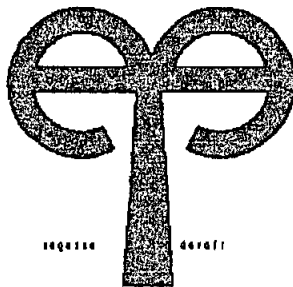


**UNIVERSITE CHEIKH ANTA DIOP
ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



GC.0647

PROJET DE FIN D'ETUDES
En vue de l'obtention du diplôme
d'ingénieur de conception

**Titre : DIMENSIONNEMENT D'UN BATIMENT A USAGE DE BUREAU
EN BETON ARME**

**AUTEUR: Guy Martial DANSOU
DIRECTEUR: EL Hadj Mamadou THIAM
CO-DIRECTEUR : Moustapha NDIAYE**

DATE : JUILLET 1994

A MES PARENTS QUI ONT
BEAUCOUP FAIT POUR LA REUSSITE
DE LEURS ENFANTS MALGRE LEURS
MOYENS ASSEZ LIMITES

A MA CHERE BLANDINE
A SA FAMILLE
A MES FRERES ET SOEURS
QUI M'AIMENT TANT
QUI M'ONT VRAIMENT AIDE
DANS MES ETUDES

A TOUS MES AMIS ET COLLABORATEURS
A QUI JE DOIS DES HOMMAGES DES
REMERCIEMENTS

JE DEDIE CES LIGNES

SOMMAIRE

Le but de ce travail est de présenter une analyse structurale et le dimensionnement d'un **Building Administratif de six étages (R + 6) de la Société Nationale d'Electricité du Sénégal (SENELEC)** en béton armé. C'est en fait un **projet d'extension** de son ancien siège situé à Dakar, 28, RUE VINCENS, devenant de plus en plus étroit.

D'ailleurs l'analyse structurale d'un Bâtiment a toujours retenu toute l'attention des ingénieurs. Le design est basé soit sur des méthodes de calcul aux contraintes admissibles, soit sur des méthodes de calcul aux états limites. Il s'agit donc de présenter une analyse structurale du Building et de dimensionner ses différents éléments structuraux avec des méthodes basées sur une étude plus élaborée.

Nous avons d'abord développé un peu d'historique du béton armé, son utilisation actuelle, ses avantages et inconvénients ; et fait un rappel des notions fondamentales dans le but de fixer la méthodologie ainsi que les normes de design adopter. Nous nous sommes surtout préoccupés des méthodes de calcul aux états limites de la norme canadienne, qui tiennent compte de tous les facteurs d'insécurité en leur appliquant individuellement un facteur de sécurité supérieur à 1. C'est là l'état pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite, et cesserait de l'être en cas de modification d'une action.

Puis nous avons effectué l'analyse structurale du Building après avoir passé en revue les hypothèses de dimensionnement.

Nous avons utilisé les mêmes hypothèses, méthodes et formules pour le dimensionnement des éléments structuraux depuis les poutrelles jusqu'aux fondations.

REMERCIEMENTS

Nous tenons, en premier, à exprimer toute notre reconnaissance à notre directeur de projet de fin d'études, le professeur **El Hadj M. THIAM**, pour avoir bien voulu accepter de diriger ce projet.

Qu'il sache combien son expérience de la recherche scientifique, ses précieuses remarques et ses conseils pertinents m'ont été utiles tout au long de ce travail.

Qu'il nous soit permis de remercier le professeur **Moustapha NDIAYE**, notre co-directeur, pour ses suggestions utiles et pour les échanges fructueux que nous avons eus sur le problème étudié.

Nous tenons également à remercier tous ceux que je n'ai pas cités et qui m'ont aidés dans ce projet. Nous ne les avons pas oubliés ; nous leur présentons nos hommages les plus sincères.

Nous voudrions enfin remercier l'**Agence Canadienne de Développement International** pour le support financier et l'assistance qu'elle a bien voulu nous apporter.

L'utilisation d'un logiciel de détermination des efforts internes PFRAME installé sur les ordinateurs du Centre de Calcul de l'Ecole Polytechnique de Thiès, nous a permis de vérifier les résultats obtenus.

Enfin pour terminer des conclusions et des recommandations sont élaborées.

LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS

- A** : surface de la semelle, en mm^2
- b** : la largeur effective de la table de compression, en mm
- c** : côté de la colonne, en mm
- d** : hauteur utile de l'élément, en mm
- D** : charge permanente, en kilonewtons
- h** : hauteur hors-tout, en mm
- I** : moment d'inertie, en mm^4
- k** : coefficient de flambement
- K** : constante donnée en haut de chaque diagramme d'interaction
- L** : charge d'exploitation, en KN
- M** : moment négatif pondéré maximal à l'axe de l'appui en
KN.m
- P** : charge totale d'utilisation à la base du poteau (colonne) , en
KN
- q** : pression du sol à la base de la semelle, KN/m^2
- Q** : charge due au vent ou aux séismes, en KN
- r** : rayon de giration, en mm
- s** : espacement des étriers, en mm
- S** : espacement des barres d'armature, en mm
- T** : effort causé par les variations de température, le fluage,
le retrait et les tassements différentiels, en KN
- V** : effort tranchant pondéré à l'axe de l'appui de la poutre
considérée comme simplement appuyée, en KN
- W** : poids propre de la semelle et du remblai au-dessus de la
semelle, en KN
- A_o** : l'aire délimitée par le périmètre externe de la section du
béton incluant l'aire des trous, le cas échéant, en mm^2
- A_g** : section totale de l'élément, en mm
- A₁** : aire chargée, en mm^2

- A₂** : aire maximale de la surface d'appui qui est géométriquement semblable et concentrique avec l'aire chargée, en mm²
- A_o** : l'aire délimitée par le contour moyen des parois (de la section creuse équivalente à paroi mince), en mm
- A_{oh}** : l'aire délimitée par l'axe de l'armature de torsion transversale fermée, incluant l'aire des trous, le cas échéant, en mm²
- A_t** : aire de l'armature tendue, en mm²
- A_t** : l'aire d'un brin d'une armature de torsion mesurée parallèlement à l'axe longitudinal de l'élément, en mm²
- A_v** : l'aire de l'armature d'âme, en mm²
- API** : appui intermédiaire
- APR** : appui de rive
- ArmFran** : armature transversale (dans ce projet Φ 10)
- b_o** : périmètre de la section critique, en mm
- b_v** : largeur de l'élément, en mm
- C_m** : coefficient rattachant le diagramme réel des moments à un diagramme uniforme équivalent des moments
- f'_c** : la résistance caractéristique du béton, en MPa
- f_y** : la résistance caractéristique de l'acier, en MPa
- h_f** : épaisseur de la dalle de compression, en mm
- l_a** : la longueur d'ancrage droit des barres, en mm
- l_{dcomp}** : la longueur d'ancrage en compression des gongons, en mm
- l_n** : distance libre entre nus des appuis, en mm
- l_u** : longueur libre non soutenue du poteau, en mm
- M₁** : valeur du moment pondéré d'extrémité numériquement le plus petit sollicitant le poteau (moment du premier ordre), en KN.m
- M₂** : valeur du moment pondéré d'extrémité numériquement le plus grand sollicitant le poteau (moment du premier ordre), en KN.m
- Mc** : moment accru, en KN.m

- M_r : moment fléchissant pondéré dû à la compression la plus défavorable des charges pondérées, en KN.m
- M_r : moment résistance pondéré, en KN.m
- NonPond**: effort de compression non pondéré, en KN
- P_o : périmètre externe de la section du béton, en mm
- $P_r = P_o$: effort pondéré de compression centré, en KN
- P_h : périmètre de l'axe de l'armature transversale de torsion, en mm
- P_r : résistance pondéré de l'élément, en KN
- Pond.** : effort de compression pondéré, en KN
- q_a : pression admissible sur le sol, en KN/m²
- q_o : pression fictive du sol correspondant aux charges pondérées, en KN/m²
- Strb** : surface tributaire de l'élément, en m²
- T_{cr} : résistance à la torsion pure causant la fissuration, en N.mm
- T_r : valeur de la torsion sollicitant un élément, en KN
- T_r : la résistance pondérée à la torsion, en KN
- TvI** : Travée intermédiaire
- TvR** : Travée de rive
- V_c : la résistance pondérée à l'effort tranchant fournie par le béton, en KN
- V_r : l'effort tranchant pondéré calculé sollicitant la section, en KN
- V_r : la résistance pondérée à l'effort tranchant, en KN
- V_o : la résistance pondérée à l'effort tranchant fournie par l'armature d'âme, en KN
- V_{ccp} : l'effort tranchant pondéré, en KN
- V_{cp} : l'effort tranchant pondéré, en KN
- V_{lcp} : l'effort tranchant de la semelle agissant comme une poutre de grande largeur, en KN
- Vfp** : l'effort tranchant de la semelle soumise au poinçonnement, en KN

α : coefficient de charge
 γ : rapport de la distance entre les axes des barres extrêmes
à la hauteur de la section de l'élément
 Ψ : coefficient de combinaison des charges
 ϕ_c : coefficient de réduction de la résistance
caractéristique du béton
 ϕ_s : coefficient de réduction de la résistance
caractéristique de l'acier
 λ : facteur pour tenir compte de la densité du béton
 ρ : pourcentage d'acier dans le béton
CRT : court
ELC : élancé

*** -- **

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 3.1 Charges du toit.....	21
Tableau 3.2 Charges du plancher Etage courant.....	22
Tableau 5.1 Regroupement en série des poutres	28
Tableau 5.2 Regroupement en série des colonnes (poteaux).....	30
Tableau 5.3 Résultats du design des poutrelles.....	32
Tableau 5.4 Résultats du design des poutres.....	Annexe B
Tableau 5.5 Récapitulation des efforts de compression sur les colonnes.....	36
Tableau 5.6 Résultats du design des colonnes.....	38
Tableau 5.7 Résultats du design des semelles.....	42
Tableau 5.8 Valeurs de rho multipliées par 100.....	Annexe B
Tableau 5.9 Dimensions Nominales des Barres d'armature standard canadiennes	"

LISTE DES FIGURES

	Page
Figure 1 : Aire tributaire des éléments structuraux.....	Annexe A
Figure 2 : Coupe du plancher type.....	"
Figure 3 : Cadre Transversal montrant les dimensions des colonnes à chaque niveau.....	"
Figure 4 : Coefficient des momemnts fléchissants et coefficient d'effort transversale ..	Annexe C
Figure 5 : Bandes parallèles aux côtés du carré, centrées sur le poteau et de largeur $a + 2ht$	Annexe A

LISTE DES PLANS

	ECH	Page
1. PLAN DE MASSE	1/500	Annexe A
2. COUPE LONGITUDINALE DE LA STRUCTURE		"
3. PLAN DE COFFRAGE DU TOIT	1/500	"
4. PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TYPE	1/500	"
5. PLAN MONTRANT LES COLONNES DU TOIT	1/500	"
6. PLAN MONTRANT LES COLONNES DU PLANCHER	1/500	"
7. PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE POUTRE TRANSVERSALE EXTERIEURES	1/20	"
8. PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE POTEAU INTERIEUR	1/20 ; 1/50	"
9. PLAN DE COFFRAGE ET FERRAILLAGE DE SEMELLES	1/20	"

TABLE DES MATIERES

	Page
DEDICACE	i
REMERCIEMENTS.....	ii
SOMMAIRE.....	iii
LISTE DES SYMBOLES ET ABREVIATIONS.....	v
LISTE DES TABLEAUX.....	ix
LISTE DES FIGURES.....	x
LISTE DES PLANS.....	xi
TABLE DES MATIERES.....	xii
CHAPITRE I Introduction.....	1
CHAPITRE II Rappel des notions fondamentales.....	4
2.1 Méthodes de calcul.....	4
2.1.1 Méthode de calcul aux contraintes admissibles.....	4
2.1.2 Méthode de calcul aux états limites.....	4
2.2 Norme utilisée.....	5
2.3 Formules utilisées pour le design des éléments.....	5
2.3.1 Flexion.....	6
2.3.2 Cisaillement.....	6
2.3.3 Torsion.....	7
2.3.4 Les éléments structuraux.....	9
2.3.4.1 Planchers du Bâtiment.....	9
2.3.4.2 Poutrelles ou Poutres secondaires.....	10
2.3.4.3 Poutres principales.....	11
2.3.4.4 Compression.....	11
2.3.4.4.1 Poteau court contreventé.....	12

2.3.4.4.2 Poteau élancé contreventé.....	13
2.3.4.5 Semelle isolée carrée.....	14
CHAPITRE III Hypothèses de dimensionnement.....	18
3.1 Description du Bâtiment.....	18
3.2 Charges de design.....	18
3.2.1 Caractéristiques des matériaux.....	19
3.2.1.1 Acier.....	19
3.2.1.2 Béton.....	19
3.2.2 Type de charges.....	19
3.2.3 Charges pondérées et Combinaison des charges.....	23
3.2.3.1 Charges pondérées.....	23
3.2.3.2 Combinaison des charges.....	23
3.3 Principe de dimensionnement.....	24
CHAPITRE IV Analyse Structurale.....	25
4.1 Identification des éléments.....	25
4.2 Principes de calcul des efforts.....	25
4.3 Descente de charges.....	26
CHAPITRE V Dimensionnement des éléments structuraux..	28
5.1 Design des Poutrelles.....	31
5.2 Design des Poutres Principales.....	33
5.3 Design des colonnes.....	34
5.3 Design des Semelles.....	39
CONCLUSION.....	43
RECOMMANDATIONS.....	44
BIBLIOGRAPHIE.....	46
ANNEXES	
ANNEXE A les plans de coffrages et ferrailages et quelques figures	

ANNEXE B Tableau du design des poutres, tableau des dimensions nominales des barres d'armature standard, Tableau des valeurs de Rho

ANNEXE C Diagrammes d'interaction pour colonnes en B.A., Coefficient des moments fléchissants et d'efforts tranchants, Torsion d'équilibre et torsion de compatibilité

CHAPITRE I : INTRODUCTION

La construction d'un abri est un besoin primordial pour les hommes. Cependant pour des raisons évidentes de protection et de sécurité, la conception et la réalisation des constructions sont soumises à des exigences.

Après l'architecte qui propose une conception initiale portant sur l'utilisation et la répartition de l'espace, sur l'aspect esthétique etc..., l'ingénieur Civil intervient pour effectuer les calculs nécessaires pour s'assurer de l'intégrité et de la sécurité de l'ossature.

Actuellement, le **béton armé** est le matériau qu'on utilise le plus dans la construction. Il est un matériau complexe constitué par la réunion de deux composantes : le béton et l'acier, disposés de façon à utiliser d'une manière économique et rationnelle leurs résistances respectives. Il est une **invention essentiellement française**.

C'est en 1848 que **Joseph Louis LAMBOT** imagina d'associer intimement un réseau de barres d'acier et du béton de ciment ; ainsi naissait un nouveau matériau promis à un avenir que son inventeur lui-même n'espérait probablement pas. En guise de sa première application pratique LAMBOT se construisit ... une barque. Il prit un brevet de cette invention mais il n'y eu pratiquement pas de suite...

Quelques années plus tard, **Joseph MONIER**, un jardinier de Versailles utilisa un procédé analogue pour fabriquer des caisses pour fleurs et arbustes. Il fit breveter son procédé et il eut du succès puisque la rumeur publique lui attribue l'invention du béton armé ; d'ailleurs, son brevet fut assez exploité en Allemagne par la firme "**MONIER BETON BAU**" entreprise qui existe toujours.

Puis c'est **François Hennebique** qui mit au point les premières bases de calcul permettant l'utilisation rationnelle de ce matériau.

En 1891, **Edmond COIGNET** fut le premier à utiliser dans la construction d'un immeuble à Biarritz des poutres préfabriquées en béton armé.

Enfin, en 1897, **Charles RABUT** professait à l'**Ecole Nationale des Ponts et Chaussées** le premier cours concernant ce matériau : le béton armé s'offrait désormais à l'ingéniosité des constructeurs. Le béton armé a été calculé "**aux contraintes admissibles**". C'est un calcul basé sur le principe selon lequel le seul facteur d'insécurité est la résistance intrinsèque des matériaux utilisés. D'autres facteurs d'insécurité comme la valeur la plus probable des charges permanentes, la valeur des actions variables appliquées (avec une probabilité de dépassement), l'aspect défavorable ou favorable de ces charges et actions etc... doivent être pris en compte. Ainsi donc, la théorie de "**calcul aux états limites**" a vu le jour. C'est une méthode qui tient compte du comportement réel du béton sous les différentes sollicitations. Elle consiste à prendre en compte des coefficients de sécurité judicieux selon les divers facteurs d'insécurité à l'égard :

- d'une part de l'état - limite ultime correspondant à la ruine d'un des éléments de l'ouvrage,
- et d'autre part de l'état - limite d'utilisation i.e aussi bien de l'état limite de fissuration que celui de déformation.

Le béton armé comme presque tout autre matériau possède des avantages mais également des inconvénients :

***** Avantages**

- monolithisme
- rigidité (déformations minimales)
- mise en oeuvre simple
- entretien
- incombustibilité
- souplesse de forme
- économie (matériaux faciles à obtenir)

*** Inconvénients

- poids
- dispersion dans la qualité des matériaux (qualité non constante)
- utilisation de la résistance maximale après attente de plusieurs jours
- nécessité de coffrage et d'étais
- rigidité (occasionnellement)

De ce fait, il est clair que les avantages du béton armé emportent largement sur ses inconvénients.

Le bâtiment qui sera étudié est érigé en six (6) étages (R + 6). Il sera construit sur un site situé près de l'ancien siège.

CHAPITRE II RAPPEL DES NOTIONS FONDAMENTALES

2.1 Méthodes de calcul

Deux méthodes peuvent être utilisées pour le calcul des charpentes en béton armé :

- la méthode de calcul aux contraintes admissibles.
- la méthode de calcul aux états limites.

2.1.1 Méthode de calcul aux contraintes admissibles

Elle est une méthode basée sur le calcul des contraintes dans les matériaux du béton armé résultant des charges de service et qui doivent être inférieures aux contraintes admissibles.

Cette méthode est simple et utile mais présente certaines inconsistances, en particulier dans le cas des zones comprimées où le béton se déforme dans le temps (fluage). Ce comportement ne peut être aisément introduit dans les équations "élastiques". En outre la sécurité globale d'un ouvrage n'était donc assurée que par les coefficients de performance, comme si le seul facteur d'insécurité était la résistance intrinsèque, des matériaux utilisés. Aussi la méthode des contraintes admissibles ne nous donne pas des moyens de tenir compte du degré d'incertitude des divers sortes de charges. Et comme la notion de sécurité ne cesse d'évoluer, la méthode doit donc être modifiée de façon globale par des facteurs d'ajustement. C'est ainsi que de nos jours on utilise la méthode de calcul aux états limites.

2.1.2 Méthode de calcul aux états limites

L'état limite est un état au - delà duquel l'ouvrage ou un de ses éléments ne répond plus aux fonctions pour lesquelles il a été construit.

