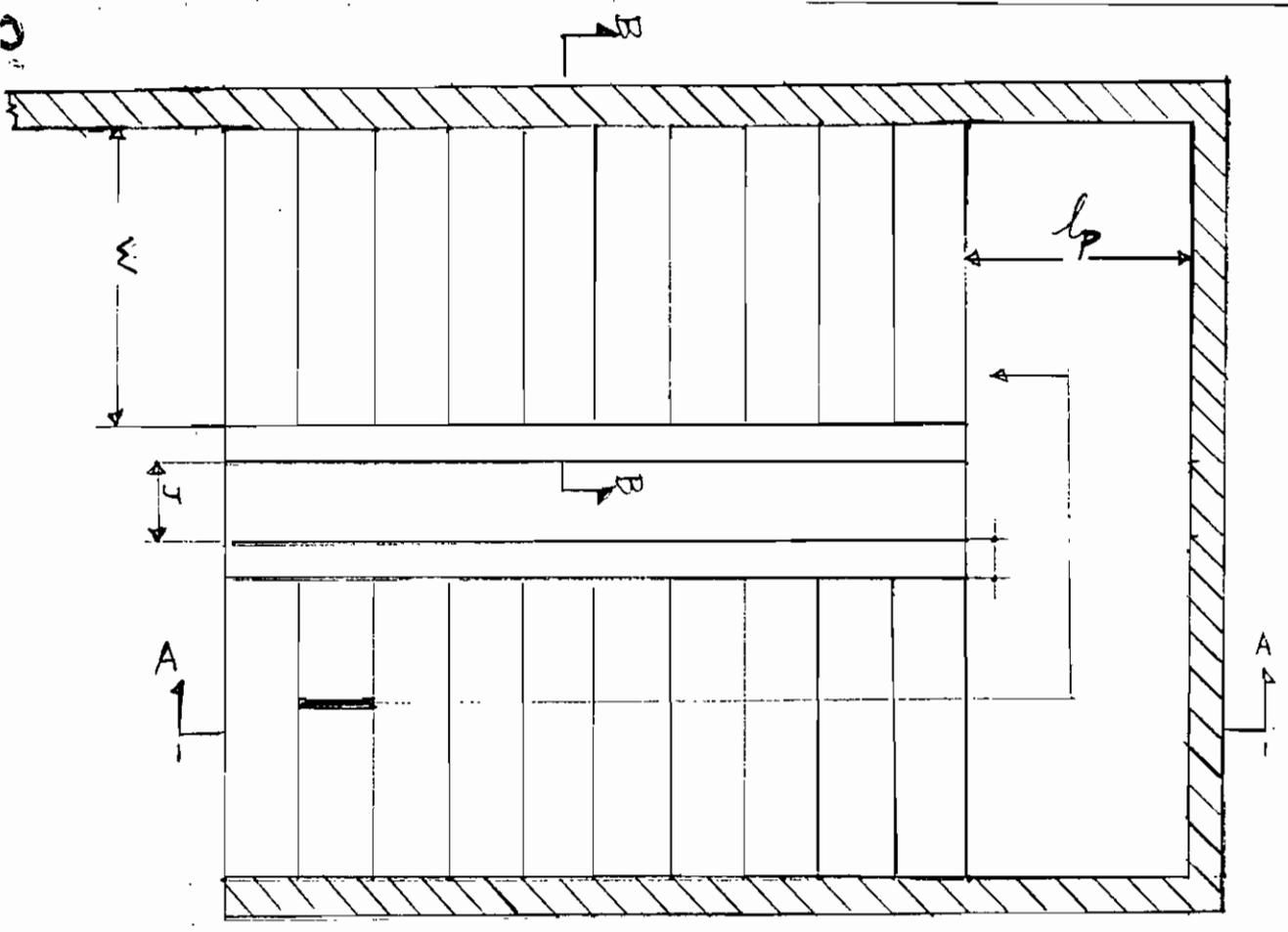
Poteau C24



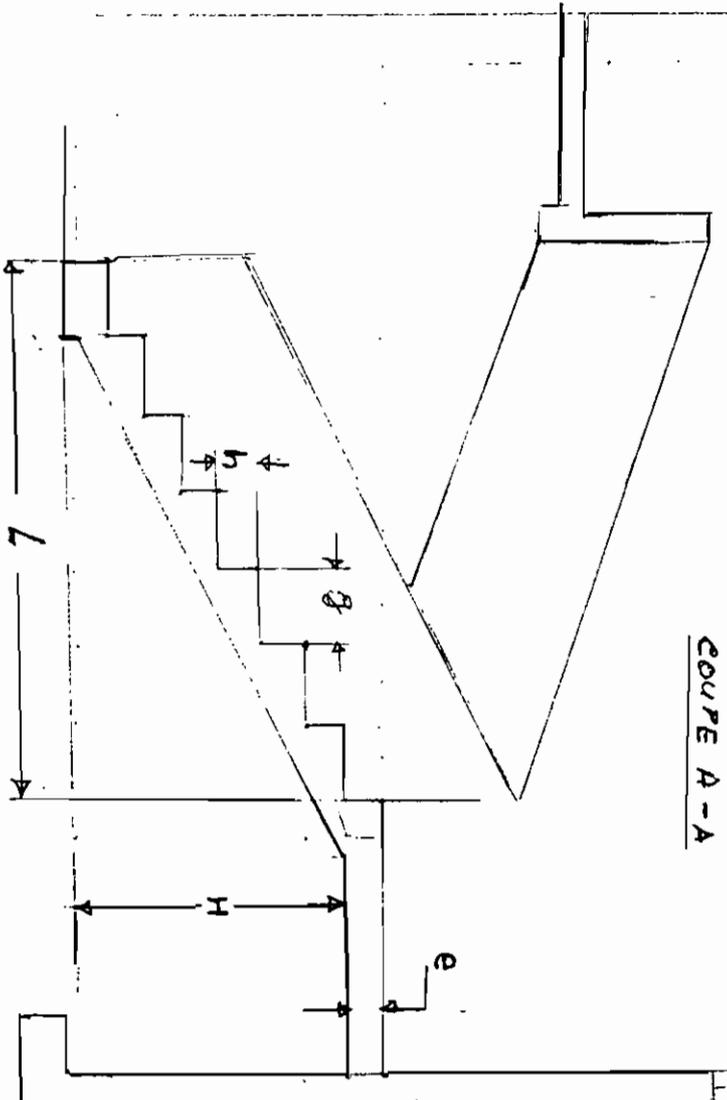
schema de la descente des charges sur les poteaux



SCHEMA DES ESCALIERS



COUPE A-A



COUPE B-B