Cependant le but de ces calculs est d'obtenir des probabilités acceptables qu'une construction remplisse le rôle qu'on lui a assigné, c'est - à - dire qu'elle n'atteigne pas un état limite précis. On distingue deux genres d'états limites.

a) Etat limite ultime

Il correspond à la valeur maximale de la capacité portante, dont le dépassement entraînerait la ruine de l'ouvrage :

- Equilibre statique ;
- Résistance de la structure ou de l'un de ses éléments ;
- Stabilité de forme ...

b) Etat limite de service

Il constitue la frontière au - delà de laquelle les conditions normales d'exploitation et de durabilité de la construction ou de l'un de ses éléments ne sont plus

satisfaites :

- Ouvertures excessives des fissures ;
- Déformations excessives des éléments porteurs ;
- Vibrations inconfortables pour les usagers...

2.2 Norme utilisée

Dans le cadre de ce projet, nous allons utiliser la norme CAN3 - A23.3 - M84 de l'**Association Canadienne de Normalisation** (ACNOR) pour le dimensionnement des éléments structuraux.

2.3 Formules utilisées pour le design des éléments

Le design des éléments tient compte des sollicitations telles que l'effort normal, les efforts tranchants, les moments de flexion et le moment de torsion.

Les sollicitations dues à l'action des charges appliquées sont déterminées par les méthodes de la résistance des matériaux et d'analyse des structures.

2.3.1 Flexion

La procédure du dimensionnement en flexion s'établit comme suit :

1. détermination des valeurs des moments fléchissants pondérés M_r (en KN.m).
2. calcul des Armatures.
* On choisit une section préliminaire b et h (mm²), l'enrobage (mm), le diamètre de l'étrier et des barres (mm), et le nombre de lits.

On calcule la quantité---

$$K_r = \frac{M_r * 10^6}{b * d^2} \text{ en MPa où } M_r \text{ en KN.m et } b, d \text{ en mm.}$$

Et on détermine ρ

$$\text{puis } A_s \text{ requise} = \rho * b * d \text{ en mm}^2$$

2.3.2 Cisaillement

Nous traiterons le cas où les armatures d'âme sont constituées par des étriers perpendiculaires à l'axe de la poutre avec les étapes suivantes :

1. calcul de l'effort tranchant pondéré en une section donnée V_f (en KN). La résistance pondérée à l'effort tranchant V_r de la poutre à cette section doit être au moins égale à V_f .
2. Calcul de la force de résistance au cisaillement du béton (V_c).

$$V_c = 0.2 * \lambda * \phi_c * \sqrt{F_c} * b_v * d$$

en N.

$$\phi_c = 0.6$$

3. Calcul de la force de résistance au cisaillement fournie par les étriers (V_s).

$$V_s = \frac{\phi_s * A_v * f_y * d}{s} \text{ en N}$$

$$\text{Avec } V_s \leq 0.8 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$\phi_c = 0.85$$

Espacement maximal S_{max} permis :

Lorsque

$$V_s = 0.4 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$\text{alors } S_{max} \leq \frac{d}{2} \text{ ou } 600 \text{ mm}$$

Lorsque

$$0.4 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f_c} * b_w * d < V_s < 0.8 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f_c} * b_w * d$$

$$\text{alors } S_{max} \leq \frac{d}{4} \text{ ou } 300 \text{ mm}$$

L'armature minimale transversale est donnée par :

$$A_v = 0.35 * \frac{b_w * s}{f_y}$$

2.3.3 Torsion

Les éléments en Béton Armé peuvent être soumis à la torsion pure ou à la torsion combinée avec une flexion, avec un effort tranchant ou avec un effort normal. On distingue deux types de torsion :

**** La torsion d'équilibre**

Elle a lieu lorsque le moment de torsion qui se produit, se développe pour maintenir l'équilibre du système et est indépendante de la rigidité de l'élément soumis à la torsion. Le moment de torsion, qui doit reprendre la totalité de l'effet de torsion, sans aucune redistribution d'efforts possible, doit être déterminé uniquement à partir des équations de la statistique.

**** La torsion par compatibilité**

Elle se produit suite à un autre effort dans un autre membre de la structure. Elle se produit ainsi pour maintenir la compatibilité des déformations.

Aussi, l'intensité du moment de torsion que va développer l'élément dépend de la rigidité relative de l'élément par rapport aux autres éléments qui sont en connection avec lui.

Nous pouvons dire que c'est la torsion par compatibilité que nous allons rencontrer dans ce projet. Mais elle est relativement faible. Par conséquent elle est négligée dans les calculs.

Le code canadien (CAN3-A23.3-M84) permet de :

- négliger l'effet de la torsion, lorsque le moment de torsion sollicitant ne dépasse pas la valeur $0.25 * T_{cr}$,
($T_f < \text{ou} = 0.25 * T_{cr}$)
- prévoir des armatures de torsion si $T_f > 0.25 * T_{cr}$

Avec l'article 11.2.4.1 M84 on a :

$$T_{cr} = \frac{A_c^2}{P_c} * 0.4 * \lambda * \phi_c * \sqrt{E_c}$$

Ceci dépend aussi de la continuité des joints.

Pour la torsion de compatibilité on peut réduire T_f à $0.67 * T_{cr}$.

La résistance pondérée à la torsion doit être calculée par:

$$T_r = \frac{2 * A_o * \phi_s * A_t * F_y}{S}$$

On doit avoir $T_r \geq T_f$

L'aire requise , A_l des barres longitudinales est égale à :

$$A_l = \frac{A_t * P_h}{S}$$

Dans la zone de compression, l'aire de l'armature longitudinale de torsion peut être réduite à :

$$\frac{M_f}{0.9 * d * f_y}$$

L'aire A_o , peut être considérée égale à $0.85 * A_{oh}$.

Par ailleurs , afin de s'assurer qu'il ne se produit pas de rupture par écrasement du béton pur par compression diagonale , les dimensions d'une section doivent être telles que :

$$\frac{V_f}{b_w * d} + \frac{T_f * P_h}{A_{oh}^2} \leq 0.25 * \lambda * \phi_c * f_c$$

L'espacement S de l'armature transversale de torsion ne doit pas excéder $P_h/8$ ni 300 mm.

Le diamètre nominal de la barre longitudinale doit dépasser $S/16$.

La limite d'élasticité utilisée dans les calculs de l'armature transversale doit être inférieure ou égale à 400 MPa.

2.3.4 Les Eléments Structuraux

2.3.4.1 Plancher du Bâtiment

Les dalles sont les éléments plans reposant sur une structure orthogonale composée de poutres secondaires et de poutres principales.

Cependant, on distingue des dalles pleines portant dans une direction et des dalles pleines portant dans deux directions :

* Une dalle pleine porte dans une direction lorsque la longueur du grand côté de la dalle est égale à au moins deux fois celle du petit côté, ces longueurs étant mesurées entre les appuis.

* Une dalle porte dans deux directions lorsque la longueur du grand côté de la dalle est inférieure à deux fois celle du petit côté, ces longueurs étant mesurées entre les appuis.

Dans le cadre de ce projet, nous utiliserons **le système de planchers préfabriqués à corps creux**. Les planchers préfabriqués se généralisent dans la construction des immeubles.

Leur intérêt primordial est d'atténuer l'étayage traditionnel qui constitue une perte de temps et une élévation du prix de revient de la main - d'oeuvre. Ils sont composés de poutelles et entrevous avec une dalle de compression. Les entrevous sont en fait des corps creux en béton qui présentent, en partie basse, des feuillures destinées à assurer leur repos sur les talons des poutrelles. Les réactions dues aux charges pondérées agissant sur la dalle sont transmises aux poutres secondaires.

2.3.4.2 Poutrelles ou Poutres secondaires

Pour le calcul des poutres secondaires, nous allons utiliser la méthode approchée des valeurs forfaitaires pour le calcul des sollicitations. Cette méthode consiste à donner des valeurs forfaitaires aux efforts tranchants et aux moments fléchissants en travées et aux nus des appuis.

La poutre est calculée comme une poutre en té compte tenu des liaisons rigides entre la dalle de compression et la poutrelle.

Les moments sont donnés par:

$$M_f = C * W_f * l_n^2$$

Les efforts tranchants sont donnés par:

$$V_f = C * W_f * l_n$$

2.3.4.3 Poutres principales

Pour le dimensionnement de ces poutres, nous utiliserons soit la méthode de cross, soit la méthode forfaitaire pour le calcul des sollicitations.

Cette méthode consiste à déterminer les valeurs des moments fléchissants M_f aux nus des appuis en ajustant celles des moments pondérés M aux axes des appuis.

Les moments sont alors exprimés par la relation suivante :

$$M_f = M - V * \frac{c}{3}$$

M_f = moment fléchissant aux nus des appuis ajusté.

V = effort tranchant

c = côté du poteau

$$K_r = \frac{M_{zmax}}{b_v * c^2}; \text{ et obtient } A_s = \rho * b_v * d$$

2.3.4.4 Compression

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature d'un bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

On distingue deux types de poteaux : les poteaux contreventés et les poteaux non contreventés.

Un poteau est considéré comme **contreventé** lorsque le bâtiment dont il fait partie est contreventé par des murs, des cages d'escaliers et d'ascenseur, et que le mouvement latéral du poteau est négligeable. Les poteaux contreventés ne subissent pas les effets des forces horizontales.

Dans une structure non contreventée, les poteaux sont considérés comme des poteaux non contreventés. Ils subissent un mouvement horizontal non négligeable dû aux effets des forces horizontales (Vent, séisme) et des charges verticales non symétriques.

Comme nous sommes dans le cas d'une ossature contreventée , nous traiterons uniquement les poteaux contreventés.

2.3.4.4.1 Poteaux courts contreventés

un poteau contreventé est court lorsque son élancement

$$\frac{K*lu}{r} \leq 34-12 \frac{M_1}{M_2}$$

Pour les poteaux courts , on néglige l'effet de l'élancement c'est - à -dire les effets du second ordre.

Pour les armatures longitudinales

On doit avoir :

$$0.01 \leq \frac{A_{st}}{A_g} \leq 0.04$$

2.3.4.4.1.1. Effort normal centré

Pour un poteau carré ou rectangulaire , le A.23.3(art.10.3.5.3) permet une résistance pondérée maximale à l'effort de compression centré donnée par l'équation :

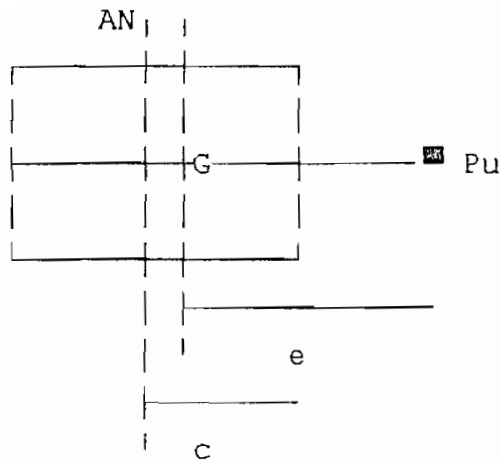
$$P_r(\max) = 0.80 * P_o = 0.80 * A_g [0.85 * \phi_c * F_c (1 - \rho_g) + \phi_s * f_y]$$

$$\text{On doit avoir } P_r(\max) \geq P_r$$

Et nous calculons A_{st} par la formule :

$$A_{st} = \rho_g * A_g$$

2.3.4.4.1.2 Effort normal excentré



b= largeur du poteau
h= hauteur du poteau

La force P_u est exprimée par la relation suivante :

$$P_u = 0.85 * f_c * a * b + \sum f_{si} * A_{si} \quad (1)$$

$$P_u * e = 0.85 * f_c * a * b * \left[\frac{1}{2} [h - a] \right] + \sum f_{si} * A_{si} * \left[\frac{h}{2} - d_i \right] \quad (2)$$

2.3.4.4.2 Poteau élancé contreventé

Un poteau contreventé est considéré comme étant élancé lorsque:

$$\frac{1}{r} (k * I_u) > 34 - 12 * \left(\frac{M_1}{M_2} \right)$$

Procédure de calcul

1. On détermine d'abord l'effort pondéré de compression centré P_f et les moments pondérés M_1 et M_2 du premier ordre sollicitant le poteau par une méthode appropriée d'analyse de structure.
2. On évalue le coefficient de flambement k du poteau.
3. On établit le coefficient d'accroissement du moment M_2 , suivant l'article 10.11.6 pour tenir compte des moments du second ordre.

$$M_c = \delta_b * M_2$$

Et avec P_r et M_c , on calcule les dimensions et l'armature requises pour le poteau , en utilisant les équations établies précédemment lorsque l'effort normal est excentré dans le cas du poteau court contreventé.

2.3.4.5 Semelle isolée carrée

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

Dans le cadre de ce projet nous allons traiter seulement le cas de fondations superficielles qui consistent en des semelles reposant sur le sol ; avec des semelles isolées de forme carrée sous un poteau.

a) Calcul de la surface minimale requise pour la semelle

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

b) Calcul de la pression fictive du sol correspondant aux charges pondérées

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

c) Section critique pour le calcul des moments de fléchissants.

Avec les exigences de A 23.3, la section critique pour le calcul du moment fléchissant se trouve au nu du poteau.

d) Calcul de l'effort tranchant

$$V_c = 0.2 * \lambda * \phi_c * \sqrt{F_c} * b * d$$

Procédure de calcul

1. Calcul de la surface de semelle requise.

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

2. Calcul de la pression

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

3. Calcul de la hauteur utile d de la semelle

La hauteur utile d de la semelle doit être déterminée en vérifiant l'effort tranchant de la semelle dans les deux cas suivants:

a) Effort tranchant de la semelle agissant comme une poutre de grande largeur

Dans ce cas la section critique se trouve à la distance d du nu du poteau.

L'effort tranchant pondéré dû à la pression du sol est égal à

$$V_f = q_s * b * \left(\frac{b}{2} - \left(\frac{c}{2} + d \right) \right)$$

V_c à la section critique est

donnée par l'équation:

$$V_c = 0.2 * \lambda * \phi_{cv} * \sqrt{F_c} * b * d$$

On doit avoir $V_f \leq V_c$

b) Effort tranchant de la semelle soumise au poinçonnement

Dans ce cas la section critique se trouve à une distance d/2 de la périphérie du poteau

$$V_f = q_s (A - (c+d)^2)$$

V_c à la section critique est donnée par l'équation:

$$V_c = \left(1 + \frac{2}{\beta_c}\right) 0.2 * \lambda * \phi_c \sqrt{F_c} * b_0 * d \leq 0.4 * \lambda * \phi_c \sqrt{F_c} * b_0 * d$$

On doit avoir aussi $V_f \leq V_c$

4. Calcul du moment fléchissant et de l'armature requise
Le moment fléchissant pondéré calculé au nu du poteau est égal à:

$$M_f = q_s * b * \frac{(b-c)^2}{8}$$

On doit avoir $M_r \geq M_f$

$$d'où K_r = \frac{M_r}{b * d^2}$$

Si $K_r \leq K_{rmin}$ alors il faut utiliser

l'armature minimale et $\rho_{min} = \frac{1.4}{F_y}$

donc $A_s = \rho_{min} * b * d$.

Si $K_r > K_{rmin}$ alors il faut utiliser l'armature requise à K_r et

$A_s = \rho * b * d$

Longueur d'ancrage pour les barres

longitudinales et transversales est :

$$l_d = \max(0.058 * d_b * f_y, \frac{0.019 * A_b * f_y}{\sqrt{F_c}})$$

Longueur d'ancrage des goujons est :

$$l_d = \max(0.044 * d_b * f_y, \frac{0.019 * A_b * f_y}{\sqrt{F_c}})$$

5. Transmission des forces de la base du poteau à la semelle
La pression à la surface de contact entre le poteau et la semelle ne doit pas dépasser P_r :

$$P_r = 0.85 * \phi_c * f_c * A_1 \sqrt{\frac{A_1}{A_2}} \leq 1.7 * \phi_c * f_c * A_1$$

CHAPITRE III HYPOTHESES DE DIMENSIONNEMENT

3.1 Description du Bâtiment

Le bâtiment d'étude est un immeuble de six étages (R + 6) à usage de bureaux en béton armé. Il est constitué par plusieurs éléments structuraux tels que les planchers et le toit, les éléments verticaux et horizontaux, les fondations et les escaliers.

=> Les planchers et le toit sont des dalles avec poutres ou poutrelles.

=> les éléments horizontaux structuraux sont les poutres ou poutrelles. Elles transmettent les charges des dalles aux poteaux.

=> Les éléments verticaux structuraux sont les poteaux. Ils transmettent les charges des planchers aux fondations.

=> Les fondations sont des semelles isolées.

=> Les escaliers relient les planchers et sont constitués de paliers, de volées et de limons.

3.2 Charges de design

Le béton armé est un matériau obtenu en associant au béton des barres d'acier. En principe l'acier y est utilisé pour reprendre les efforts de traction, tandis que le béton résiste aux efforts de compression.

Pour la réalisation d'une construction économique et conforme aux règles de l'art, un matériau doit être retenu s'il permet de constituer une construction stable et résistante, en permettant le transport d'un effort déterminé dans les conditions les plus économiques.

3.2.1 Caractéristiques des matériaux

3.2.1.1 Acier

On peut se servir des barres d'aciers nervurées de limites d'élasticité 300, 350 ou 400 MPa, conformément aux prescriptions de la Norme Canadienne.

Ainsi pour le présent design on utilise des barres d'armatures de $f_y = 400$ MPa, valeur généralement retenue pour de tels projets.

Le module d'élasticité E_s de l'acier d'armature doit être pris égal à : $E_s = 200000$ MPa.

3.2.1.2 Béton

Le béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours d'âge. Cette résistance, désignée f'_c est la résistance caractéristique du béton, en MPa et varie de 20 à 40 MPa suivant les dosages. Cependant pour ce projet nous prenons une résistance $f'_c = 25$ MPa.

La résistance à la traction du béton est donnée par la formule suivante:

$$f_r = 0.6 * \lambda \sqrt{f'_c}$$

Le module d'élasticité du béton de densité normale $\gamma_c = 2400 \text{ Kg/m}^3$

est $E_c = 5000 \sqrt{f'_c}$ en MPa art.8.5.1

Mais elle est négligée dans les calculs de résistance.

3.2.2 Types de charges

La conception d'une structure est basée sur le principe qu'elle doit résister à toutes charges appliquées quelque soit leur combinaison. Plusieurs types de charges sont pris en compte dans la définition de la capacité portante des éléments en béton armé.

* Les charges permanentes (poids propre de la structure, des équipements fixes...)

Symbole D

* Les surcharges d'exploitation

Symbole L

* Les surcharges climatiques (vent ou séisme)

Symbole Q

* Les effets de température, retrait, tassement différentiels, fluage

Symbole T

Pour le projet, nous allons nous limiter aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation.

Tableau 3.1 Charges du toit

Type de charges	Charges non pondérées (KN/m ²)	Coefficient de pondération	Charges pondérées (KN/m ²)
Permanentés			
Poids propre du plancher (16 +4)	2.85		
Forme de pente	0.80		
Étanchéité	0.50		
Protection étanchéité	0.60		
Enduit plafond (mortier de ciment 15 mm)	0.30		
Faux-plafond, plâtre 15 mm	0.21		
	5.21	1.25	6.60
Surcharges d'exploitation	1.50	1.50	2.25
			8.85

Tableau 3.2

Charges du plancher Etage courant

Type de charges	Charges non pondérées (KN/m ²)	Coefficients de pondération	Charges pondérées (KN/m ²)
Premanentes			
Poids propre du plancher (16 + 4)	2.85		
Carrelage + mortier de pose	0.50		
Faux-plafond, plâtre 15 mm	0.21		
Cloisons en briques creuses, enduit plâtre 15 mm 2 faces épaisseur nom. 100 mm	1.35		
Enduit de ciment 15 mm	0.30		
	5.21	1.25	6.51
Surcharges d'exploitation			
bureaux et toilettes	2.50	1.50	3.75
			10.26

Tableau 3.3 Poids des murs

Type de charges	Charges non pondérées (KN/m ²)	Coefficient de pondération	Charges pondérées (KN/m ²)
Permanentes Agglos pleins 15 cm, enduit 2 faces	1.80	1.25	2.25

3.2.3 Charges pondérées et Combinaison des charges

3.2.3.1 Charges pondérées

Les charges pondérées sont obtenues en multipliant les charges d'utilisation par les coefficients de charges données à l'article 9.2.3 du A 23.3

- * Pour les charges permanentes $\alpha_p = 1.25$
- * Pour les surcharges d'exploitation $\alpha_l = 1.50$
- * Pour les surcharges climatiques $\alpha_o = 1.50$
- * Pour les effets de température $\alpha_T = 1.25$

3.2.3.2 Combinaison des charges

Les charges pondérées doivent être combinées de façon à produire la sollicitation pondérée S, la plus défavorable dans l'élément de structure considérée. La combinaison des charges pondérées s'obtient en appliquant l'équation suivante:

$$U = \alpha_D * D + \gamma * \psi (\alpha_L * L + \alpha_Q * Q + \alpha_T * T)$$

La combinaison $D + \psi (L+Q+T)$ est utilisée pour la vérification la bonne tenue en service. Les coefficients de réduction (ϕ_o et ϕ_s) de la résistance caractéristique des matériaux interviennent dans le calcul de la résistance pondérée R d'un élément.

3.3 Principe de dimensionnement

Le calcul et le dimensionnement des éléments de la structure reposent sur le principe où la résistance pondérée d'un élément de ses sections et de ses connexions R doit être supérieure ou égale à la sollicitation pondérée S due à la combinaison la plus défavorable des charges pondérées.

R et S peuvent être un moment fléchissant , un moment de torsion , un effort normal ou des efforts tranchants.

Ainsi les relations suivantes doivent être respectées :

$$\begin{aligned} M_r &\geq M_f \\ T_r &\geq T_f \\ P_r &\geq P_f \\ V_r &\geq V_f \end{aligned}$$

CHAPITRE IV ANALYSE STRUCTURALE

Une structure de béton est une combinaison de poutres, colonnes, dalles et murs assemblées de façon rigide pour former un tout monolithe. Chaque membrure doit être capable de résister aux forces qu'elles reçoit et la détermination de ces forces (ou actions) est essentielle.

4.1 Identification des éléments

L'identification des éléments se fait en tenant compte du rôle de chacun d'eux. Ainsi nous avons désigné:

- *Les dalles par la lettre D,
- *les poutres par la lettre P,
- *les colonnes (ou les poteaux) par la lettre C,
- *et enfin les semelles par la lettre S.

4.2 Principes de calcul des efforts

L'analyse complète d'une structure rigide, hautement hyperstatique est très complexe. Mais, des calculs simples de précision suffisante sont possibles pour des structures à travées assez égales sur lesquelles agissant des cas de charges simples ; l'utilisation de tableaux de coefficients pour les structures simples et régulières, telles que les poutres continues.

Les efforts dans chacune des membrures peuvent être aussi calculés par les méthodes suivantes :

1. Programmes d'ordinateur résolvant les structures principalement par la méthode des déplacements ;
2. Calcul des moments par la méthode de distribution de moments de cross et par la méthode des déplacements aussi.

Dans le cadre de ce projet nous allons déterminer les dimensions des éléments en utilisant les hypothèses simplificatrices et les méthodes approchées de calcul, au départ des méthodes exactes d'analyse dans lesquelles on a besoin des raideurs relatives de ces éléments pour effectuer les calculs exacts. Cependant, un programme d'ordinateur est utilisé à cet effet : le programme P.FRAME .

C'est un logiciel très performant et permet de déterminer les efforts internes dans les éléments linéaires (poutres et colonnes) des cadres rigides. Il donne les efforts axiaux (compression ou traction), les efforts transversaux (cisaillement) et les moments de flexion aux noeuds de ces éléments assemblés selon le cas de chargement et leurs combinaisons.

Il permet également de trouver les déformations aux noeuds (déplacements dans les deux sens et rotation) et les réactions aux appuis.

Les valeurs trouvées sont utilisées dans les calculs de dimensionnement des poutres, colonnes et semelles.

4.3 Descente de charges

On appelle " descente des charges", l'opération qui consiste à calculer, pour tous les éléments porteurs de la construction (murs et poteaux), les charges qu'ils supportent au niveau de chaque étage jusque sur la fondation.

DALLES -----> POUTRES -----> COLONNES -----> SEMELLES -----> Sol

Pour y arriver, il faut d'abord déterminer **la surface tributaire** qui n'est autre que la surface de transmission d'une charge d'un élément structural à un autre élément structural.

Les surcharges sur les planchers (ainsi que leur poids propre) sont uniformément réparties. Les planchers sont le plus souvent constitués d'une dalle de béton qui repose sur un système de poutres orthogonales.

Ces poutres reprennent les réactions d'appui de la dalle et transmettent ces charges aux colonnes.

Il est important de connaître quelle fraction de la charge répartie sur la dalle est reprise par chacune des poutres.

CHAPITRE V DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Pour des raisons de sécurité, de commodité et d'économie ; nous avons regroupé en série les éléments structuraux ayant la même fonction et les mêmes dimensions. Ceci permet aussi de faire un design de ces éléments structuraux d'une manière rationnelle.

----> Regroupement en série des poutrelles

Les poutrelles sont regroupées en une seule série. Ainsi donc, les poutrelles du toit sont représentées par la poutrelle P1 et, celles du plancher de l'étage courant par la poutrelle P68.

-----> Tableau 5.1 Regroupement en série des poutres

TOIT
SERIE 1 : {P10, P11, P19, P20, P25, P26} < == > P26
SERIE 2 : {P17, P18, P36, P37, P38, P39, P40, P41, P42, P43, P44, P45, P46, P47, P48, P49, P50, P51, P55, P56} < == > P50
SERIE 3 : {P58, P65} < == > P65
SERIE 4 : {P59, P60, P61, P62, P63, P64} < == > P63
SERIE 5 : {P12, P24, P27, P35} < == > P27
SERIE 6 : {P13, P14, P16, P22, P28, P29} < == > P22
SERIE 7 : {P44, P45, P46, P47} < == > P47
SERIE 8 : P21
SERIE 9 : {P52, P53, P54} < == > P53

PLANCHER ETAGE COURANT

SERIE 1 : {P73, P75, P104, P106, P121, P122} < == > P106

SERIE 2 : {P76, P78, P80, P82, P83, P85, P86, P88, P89, P91, P98,
P100, P101, P103} < == > P103

SERIE 3 : {P92, P94, P95, P97} < == > P95

SERIE 4 : {P74, P77, P105} < == > P105

SERIE 5 : {P79, P81, P84, P87, P90, P99, P102} < == > P102

SERIE 6 : {P93, P96} < == > P96

SERIE 7 : {P109, P110, P112} < == > P109

SERIE 8 : {P107, P108, P111} < == > P108

SERIE 9 : {P119, P120} < == > P120

SERIE 10 : P123

SERIE 11 : {P113, P126, P127, P136} < == > P126

SERIE 12 : {P114, P115, P116, P117, P125, P128, P132,
P133, P134, P135} < == > P125

SERIE 13 : {P137, P138, P139, P140, P155, P156} < == > P156

SERIE 14 : {P118, P124, P129, P130, P131} < == > P124

----> Tableau 5.2 Regroupement en série des colonnes (poteaux)

TOIT	PLANCHER ETAGE COURANT
SERIE 1: {C2, C10, C16} < == > C10	SERIE 1: {C38, C39, C40, C41, C51, C58} < == > C51
SERIE 2: {C1, C3, C4, C5, C6, C7, C8, C9, C11, C12, C13, C14, C15, C17, C18, C19, C20, C21, C22, C23, C24, C25} < == > C20	SERIE 2: {C37, C42, C43, C44, C45, C46, C47, C48, C49, C50, C52, C53, C54, C55, C56, C59, C60, C61, C62, C63, C64, C65, C66, C67, C68} < == > C62
SERIE 3: {C26, C33, C35, C36} < == > C33	SERIE 3: {C69, C70, C71, C72, C73, C74, C75, C76, C77, C78, C79, C80, C81, C82, C83, C84, C85, C86, C87, C88, C89} < == > C84
SERIE 4: {C27, C28, C29, C30, C31, C32} < == > C32	

NB : Il est important de signaler que les colonnes (Ci) se trouvant entre le toit et le plancher de l'étage 6 sont différentes de celles (Cj) situées entre le plancher de l'étage 6 et celui de l'étage 3 d'une part ; et ces dernières diffèrent de celles (C'j) situées entre le plancher de l'étage 3 et celui du rez-de-chaussée d'autre part.

----> Regroupement en série des semelles

Les semelles reçoivent directement les charges transmises par les colonnes du rez-de-chaussée. Par conséquent, elles sont regroupées en série de la même manière que ces colonnes. Il suffit de remplacer la lettre C désignant les colonnes par S, Symbole des semelles .

5.1 Design des Poutrelles

Données : l'espacement des dalles est de 40 mm, $f'c = 25$ MPa, $f_y = 400$ MPa et l'espacement entre les poutrelles est de 500 mm.

On choisit une section de 120 * 200 mm (épaisseur dalle de compression 40 mm + hourdis de remplissage 160 mm ; $h = ln/24$)

**Exemple de calcul P1

* TOIT

1. Calcul de la charge totale pondérée W_r
dalle

$$8.85 * 0.50 = 4.43 \text{ KN/m}$$

$$\text{-----}$$
$$W_r = 4.43 \text{ KN/m}$$

2. Calcul du moment fléchissant pondéré maximal

$$M_{rmax} = 1/8 * W_r * ln^2 = 1/8 * 4.43 * 5^2 = 13.84 \text{ KN.m}$$

3. Calcul de l'armature. Un enrobage 20 mm, des étriers n° 10 et barres n° 15

- Poutrelles ayant une section en Té.

- Calcul de la largeur effective b

$$b = \min (0.24 * 5000, 24 * 40 + 120, 500) = 500 \text{ mm}$$

- Calcul de la hauteur utile d

$$d = 200 - 20 - 11.3 - 16/2 = 160.7 \text{ mm}$$

- Calcul du moment de référence M_{ref}

$$M_{ref} = 0.85 * 0.6 * 25 * 500 * 40 (160.7 - 10) 10^{-3}$$
$$= 38.43 \text{ KN.m} > 13.84 \text{ KN.m} = M_{rmax}$$

donc la poutrelle agit comme une poutrelle rectangulaire 500 * 160.7 mm

$$K_r = \frac{13.84 \cdot 10^6}{500 \cdot 160.7^2} = 1.072 \text{ MPa} \sim 1.10 \text{ MPa}$$

on détermine $\rho = 0.339 \cdot 10^{-2}$
 puis $A_s \text{ requis} = 0.339 \cdot 10^{-2} \cdot 500 \cdot 160.7 = 272.4 \text{ mm}^2$
 donc $A_s \text{ prévue} = 400 \text{ mm}^2$; utiliser 2 barres n°15

4. Vérification de l'effort tranchant

$$V_r = 1/2 \cdot W_r \cdot l_n = 1/2 \cdot 4.43 \cdot 5 = 11.08 \text{ KN}$$

$$V_c = 0.2 \cdot 0.6 \cdot \sqrt{25} \cdot 120 \cdot 160.7 \cdot 10^{-3} = 11.57 \text{ KN}$$

$$V_r - V_c = 11.08 - 11.57 = -0.49 \text{ KN}$$

Or la hauteur totale de la poutrelle égale à 200 mm
 est inférieure à 250 mm

donc l'espacement s des étriers n° 10 est :

$$s = s_{\max} = \min (d/2, 600 \text{ mm}) = 80 \text{ mm}$$

Tableau 5.3 Résultats de design des poutrelles

	TOIT	PLANCHER ETAGE COURANT
Moment fléchissant Mfmax en KN.m	13.84	16.03
L'aire requise As requise en mm ²	272.4	311.35
L'aire prévue As prévue en mm ²	400 2 # 15	400 2 # 15
L'espacement s des étriers n°10 en mm	80	80

5.2 Design des poutres principales

Les poutrelles sont suffisamment rapprochées ; par conséquent leurs actions concentrées sur les poutres peuvent être considérées comme réparties.

Pour le choix des dimensions des poutres, le code canadien recommande de prendre :

$$h = [1/16 ; 1/21] \text{ de la portée } l$$

$$b = [1/2 ; 1/1.15] \text{ de la hauteur } h$$

$$d = 0.9 * h$$

NB : Pour le dimensionnement des poutres du plancher de l'étage courant, nous avons supposé que tous les cloisons amovibles ont une hauteur de 4.2 m entre deux planchers consécutifs.

** Exemple de calcul Série 1 P 26

* TOIT

$$l_n = 4500 \text{ mm}$$

Section de 200 * 300 mm

1. Calcul de la charge pondérée totale W_f

$$\text{Poutre} : 1.25 * 0.2 * 0.3 * 2400 * 9.81 * 10^{-3} = 1.77 \text{ KN/m}$$

$$\text{Dalle} : 8.85 * 3.2/2 = 14.16 \text{ KN/m}$$

$$W_f = 15.93 \text{ KN/m}$$

2. Calcul des sollicitations et de l'armature

* Calcul de l'armature supérieure

a. Appui intermédiaire

$$d = 0.9 * 300 = 270 \text{ mm}$$

$$M_f = C * W_f * l_n^2 = - (1/9) * 15.93 * 4.5^2 = - 35.84 \text{ KN.m}$$

De l'annexe B, on trouve $\rho = 0.008106$

$$\text{et } A_s \text{ requise} = 0.008106 * 200 * 270 = 437.72 \text{ mm}^2$$

$$\text{Utiliser 2 barres n}^\circ 20 = 600 \text{ mm}^2$$

b. Appui de rive

$$M_r = - (1/16) * 15.93 * 4.5^2 = - 20.16 \text{ KN.m}$$

Puis on trouve $\rho = 0.004345$

$$\text{et } A_s \text{ requise} = 0.004345 * 200 * 270 = 233.01 \text{ mm}^2$$

Utiliser 2 barres n°15 = 400 mm²

* Calcul de l'armature inférieure

Travée de rive

$$M_r = (1/14) * 15.93 * 4.5^2 = 23.04 \text{ KN.m}$$

ce qui donne $\rho = 0.004978$

$$\text{et } A_s \text{ requise} = 0.004978 * 200 * 270 = 268.82 \text{ mm}^2$$

utiliser 2 barres n°15 = 400 mm²

5.3 Design des colonnes

Pour le design des colonnes, nous aurons besoin des efforts de compression centrés sur les colonnes.

*** Exemple de descente des charges

Série 3 C'84

- Niveau 23.9 (Toit)

Surface tributaire A

$$(1/4) * [(4.8 + 3)] = 23.25 \text{ m}^2$$

	Non Pondérée en KN		Pondérée en KN
charge permanente			
$W_D = 5.26 * 23.25 =$	122.76	*1.25	153.45
surcharge d'exploitation			
$W_L = 1.50 * 23.25 =$	34.87	*1.5	52.31
Poutres (200*400) et (150*300)			
$1.88 * (1/2) * [4.8+5.2]$			
$+1.05 * (1/2) * [4.8+4.5] =$	14.31	*1.25	17.89
Mur			
$1.8 * [(4.8+5.2) + (4.8+4.5)]$			
$* (1/2) * (3.7-0.4) =$	57.32	*1.25	71.65
	-----		-----
	P = 229.26		Pf = 295.3

FEK -- DG

Tableau 5.5 : Récapitulation des efforts de compression sur les colonnes

TOIT				ETAGE COURANT		
SE-RIE	Strb m ²	Non - Pond KN	Pond KN	SE-RIE Cj; Strb m ²	Non- Pond KN	Pond. KN
1	8.64	104.61	134.01	1;8.64*3 =25.92	420.85	544.14
2	14.9	164.96	212.16	2;12.4*3 =37.2	629.58	921.35
3	18.6	175.87	239.7	3;23.25*3 =69.75	895.76	1157.8
4	23.3	229.26	295.3	C'j		
				1;8.64*6 =51.84	726.18	934.78
				2;12.4*6 = 74.4	1156.67	1482.63
				3;23.25*6 =139.5	1540.8	1983.99

**** Exemple de calcul série 2 C'62**

Données : $f'_c = 25$ MPa, $f_y = 400$ MPa,

$$l_u = 4200 - 350 = 3850 \text{ mm}, P_t = 544.14 \text{ KN}$$

$$M_2 = [-(1/12) * 21.6 * 7.2^2 - (1/16) * 42.29 * 5.2^2 - (1/16) * 51.3 * 4^2] * 1/3 = -72.03 \text{ KN.m}$$

Section 325 * 325 mm

$$M_{\min} = 1482.63 * (15 + 0.03 * 325)10^{-3} = 36.7 \text{ KN.m}$$

1. Calcul de l'élançement

La norme A23.3 recommande de prendre $k = 0.9$ ou 1 ; valeur sécuritaire pour les poteaux contreventés, afin de ne pas avoir à évaluer la rigidité relative des poutres et des poteaux.

$$r = 0.3 * 325 = 97.5 \text{ m}$$

$$(k * l_u) / r = (0.9 * 3850) / 97.5 = 35.54$$

Le Code Canadien nous recommande de prendre pour les poteaux de rive un rapport de $M_1/M_2 = -0.5$

$$\text{Ainsi donc, } 34 - 12 * (M_1/M_2) = 34 - 12 * -0.5 = 40$$

Par conséquent $(k l_u) / r < 34 - 12 * (M_1/M_2)$; d'où le poteau est court.

On néglige l'effet de l'élançement (art.10.11.4.1)

2. Calcul de l'armature

$f'_c = 25 \text{ MPa} < f'_c = 30 \text{ MPa}$; donc on travaille avec les courbes $f'_c = 30 \text{ MPa}$ de Diagramme d'Interaction pour un poteau en Béton Armé.

$$(P_r / A_g) * (30/25) = (1482.63 * 10^3 * 30) / (325 * 325 * 25) \\ \approx 16.8 \text{ MPa}$$

$$M_2 > M_{\min} \text{ en valeur absolue } \implies M_c = M_2$$

$$(M_c / (A_g * h)) * (30/25) = (72.03 * 10^6 * 30) / (325^2 * 325 * 25) \\ = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\gamma = \gamma_h / h = (325 - 2(40 + 11.3 + 16)) / 325 \sim 0.65$$

De l'annexe C, on trouve $\rho = 0.003 * (25/30) = 0.025$

$$\text{et } A_s = 0.025 * 300 * 300 = 2250 \text{ mm}^2$$

Utiliser 4 - n° 30

Tableau 5.6 : Résultats du design des colonnes

	SE- RIE	b mm	h mm	lu mm	N A T U R E	Pf KN	Mo KN.m	As mm ²	Bar- res	Arm .Tr ane t S mm
T O	1	250	250	3.4	ELC	134	36.4	1145	4#20	Φ10 à 250
I	2	250	250	3.3	ELC	212	36.3	1042	4#20	' '
T	3	250	300	3.3	ELC	295	109	2844	8#25	' '
E T	Cj									
A	1	250	250	2.9	CRT	544	36.4	1125	4#20	' '
G	2	275	275	2.9	CRT	921	36.3	1134	4#20	' '
E	3	300	350	2.9	CRT	1158	109	3045	4#35	' '
C	C'j							t		
O	1	275	275	3.9	CRT	935	36.4	1361	4#25	300
U	2	325	325	3.9	CRT	1482	36.3	2851	8#30	300
R	3	375	375	3.9	CRT	1984	109	3516	4#35	300

5.4 Design des semelles

La pression admissible nette au sol = $q_{\text{net}} = 150 \text{ KN/m}^2$

** Exemple de calcul Série 2 S62

Données $f'c = 25 \text{ MPa}$; $f_y = 400 \text{ MPa}$

Poteau carré de 325 mm de côté avec des barres longitudinales n°35

$P = \text{charge totale d'utilisation} = 1156.67 \text{ KN}$

$P_f = \text{charge pondérée totale} = 1482.63 \text{ KN}$

1. Calcul de la surface de la semelle

Supposons que la hauteur de la semelle est de 500 mm

$$A = P/q_{\text{net}} = (1156.67) / (150) = 7.7 \text{ m}^2$$

donc une semelle de $2.8 \text{ m} \times 2.8 \text{ m} = 7.84 \text{ m}^2$ est suffisante.

2. Calcul de la pression q_s

$$q_s = P_f / A = (1482.63) / (7.84) = 189.1 \text{ KN/m}^2$$

3. Calcul de la hauteur utile d de la semelle

a) Effort tranchant de la semelle agissant comme une poutre de grande largeur.

Dans ce cas la section critique se trouve à la distance d du nu poteau.

On suppose $d = 400 \text{ mm}$. Alors la section critique est située à $(325/2) + 400 = 565 \text{ mm}$ et du centre de la semelle, et l'effort tranchant pondéré dû à la pression du sol est égal à :

$$\begin{aligned} V_f &= q_s \times 2.8 \left[\left(\frac{2.8}{2} \right) - 0.565 \right] = 189.1 \times 2.8 \times 0.835 \\ &= 189.1 \times 2.8 \times 0.835 = 442.1 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Or } V_c &= 0.2 \times \lambda \times \phi_c \times \sqrt{f'c} \times b \times d \\ &= 0.2 \times 1 \times 0.6 \times \sqrt{25} \times 2800 \times 400 \times 10^{-3} = 672 \text{ KN} \end{aligned}$$

donc $V_f < V_c$ et d est plus grand que le minimum requis

b) Effort tranchant de la semelle soumise au poinçonnement

Dans ce cas la section critique se trouve à une distance $d/2$ de la périphérie du poteau. L'effort tranchant pondéré à la pression du sol est

$$V_f = q_s [A - (325 + d)^2] = 189.1 * [7.84 - (0.325 + 0.4)^2] = 1383.15 \text{ KN}$$

$$V_c = (1 + (2/\beta_c)) * 0.2 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f'c} * b_o * d \leq 0.4 * \lambda * \phi_c * \sqrt{f'c} * b_o * d$$

$$b_o = 4 * (325 + 400) = 2900 \text{ mm}$$

$\beta_c = (325/325) = 1$ alors V_c est égal à :

$$V_c = 0.4 * 1 * 0.6 * \sqrt{25} * 2900 * 400 * 10^{-3} = 1392 \text{ KN}$$

$V_f < V_c$ donc $d > d_{\min}$ requis et on n'a pas besoin d'armature d'effort tranchant

4. Calcul du moment fléchissant et de l'armature requise

Le moment fléchissant pondéré M_r , calculé au nu du poteau est égal

$$M_r = q_s * 2.8 * [(2.8/2) - (0.325/2)]^2 * (1/2) = 405.42 \text{ KN.m}$$

On doit avoir $M_r \geq M_r$

$$d'où K_r = (M_r * 10^6) / (b * d^2) = (405.42 * 10^6) / (2800 * 400^2)$$

$$K_r = 0.9 < K_{r\min} \implies \rho = \rho_{\min}$$

$$\text{donc } A_s \text{ requise} = 0.0035 * 2800 * 400 = 3920 \text{ mm}^2$$

Utiliser 14 barres n°20 dans chaque direction

La longueur d'ancrage droit pour ces barres est de :

$$(0.019 * A_b * f_y) / (\sqrt{25}) = (0.019 * 300 * 400) / \sqrt{25} = 456 \text{ mm}$$

mais pas moins que

$$0.058 * d_b * f_y = 0.058 * 19.5 * 400 = 452.4 \sim 460 \text{ mm}$$

$$\text{Longueur disponible} = ((2800 - 325) / 2) - 75 = 1162.5 \text{ mm}$$

On signale que le fait que nous avons pris $\rho = \rho_{\min} = (1.4)/400$ n'est une exigence du A23.3. Il permet l'emploi, pour les semelles d'épaisseur uniforme, de $\rho_{\min} = 0.002A_g$ comme pour les dalles. Cependant on recommande d'utiliser $\rho_{\min} = 1.4/f_y$ pour les semelles.

5. Transmission des forces de la base du poteau à la semelle

$$P_r = 1482.63 \text{ KN}$$

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

$$\sqrt{A_2/A_1} = \sqrt{2800^2/325^2} = 8.6$$

alors $P_r = 1.7 * 0.6 * 25 * 325 * 325 * 10^{-3} = 2693.44 \text{ KN} > 1482.63 \text{ KN}$

Donc le béton étant suffisant pour la transmission des forces on utilisera comme goujons l'armature minimale requise (art.15.8.2.2)

$$A_s \text{ min} = 0.005 * 325 * 325 = 528.13 \text{ mm}^2$$

Utiliser 3 goujons n°15

Longueur d'ancrage droit en compression l_{dcomp} .

$$= \text{max de } ((0.24 * 16 * 400) / \sqrt{25} = 307.2 \sim 310 \text{ mm} ; 0.044 * 16 * 400 = 281.6 \sim 290 \text{ mm})$$

$$\text{Donc } l_{dcomp} = 310 \text{ mm}$$

La hauteur hors tout de la semelle est égale à

$$h = d + d_b + 75 = 400 + 19.5 + 75 = 500 \text{ mm}$$

Tableau 5.7 : Résultats de design des semelles

	Série 1 S51	Série 2 S62	Série 3 S84
Pf en KN	934.78	1482.63	1983.99
P en KN	726.18	1156.67	1540.8
Pr en KN	1928.44	2693.44	3585.94
A = b*l en m ²	b = 2.2 l = 2.2	b = 2.8 l = 2.8	b = 3.3 l = 3.3
h en mm	500	500	600
qs en KN/m ²	193.14	189.1	182.18
Vfcp en KN	238.80	442.1	578.35
Vccp en KN	528	672	990
Vfp en KN	846.80	1383.15	1844.46
Vcp en KN	1296.00	1392.00	2100
d en mm	400	400	500
Mf en KN.m	196.82	405.42	642.95
As en mm ²	3080	3920	5775
Barres dans chaque direction	11-n° 20	14-n° 20	20-n° 20
Asmin en mm ²	378.13	528.13	703.13
Goujons	2-n° 15	3-n° 15	4-n° 15
ld en mm	≥ 460	≥ 460	≥ 460
ldcomp en mm	310	310	310

CONCLUSION

L'analyse du Building Administratif (R+6) de la Société Nationale d'Electricité (SENELEC) avec un design optimal des éléments structuraux (Poutrelles, Poutres, Poteaux, Semelles) ont été discutées dans ce travail. Les aspects tels que l'analyse structurale, le design du Building sont bien compris.

La méthode de calcul aux états limites utilisée pour le design constitue une méthode sûre puisqu'elle donne les moyens de tenir compte du degré d'incertitude des diverses sortes de charges. La norme utilisée ; la Norme Canadienne nous fournit des résultats de design que l'on trouve dans la pratique.

Cependant, signalons que dans le cadre de ce projet nous avons travaillé avec des hauteurs de 1 m et 0.5 m respectivement pour les garde-corps et la corniche des terrasses, et avec une pression admissible nette au sol de 150 KN/m².

Bien entendu, l'étude que nous venons de faire est une étude plus ou moins complète. Elle pourrait se poursuivre et s'étendre à d'autres éléments comme les escaliers, le noyau ou la gaine de l'ascenseur, les murs de fondation, les longrines, les dallages etc..

Enfin c'est une esquisse de procédure de conception (Calculs et Dessins) qui est faite, par ce travail. Il peut être amélioré et/ou perfectionné.

RECOMMANDATIONS

Nous ne saurions faire une telle étude sans préconiser quelques conseils. Alors il serait mieux de:

1. Placer les poteaux de section rectangulaire de façon à ce que le plus grand côté soit dans le prolongement des cloisons amovibles.
2. Réaliser la chambre de réparation et d'entretien (chambre située sur le toit) de l'ascenseur, du Building en général en maçonnerie ou en béton non armé.
3. Prévoir des joints de dilatation entre les différents panneaux de chaque plancher.
4. Faire une fondation à 2 m ou 2.5 m en dessous du terrain naturel (car fondation superficielle i.e fondation reposant directement sur sol).
5. Relier les semelles entre elles au moyen de longrines armées, calculées, destinées à la fois à entretoiser, et à éviter le déversement des semelles et aussi à supporter éventuellement la maçonnerie de remplissage. Ces semelles constituent un chaînage de base, assurant la rigidité de l'ensemble de la fondation.
6. Prévoir une semelle de propreté en bas de chacune des semelles de la superstructure.
7. Rechercher pour les semelles un accroissement de la résistance à l'effort tranchant en localisant une plus grande densité d'armature dans les bandes parallèles aux côtés du carré, centrées sur le poteau et de largeur $a + 2 \cdot ht$ (Voir annexe A).

PFE -- DG

Enfin, la résistance au feu ferait preuve d'une grande importance pendant et après la réalisation du Building. D'où la nécessité de la connaître avec précision.

BIBLIOGRAPHIE

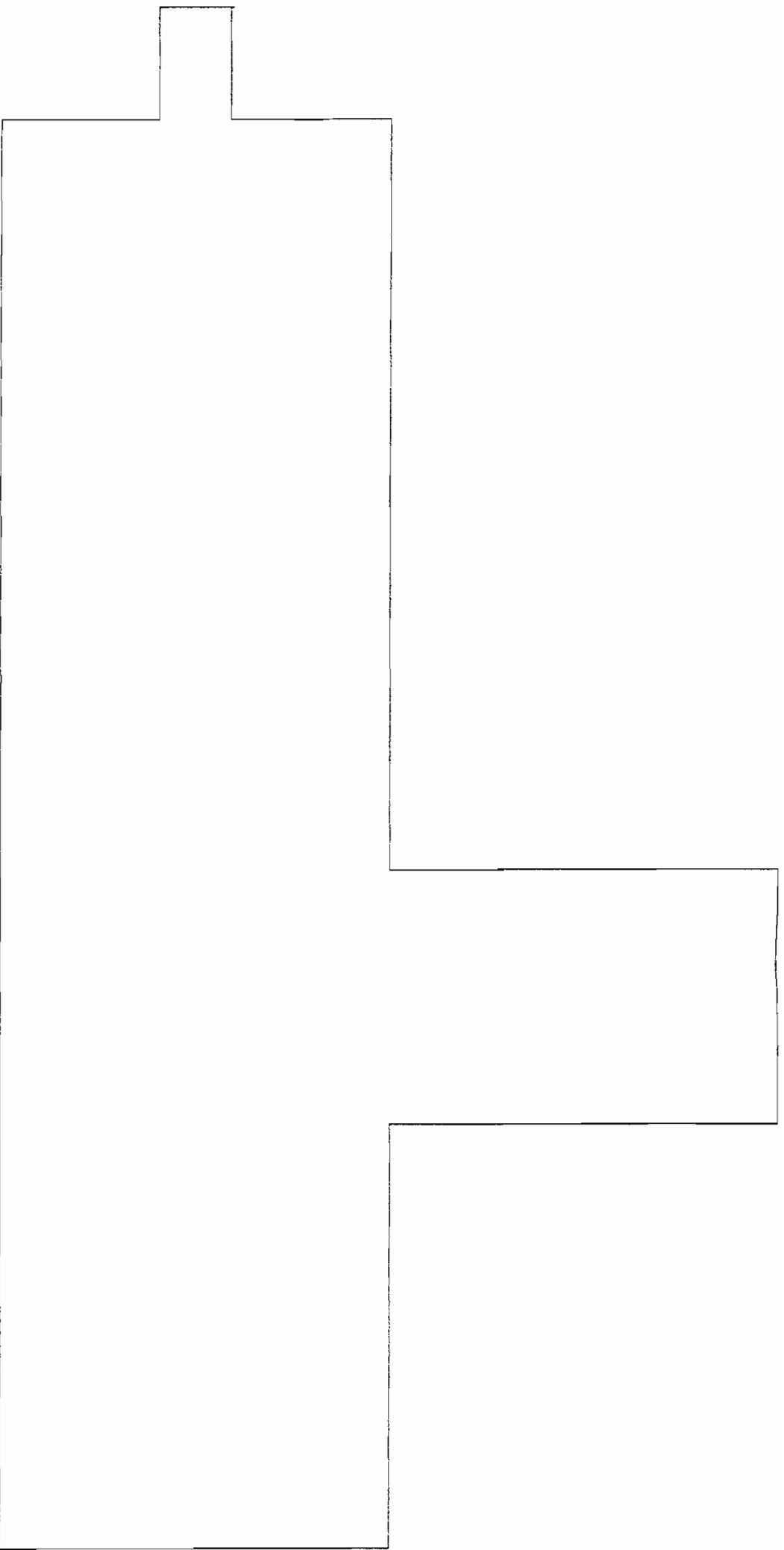
1. ARTUR H.NILSON et GORGES WINTER, "DESIGN OF CONCRETE STRUCTURES", EIGHTH EDITION
2. DINNEQUIN Paul, "COURS SUPERIEUR DE BETON ARME", REGLES BAEL 80, mis à jour selon les règles BAEL 83. 6 - 9 p. Paris EYROLLES, 1983
3. GUERRIN et LAVAU R. C, " TRAITÉ DE BETON ARME", Tome 4. PARIS, DUNOD
4. LABONTE Laurent, "CALCUL DE CHARPENTE EN BETON", Modulo Editeur 1988
5. LETERTRE H. et RENAUD H., "OUVRAGES EN BETON ARME", les éditions Foucher
6. R. PARK and T. PAULAY, "REINFORCED CONCRETE STRUCTURES"
7. SAMIKIAN Aram, "BETON ARME, CALCUL AUX ETATS LIMITES, THEORIES et PRATIQUES", 2^{ème} édition (EDITION GAETAN MORIN)

ANNEXES

ANNEXE A

**PLANS DE COFFRAGES ET
FERRAILLAGES**

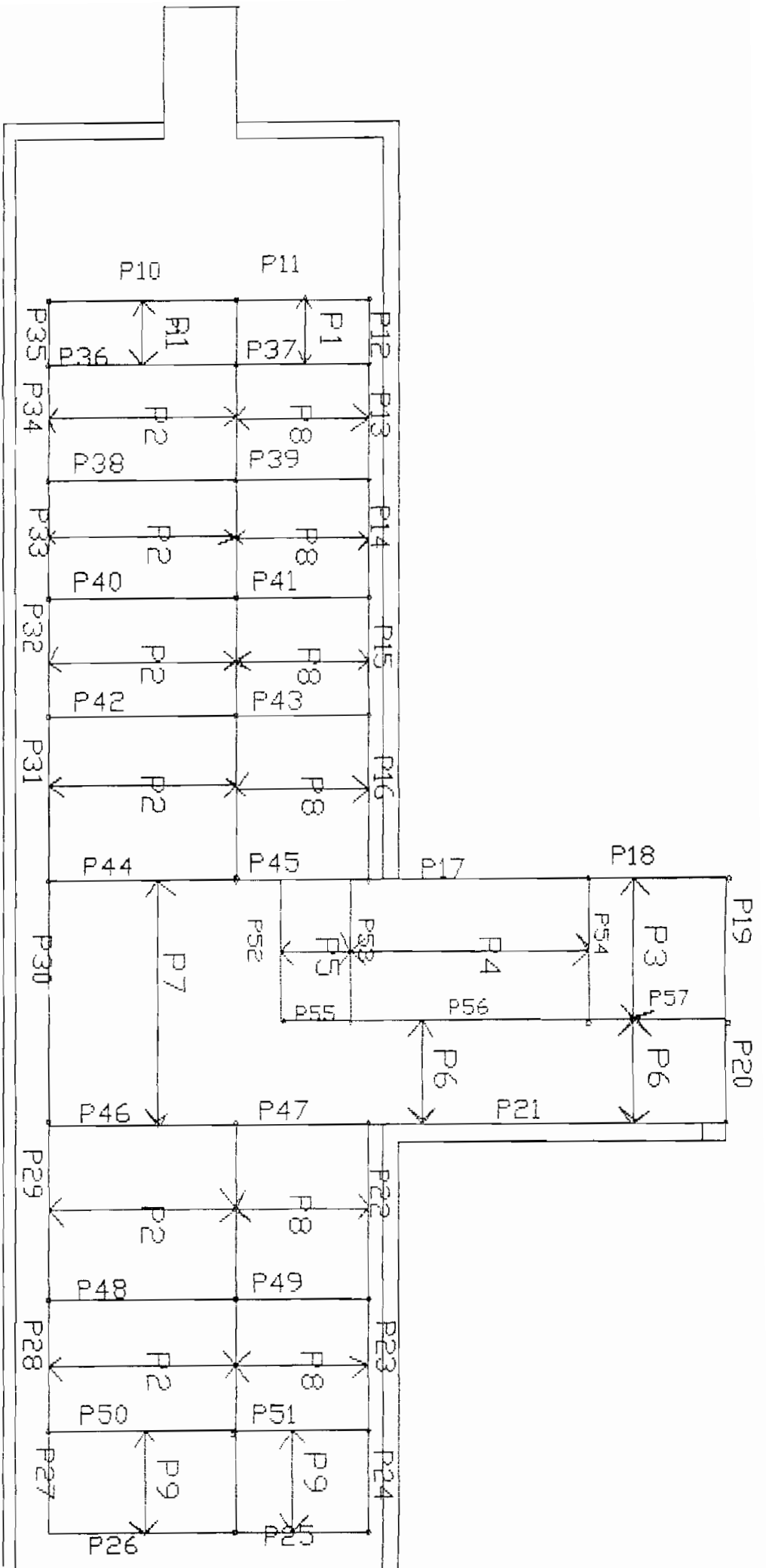
ET QUELQUES FIGURES



ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DESSINE PAR : GUY DANSOU

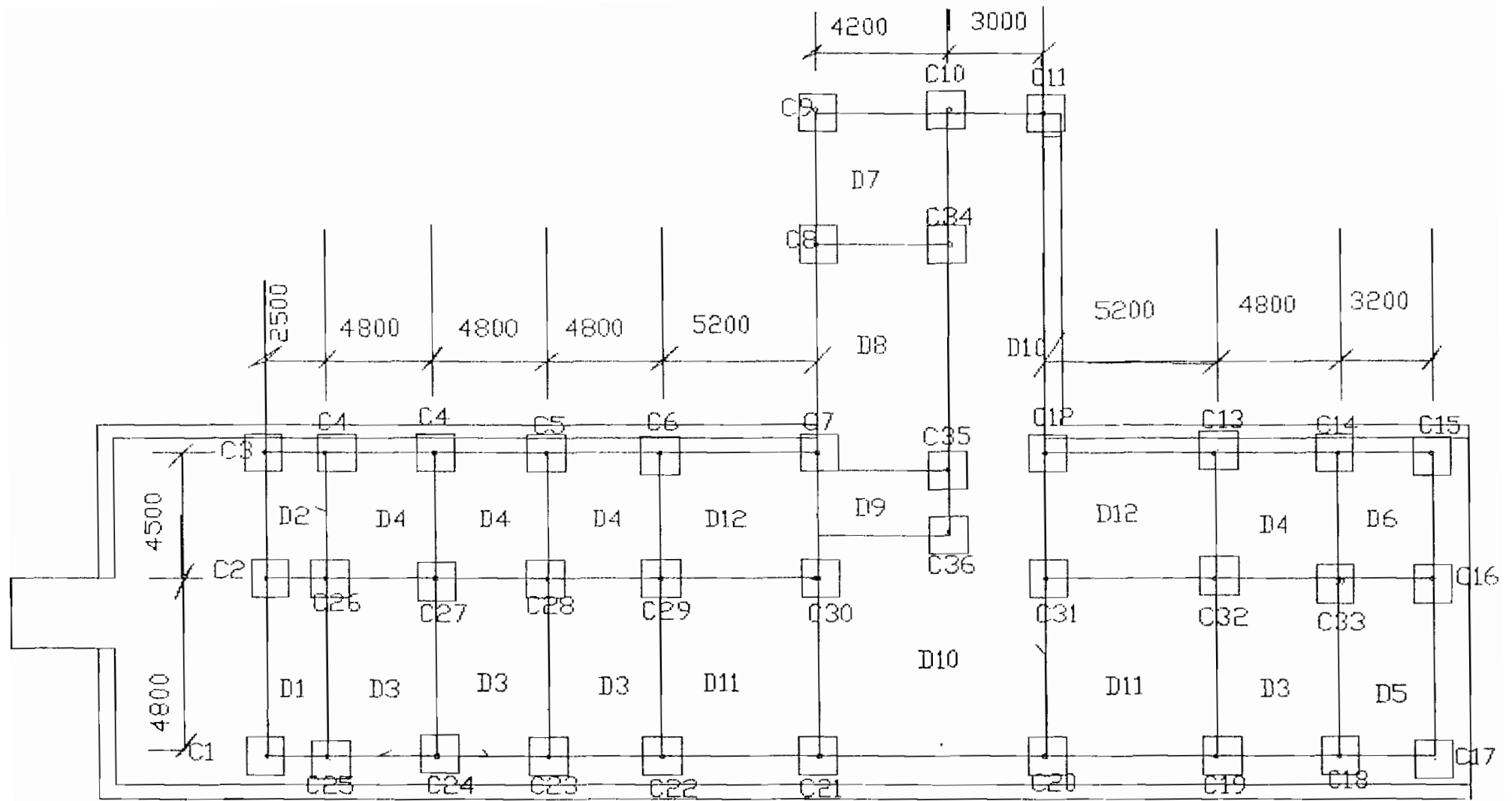
PLAN DE MASSE ECH : 1/500



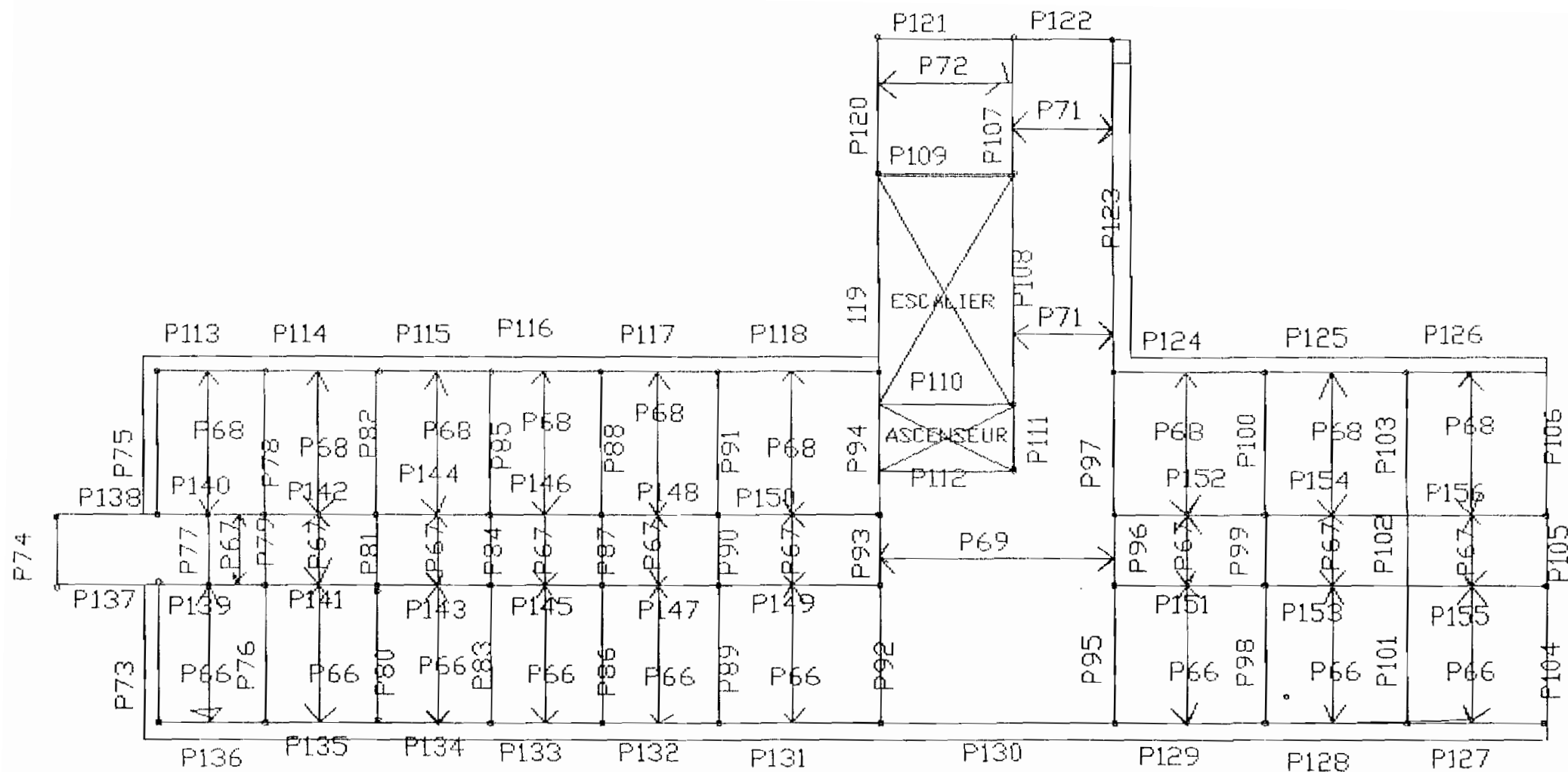
ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DESSINE PAR : GUY DANSOU

PLAN DE COFFRAGE DU TOIT Ech : 1/500



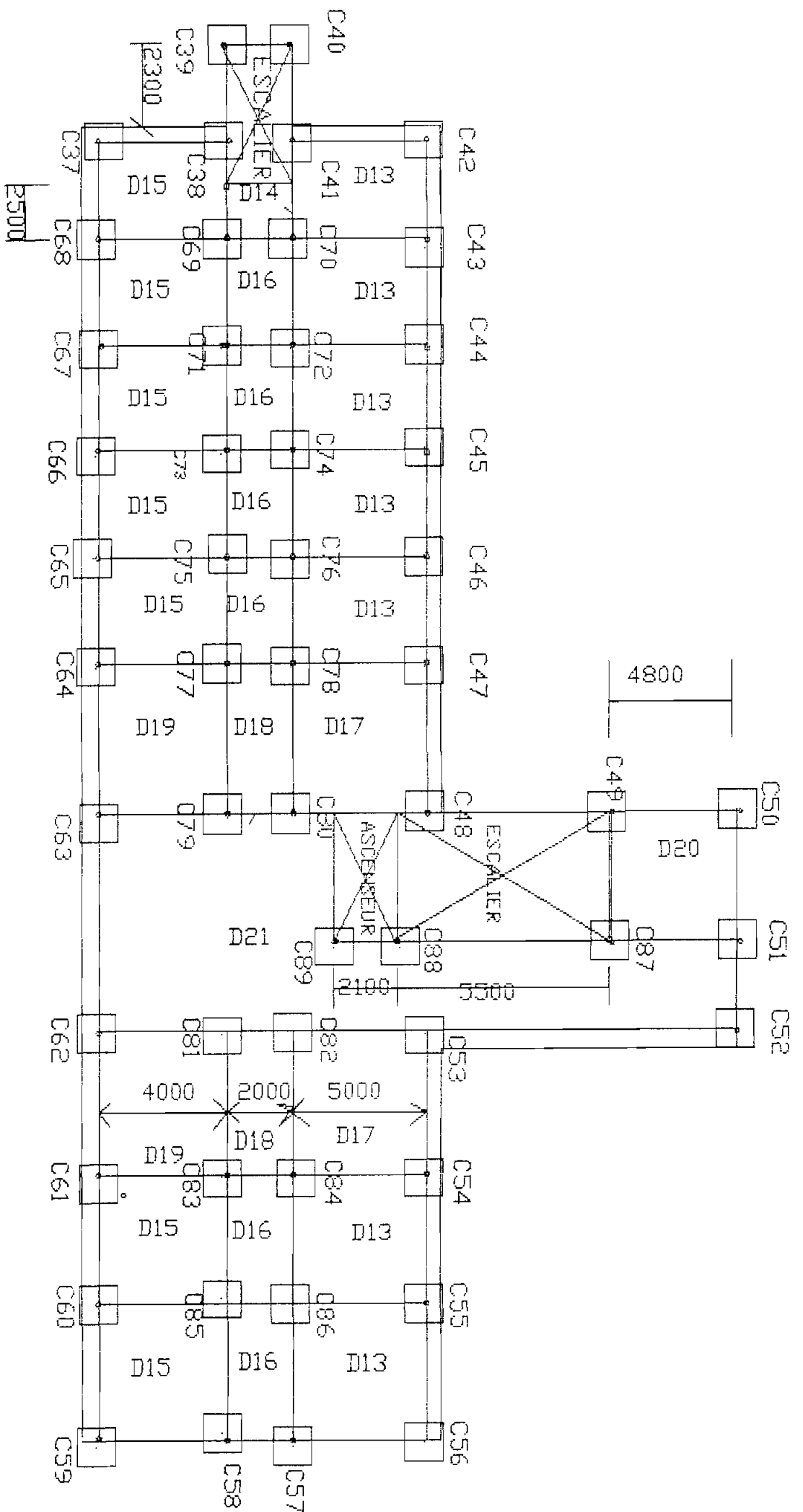
ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES	
DESSINE PAR : Guy DANSOU	ECH: 1/500
PLAN MONTRANT LES COLONNES DU TOIT	



ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

DESSINE PAR : Guy DANSOU Ech 1/500

PLAN DE COFFRAGE DU PLANCHER TYPE

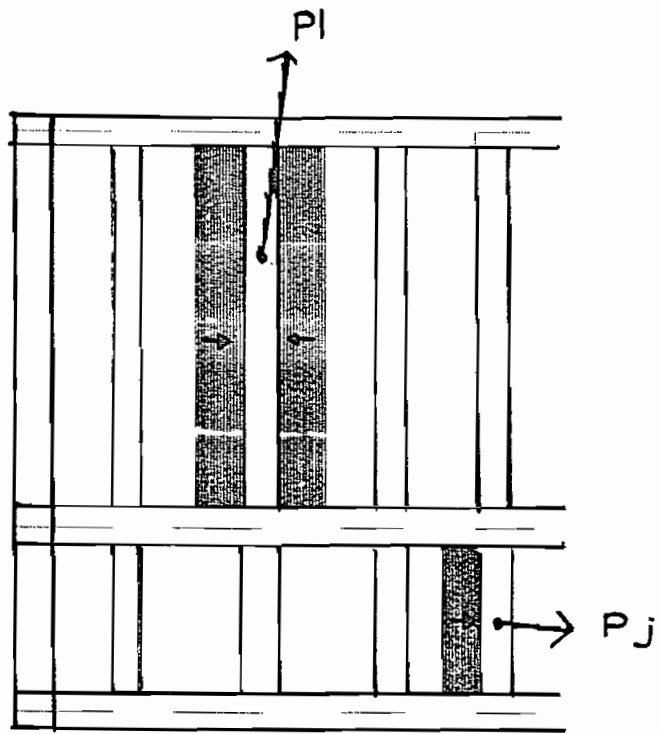


ECOLE POLYTECHNIQUE DE THIES

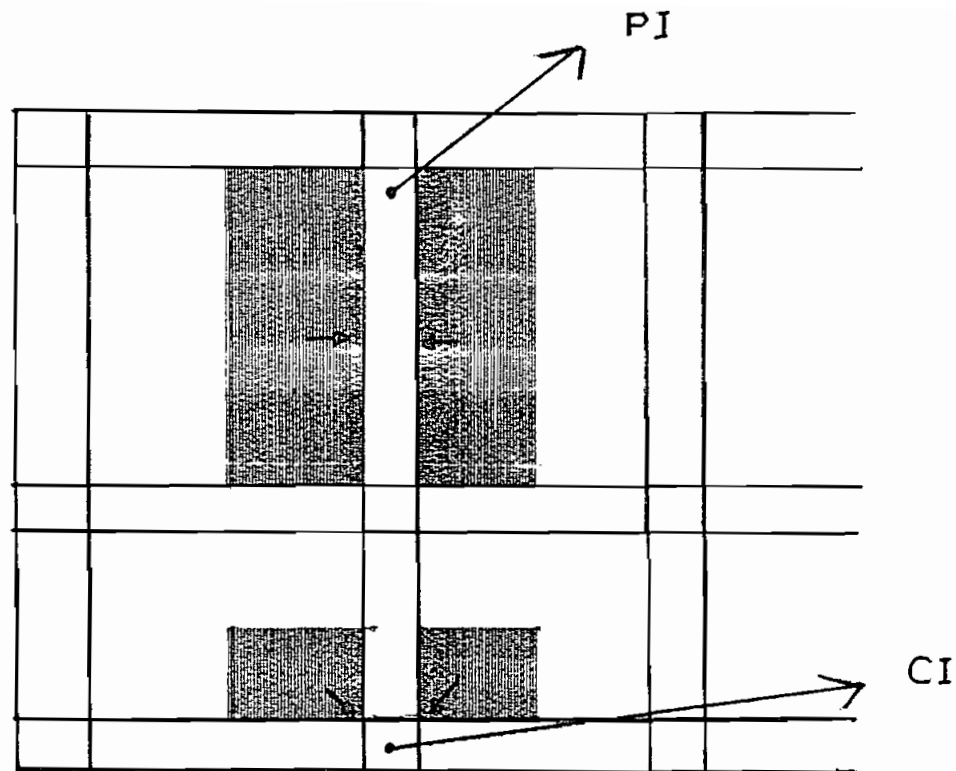
DESSINE PAR : GUY DANSOU

ECH 1/500

PLAN MONTRANT LES COLONNES DU PLANCHER TYPE

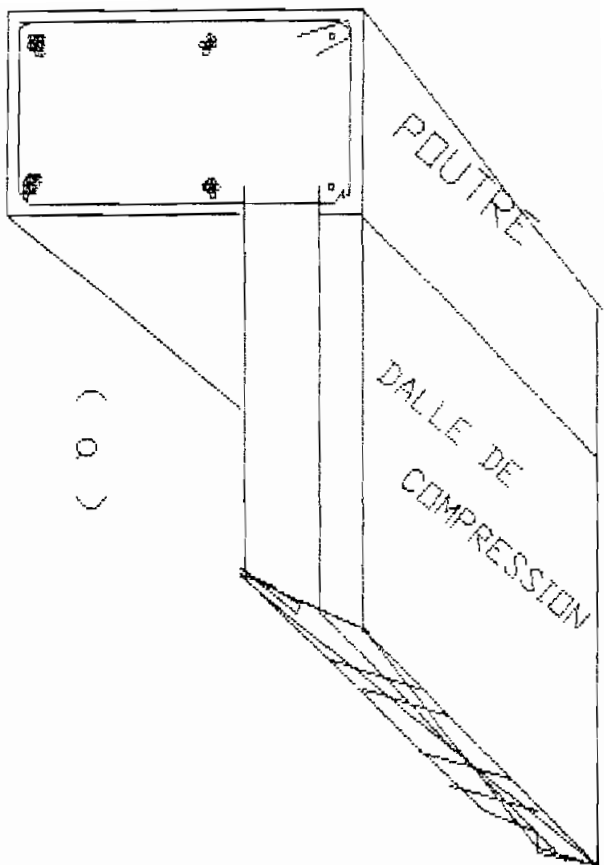


AIRE TRIBUTAIRE
DES POUTRELLES
Pi et Pj

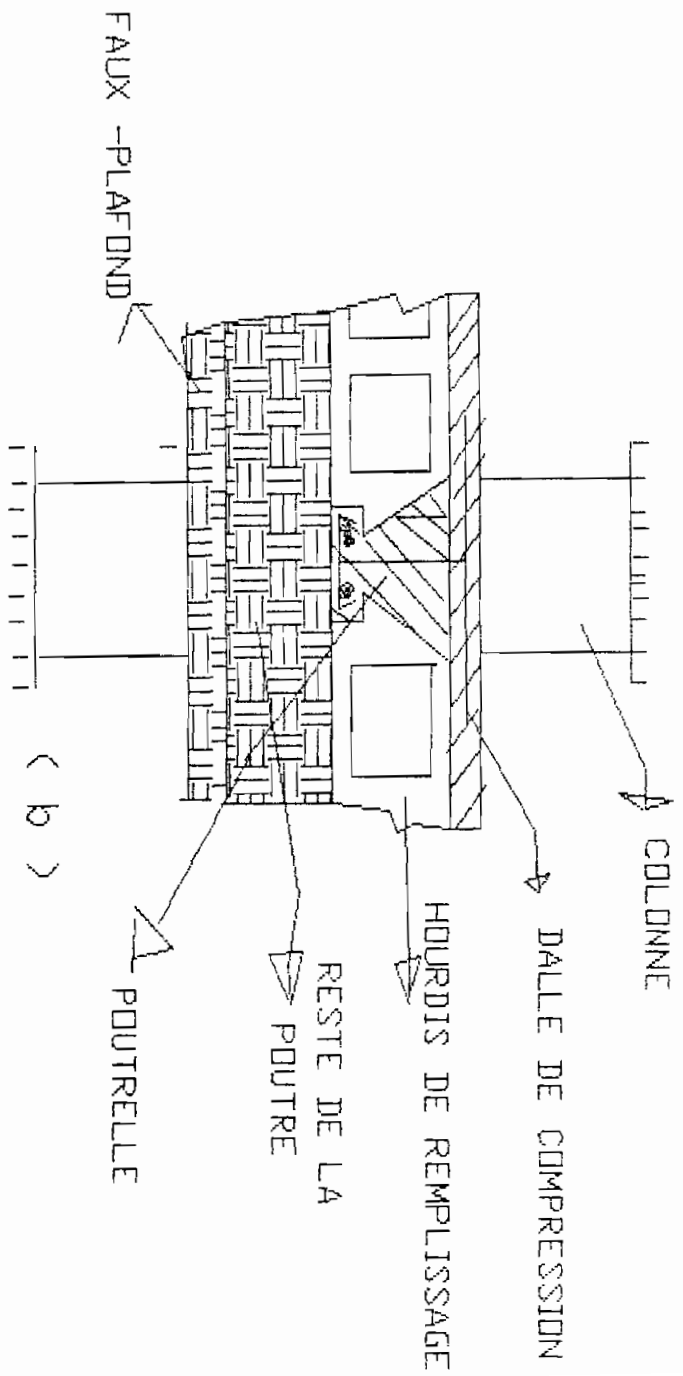


AIRE TRIBUTAIRE DE LA POUTRE Pi
ET DE LA COLONNE Ci

fig. : 1



(a)



(b)

fig. 2 COUPES DU PLANCHER TYPE

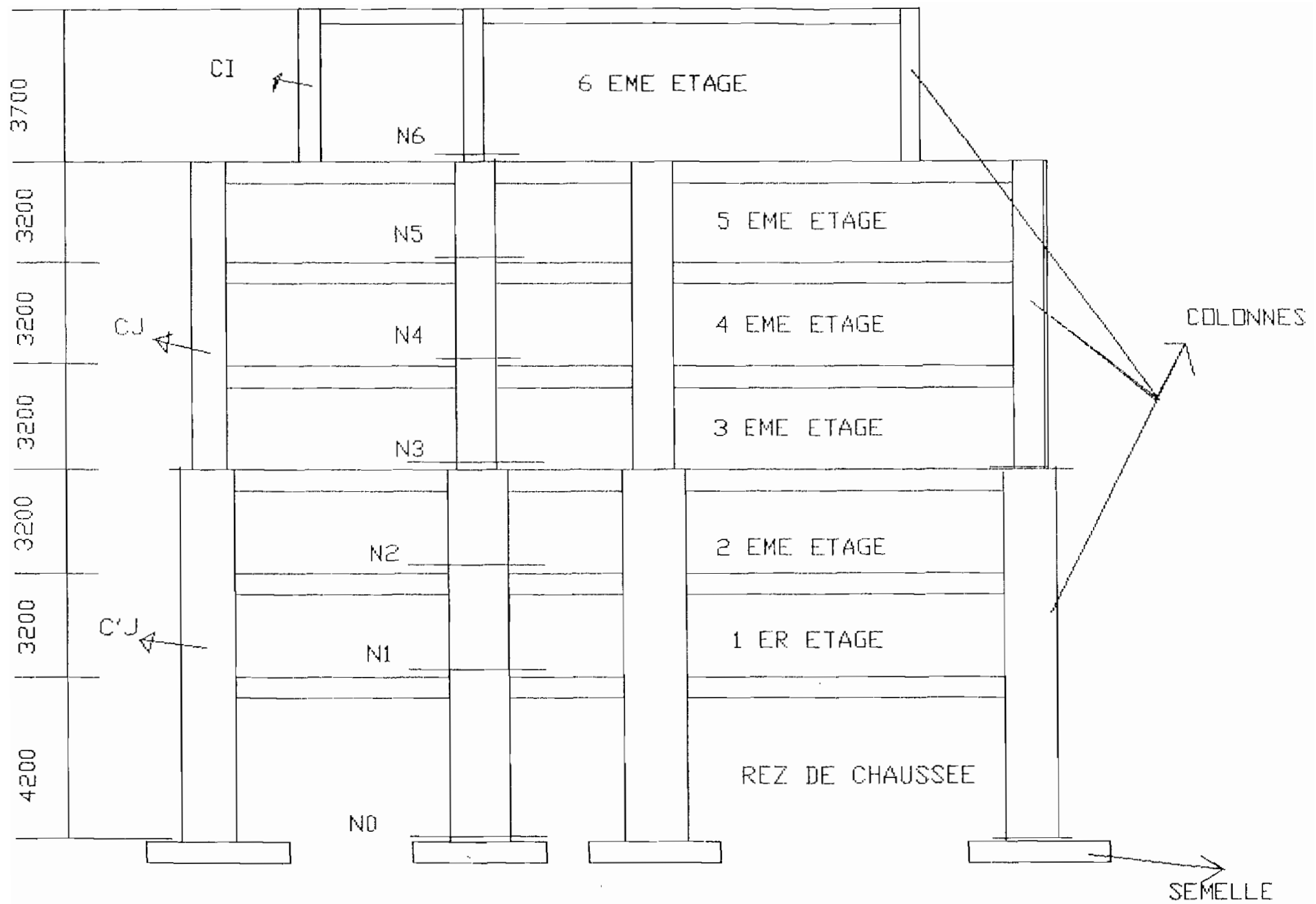


fig. 3

CADRE TRANSVERSAL
 MONTRANT LES DIMENSIONS DES COLONNES
 A CHAQUE NIVEAU

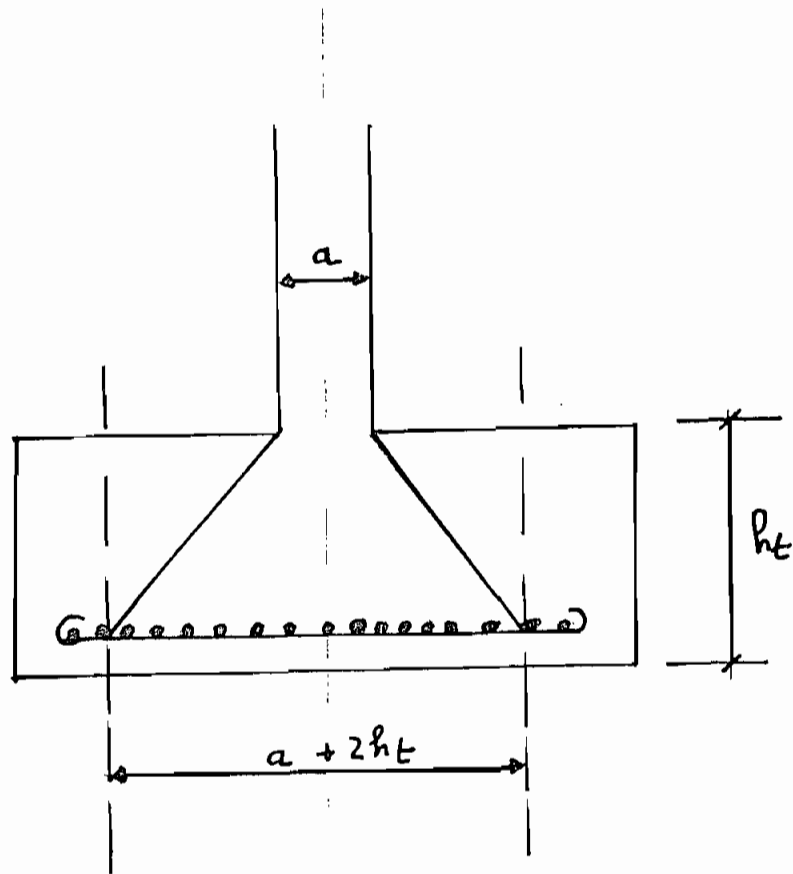


fig. 5 : Bande parallèle aux cotés du carré centrées sur le poteau et de largeur

ANNEXE B

** Tableau du design des poutres*

**Tableau des dimensions nominales
des barres d'armature standard*

**Tableau des valeurs de rho*

Tableau 5.4 : Récapitulation des résultats du design des poutres

	SERIE	Wt en		DIMENSIONS en mm			Mf en KN.m				As en mm²				Barres				Esp. s en mm
		KN/m	b	h	L	Apr	TvR	Api	Tvl	Apr	TvR	Api	Tvl	Apr	TvR	Api	Tvl		
TOIT	1	15.93	200	300	4800	-22.9	26.2	-40.8		267.5	309.2	507.9		2	2	2		135	
														n*15	n*15	n*20			
	2	17.69	150	300	4800	-25.4	29.11	-45.3		209.8	369.7	620		2	2	3		135	
														n*15	n*15	n*20			
	3	5.61	200	200	3200	-3.59	4.1	-5.74		126	126	126		2	2	2		90	
														n*15	n*15	n*15			
	4	43.5	200	400	5200			-107	73.52			1096	688.4				4	3	180
																	n*20	n*20	
	5	3.4	200	200	3200	-2.18	2.49	-3.48		126	126	126		2	2	2		90	
													n*15	n*15	n*15				
6	23.01	200	300	5200			-56.5	44.44			757.9	526.1				3	2	135	
																n*20	n*20		
7	49.7	200	400	4500	-62.9	71.89	-112		575.4	670.6	1164		2	3	4		180		
8													n*20	n*20	n*20				
	16.22	200	500	10300	-143	71.7			1124	506.6			4	2			225		
													n*20	n*20					
9	35.83	250	300	4200	0	44.24	-79			539.3	1099			2	4		135		
													n*20	n*20					
PLANCHER																			
ETAGE																			
COURANT																			
	1	13.31	150	250	5000	-20.7	23.77	-33.2		270.6	314.9	470.1		2	2	2		115	
														n*15	n*15	n*20			
	2	15.47	150	250	5000	-24.4	27.98	-39.1		326.7	380.7	580.9		2	2	2		115	
														n*15	n*15	n*20			
	3	51.3	200	400	5000	-80.1	91.6	-128		762.6	897.5	1357		3	3	3		180	
														n*20	n*20	n*25			
	4	13.31	150	250	2000			-4.84	3.33		118.1	118.1				2	2	115	
																n*15	n*15		
	5	6.22	150	250	2000			-2.26	1.78		118.1	118.1				2	2	115	
																n*15	n*15		
	6	51.3	200	400	2000			-18.6	12.83		252	252				2	2	180	
																n*15	n*15		
	7	13.78	200	300	4200	-20.2	10.13	-20.2		234.2	189	234.2		2	2	2		135	
														n*15	n*15	n*15			
	8	27.04	250	300	5500			-74.3	51.12		1012	637.0				4	3	135	
																n*20	n*20		
	9	32.32	150	300	4800	-46.5	53.19	74.46		643.1	763.8	763.8		3	3	3		135	
														n*20	n*20	n*20			
	10	27.78	200	500	8600	-171	85.61	-171		1416	615.7	1416		3	3	3		225	
														n*20	n*20	n*25			
	11	42.29	200	350	4800	-60.9	59.6	-97.4		661.2	778.5	1188		3	3	4		160	
														n*20	n*20	n*20			
	12	42.29	200	350	4800			-88.5	60.9		1068	662.1				4	3	160	
																n*20	n*20		
	13	47.01	200	450	4800	-67.6	77.36	-108		539.4	626.4	928.4		2	3	4		205	
														n*20	n*20	n*20			
	14	42.29	200	350	5200	-71.4	81.68	-114		804.1	956.1	1188		3	4	4		160	
														n*20	n*20	n*20			
	15	47.01	200	450	4800			-98.4	67.69		827.8	539.4				3	2	205	
																n*20	n*20		
	16	47.01	200	450	5200	-79.4	90.6	-115		645.6	753.2	1005		3	3	4		205	
														n*20	n*20	n*20			

Tableau 5.8 DIMENSIONS NOMINALES DES BARRES D'ARMATURE STANDARD
CANADIENNES

BARRES n°	Aires	Diamètre	Périmètre	Masse
	(mm ²)	(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

TABLEAU 5.8

VALEURS DE RHO MULTIPLEES PAR 100						
fy, f'c, Kr sont exprimés en MPa						
fy	f'c	20	25	30	35	40
Kr						
0.2		0.059	0.059	0.059	0.059	0.059
0.4		0.12	0.12	0.011	0.119	0.119
0.6		0.182	0.181	0.18	0.18	0.179
0.8		0.245	0.243	0.242	0.241	0.24
1		0.31	0.307	0.304	0.303	0.302
1.2		0.377	0.371	0.368	0.366	0.364
1.4		0.445	0.437	0.433	0.429	0.427
1.6		0.515	0.505	0.498	0.494	0.491
1.8		0.587	0.573	0.565	0.559	0.555
2		0.661	0.643	0.633	0.625	0.62
2.2		0.738	0.715	0.702	0.693	0.686
2.4		0.817	0.789	0.772	0.761	0.753
2.6		0.9	0.864	0.844	0.83	0.821
2.8		0.985	0.942	0.917	0.901	0.889
3		1.075	1.021	0.992	0.972	0.959
3.2		1.169	1.104	1.068	1.045	1.029
3.4		1.268	1.188	1.146	1.119	1.101
3.6		1.373	1.276	1.226	1.195	1.174
3.8		1.485	1.367	1.308	1.272	1.274
4			1.641	1.392	1.35	1.322
4.2			1.56	1.478	1.43	1.398
4.4			1.663	1.567	1.512	1.476
4.6			1.771	1.659	1.595	1.554
4.8			1.886	1.753	1.681	1.634
5				1.851	1.768	1.716
5.2				1.953	1.858	1.799
5.4				2.06	1.951	1.884
5.6				2.171	2.046	1.971
5.8				2.287	2.143	2.059
6					2.244	2.150
6.2					2.349	2.243
6.4					2.458	2.338
6.6						2.435
6.8						2.536
7						2.639
7.2						2.746
7.4						
7.6						
7.8						
8						

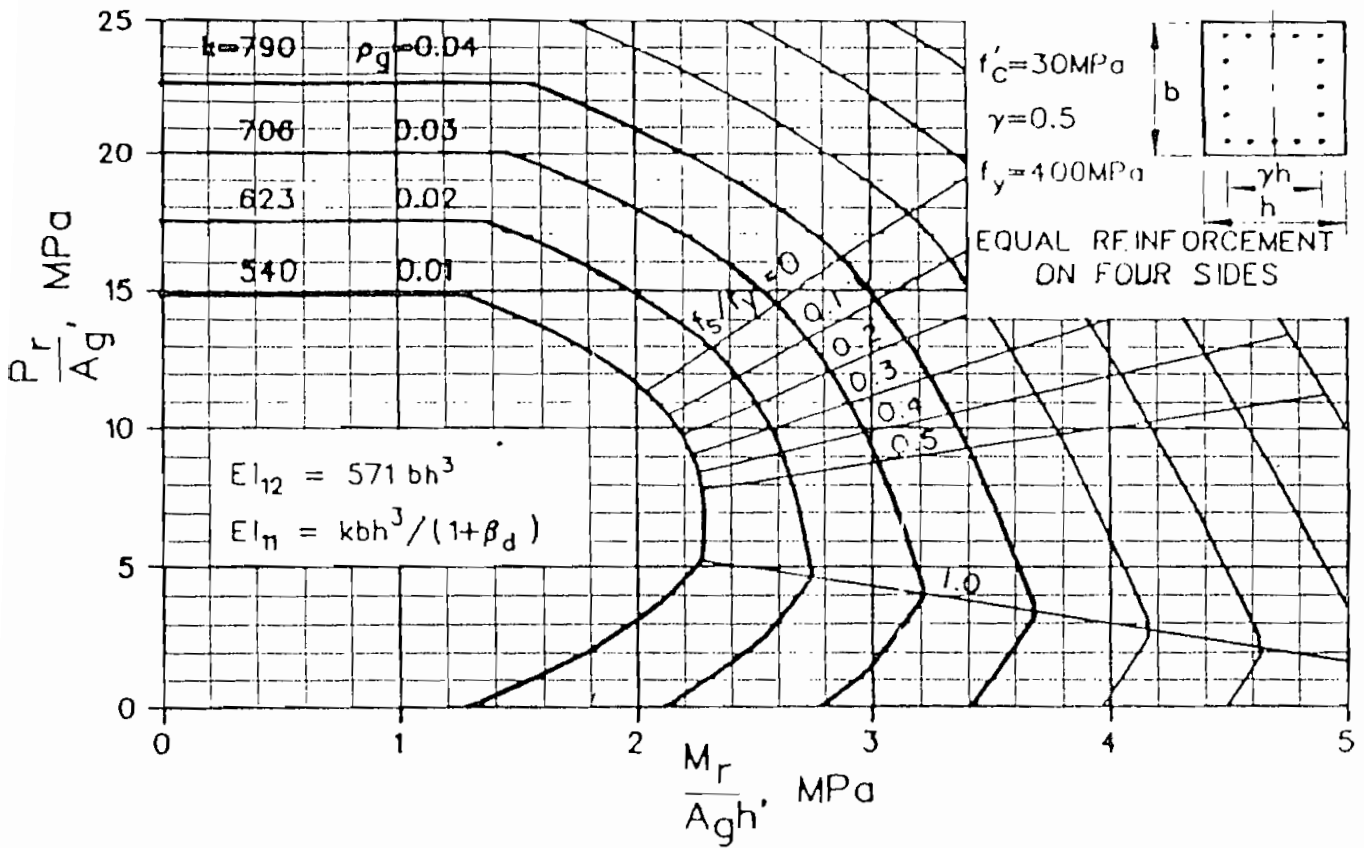
ANNEXE C

* Diagramme d'interaction pour
colonne en B.A.

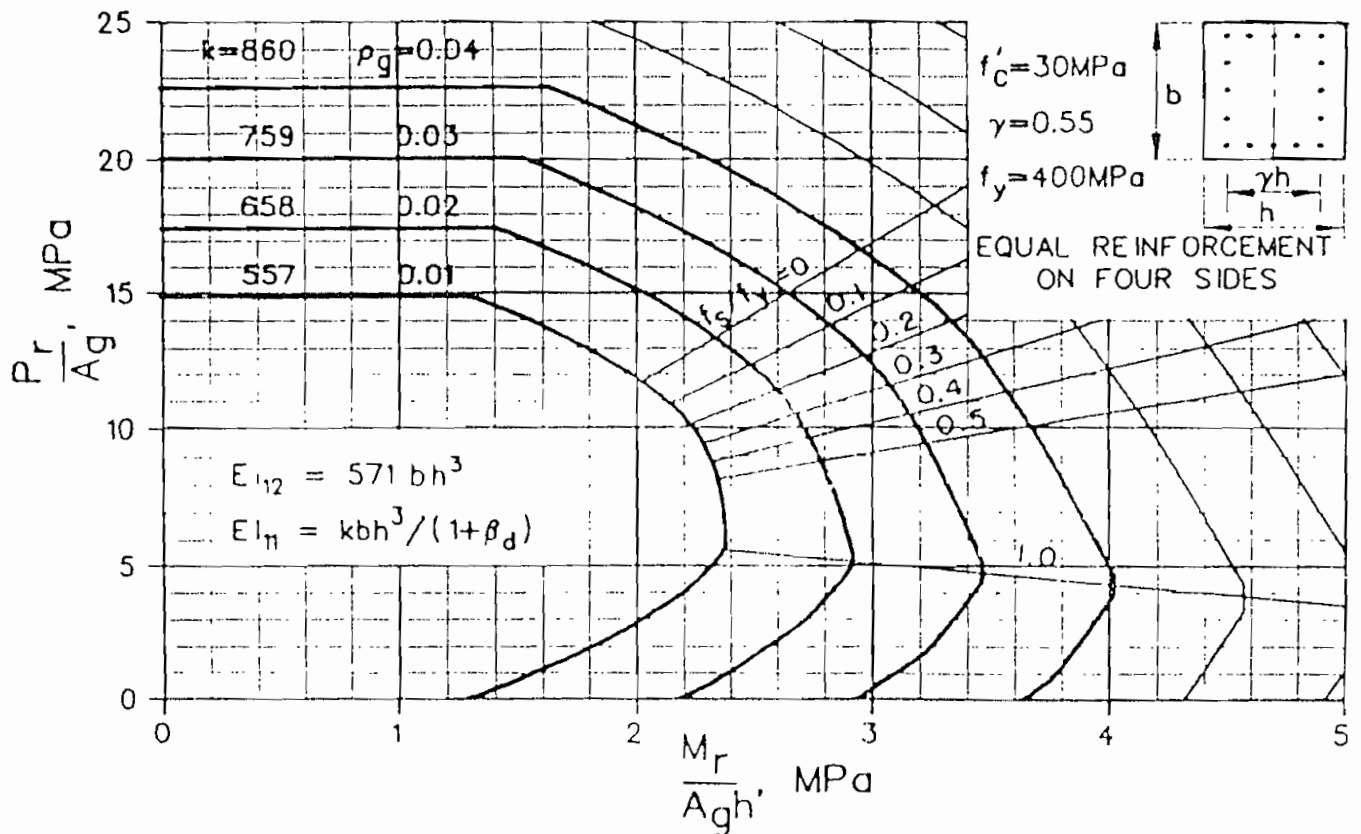
* Coefficient des moments
fléchissants et d'efforts
tranchants

* Torsion d'équilibre et
Torsion de compatibilité

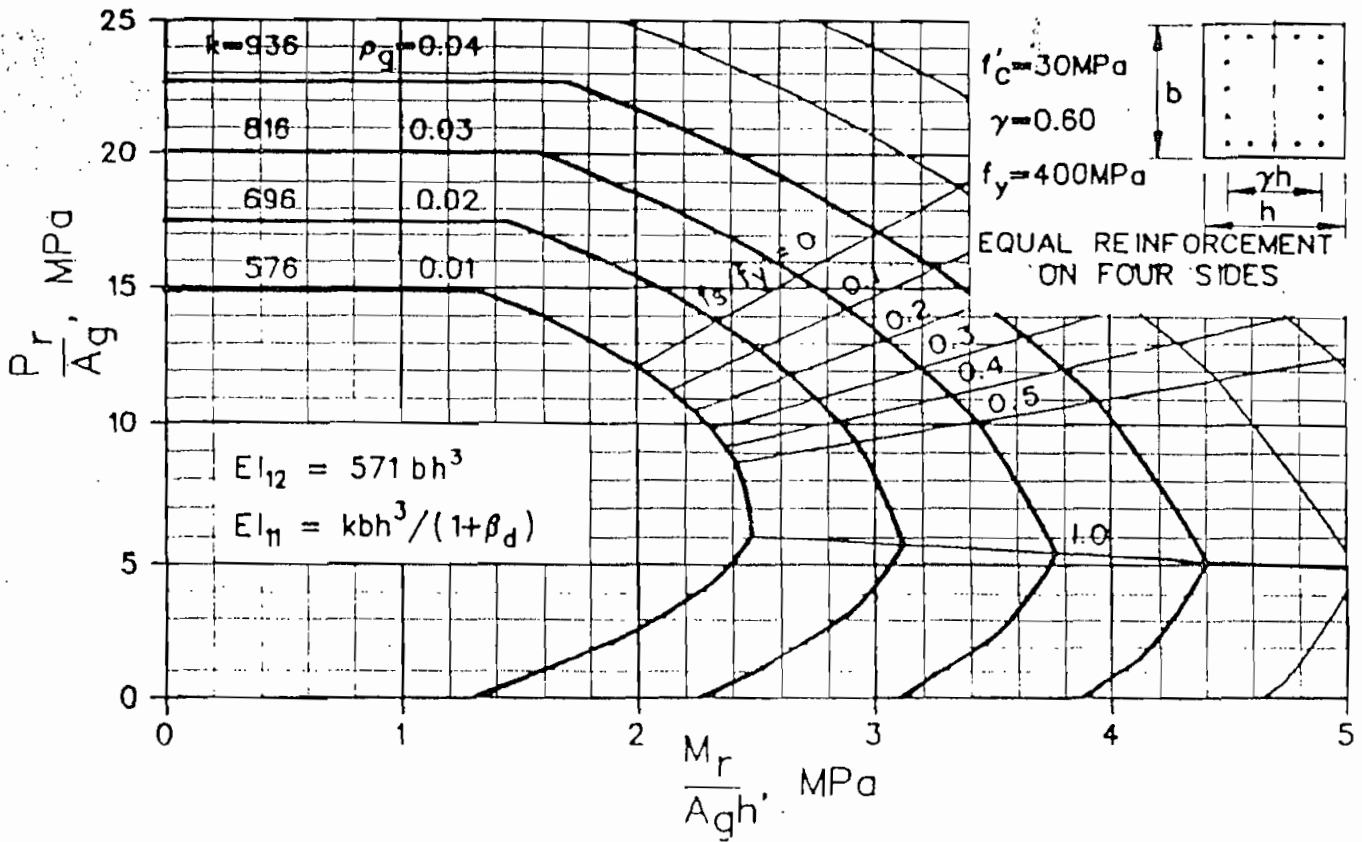
Interaction Diagrams for Axial Load and Moment Resistance for Rectangular Column with an Equal Number of Bars on all Four Faces.



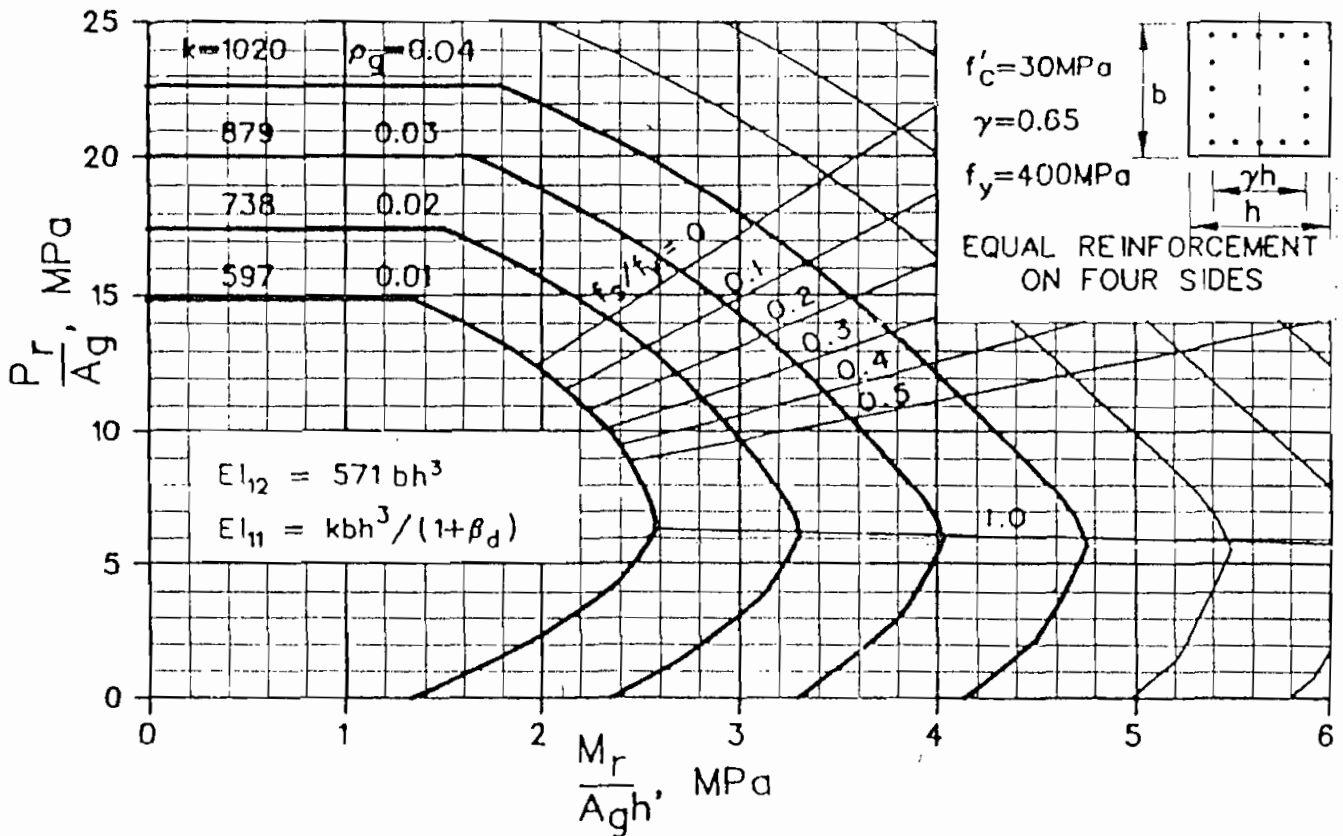
Interaction Diagrams for Axial Load and Moment Resistance for Rectangular Column with an Equal Number of Bars on all Four Faces.



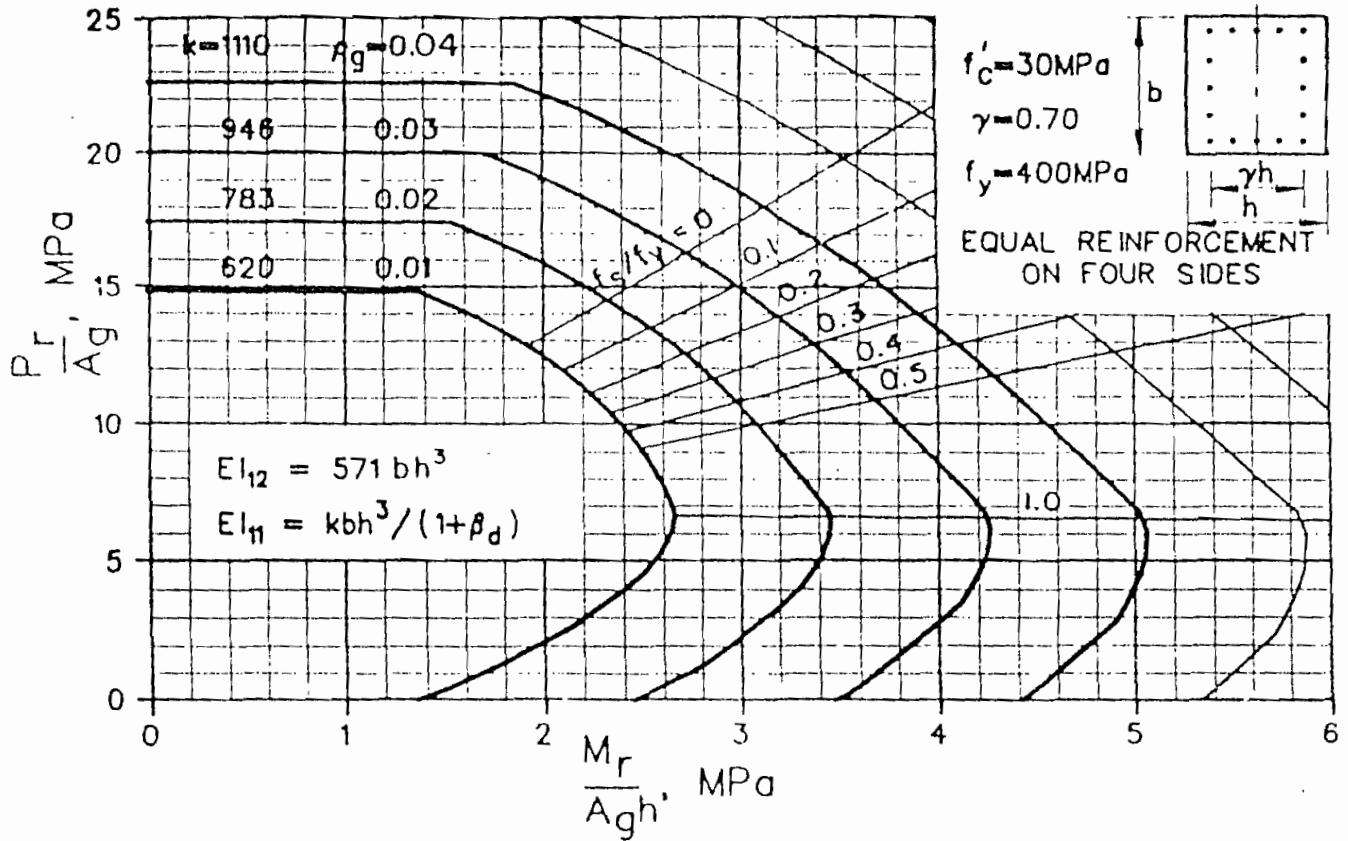
Interaction Diagrams for Axial Load and Moment Resistance for Rectangular Column with an Equal Number of Bars on all Four Faces.



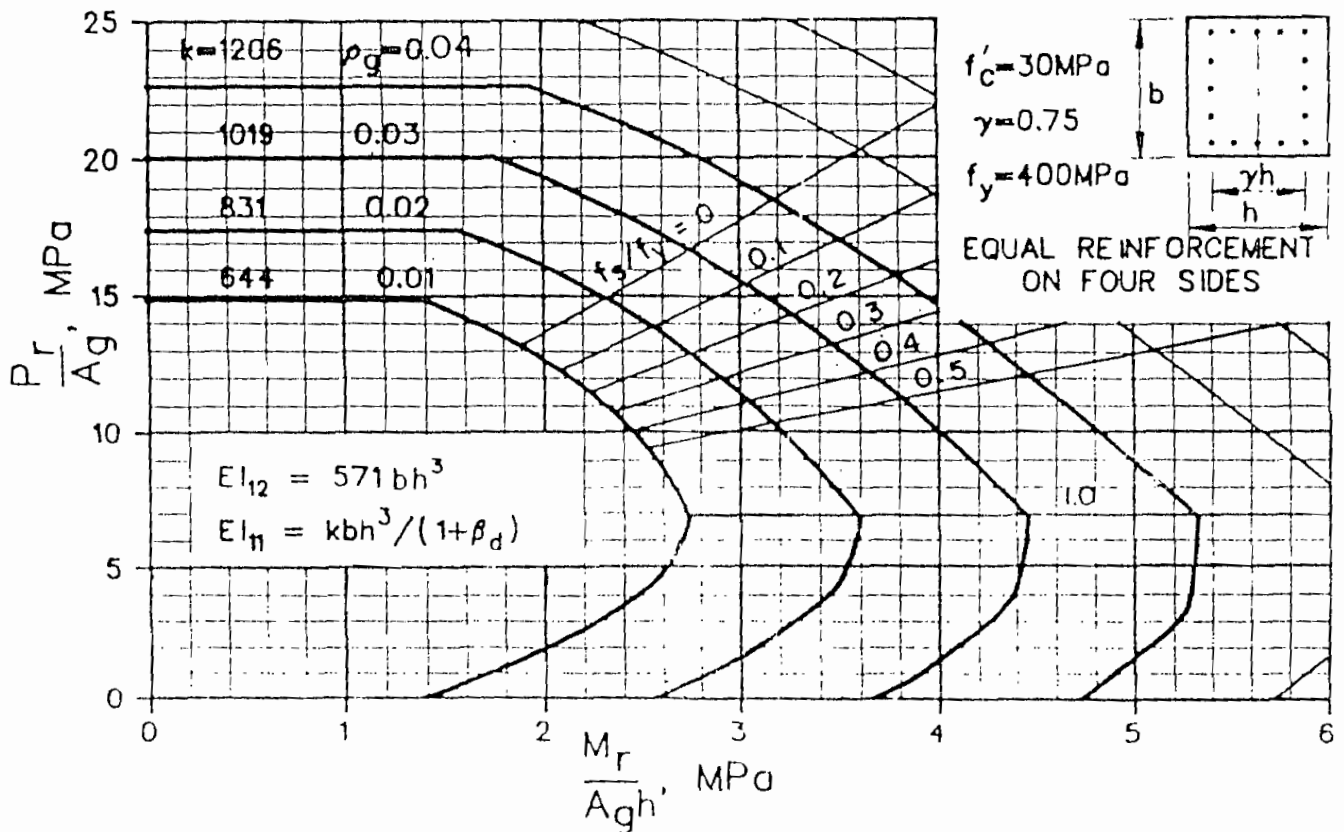
Interaction Diagrams for Axial Load and Moment Resistance for Rectangular Column with an Equal Number of Bars on all Four Faces.

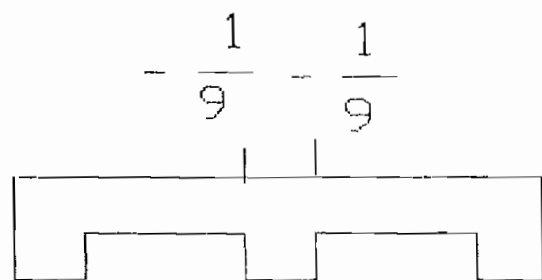
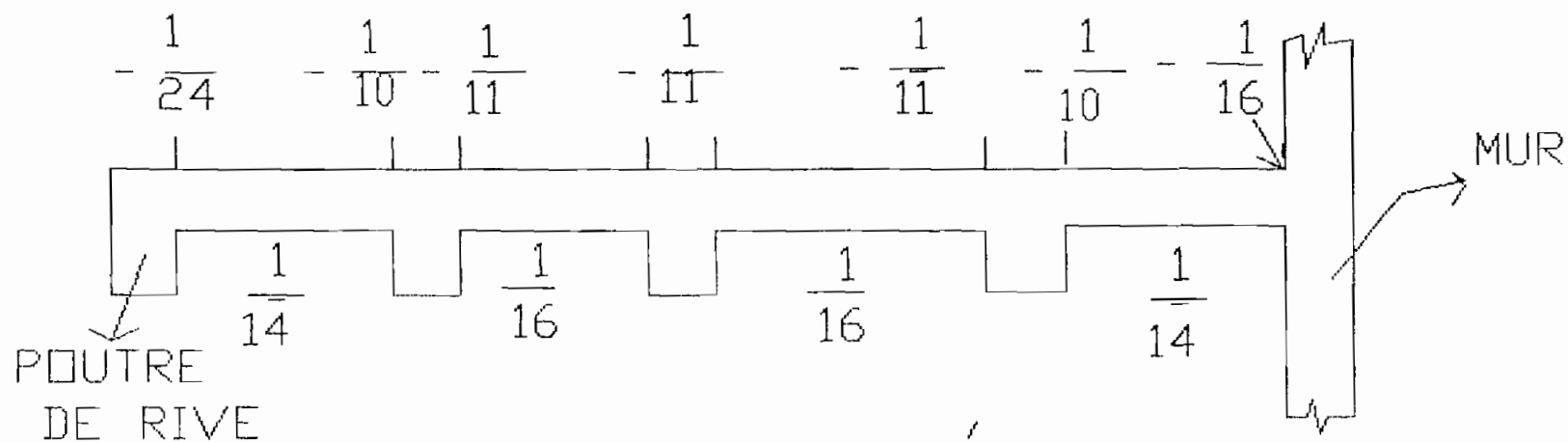


Interaction Diagrams for Axial Load and Moment Resistance for Rectangular Column with an Equal Number of Bars on all Four Faces.



Interaction Diagrams for Axial Load and Moment Resistance for Rectangular Column with an Equal Number of Bars on all Four Faces.





COEFFICIENTS DES MOMENTS FLECHISSANTS

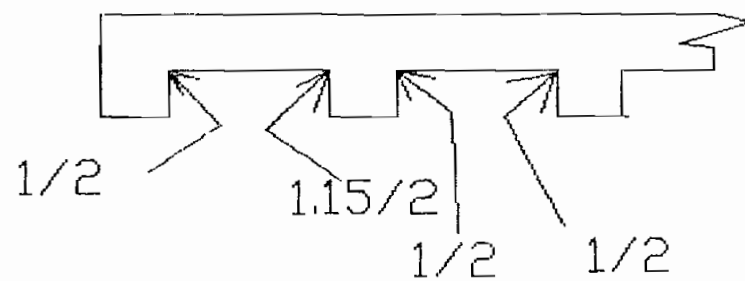
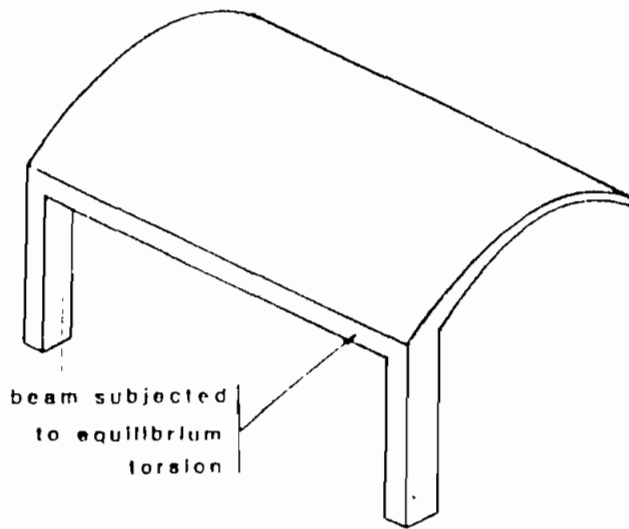
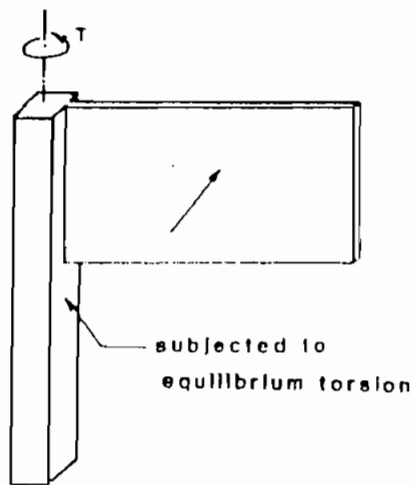
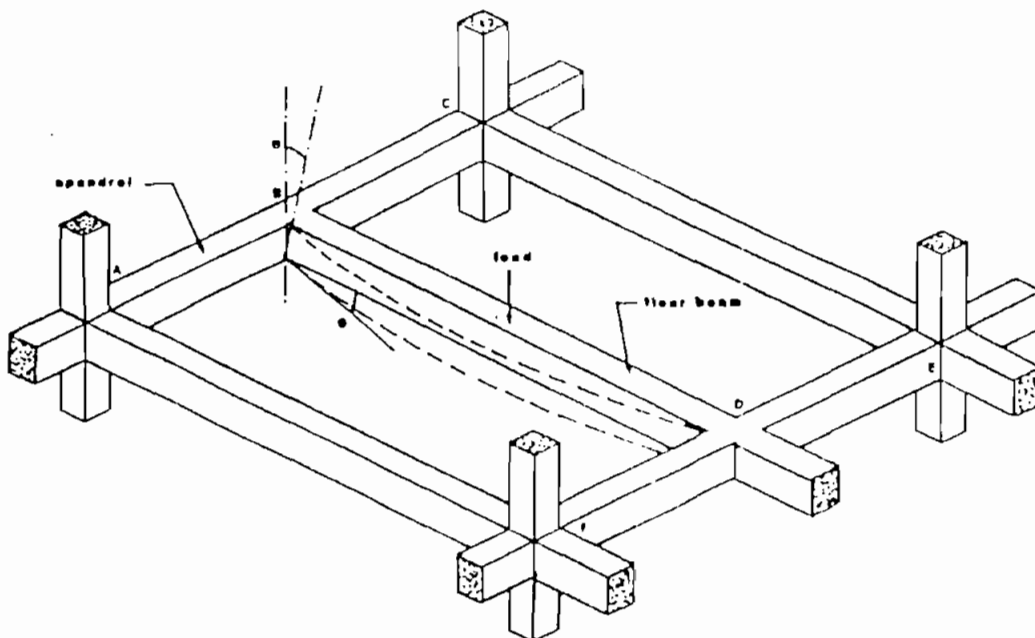


fig. 4:

COEFFICIENT D'EFFORT TRANCHANT



Torsion d'équilibre



Torsion par compatibilité

ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

CADRE TRANSVERSAL INTERNE

*** SECTION PROPERTY DATA ***

Sec No.	X-sectional Area (in ²) (mm ²)	Mom. Inertia (in ⁴) 1.0E+06 (mm ⁴)	Shear Area (in ²) (mm ²)	Section Mod (in ³) 1.0E+06 (mm ³)	Plastic Moment Capacity (K-ft) (kN-m)
1	45000	337.5	0	0	0
2	37500	195.3125	0	0	0
3	62500	325.52	0	0	0
4	75000	562.5	0	0	0
5	75625	476.6	0	0	0
6	105000	1071.9	0	0	0
7	105625	929.72	0	0	0
8	140625	1647.95	0	0	0

Sec. Database
No. Code Name

1
2
3
4
5
6
7
8

Notes:

1. Non-zero Cross-sectional Area and Moment of Inertia are mandatory.
2. For non-zero Shear Area, shear stresses are calculated.
3. For non-zero Shear Area and Shear Modulus, secondary deflections due to shear are included (linear elastic analysis only).
4. For non-zero Elastic Section Modulus (S), stresses are calculated.
5. Non-zero Plastic Moment Capacity is mandatory for plastic analysis.

ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

CADRE TRANSVERSAL INTERNE

*** MEMBER CONNECTIVITY DATA ***

Member Number	Lower Joint	Greater Joint	Section Number	Material Number	Lower End	Greater End	Type	Attribute Type	Length (m)
1	1	2	7	1	0	1		1	4.2
2	10	11	8	1	0	1		1	4.2
3	18	19	8	1	0	1		1	4.2
4	27	28	7	1	0	1		1	4.2
5	2	3	7	1	1	1		1	3.2
6	11	12	8	1	1	1		1	3.2
7	19	20	8	1	1	1		1	3.2
8	28	29	7	1	1	1		1	3.2
9	3	4	7	1	1	1		1	3.2
10	12	13	8	1	1	1		1	3.2
11	20	21	8	1	1	1		1	3.2
12	29	30	7	1	1	1		1	3.2
13	4	5	5	1	1	1		1	3.2
14	13	14	6	1	1	1		1	3.2
15	21	22	6	1	1	1		1	3.2
16	30	31	5	1	1	1		1	3.2
17	5	6	5	1	1	1		1	3.2
18	14	15	6	1	1	1		1	3.2
19	22	23	6	1	1	1		1	3.2
20	31	32	5	1	1	1		1	3.2
21	6	7	5	1	1	1		1	3.2
22	15	16	6	1	1	1		1	3.2
23	23	24	6	1	1	1		1	3.2
24	32	33	5	1	1	1		1	3.2
25	8	9	3	1	1	1		1	3.7
26	16	17	4	1	1	1		1	3.7
27	25	26	3	1	1	1		1	3.7
28	2	11	2	1	1	1		1	5.
29	11	19	2	1	1	1		1	2.
30	19	26	2	1	1	1		1	4.
31	3	12	2	1	1	1		1	5.
32	12	20	2	1	1	1		1	2.
33	20	29	2	1	1	1		1	4.
34	4	13	2	1	1	1		1	5.
35	13	21	2	1	1	1		1	2.
36	21	30	2	1	1	1		1	4.
37	5	14	2	1	1	1		1	5.
38	14	22	2	1	1	1		1	2.
39	22	31	2	1	1	1		1	4.
40	6	15	2	1	1	1		1	5.
41	15	23	2	1	1	1		1	2.
42	23	32	2	1	1	1		1	4.
43	7	8	2	1	1	1		1	.5
44	8	16	2	1	1	1		1	4.5
45	16	24	2	1	1	1		1	2.
46	24	25	2	1	1	1		1	2.8
47	25	33	2	1	1	1		1	1.2
48	9	17	1	1	1	1		1	4.5

ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

CADRE TRANSVERSAL INTERNE

Member Number	Lower Joint	Greater Joint	Section Number	Material Number	Lower End Type	Greater End Type	Attribute Type	Length (m)
49	17	26	1	1	1	1	1	4.8

Notes:

1. Member End Types: 1=fixed (rigid connection) 0=pinned (pinned connection).
2. Attribute Type 0 indicates that the member has been deleted.

Niveau 0 (Rez-de-chaussée)

Surface par étage courant = 23.25 m²

Surface tributaire totale (nombre d'étages courants = 6)

= 23.25 * 6 = 139.5 m²

charge permanente

$W_D = 5.21 * 139.5 = 726.79 * 1.25 = 908.49$

surcharge d'exploitation

$W_L = 2.5 * 139 * [0.3 + (9.8/139.5)^{1/2}] = 197.06 * 1.5 = 295.59$

Poutres (200*450) et (150*250)

$[2.12 * (1/2) * (4.8 + 5.2) + 0.88 * (1/2) * (4.8 + 4.5)] * 6 = 88.14 * 1.25 = 110.17$

Mur

$[1.8 * (4.8 + 5.2) + (4.8 + 4.5)]$

$* (1/2) * (3.2 - 0.4) * 5$

$+ [1.8 * (4.8 + 5.2) + (4.8 + 4.5)]$

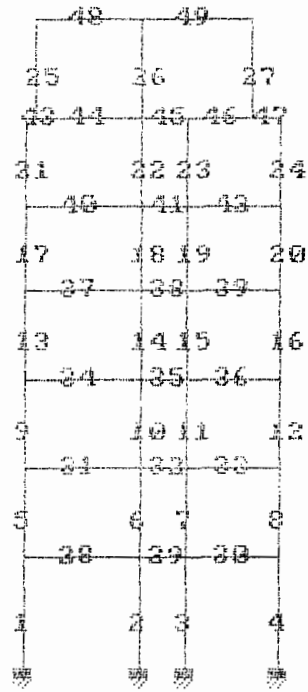
$* (1/2) * (4.2 - 0.4) = 299.55 * 1.25 = 374.44$

Venant de Niveau 23.9 (toit) 229.26 295.3

P = 1540.8 Pf = 1983.99

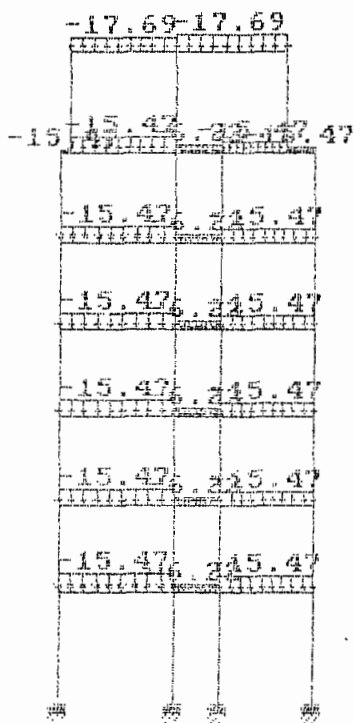
Load Case -> 1 Undeformed Geometry

Scale 1 cm = 4.883884 m



Load Case -> 1 Undeformed Geometry

Scale 1 cm = 4.883884 m



ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

CADRE TRANSVERSAL INTERNE

*** ANALYSIS HISTORY ***

Structure Degrees of Freedom 86
 Structure Half-Bandwidth 53
 Structure Stiffness Elements 4,558

 Member with maximum half-bandwidth 45

 Number of Support Joints and Springs 4

*** SUPPORT REACTIONS ***

Load Case Results

Joint Number	Load Case	X-Reaction (kN)	Y-Reaction (kN)	Z-Reaction (kN-m)
1	1	2.361	266.323	0.000
10	1	-2.169	351.843	0.000
18	1	1.299	240.685	0.000
27	1	-1.491	215.685	0.000

*** JOINT DISPLACEMENTS ***

Load Case Results

Joint Number	Load Case	X-Displ. (mm)	Y-Displ. (mm)	Rotation (rad)
1	1	0.00000	0.00000	0.00000
2	1	-108.66734	-423.59616	-.57145
3	1	-131.56247	-699.82193	-.26118
4	1	-227.98264	-929.28947	-.44509
5	1	-313.65483	-1,184.65880	-.77475
6	1	-221.49256	-1,375.44077	-.47232
7	1	-293.52934	-1,501.18154	-1.50569
8	1	-301.06197	-2,622.31094	-2.37789
9	1	-71.31583	-2,705.12616	-.97062

P-FRAME Linear Elastic analysis results

Str No. 01
 02 Sep 94 09:09 am

ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

CADRE TRANSVERSAL INTERNE

*** MEMBER FORCES ***

Load Case Results

Mem No.	Load Case	Axial @ LJ (kN)	Shear @ LJ (kN)	BM @ LJ (kN-m)	Axial @ GJ (kN)	Shear @ GJ (kN)	BM @ GJ (kN-m)
1	1	266.323	-2.361	0.000	-266.323	2.361	-9.917
2	1	351.843	2.169	0.000	-351.843	-2.169	9.111
3	1	240.685	-1.299	0.000	-240.685	1.299	-5.455
4	1	215.685	1.491	0.000	-215.685	-1.491	6.261
5	1	227.940	-11.534	-20.709	-227.940	11.534	-16.201
6	1	306.512	11.094	19.547	-306.512	-11.094	15.954
7	1	203.227	-6.759	-12.241	-203.227	6.759	-9.388
8	1	185.188	7.199	12.800	-185.188	-7.199	10.238
9	1	189.356	-10.439	-15.367	-189.356	10.439	-18.039
10	1	262.281	9.562	14.149	-262.281	-9.562	16.449
11	1	164.954	-5.466	-8.203	-164.954	5.466	-9.287
12	1	154.607	6.343	9.342	-154.607	-6.343	10.955
13	1	150.877	-8.890	-12.997	-150.877	8.890	-15.452
14	1	218.246	8.802	13.636	-218.246	-8.802	14.532
15	1	126.217	-5.421	-7.813	-126.217	5.421	-9.533
16	1	124.186	5.508	8.117	-124.186	-5.508	9.510
17	1	112.718	-8.304	-14.413	-112.718	8.304	-12.161
18	1	175.075	10.053	16.776	-175.075	-10.053	15.392
19	1	86.092	-3.024	-6.062	-86.092	3.024	-3.614
20	1	93.972	4.350	8.797	-93.972	-4.350	5.123
21	1	74.290	-14.124	-18.750	-74.290	14.124	-26.446
22	1	132.502	12.246	16.511	-132.502	-12.246	22.675
23	1	46.224	-9.564	-11.817	-46.224	9.564	-18.789
24	1	63.171	14.517	15.137	-63.171	-14.517	31.317

P-FRAME Linear Elastic analysis results

Str No. 01
02 Sep 94 09:17 am

ECOLE POLYTECHNIQUE THIES

CADRE TRANSVERSAL INTERNE

Load Case Results

Mem No.	Load Case	Axial @ LJ (kN)	Shear @ LJ (kN)	BM @ LJ (kN-m)	Axial @ GJ (kN)	Shear @ GJ (kN)	BM @ GJ (kN-m)
25	1	34.973	-11.500	-24.371	-34.973	11.500	-18.180
26	1	91.943	1.092	6.405	-91.943	-1.092	-2.366
27	1	37.602	10.409	19.531	-37.602	-10.409	18.980
28	1	-9.173	38.383	30.626	9.173	38.967	-32.084
29	1	-.248	6.365	3.427	.248	6.075	-3.137
30	1	-5.709	31.383	20.833	5.709	30.497	-19.061
31	1	1.095	38.585	31.568	-1.095	38.765	-32.020
32	1	-.437	5.466	1.917	.437	6.974	-3.425
33	1	.856	31.299	21.016	-.856	30.581	-19.580
34	1	1.549	38.478	31.035	-1.549	38.872	-32.019
35	1	.790	5.163	1.934	-.790	7.277	-4.049
36	1	.835	31.459	21.149	-.835	30.421	-19.072
37	1	-2.489	38.160	29.864	2.489	39.190	-32.442
38	1	-1.238	3.980	1.134	1.238	8.460	-5.613
39	1	1.159	31.665	21.208	-1.159	30.215	-18.306
40	1	-5.819	38.428	30.911	5.819	38.922	-32.148
41	1	-3.626	3.651	.245	3.626	8.789	-5.384
42	1	-10.167	31.079	20.816	10.167	30.801	-20.260
43	1	14.124	74.290	26.446	-14.124	-66.555	8.766
44	1	2.624	31.583	15.605	-2.624	38.032	-30.117
45	1	-5.456	2.527	1.037	5.456	9.913	-8.422
46	1	4.108	36.311	27.211	-4.108	7.005	13.818
47	1	14.517	-44.607	-33.349	-14.517	63.171	-31.317
48	1	11.500	34.973	18.180	-11.500	44.632	-39.914
49	1	10.409	47.310	42.281	-10.409	37.602	-18.980

P-FRAME Linear Elastic analysis results

Str No. 01
02 Sep 94 09:17 am